

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de renforcement du système d'AEP de Tidjelabine ( w. Boumerdes) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-12

APA Citation ( توثيق APA):

Bennadji, Abderrahmane (2012). Etude de renforcement du système d'AEP de Tidjelabine ( w. Boumerdes)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مبداعات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT 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 RENFORCEMENT DU SYSTEME D'AEP DE  
TIDJELABINE (W.BOUMERDES)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : BENNADJI Abderrahmane**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> B.SALAH</b>	<b>M C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> M.S.BENHAFID</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> W. MOKRANE</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> A.HACHEMI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M.BOUZIANE</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> S.HARKAT</b>	<b>M A.B</b>	<b>Promotrice</b>

**Juillet-2012**



# Remerciement

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*Je remercie tout d'abord ALLAH le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.*

*Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à Mme SADOUNE née HARKAT.S d'avoir accepté de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'elle a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.*

*Je remercie tout particulièrement mes parents et mes frères, pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma formation d'ingénieur d'Etat.*

*Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSJ, et mon respect aux membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier mon travail.*

*Merci.*

BENNADJI  
Abderrahmane



# Dédicace

*Je dédie ce Travail :*

*A mes très chers parents que Dieu les protège  
ABDELMALEK et ZINEB  
Qui m'ont soutenue durant toutes ces années de  
Formation.*

*A mes chers frères et sœurs qui seront toujours présent dans mes  
pensées.*

*A mes chers amis de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique,  
surtout mes copains de chambre :  
YAZID et Oussama et Salah Eddine.*

*Aux enseignants de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique.*

*A tout mes amis : Mourad BENMEBAREK, Farid, Haffa, Dawed,  
Abdenacer, Abdesselem, Ali, Bilel*

*A tout les étudiants de l'ENSH et surtout la promotion 2007.*

## ملخص

تقع بلدية تجلبين جنوب ولاية بومرداس وتعرف حاليا نقصا في احتياج الماء, إن هدف هذه الدراسة هو تدعيم البلدية بالمياه الصالحة للشرب. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان بينهما. في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطة الضخ , لذا ندرس محطة الضخ بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية. و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

## Résumé

La commune de Tidjelabine est située au sud de la wilaya de Boumerdes, connaît actuellement des besoins en eau déficitaire. L'objectif de notre étude consiste à approvisionner en eau potable de cette commune.

Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous examinerons alors les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par d'une station de pompage.

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

En fin de notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en oeuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

## Abstract

The commune of Tidjelabine is located at the south of the wilaya of Boumerdes, currently knows requirements out of overdrawn water. The objective of our study consists in supplying out of drinking water of this commune.

After having presents our zone of study and estimated its requirements out of water, we will then examine the conditions under which will have to be established our mixed adduction (gravitating-repression) from the technico-economic point of view, these two aspects being, in fact, dependant between them.

In the discharge pipe, water is raised by pumping stations; we will study, then, the conditions of establishment of these stations of the chain of adduction.

We will establish, thereafter, on means of protection of the discharge pipes, in particular, against a said transitory phenomenon: Water hammer.

At the end of our work, we will approach the methodology of implementation of the project and the various means deployed for its execution.

## SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

### CHAPITRE I

#### Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique .....	2
I.2. Situation géologique .....	2
I.2.1. Géologie.....	2
I.2.2. Sismicité.....	3
I.3. Situation topographique .....	3
I.4. Situation climatique .....	3
I.4.1. Pluviométrie.....	3
I.4.2. Température .....	3
I.4.3. Les vents .....	3
I.4.4. Humidité.....	3
I.5. Situation démographique .....	3
I.6. Infrastructure Hydraulique (AEP) .....	4
I.6.1. Les réservoirs existants .....	4
Conclusion .....	4

### CHAPITRE II

#### Estimation des besoins en eau

Introduction .....	5
II.1.Evaluation de la Population future.....	5
II.2. Evolution des besoins en eau potable .....	6
II.2.1.Généralités .....	6
II.3.Evaluation de la consommation moyenne journaliere .....	6
II.3.1. Les besoins domestiques .....	6
II.3.2.Les besoins scolaires .....	7
II.3.3.Les besoins sanitaires .....	7
II.3.4.Les besoins administratifs.....	7
II.3.5.Les besoins socioculturels.....	7
II.4. Récapitulation des besoins en eaux .....	8

II.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières .....	8
II.5.1. Consommation maximale journalière ( $Q_{\max,j}$ ) .....	8
II.5.2. Consommation minimale journalière ( $Q_{\min,j}$ ) .....	8
II.6. Etude des variations des débits horaires .....	9
II.7. Calcul de déficit de consommation .....	10
Conclusion .....	10

### CHAPITRE III

### Etude des réservoirs

Introduction .....	11
III.1. Fonctions des réservoirs .....	11
III.2. Classification des réservoirs .....	11
III.3. Emplacement des réservoirs .....	12
III.4. Equipements des réservoirs .....	12
III.4.1. Généralités .....	12
III.4.2. Equipements d'intervention .....	12
III.4.3. Equipements de nettoyage .....	12
III.4.4. Equipements hydrauliques .....	12
III.4.5. Conduite de départ ou de distribution .....	12
III.4.6. Conduites trop plein et vidange .....	13
III.4.7. Conduite by-pass .....	13
III.5. Capacité de réservoirs .....	13
III.5.1. Méthode analytique .....	13
III.5.2. Méthode graphique .....	14
III.6. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction .....	14
III.6.1. Dimensionnement de la Bâche de reprise de la station de pompage projeté .....	14
III.6.2. Dimensionnement de réservoir tampon .....	15
III.6.3. Dimensionnement des réservoirs terminaux .....	16
III.6.4. Forme des réservoirs .....	17
Conclusion .....	18

## CHAPITRE IV

### Dimensionnement et conception de l'adduction

Introduction .....	19
IV.1. Types d'adduction.....	19
IV.1.1. Adduction gravitaire.....	19
IV.1.2. Adduction par refoulement .....	19
IV.1.3. Adduction mixte.....	19
IV.2. Choix des matériaux de canalisation .....	19
IV.2.1. Les conduites en acier soudé .....	19
IV.2.2. Les conduites en béton .....	19
IV.2.3. Les conduites en PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre).....	20
IV.2.4. Les conduites en matière plastique PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD .....	20
IV.2.5. La fonte ductile.....	20
IV.3. Etude de l'adduction.....	20
IV.3.1. Etude des variantes.....	20
IV.3.1.1. Proposition des variantes.....	20
IV.3.1.2. Analyse et choix de la variante.....	21
IV.4. Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisie.....	23
IV.4.1. Méthode de calcul (refoulement).....	23
IV.4.2. Dimensionnement de la conduite de refoulement : station de pompage - réservoir tampon (variante 3-I, 3-II) .....	27
IV.4.3. La procédure de calcul de l'adduction gravitaire .....	30
IV.4.4. Les caractéristiques des différents points .....	31
IV.4.5. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons .....	31
IV.4.6. Dimensionnement des différents tronçons gravitaires .....	32
IV.4.6. 1. Variante 3-I.....	32
IV.4.6. 2. Variante 3-II.....	33
IV.4.6.3. Tronçon : Réservoir tampon Berrahmoune- Bâche de reprise. ....	34
Conclusion.....	35

## CHAPITRE V

### Dimensionnement de la station de pompage

Introduction.....	36
-------------------	----



V.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage .....	36
V.2. Fonctionnement de la pompe .....	36
V.3. Choix du type de pompe .....	36
V.4. Choix du nombre de pompes .....	36
V.5. Courbes caractéristiques des pompes.....	37
V.6. Couplage des pompes .....	38
V.7. Le point de fonctionnement d'une pompe .....	38
V.7.1. Courbe caractéristique résultante des conduites.....	38
V.7.2. Pertes de charge linéaires .....	38
V.7.3. Pertes de charge singulières.....	38
V.7.4. Pertes de charge totales .....	38
V.7.5. Refoulement Station de pompage – Réservoir tampon <sub>(marché)</sub> .....	39
V.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....	40
V.8.1. Débit disponible > Débit appelé.....	40
V.8.1.1. Mode de réglage par vannage.....	40
V.8.1.2. Mode de réglage par rognage .....	40
V.8.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement.....	41
V.8.1.4. Diminution de temps de pompage.....	41
V.8.1.5. Changement du type de la pompe .....	41
V.8.2. Débit disponible < Débit appelé.....	41
V.8.3. Application des modes de réglage.....	42
V.9. Etude de la cavitation .....	43
V.9.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	44
V.9.2. Calage de la pompe.....	45
V.9.3. Application.....	45
V.10. Les dimensions de la pompe .....	46
V.11. Choix du moteur électrique .....	46
V.11.1. Critères de choix du moteur électrique.....	46
V.11.2. Caractéristiques du moteur.....	47
V.12. Equipement hydromécanique et énergétique .....	47
V.12.1. Les équipements amont .....	47
V.12.2. Dimensionnement des équipements en aval .....	49

V.12.3. Les équipements auxiliaires .....	49
V.13. Génie civil de la station de pompage .....	49
V.13.1. Bâtiment de la station de pompage .....	49
V.13.2. Calcul génie civil.....	50
Conclusion .....	52

## CHAPITRE VI

### Pose de canalisation et accessoires

Introduction.....	53
VI.1. Pose de canalisation .....	53
VI.1.1. Principe de pose de canalisations .....	53
VI.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	53
VI.1.3. Pose de canalisation en forte pente .....	53
VI.2. Accessoires .....	54
VI.2.1. Robinets vannes .....	54
VI.2.1.1. Robinet à papillon centré .....	54
VI.2.1.2. Robinet à flotteur .....	54
VI.2.2. Clapet anti retour.....	55
VI.2.3. Ventouses.....	55
VI.2.4. Vannes de décharge.....	55
VI.2.5. Moyens anti-bélier.....	55
VI.2.6. By-pass.....	56
VI.2.7. Poteaux et bouches d'incendies.....	56
VI.2.8. Crépines.....	56
VI.2.9. Joints de raccordement.....	56
VI.2.10. Organes de mesure.....	56
VI.2.11. Organes de raccordement.....	57
Conclusion .....	58

## CHAPITRE VII

### Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Introduction.....	59
VII.1. Protection des conduites contre le coup de belier.....	59

VII.1.1. Définition .....	59
VII.1.2. Les causes du coup de bélier .....	59
VII.1.3. Les conséquences du coup de bélier .....	59
VII.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier .....	60
VII.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	61
VII.1.6. Analyse physique du phénomène .....	62
VII.1.7. Calcul du réservoir d'air .....	63
VII.1.7.1. Installation du réservoir d'air .....	64
VII.2. Protection des conduites contre la corrosion .....	65
VII.2.1. Définition .....	65
VII.2.2. Les facteurs de la corrosion .....	65
VII.2.3. Corrosion externe .....	65
VII.2.4. Corrosion interne .....	65
VII.2.5. Protection des conduites contre la corrosion externe .....	65
VII.2.5.1. Protection par anodes sacrificielles .....	65
VII.2.5.2. Protection cathodique .....	66
VII.2.5.3. Les revêtements organiques .....	66
Conclusion .....	67

## CHAPITRE VIII

### Organisation du chantier

Introduction .....	68
VIII.1. Différents travaux à entreprendre .....	68
VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction .....	68
VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage .....	68
VIII.1.3. Travaux concernant la construction des réservoirs projetés .....	69
VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction .....	70
VIII.2.1. Déblais d'excavation .....	70
VIII.2.2. Lit de sable .....	70
VIII.2.3. Volume de la conduite .....	71
VIII.2.4. Remblais compacté .....	72
VIII.3. Travaux concernant la station de pompage .....	72
VIII.4. Calcul des coûts des travaux .....	75

VIII.5. Planification des travaux de l'adduction .....	76
VIII.6. Choix des engins de terrassement .....	79
VIII.6.1. Pelle hydraulique .....	79
VIII.6.2. Dozer.....	79
VIII.6.3. Chargeur.....	79
VIII.6.4. Matériels de compactage .....	80
VIII.6.5. Les engins de transport des matériaux.....	80
Conclusion.....	80

## CHAPITRE IX

### Protection et sécurité de travail

Introduction.....	81
IX.1. Causes des accidents et maladies professionnelles .....	81
IX.1.1. Facteurs humains .....	81
IX.1.2. Facteurs matériels.....	81
IX.1.3. Causes sanitaires et hygiéniques .....	81
IX.2. Les accidents de travail et maladies professionnelles .....	81
IX.2.1. Les accidents légers.....	81
IX.2.2. Les accidents graves .....	81
IX.2.3. Les accidents mortels .....	97
IX.2.4. Les accidents collectifs ou maladies professionnelles.....	82
IX.3. Organisation de la sécurité au sein de l'entreprise.....	82
IX.3.1. La direction de l'entreprise .....	82
IX.3.2. Le responsable de sécurité.....	82
IX.3.3. Le contremaître .....	82
IX.3.4. Le médecin de travail.....	82
IX.3.5. Le comité de sécurité.....	83
Conclusion.....	83
 <b>Conclusion générale</b> .....	 84
<b>Bibliographie</b>	

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude**

Tableau N°01: Evolution de la Population de la commune entre l'an 2008 et 2012.....	04
---	----

### **CHAPITRE II : Evaluation des besoin en eau**

Tableau N°01 : Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet.....	05
Tableau N°02 : Estimation des Besoins pour différentes horizons de calcul.....	07
Tableau N°03 : <i>Tableau récapitulatif des besoins scolaires.</i> .....	07
Tableau N°04 : <i>Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.</i> .....	07
Tableau N°05 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs: .....	07
Tableau N°06 : <i>Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.</i> .....	08
Tableau N°07 : <i>Récapitulation des besoins en eaux de la ville</i> .....	08
Tableau N°08 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ ... ..	09
Tableau N°09 : <i>Tableau de déficit à combler à l'an 2040.</i> .....	10

### **CHAPITRE III : Etude des reservoirs**

Tableau N°01: Evaluation du volume résiduel du réservoir Medjber(Tidjelabine) .....	15
Tableau N°02: <i>Les capacités des réservoirs</i> .....	17
Tableau N°05: <i>Les dimensions des réservoirs.</i> .....	18

### **CHAPITRE IV : Dimensionnement et conception de l'adduction**

Tableau N°01: <i>Calcul de la HMT du tronçon S.P – réservoir tampon</i> .....	27
Tableau N°02: Calcul des frais d'amortissement du tronçon S.P – réservoir tampon.....	27
Tableau N°03: Calcul des frais d'exploitation du tronçon S.P – réservoir tampon.....	28
Tableau N°04: <i>Bilan du tronçon S.P – réservoir tampon.</i> .....	28
Tableau N°05: Calcul de la HMT du tronçon S.P – réservoir tampon (variante3-II). .....	29
Tableau N°06: Calcul des frais d'amortissement du tronçon S.P – réservoir tampon.....	29

Tableau N°07: Calcul des frais d'exploitation du tronçon S.P – réservoir tampon.....	29
Tableau N°08: <i>Bilan du tronçon S.P – réservoir tampon</i> .....	30
Tableau N°09: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types de tuyau .....	31
Tableau N°10: Les altitudes des différents points de l'adduction gravitaire .....	31
Tableau N°11: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire .....	32
Tableau N°12: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction $R_{\text{tampon}} - R_{\text{Medjber}}$ .....	32
Tableau N°13: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction (P1-P2) , (P2-Illet1) .....	32
Tableau N°14: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction .....	33
Tableau N°15: Calcul des frais d'amortissement des conduites gravitaires pour la variante3-I .....	33
Tableau N°16: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction $R_{\text{tampon}} - R_{\text{Medjber}}$ (3-II).....	33
Tableau N°17: <i>Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction (P1-P2) , (P2-Illet1)</i> .....	33
Tableau N°18: <i>Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction</i> .....	34
Tableau N°19: <i>Calcul des frais d'amortissement des conduites gravitaires pour la variante3-II</i> .....	34
Tableau N°20: <i>Bilan du frais pour variante3-I –variante3-II</i> .....	34

## **CHAPITRE V : Dimensionnement de la station de pompage**

Tableau N°01: <i>Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre</i> .....	37
Tableau N°02: <i>Courbe caractéristique de la conduite de refoulement</i> .....	39
Tableau N°03: <i>Variation de R en fonction de Ns</i> .....	41
Tableau N°04: <i>Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température</i> .....	44
Tableau N°05: <i>Dimensions des organes de la pompe PM80/4A CAPRARI</i> .....	46
Tableau N°06: <i>Les dimensions des équipements en amont</i> .....	48
Tableau N°07: <i>Les dimensions des équipements en aval</i> .....	49
Tableau N°08: <i>Choix du type du bâtiment</i> .....	50
Tableau N°09: <i>Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station</i> .....	52

## **CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion**

Tableau N°01: <i>Les caractéristiques de la conduite de refoulement</i> .....	64
Tableau N°02: <i>Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.</i> .....	64
Tableau N°03: <i>Calcul de volume de réservoir d'air.</i> .....	64

## **CHAPITRE VIII : Organisation du chantier**

Tableau N°01: <i>Calcul du volume des déblais.</i> .....	70
Tableau N°02: <i>Calcul du volume du lit de sable</i> .....	71
Tableau N°03: <i>Calcul du volume de la conduite</i> .....	71
Tableau N°04: <i>Volumes de remblais de l'adduction.</i> .....	72
Tableau N°05: <i>Les dimensions du bâtiment de la station.</i> .....	72
Tableau N°06: <i>Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.</i> .....	73
Tableau N°07: <i>Les travaux de la station de pompage.</i> .....	89
Tableau N°08: <i>Coût des travaux de la station de pompage.</i> .....	75
Tableau N°09: <i>Coût des travaux de l'adduction.</i> .....	75
Tableau N°10: <i>Bilan des coûts</i> .....	75
Tableau N°11: <i>La liste des taches</i> .....	76
Tableau N°12: <i>Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.</i> .....	77

## **LISTE DES FIGURES**

### **CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude**

Figure N°01: <i>Plan de situation de commune de Tidjelabine.</i> .....	02
Figure N°02: <i>Evolution de la population en 2012.</i> .....	04

### **CHAPITRE II : Evaluation des besoin en eau**

Figure N°01 : <i>Evolution de la population en déférentes horizons</i> .....	06
Figure N°02 : <i>Représentation des consommations journalières (total) MAX ; MIN ; MOY.</i> .....	09
Figure N°03 : <i>Histogramme des variations du débit horaire de la commune de Tidjelabine</i> .....	10

### **CHAPITRE III : Etude des réservoirs**

Figure N°01: <i>Conduite By-pass.</i> .....	13
---	----

### **CHAPITRE IV : Dimensionnement et conception de l'adduction**

Figure N°01 : <i>Schéma synoptique vertical de la variante choisie (n°3)</i> .....	22
Figure N°02 : <i>Schéma explicatif des deux variantes.</i> .....	23
Figure N°03 : <i>Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.P- R tampon)</i> ..	28
Figure N°04 : <i>Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.P- R tampon)(variantes3-II)</i> ... 30	
Figure N°05 : <i>Schéma représentatif du réseau d'adduction de Tidjelabine</i> .....	35

### **CHAPITRE V : Dimensionnement de la station de pompage**

Figure N°01: <i>Les courbes caractéristiques des pompes de type PM80/4A-CAPRARI</i> .....	37
Figure N°02: <i>Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage projetée</i> .....	39
Figure N°03: <i>Réglage par diminution de la vitesse de rotation.</i> .....	43
Figure N°04: <i>Les dimensions de la pompe PM80/4A.CAPRARI.</i> .....	46
Figure N°05: <i>Electropompe sur socle</i> .....	47
Figure N° 06: <i>Schéma indicatif des équipements en amont de la pompe</i> .....	48
Figure N°07: <i>Schéma indicatif des équipements en aval de la pompe</i> .....	49

### **CHAPITRE VI : Pose de canalisation et accessoires**

Figure N° 04: : <i>Pose de canalisation en forte pente</i> .....	54
--	----

### **CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion**

Figure N°01: <i>Réservoir d'air</i> .....	61
---	----



Figure N°02: <i>Soupape de décharge LEZIER</i> .....	61
Figure N°03: <i>Schéma d'installation du réservoir d'air</i> .....	64
Figure N°04: <i>Principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles</i> .....	66
Figure N°05: <i>Répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite</i> .....	66

### **CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER**

Figure N°01: <i>Coupe transversal de la station de pompage</i> . .....	72
Figure N°02: <i>Coupe verticale d'une fouille</i> . .....	74
Figure N°03: <i>Réseaux à nœuds (méthode CPM)</i> .....	77
Figure N°04: <i>Diagramme de GANT</i> .....	78

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N° 1 :** Les variantes proposés.

**Planche N° 2 :** Plan topographique des différents tronçons de l'adduction.

**Planche N° 3 :** Profils en long

**Planche N° 4 :** Plan de la station de pompage.

**Planche N° 5 :** Les accessoires le long de l'adduction.

# **Introduction générale**

## **Introduction générale**

L'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années. En effet le pays a fait des investissements dans le cadre du système SPIK (Système de production d'Isser Keddara) ; qui se compose des barrages de Keddara, Aït Amrane, du Hamiz, de la station de traitement et de pompage de Boudouaou, ainsi que de la conduite vers Alger ; ces trois barrages participent, à l'aide de systèmes d'interconnexions installés depuis le début des années 2000, à l'alimentation des populations des wilayas de Bouira, Tizi-Ouzou, Boumerdès, Médéa et Alger.

L'approvisionnement des populations en eau potable, en quantité suffisante pour les besoins domestiques et la satisfaction de l'hygiène sont l'objectif permanent de l'ingénieur.

Vu la croissance démographique accélérée et anarchique des principales agglomérations de tel que la Ville de Tidjelabine wilaya de Boumerdes et vu le manque en matière d'eau potable au niveau de cette ville le renforcement est devenu nécessaire et obligatoire pour répondre à la demande. Et c'est pour cette raison notre étude relative au renforcement du système d'AEP de Tidjelabine à partir du SPIK.

C'est dans ce contexte là que s'inscrit l'objectif de notre étude soit le renforcement pour combler les besoins, par la construction d'une station de pompage et la projection d'une conduite d'adduction véhiculant le déficit, avec le dimensionnement des ouvrages nécessaires pour cette adduction.

Ce travail se compose de neuf chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

# **CHAPITRE I**

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

## Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, topographique, climatique, démographique et géologique, et connaître la situation hydraulique actuelle.

### I.1. Situation géographique :

La commune de Tidjelabine, distante d'une Cinquantaine de Kilomètre d'Alger, Avec une proximité de l'Aéroport International « Houari Boumediene » n'est pas de littoral (environ 25 Km) fait partie intégrante de la Daïra de Boumerdes .Elle est distante 3,6 Km de la Wilaya.

Accessible à partir des deux (02) voies territoriales RN5 et RN 24 lesquelles relient l'Algérois à l'Est du pays, Tidjelabine est également desservie par une ligne de chemin de fer assurant la liaison Alger Thénia.

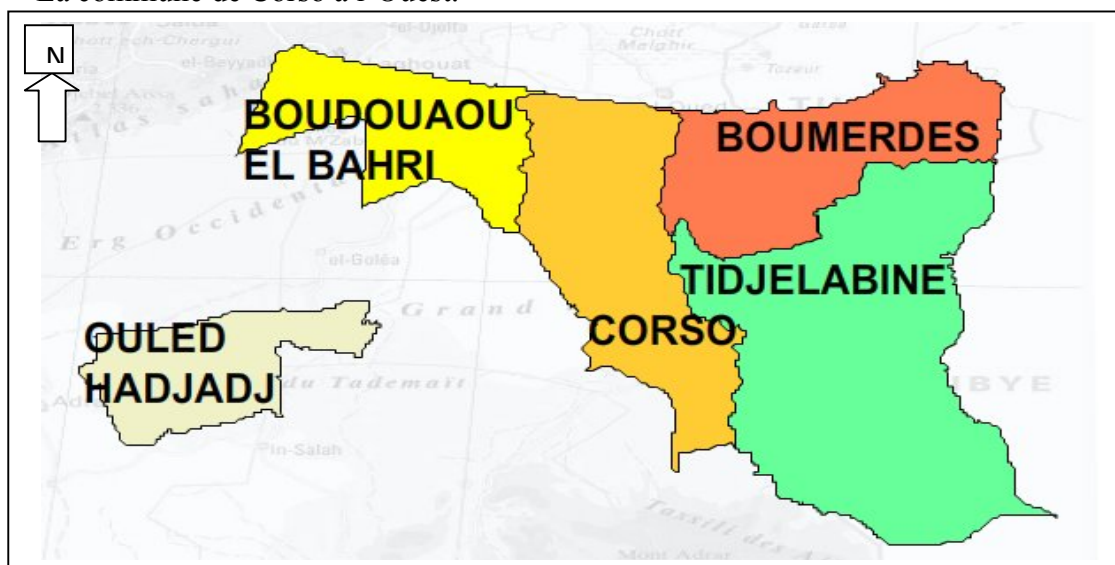
Elle se situe sur une colline au nord et une partie montagneuses au sud.

Tidjelabine couvre une superficie de 41,38 Km<sup>2</sup> en s'étendant :

- D'Est en Ouest sur une distance de 4,8 km
- Du nord au Sud sur une distance de 8,6 Km

Limitée par :

- La commune Boumerdes au Nord
- La commune de Ténia à l'Est
- La commune de Beni-Amrane au Sud
- La commune de Corso a l'Ouest.



Source (ATLAS WILAYAS)

**Figure N°01:** La situation de la commune de Tidjelabine.

### I.2. Situation géologique :

On distingue plusieurs paramètres toute en étudiant la situation géologique

#### I.2.1. Géologie

Le relief de la Wilaya de Boumerdes se caractérise par la juxtaposition d'ensembles physiques bien différenciés : Les plaines et les vallées au nord, les collines et plateaux dans la partie intermédiaire et les montagnes au Sud. La Wilaya recèle d'importants gisements d'argile, de calcaire marmorisé, marbre, auxquels s'associent des corps magmatiques (granite, rhyolite, basalte...).

### **I.2.2. Sismicité**

Boumerdes est une zone très sensible au séisme à l'échelle territoriale, menacée par plusieurs failles, et la meilleure réponse sur ce point c'est le plus dangereux et grave séisme en 2003 (faille de Zemmouri), Et a coûté la vie à 20 000 personnes.

Depuis le tremblement de terre du 29 Octobre 1989, cette région est étudiée avec attention, la carte des isoséistes montre que tout le Sahel d'Est en Ouest possède une forte magnitude. Donc notre zone d'étude se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen.

### **I.3. Situation topographique :**

La commune de Tidjelabine représente le site où nous aurons fait l'étude présentée par ce mémoire, a des coordonnées Lambert 36°43'40'' N et 03°29'50'' E

La région concernée par notre étude constituée de plaines et, avec du terrain généralement accidenté a des côtes altimétriques variable entre 30 à 220 m NGA, qui donnent un terrain accidenté avec des pentes considérablement fortes présentant une pente moyenne de 5%.

### **I.4. Situation climatique :**

La wilaya de Boumerdes bénéficie d'un climat méditerranéen et subit par sa situation géographique de double influence de la mer et de la montagne. Elle est connue par ses longs étés chauds et secs. Les hivers sont doux et humides.

#### **I.4.1. Pluviométrie**

La valeur de la pluviométrie moyenne annuelle de jours de pluie est de 764mm/an répartie pendant deux saisons (hiver et printemps). La neige est rare, mais pas impossible et les pluies verglaçantes ne sont pas rares. Les pluies sont abondantes et peuvent être diluviennes.

#### **I.4.2. Température**

A cause que notre région d'étude est située dans une plaine, la bonification des effets de la mer méditerranée est moins bonne. Les températures estivales sont plus élevées, Il fait généralement chaud surtout de la mi-juillet à la mi-août. Elle est à l'environ de 30°C au maximum, et à l'environ de 6°C au minimum. Avec une température moyenne annuelle de 18°C.

#### **I.4.3. Les vents**

Les vents locaux sont prédominant Ouest et Nord-Ouest avec quelques vents nord-est .le maximum de force des vents se situe au cours de l'hiver et le minimum à la fin de l'été .les vents adoucissent le climat durant la saison chaude, le sirocco est arrêté par le contrefort du djebel Chréa (Atlas Blidéen).

#### **I.4.4. Humidité**

La variation annuelle de l'humidité relative est moyennement faible, de Mai à Septembre la moyenne n'atteint pas 70%, et l'air est légèrement sec.

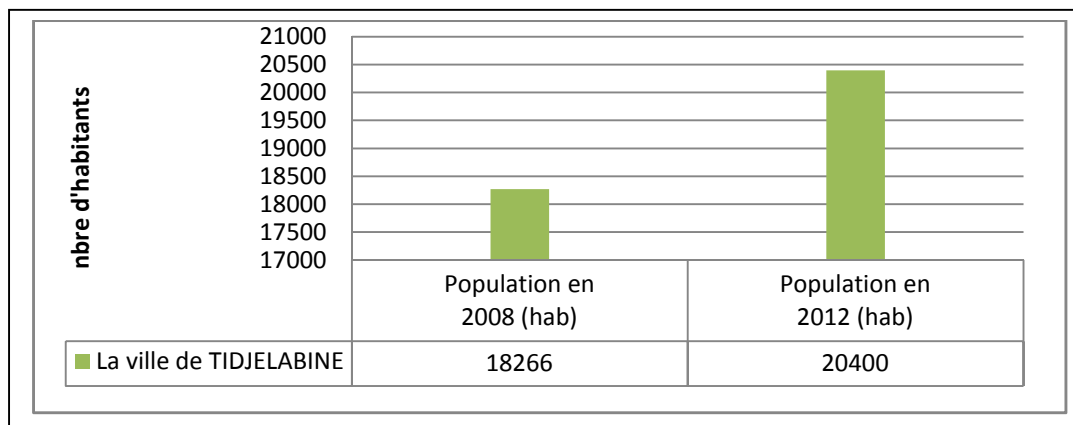
### **I.5. Situation démographique :**

D'après les données fournis par le dernier recensement tiré de l'annuaire statistique de la wilaya de BOUMERDES, conformément à l'année de recensement 2008, le taux d'accroissement selon la moyenne de la commune de Tidjelabine est pris 2,8% (source : l'office nationale des statistiques de l'Algérie),le nombre totale de la population de la commune de la zone concernée par le projet a été estimation vers l'horizon 2012(état actuel) d'après la formule des intérêts composés (voir chapitre II), nous avons trouvé les résultats présentés dans le tableau suivant :

**Tableau N°01. Evolution de la Population de la commune entre l'an 2008 et 2012.**

	<b>Population en 2008 (hab)</b>	<b>taux d'accroissement (%)</b>	<b>Population en 2012 (hab)</b>
<b>La ville de Tidjelabine</b>	18266	2,8	20400

(Source (ONS Algérie))

**Figure N°02: Evolution de la population en 2012.**

## I.6. Infrastructure Hydraulique (AEP) :

Le village chef lieu de la commune de Tidjelabine est alimenté essentiellement par les deux réservoirs R1 d'une capacité de 100 m<sup>3</sup> situé au chef lieu et R2 de capacité 500 m<sup>3</sup> se trouvant à Medjber au sud de la conduite SPIK. Elle en général desservi par un réseau d'AEP du type maillé mis à part les lotissements Rosiers 1 et rosier 2 et les mouettes qui sont dotés plutôt de réseau ramifiés.

Notre étude basée sur l'alimentation générale du chef lieu et spécifiquement les 300 logements de reconstruction plus les 900 logements de l'AADL, a pour objet de renforcer la commune en matière d'alimentation en eau potable de point de vue stockage (Réalisation d'un nouveau réservoir d'une part, et point de vue source d'autre part vu la possibilité d'avoir un renforcement par des forages au niveau de l'Oued, et la station de dessalement de corso.

### I.6.1. Les réservoirs existants

Dans ce projet, on va utiliser les deux réservoirs existant, le premier de Medjber avec une capacité de 500m<sup>3</sup>, de type circulaire semi enterré a une cote de radier 184m NGA et cote de trop plein 187m NGA et le réservoir tampon de Berrahmoune de capacité 500m<sup>3</sup> de cote de radier 88,3m NGA et de cote de trop plein 93.5m NGA.

## Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable. La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier.

Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.



## **CHAPITRE II**

# **Estimation des besoins en eau**

## Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une dotation pour chaque catégorie de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, surtout si on prend en considération le nouveau programme (300 logements reconstruction + 900 logements AADL).

Ce qui nous entraîne de calculer dans ce chapitre, pour un horizon d'étude à long terme de 2040.

### II.1. Evaluation de la Population future :

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 32 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 2,80%. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés, ajoutant aussi les habitants des 1200 logements (900 logts AADL et 300 logts de reconstruction) avec une estimation de 6 habitants par logement (données fixés par les services de l'DHW de Boumerdes) :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + t)^n.$$

Avec :

$P_n$  : Population à l'horizon d'étude 2040.

$P_0$  : Population actuelle à l'année de base. (18266 habitants en 2008)

$t$  : Taux d'accroissement de la population.

$n$  : L'intervalle entre l'année de base et l'année d'étude (32ans)

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau N°:1 :

**Tableau N°01 : Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet.**

Localité	Population 2008( hab)	Taux d'accroissement %	Population 2012 (hab)	Population 2040 (hab)	Population 2040 (hab)+1200 logements
La ville de Tidjelabine	18266	2,8	20400	44200	51400

Et lorsque on prend en considération le programme de reconstruction, 900 logements de l'AADL avec 300 logements de reconstruction, avec 6 personne par logements (fixé par les services de la DHW), on aura une population de l'ordre de :

$$P_{2040} = 44200 + 1200 \times 6 = 51400 \text{ hab}$$

A l'horizon 2040, le nombre d'habitants de la commune concernée par le projet sera de **51400 habitants**.

Les résultats calculés dans le tableau précédent concernant l'évolution de la population en différentes horizons sont représentés dans l'histogramme suivant :

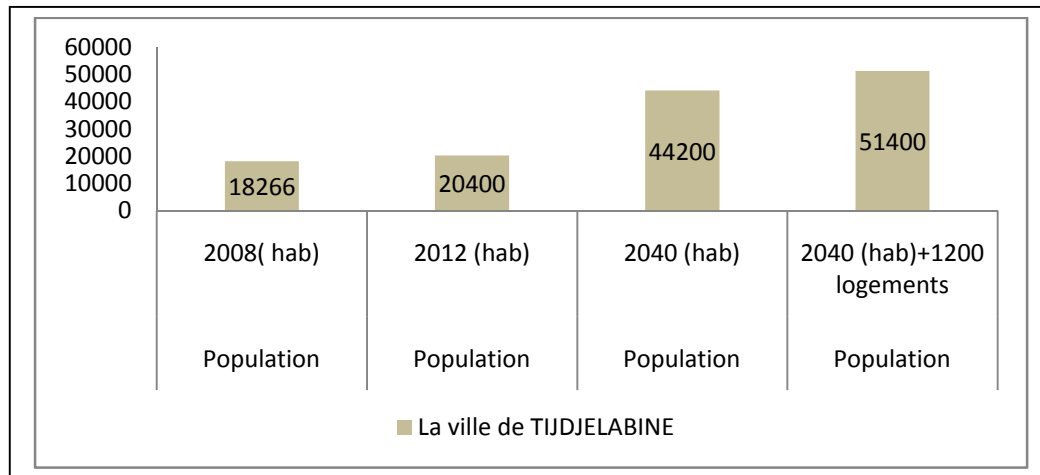


Figure N°01 : Evolution de la population en différentes horizons.

## II.2. Evolution des besoins en eau potable :

### Généralités [5]

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques
- ✓ Besoins scolaires
- ✓ Besoins sanitaires
- ✓ Besoins administratifs
- ✓ Besoins socioculturelles

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de L'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

## II.3.Evaluation de la consommation moyenne journalière :

Vu le caractère rural de la zone à alimenter, la direction de l'hydraulique de la wilaya de BOUMERDES a adoptée une dotation de **150 l/j/hab.**

### II.3.1. Les Besoins domestiques:

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

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

Avec :

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

$dot$  : dotation moyenne journalière par habitant en (l/j/hab) ;

$N$  : représente le nombre d'habitants de la région concernée ;

**Tableau N°02 : Estimation des Besoins pour différentes horizons de calcul.**

	<b>Population 2008( hab)</b>	<b>Population 2012 (hab)</b>	<b>Population 2040 (hab)*</b>
Nombre d'habitants	18266	20400	51400
Dotation (l/j/hab)	150	150	150
Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	2739,9	3060	7710

**II.3.2. Les besoins scolaires :**

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau de la zone concernée par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau N°03 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.**

localités	Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'élève	Dotation (l/j/unité)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Chef lieu Tidjelabine	Ecole primaire	6	Elève	2100	10	21
	CEM	4		1600		16
	Lycée	2		1220		12,2
Ilot 1200 logements	Ecole primaire	2	Elève	710	10	7,1
	CEM	2		850		8,5
	Lycée	1		700		7
<b>Total</b>						<b>71,8</b>

**II.3.3. Les Besoins sanitaires :**

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

**Tableau N°04: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires:**

Localités	Equipements	Unité (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Chef lieu Tidjelabine	02 salles de soin polyclinique	400	05	4
Ilot 1200 logements	Unité de soin	200	05	1
<b>Total</b>				<b>5</b>

**II.3.4. Les Besoins administratifs :**

Les divers équipements administratifs de localité concernée, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

**Tableau N°5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs:**

Equipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/unité)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Siège A.P.C	70	15	1,05
Agence postale	20	15	0,3
Garde communal	65	10	0,65
Agence CNAS	15	10	0,15
<b>Total</b>			<b>2,15</b>

**II.3.5. Les Besoins socioculturels :**

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant:

**Tableau N°6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels**

Localités	Equipement	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/unité)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Chef lieu Tidjelabine	Mosquée	03	2000	10	20
	Maison de jeune	01	40	5	0,2
	Bibliothèque	01	40	5	0,2
Ilot 1200 logements	Mosquée	01	650	10	6,5
<b>Total</b>					<b>26,9</b>

#### II.4. Récapitulation des besoins en eaux:

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040 sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau N°7: Récapitulation des besoins en eaux de la ville**

Localités	Q <sub>moy, j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Chef lieu Tidjelabine	6705,75
Ilot 1200 logements	1110,1
<b>Total</b>	<b>7815,85</b>

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux de la commune concernée sont estimés à **7815,85 m<sup>3</sup>/j**, soit un débit de **90,46 l/s**.

#### I.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

Les valeurs de la consommation varient en fonction des périodes, c'est-à-dire en fonction des jours, des semaines et des mois.

La consommation d'une agglomération n'est pas constante, mais présente des variations maximales et des minimales. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $K_{max,j}$  et  $K_{min,j}$ .

##### II.5.1. Consommation maximale journalière (Q<sub>max,j</sub>)

Pour le jour le plus chargé pendant l'année correspond à une consommation maximale, elle s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j}$$

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

$K_{max,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximum, ce coefficient représente le rapport entre la consommation maximale et moyenne journalières ;  $K_{max,j} = [1,1-1,3]$  ; On prend :  $K_{max,j} = 1,3$  ;

##### II.5.2. Consommation minimale journalière (Q<sub>min,j</sub>)

Pour le jour le moins chargé pendant l'année correspond à la consommation minimale. Elle est calculée par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j}$$

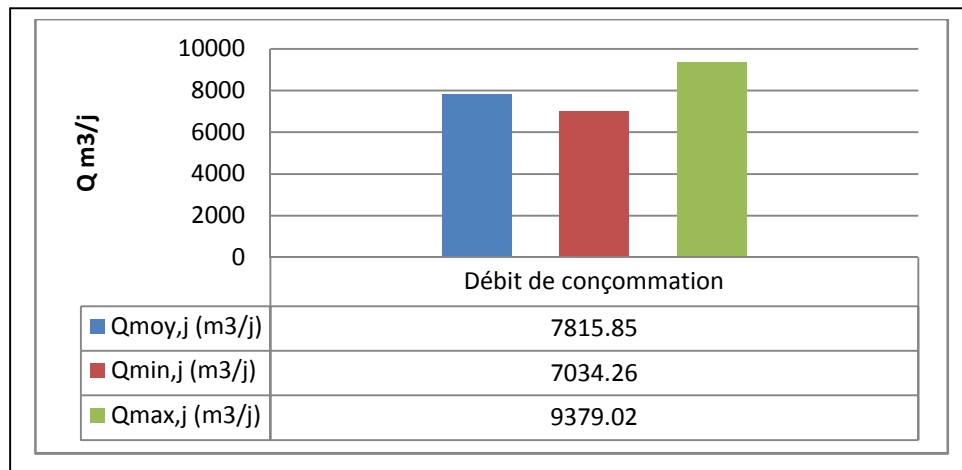
$Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j)

$K_{min,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière minimum. Ce coefficient représente le rapport entre la consommation minimale et moyenne journalière ;  $K_{min,j} = [0,7-0,9]$  ; On prend :  $K_{min,j} = 0,9$ .

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

**Tableau N°08 : Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{min,j}$  ;  $Q_{moy,j}$  ;  $Q_{max,j}$  :**

Localité	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
La ville de Tidelabine	6705,75	0,9	6035,17	1,2	8046,9
Ilot 1200 logements	1110,1	0,9	999,09	1,2	1332,12
<b>TOTAL</b>	<b>7815,85</b>	<b>0,9</b>	<b>7034,26</b>	<b>1,2</b>	<b>9379,02</b>



**Figure N°02 : Représentation des consommations journalières (total) MAX ; MIN ; MOY**

## II.6. Etude des variations des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).

$Q_{max,j}$  : débit maximal journalier (m<sup>3</sup>/j).

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur l'Annexe. II.1.

### ❖ Variations du débit horaire pour la ville Tidelabine

- Le nombre d'habitant de cette localité à 2040 est **44200 hab.**
- Le débit maximum journalier est  $Q_{max,j} = 8046,9 \text{ m}^3\text{/j}$ .

Le nombre d'habitant de la commune de Tidelabine est compris entre 10000 et 50000 hab, donc la variation horaire de débit sera comme montre le tableau (Voir Annexe II.2)

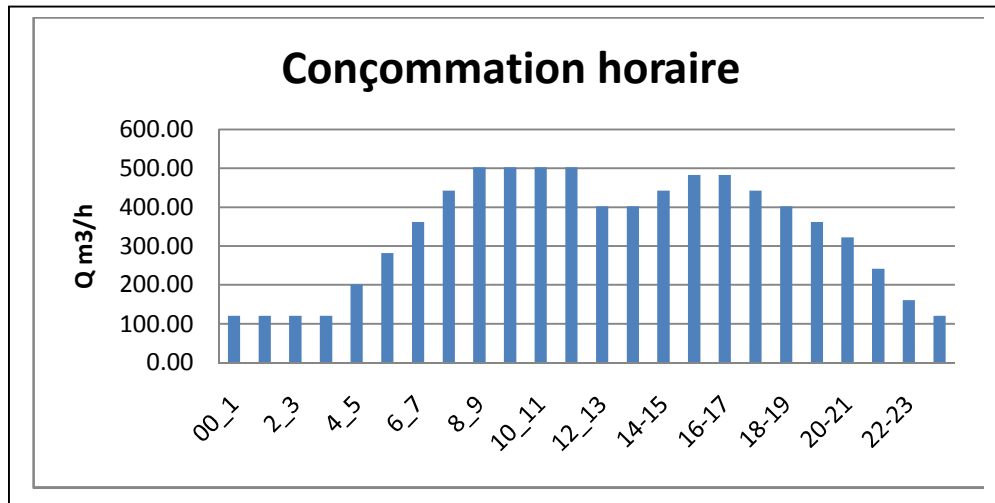
Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour notre agglomération est de **502,93 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 9 et 10h.

### ❖ Variations du débit horaire pour l'ILOT de 1200 logements

- Le nombre d'habitant de cette localité est **7200 hab.**
- Le débit maximum journalier est  $Q_{max,j} = 1332,12 \text{ m}^3\text{/j}$ .

Le nombre d'habitant est  $<10000$ , donc la variation horaire de débit sera comme montre le tableau (Voir Annexe II.3)

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  est de **93,25 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 12 et 13 h.



**Figure N°03 :** Histogramme des variations du débit horaire de la commune de Tidjelabine.

## II.7. Calcul de déficit de consommation :

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude 2040, il nous convient de déterminer le par déficit lequel on dimensionnera notre réseau d'adduction.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante (production en eau excitant), représenté dans le tableau suivant :

**Tableau N°09.** Tableau de déficit à combler à l'an 2040.

Localité	Besoin en eau à l'an 2040 (m <sup>3</sup> /j)	Production en eau existante (m <sup>3</sup> /j)	Déficit en eau (m <sup>3</sup> /j)
Tidjelabine	8046,9	4096,2	3950,7
Ilot de 1200 logements	1332,12	0	1332,12
TOTAL	9379,02	4096,2	5282,82

Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2040, est de **61,14 l/s**, dont le débit vers le nouveau programme est **15,41 l/s**.

## Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé les besoins nécessaires pour la ville de Tidjelabine à l'horizon d'étude 2040, et on remarque que le débit actuel est insuffisant, il est nécessaire de combler et de transférer la quantité qui manque à partir la conduites SPIK, qui est de 5282,82 m<sup>3</sup>/j.

# **CHAPITRE III**

## **Etude des réservoirs**



## Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau, le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

### III.1.Fonctions des réservoirs :

Les principales fonctions des réservoirs sont :

1. La régulation du débit entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).
2. La régulation de pression en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
3. La sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

### III.2.Classification des réservoirs :

#### ➤ Types de réservoirs :

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).

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

- ✓ Conditions topographiques de la région à desservir
- ✓ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer
- ✓ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'oeuvre ou exploitation.

#### ➤ Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- ✓ Les facteurs économiques,
- ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,
- ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

#### ➤ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- ✓ Rectangulaire ou carrée,
- ✓ Circulaire,

### III.3. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés.

### III.4. Equipements des réservoirs :

#### III.4.1. Généralités [5]

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas, par ailleurs, de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois pendant la vie de l'ouvrage, pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...). Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Pour les équipements lourds, les chambres doivent être équipées par des rails, poutres ou des crochets pour faciliter la manipulation de ces équipements.

#### III.4.2. Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles.

On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

#### III.4.3. Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel
- Equipements spéciaux pour le nettoyage
- Pompe d'alimentation en eau

#### III.4.4. Equipements hydrauliques

Un réservoir unique ou compartimenté, doit être équipé par :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Une conduite by-pass ;
- Un système de matérialisation d'incendie ;

#### III.4.5. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

### III.4.6. Conduite de trop plein et vidange

Le rôle est d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

La conduite de vidange permet la vidange des réservoirs d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations.

### III.4.7. Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, et sert à alimenter le réseau directement sans stocker l'eau lors de l'isolement de réservoir. Comme montre la figure suivante :

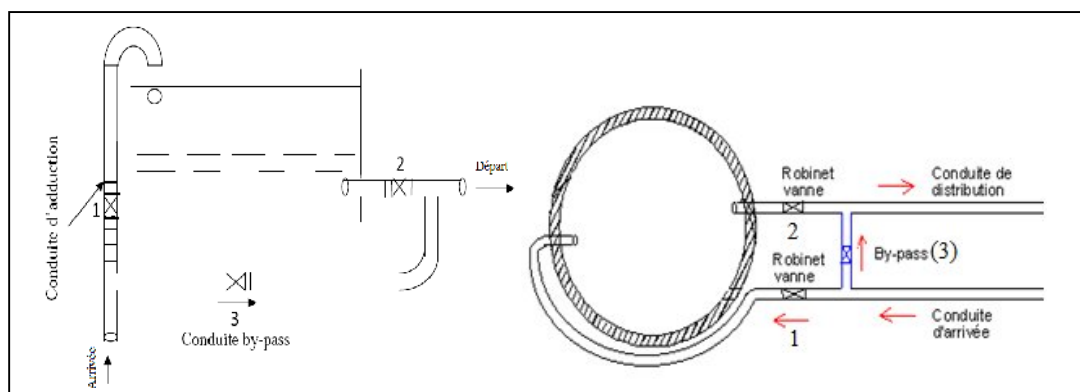


Figure N°01: Une Conduite By-pass.

Le fonctionnement de la conduite de By-pass sera comme suite :

- Les vannes 1 et 2 sont fermées.
- La vanne 3 ouverte.

Dans ce cas, l'eau arrive au réservoir se dirige directement vers l'agglomération. Cette conduite est utilisée pour séparer le réservoir dans le cas d'entretien ou réparation.

## III.5. Capacité de réservoirs :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

### III.5.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir

Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \text{ (m3)}$$

$V_r$  : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>),  
 $a$  : fraction horaire du débit maximum journalier (%).  
 $Q_{max,j}$  : La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

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

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).  
 $V_{inc}$  : volume d'incendie estimé pour 2 heures

### III.5.2.Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le volume d'eau entrant et sortant pendant un jour. On trace les courbes de volumes cumulés 'Va' provenant de l'alimentation et 'Vc' correspondant à la consommation. Ensuite, On traçant la courbe de la différence entre les deux courbes précédentes, qui est : [Va - Vc]. Alors, le volume minimum nécessaire du réservoir **Vrés** sera égal à la somme en valeurs absolues, de la plus grande valeur (positive) 'V<sup>+</sup>' et de la plus petite valeur (négative) 'V<sup>-</sup>' de cette différence, on obtiendra le résidu maximal journalier.

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

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

$V_r$  : le volume de régulation (m<sup>3</sup>).  
 $Q_{max,j}$  : le débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).  
 $R_{max}$  : résidu maximal journalier (%).

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

Pour calculer le volume total en (m<sup>3</sup>), on ajoutant le volume de la réserve d'incendie (120 m<sup>3</sup>)

$$V_T = V_r + V_{inc}.$$

## III.6.Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, des réservoirs tampons et des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

### ➤ Les bâches de reprises:

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompes.

### ➤ Les Réservoirs tampons :

Les réservoirs tampons sont des réservoirs généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval.

### ➤ Réservoirs terminaux:

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

### III.6.1.Dimensionnement de la Bâche de reprise de la station de pompage projetée

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

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

$$V_{\text{Bâche}} = \frac{t * Q_{\text{max},j}}{2}$$

Avec :

$Q_{\text{max},j}$  : Débit maximal journalier total.

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

Les pompes de la station de pompage sont alimentées par la bâche de reprise. La bâche de reprise est alimentée gravitairement par le réservoir tampon d'eau (R 500 m<sup>3</sup>) de Berrahmoune ; le débit entrant à la station de pompage est de 5282,82m<sup>3</sup>/j.

$Q_{\text{max},j}$  : le débit maximum journalier, représente **5282,82 m<sup>3</sup>/j**.

$$V_{\text{Bâche}} = \frac{0,25 * 5282,82}{20} = 66,03m^3$$

On choisit un volume normalisé de  $V_{\text{bâche n}} = 70 m^3$ .

### III.6.2. Dimensionnement de réservoir de Medjber Tidjelabine

Le réservoir de (Medjber) Tidjelabine alimenté à partir du réservoir projeté gravitairement. Le départ représenté dans le tableau suivant qui est la consommation de la population pendant la journée et la nuit, est tiré à partir de l'annexe (I) en fonction de nombre de la population de la localité Medjber Tidjelabine , leur capacité résiduelle est déterminée la formule suivante :

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

Avec :

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

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

$Q_{\text{max},j}$ : La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

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

$V_{\text{inc}}$  : volume d'incendie 120 m<sup>3</sup> .

**Tableau N°:01.** Evaluation du volume résiduel du réservoir Medjber(Tidjelabine).

Heures	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
00-01	0	1,5	----	1,5	8,5
01-02	0	1,5	----	1,5	7
02-03	0	1,5	----	1,5	5,5
03-04	0	1,5	----	1,5	4
04-05	5	2,5	2,5	----	6,5
05-06	5	3,5	1,5	----	8
06-07	5	4,5	0,5	----	8,5
07-08	5	5,5	----	0,5	8

08-09	5	6,25	----	1,25	6,75
09-10	5	6,25	----	1,25	5,5
10-11	5	6,25	----	1,25	4,25
11-12	5	6,25	----	1,25	3
12-13	5	5	----	0	3
13-14	5	5	----	0	3
14-15	5	5,5	----	0,5	2,5
15-16	5	6	----	1	1,5
16-17	5	6	----	1	0,5
17-18	5	5,5	----	0,5	0
18-19	5	5	----	0	0
19-20	5	4,5	0,5	----	0,5
20-21	5	4	1	----	1,5
21-22	5	3	2	----	3,5
22-23	5	2	3	----	6,5
23-00	5	1,5	3,5	----	<b>10</b>
<b>Total</b>	100	100			----

(Suite du Tableau N°01)

D'après le tableau précédent, le résidu maximal pour le réservoir est de **10 %**.

Donc, le volume résiduel en ( $m^3$ ) de ce réservoir sera :

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

Le débit(déficit) maximum journalier  $Q_{\max,j}=3950,7 m^3/j$

$$V_r = \frac{10 * 3950,7}{100} = 395,07 m^3$$

Le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 395,07 + 100 = 500 m^3.$$

Le réservoir existant sur le site a un volume de  $500 m^3$ . Donc, ce réservoir suffisant à l'horizon d'étude

### III.6.3. Dimensionnement de réservoir tampon

On dimensionne le réservoir de marché de voiture qui joue le rôle, de tampon et de relais, qui sert à transiter le débit à partir la station de pompage et gravitairement vers le réservoir de Medjber

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

Avec :

$$Q_{tr} : \text{débit transite.} \quad V_r = \frac{264,14}{2} * 0,25 = 33 m^3$$

$t$  : le temps de stockage ; le temps de fermeture

Linéaire totale du robinet-vanne ( $t = 0,25$  heures)

La capacité normalisée sera :  $V_n = 50 m^3$ .

Les volumes trouvés sont portés sur le tableau suivant:

**Tableau N°:02. Les capacités des réservoirs.**

Réservoirs	V <sub>total</sub> (m <sup>3</sup> )	Volume normalise (m <sup>3</sup> )	Type	Côte de radier (m)	Côte d'implantation (m)
<b>R Berrahmoune (existant)</b>	-----	500	Semi entéré	88,3	87, 3
<b>Bâche de reprise</b>	66	70	Semi entéré	54,5	53.5
<b>R tompon</b>	33	50	Sur sol	220	220
<b>RMedjber (existant)</b>	500	500	Semi entéré	184	183

**III.6.4.Forme des réservoirs**

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m<sup>3</sup>, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet. La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres , leurs dimensions seront déterminées comme suit :

➤ **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule On a que

$$V_n: \text{capacité normalisée du réservoir (m}^3\text{)} ; \quad S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} ;$$

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

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m.

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times S} ;$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule h

$$S = \frac{4 \times V_n}{\pi \times h} ;$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m), hauteur totale H du réservoir

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$h = \text{---} ;$$

Les dimensions des différents réservoirs sont portées dans le tableau suivant:

**Tableau N° 03.** *Les dimensions des réservoirs.*

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	R (m)	H (m)
<b>Bâche de reprise</b>	70	4,2	13,86	5,05	0,15	5,2
<b>R tampon projeté</b>	50	3,6	11,11	4,9	0,1	5

## Conclusion

L'étude précédente à permet de calculer les capacités des réservoirs, nous permet à savoir qu'il y ait un réservoir à implanter ou non. Certains réservoirs ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2040. C'est pour cette raison, on a recommandé de projeter d'autres réservoirs qui sont comme suit :

- Au niveau de la station de pompage: un réservoir circulaire de capacité 70 m<sup>3</sup> avec une cote égale a 53,5 mNGA.
- un réservoir tompon projeté de capacité 50 m<sup>3</sup> avec une cote égale de 220 mNGA.
- Au niveau de la localité de (Medjber) Tidjelabine : un réservoir existant de capacité 500 m<sup>3</sup> avec une cote de 184 mNGA.
- Un réservoir tampon (existant) au niveau de localité Berrahmoune de capacité 500m<sup>3</sup> avec une cote égale de 88,3 mNGA.

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau portable des localités à l'horizon d'étude 2040.



# **CHAPITRE IV**

## **Dimensionnement et conception de l'adduction**

## Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable se fait à l'aide d'une adduction, par pompage, gravitaire ou mixte. Le transfert d'eau à partir du SPIK (système de production Issers-Keddara Ø400mm) vers la commune de Tidjelabine de satisfaire les besoins en eau potable des différentes localités de la commune, nécessite le choix de la meilleure variante du système d'adduction du point de vue technico-économique. Dans notre cas, on dimensionne une adduction mixte (refoulement-gravitaire).

### IV.1. Types d'adduction :

Selon leurs fonctionnements hydrauliques les adductions sont classées en trois parties [05] :

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

#### IV.1.1. Adduction gravitaire

Dans ce cas le transport est engendré par la combinaison : force de gravité et conditions topographiques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

#### IV.1.2. Adduction par refoulement

L'écoulement dans ce type est assuré par une pression engendrée par des machines hydroélectriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

#### IV.1.3. Adduction mixte

Dans certains cas, la topographie impose une adduction mixte gravitaire-refoulement ou refoulement-gravitaire. Ce pourra être le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est important et le terrain très accidenté, ce qui suppose un profil accidenté.

### IV.2.Choix des matériaux de canalisation :

Des nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte ductile, acier, PEHD.....etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement, les réparations en cas de fuite.

Dans le gros diamètre et les pressions supérieures à 10 bars, quatre types de matériaux sont utilisés : acier, béton, fonte et polyester renforcé en fibre de verre (PREV).

#### IV.2.1. Les conduites en acier soudé

L'acier a pour avantage sa fabrication aisée et la constitution de stock rapide pour les chantiers. Dans les gammes d'acier de haute résistance, on peut avoir des épaisseurs et donc des poids plus faibles que pour des autres matériaux. il existe en longueurs de 12 mètres ce qui facilite d'autant son transport sur de longues distances, En contrepartie, son inconvénient peut résider dans sa relative fragilité vis-à-vis des efforts extérieurs et aux risques de corrosion sous l'effet d'agents extérieurs. La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN25..).

#### IV.2.2. Les conduites en béton

Les conduites en béton dites 'à âme en tôle' sont constituées d'une tôle en acier médiane de faible épaisseur insérée dans une double épaisseur de béton. Le tout est ensuite recouvert d'une

nouvelle couche de béton contenant des spires en acier précontraint. La tôle d'acier joue à la fois le rôle d'étanchéité et d'armature, mais ce sont les spires qui assurent la résistance à la pression.

#### **IV.2.3. Les conduites en PREV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)**

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux. L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques.

#### **IV.2.4. Les conduites en matière plastique PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD). Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

#### **IV.2.5. La fonte ductile**

Les caractéristiques mécaniques de la fonte sont remarquables et voisines de celles de l'acier. Avec la fonte ductile les valeurs élevées de la résistance de rupture à la traction et de l'allongement à la rupture entraînent une grande résistance à la pression de l'eau et aux chocs. Par contre la fonte est rarement posée en gros diamètre ( $D > 2000\text{mm}$ ) car sa fabrication est problématique (moules de fonderie difficiles à réaliser) et son type de jonction par emboîtement présente des inconvénients pour des fortes pressions.

A cause que le terrain de notre région d'étude est accidenté et des fortes pressions, on opte pour l'utilisation de la fonte ductile, pour notre adduction partie refoulement, étant donné que celle-ci résiste parfaitement à la corrosion, l'écrasement (dus à passages des moyens de transport), et les déviations de tracé ; et le PEHD pour les conduites d'adductions gravitaire.

### **IV.3. Etude de l'adduction :**

#### **IV.3.1. Etude des variantes**

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite et le plus direct entre la source(SPIK) et le réservoir, ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de la station de pompage.

##### **IV.3.1.1. Proposition des variantes**

Le projet prévoit de se raccorder au système SPIK, soit par un branchement direct au réservoir R 500 m<sup>3</sup> de BERRAHMOUNE, soit par un piquage au niveau de la conduite Ø 400 qui fait le relais entre le réservoir tampon de Berrahmoune et les R (2×1000) m<sup>3</sup> de BOUMERDES.

Les chemins de tracé des trois variantes sont comme les suivants (voir la planche N°1) :

- **Variante N°01 :**

Dans cette variante, la station de pompage de Boukerroucha alimentée par une conduite gravitaire a partir un piquage sur la conduite Ø 400 qui relie le Réservoir R500 m<sup>3</sup> de Berrahmoune avec R 2×1000 m<sup>3</sup> de Boumerdes, Cette station alimente par refoulement les réservoirs de Medjber R500+750 m<sup>3</sup>, l'adduction totale a une longueur de 4600m.

- **Variante N°02 :**

Dans la deuxième variante, la station de pompage de Fouais alimentée par une conduite gravitaire à partir du différent piquage sur la conduite Ø 400 qui relie le Réservoir R500 m<sup>3</sup> de Berrahmoune avec R 2×1000 m<sup>3</sup> de Boumerdes, Cette station alimente par refoulement les réservoirs de Medjber R500+750 m<sup>3</sup>, l'adduction totale a une longueur de 6300m.

- **Variante N°03 :**

Pour la troisième variante, le raccordement se fait par un relie direct avec le réservoir tampon de Berrahmoune. Cette dernière est partagée en trois parties :

- ✓ Une première partie : adduction gravitaire à partir du réservoir tampon R500 m<sup>3</sup> de Berrahmoune vers la station de pompage projetée 54,5 NGA.
- ✓ Une deuxième partie : refoulement à partir de la station de pompage projetée vers le réservoir tampon R50 m<sup>3</sup> à côté du marché des voitures.
- ✓ Une troisième et dernière partie qui alimente le réservoir R 500 m<sup>3</sup> de (Medjber) Tidjelabine et le nouveau programme de 1200 logements à partir du réservoir tampon, la longueur totale de l'adduction est 8800m.

#### **IV.3.1.2. Analyse et choix de la variante**

Après l'analyse des variantes, la troisième variante a été retenue, Les avantages de cette variante détenue :

- ✓ Système de gestion indépendant ;
- ✓ Distance de refoulement plus courte et donc économie d'énergie et d'équipements hydromécaniques.
- ✓ Le piquage sur la conduite SPIK est évité.
- ✓ Renforcement des infrastructures d'AEP de Tidjelabine de point de vue stockage par un autre réservoir tampon projeté.
- ✓ La possibilité d'avoir un renforcement de cette adduction par les forages d'Oued Corso, ainsi qu'à partir de la station de dessalement de Corso.

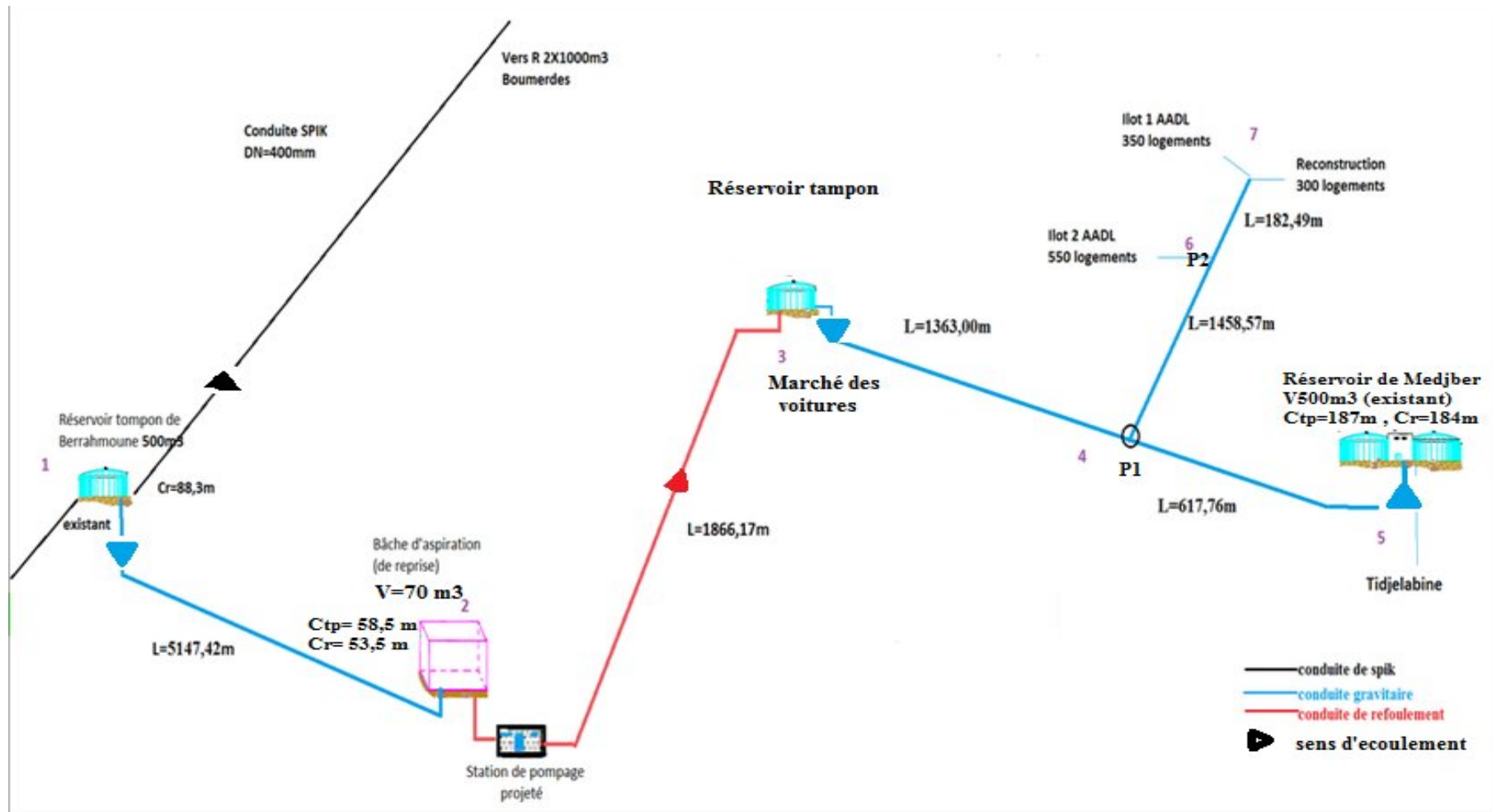


Figure N°01. Schéma synoptique vertical de la variante choisie (N°3).

### IV.4. Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisie :

Le calcul technico-économique doit se faire en variant la cote de réservoir tampon, on a choisi deux variantes (3-I,3-II)

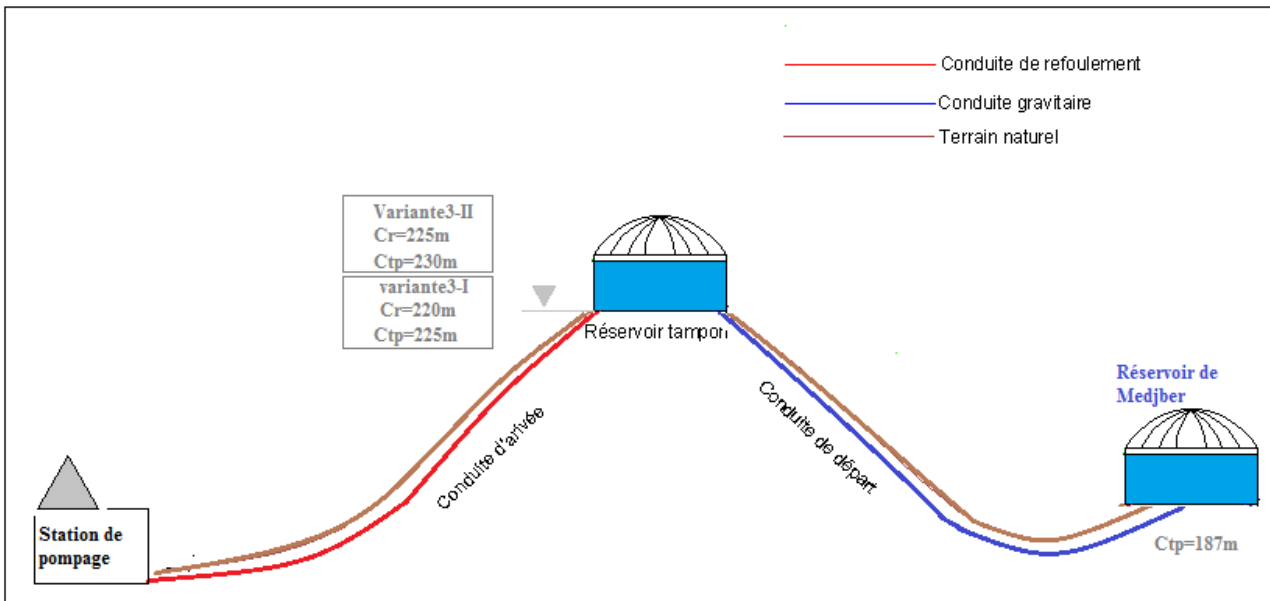


Figure N°02. Schéma explicatif des deux variantes.

#### IV.4.1. Méthode de calcul (refoulement)

Actuellement, les diamètres économiques des conduites de refoulement sont déterminés par une des relations suivantes :

##### 1. Formule de BRESS

$$e = \dots \times \dots ;$$

##### 2. Formule de BONNIN

$$e = \dots ;$$

##### 3. Formule de MUNIER

$$\sqrt{Q} D_{ec} = (1 + 0.02n) ;$$

Avec :

$n$  : nombre d'heures de pompage.

$Q$ : débit en  $m^3/s$ .

##### 4. Formule de VUIBERT (en 1948, pour les conduites en fonte)

$$D_{eco} = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \text{ (pompage de 10h/24h) ;}$$

$$D_{eco} = 1.547 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ (pompage continue) ;}$$

Avec :

$Q$  : représente le débit refoulé en  $m^3/s$  ;

$e$ : prix du kWh d'énergie ;

$f$ : prix de 1kg de fonte en DA ;

**Remarque :** Les formules de Bresse, Bonin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation en fonte dans une installation de petite ou moyenne importance.

La formule de **BRESS** n'est valable que pour les petits projets (longueur des conduites  $\leq 1$  Km). Puisque ces deux formules (BRESSE, BONIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la formule suivante :

### 5. La nouvelle approche pour la détermination de diamètre économique

Le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En augmentant le diamètre de la canalisation cela induit une augmentation des dépenses d'investissement, mais on diminue les pertes de charge, et par conséquent les dépenses en énergie diminuent. D'autre part, plus le diamètre de la conduite est petit, plus les pertes de charge seront grandes et plus la puissance nécessaire au refoulement sera importante. Ce dernier point nous laisse penser qu'il existe un diamètre de refoulement optimum ou un diamètre économique. Nous voulons, dans cette étude, l'élaboration des tableaux nécessaires qui nous donnent le diamètre économique en fonction de tous les paramètres qui interviennent dans la définition de l'écoulement. [03]

Aussi, pour pouvoir atteindre ce but, nous pouvons émettre les hypothèses suivantes quel que soit le matériau de la conduite (fonte, acier, amiante ciment, PVC, PEHD, etc.).

- Le coût de la station de pompage est proportionnel à la puissance installée.
- La vitesse d'écoulement économique.
- La combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation la plus faible.

#### ❖ Calcul des pertes de charge

##### ➤ Pertes de charge linéaires :

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

- diamètre  $D$  de la conduite en (m);
- débit  $Q$  en ( $m^3/s$ );
- la rugosité absolue  $K_s$  exprimée en mm;
- la longueur du tronçon  $L$  en (m).

Elles sont calculées par la formule :

$$\Delta H = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^3}{g} ;$$

Avec :

$L$  : longueur de la conduite de refoulement en (m).

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

$\Delta H$  : Pertes de charge linéaires en (m).

$I$  : gradient hydraulique en (m/m).

$D$  : diamètre de la conduite de refoulement en (m)

$\lambda$  : coefficient de frottement.

Le coefficient ' $\lambda$ ' est obtenu par la formule Nikuradzé suivantes :

$$\lambda = \frac{0,3164}{Re^{0,25}} ;$$

Avec :  $K_s$  est La rugosité absolue de la conduite, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha \times T ;$$

$K_0$ : rugosité absolue des tuyaux neufs, pour notre cas est égale à 0,8 mm.

$\alpha$  : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER-LAMONT (Annexe IV.1) pour notre cas,  $\alpha = 0,03$  mm/an

T: temps de service, T=28 ans.

Alors,  $K_s = 0,8 + 0,03 \times 28 = 1,67$ mm.

➤ **Pertes de charge singulières :**

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

$$\Delta H_{sing} = 0,10 \times \Delta H_{lin} ;$$

➤ **Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) :**

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

$$\Delta H_t = \Delta H_{sing} + \Delta H_{lin} = 0,10 \times \Delta H_{lin} + \Delta H_{lin} \Rightarrow \Delta H_t = 1,10 \times \Delta H_{lin}$$

❖ **Calcul de la hauteur manométrique totale**

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \Rightarrow HMT = H_g + \Delta H_t ;$$

$H_g$  : la hauteur géométrique.

$\Delta H_a$  : pertes de charge à l'aspiration.

$\Delta H_r$  : pertes de charge au refoulement.

$\Delta H_t$  : la perte de charge totale.

❖ **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E \times e \text{ [DA]};$$

$E$ : énergie consommée par la pompe en (Kwh).

$e$ : prix unitaire d'un  $Kwh$  imposé par la SONELGAZ ( $e=1,34$ DA).

**1. Energie consommée par la pompe**

$$E = P \times t \times 365 \text{ [Kwh]};$$

$t$ : c'est le nombre d'heures de pompage par jour ; dans notre cas  $t=20$ h.

$P$ : puissance de la pompe en [Kw]

**2. Puissance absorbée par la pompe**

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

$$= \frac{\times \times \times}{\times} [ \quad ];$$

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

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

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



$H_{MT}$  : la hauteur manométrique totale de la pompe en (mce).

$\rho$  : la masse volumique de l'eau (1000 kg/m<sup>3</sup>).

#### ❖ Frais d'amortissement

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

$$F_{amor} = P_{rc} \times A \text{ [DA]};$$

$P_{rc}$  : le prix de la conduite en [DA] ;

$A$  : amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$= \frac{1}{(1+i)^n - 1} \times i \quad ;$$

Avec :

$i$  : le taux d'anuité annuel,  $i = 8 \%$ .

$n$  : nombre d'années d'amortissement,  $n = 28$  ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$= \frac{1}{(1,08)^{28} - 1} \times 0,08 = 0,025 \text{ , } \%$$

#### ▪ Vérification de la vitesse d'écoulement

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosions de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères.

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s};$$

La formule de calcul la vitesse est :

$$= \frac{Q}{S} \quad ;$$

Avec :

$Q$  : Le débit qui transite dans la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

$S$  : La section de la conduite en (m<sup>2</sup>).

La section est déterminée par la formule suivante en (m<sup>2</sup>):

$$= \frac{\pi \times D^2}{4} \quad ;$$

$D$  : le diamètre de la conduite en (m).

#### ▪ Vérification du régime d'écoulement (nombre de REYNOLDS)

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$R_e \text{ (nombre de Reynolds)} = \frac{\rho \times V \times D}{\mu} \quad ;$$

Avec :

$V$  : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau  $\nu=1,03 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à une température de  $20^\circ\text{C}$  ;

$D$  : diamètre de la conduite en m.

**IV.4.2. Dimensionnement de la conduite de refoulement : station de pompage - réservoir tampon (variante 3-I, 3-II):**

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$= \frac{\dots}{\times} ;$$

Avec :

$Q_{exp}$  : le débit d'exploitation en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$Q_{max,j}$  : le débit maximum journalier assuré par la station ( $5282,82 \text{ m}^3/\text{j}$ ).

$t$  : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures),  $t = 20\text{h}$ .

A.N:  $= \frac{\dots}{\times} = \dots, \times \dots / ;$

• **Variante.3-I**

Donc, le diamètre économique de la conduite de refoulement moyennant la relation de BONIN sera égale :

A.N :

$$\epsilon = \sqrt{73,37 \times 10} = 0,27 \Rightarrow \epsilon = \dots$$

Le diamètre est :  $D_{eco} = 270 \text{ mm}$ .

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants

**Tableau N° :01. Calcul de la HMT du tronçon S.P – réservoir tampon.**

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta HT(m)$	Hg(m)	HMT(m)
150	1866,17	73,37	4,15	604645	0,042	457,47	503,22	171,50	674,72
200	1866,17	73,37	2,34	453483	0,038	98,35	108,19	171,50	279,69
250	1866,17	73,37	1,49	362787	0,035	29,95	32,94	171,50	204,44
300	1866,17	73,37	1,04	302322	0,033	11,36	12,49	171,50	183,99
350	1866,17	73,37	0,76	259133	0,032	5,01	5,51	171,50	177,01
400	1866,17	73,37	0,58	226742	0,030	2,47	2,71	171,50	174,21
450	1866,17	73,37	0,46	201548	0,029	1,32	1,45	171,50	172,95
500	1866,17	73,37	0,37	181393	0,028	0,76	0,83	171,50	172,33
600	1866,17	73,37	0,26	151161	0,027	0,29	0,32	171,50	171,82

**Tableau N°02: Calcul des frais d'amortissement du tronçon S.P – réservoir tampon.**

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2592,59	1866,17	437858,34
200	3137,08	1866,17	529816,37
250	3749,3	1866,17	633213,22
300	4455,52	1866,17	752485,58
350	5249,74	1866,17	886620,11
400	6125,96	1866,17	1034603,49
450	7113,18	1866,17	1201333,48
500	8687,22	1866,17	1467170,56
600	11261,26	1866,17	1901896,01

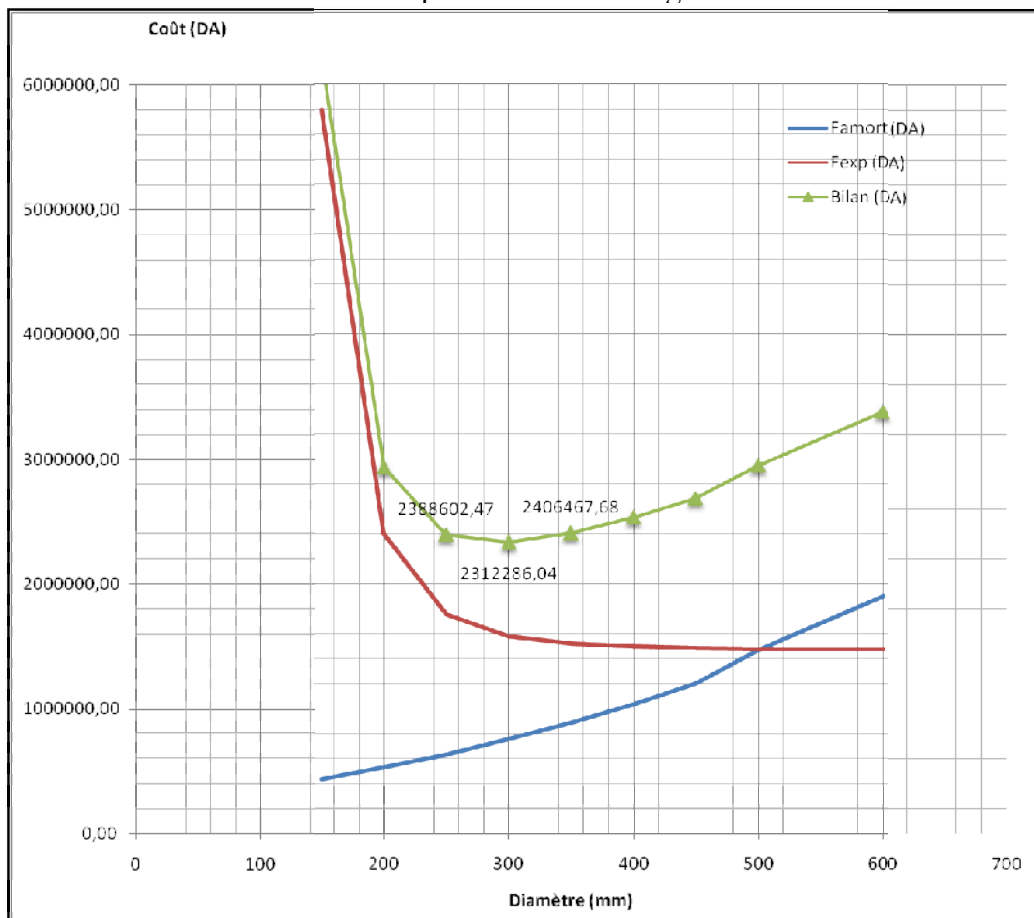
**Tableau N°03:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon S.P – réservoir tampon.

Diamètre (mm)	HMT (m)	P <sub>abs</sub> (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)
150	674,72	592,24	4323343,61	5793280,43
200	279,69	245,50	1792131,32	2401455,98
250	204,44	179,45	1309991,98	1755389,25
300	183,99	161,50	1178955,57	1559800,46
350	177,01	155,37	1134214,61	1519847,57
400	174,21	152,92	1116297,82	1495839,08
450	172,95	151,81	1108225,07	1485021,59
500	172,33	151,27	1104241,88	1479684,12
600	171,82	150,81	1100941,38	1475261,45

**Tableau N°04:** Bilan du tronçon S.P – réservoir tampon.

Diamètre (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exp</sub> (DA)	Bilan (DA)
150	437858,34	5793280,43	6231138,77
200	529816,37	2401455,98	2931272,35
250	633213,22	1755389,25	2388602,47
<b>300</b>	<b>752485,58</b>	<b>1559800,46</b>	<b>2312286,04</b>
350	886620,11	1519847,57	2406467,68
400	1034603,49	1495839,08	2530442,57
450	1201333,48	1485021,59	2686355,08
500	1467170,56	1479684,12	2946854,68
600	1901896,01	1475261,45	3377157,46

Les résultats de ce dernier tableau sont représentés dans la figure suivante :



**Figure N°03:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.P– R tampon).

- ✓ Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **300mm** en fonte ductile, avec une vitesse de 1,04m/s et sur une longueur de 1866,17 m.

- **Variante.3-II**

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants

**Tableau N° 05.** Calcul de la HMT du tronçon S.P – réservoir tampon (variante3-II).

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H_{in}$ (m)	$\Delta HT$ (m)	Hg(m)	HMT(m)
150	1876	73,37	4,15	604645	0,042	459,88	505,87	176,50	682,37
200	1876	73,37	2,34	453483	0,038	98,87	108,76	176,50	285,26
250	1876	73,37	1,49	362787	0,035	30,11	33,12	176,50	209,62
300	1876	73,37	1,04	302322	0,033	11,42	12,56	176,50	189,06
350	1876	73,37	0,76	259133	0,032	5,04	5,54	176,50	182,04
400	1876	73,37	0,58	226742	0,030	2,48	2,73	176,50	179,23
450	1876	73,37	0,46	201548	0,029	1,33	1,46	176,50	177,96
500	1876	73,37	0,37	181393	0,028	0,76	0,84	176,50	177,34
600	1876	73,37	0,26	151161	0,027	0,29	0,32	176,50	176,82

**Tableau N°06:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon S.P – réservoir tampon.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2592,59	1876	440164,75
200	3137,08	1876	532607,17
250	3749,3	1876	636548,66
300	4455,52	1876	756449,27
350	5249,74	1876	891290,36
400	6125,96	1876	1040053,24
450	7113,18	1876	1207661,47
500	8687,22	1876	1474898,84
600	11261,26	1876	1911914,20

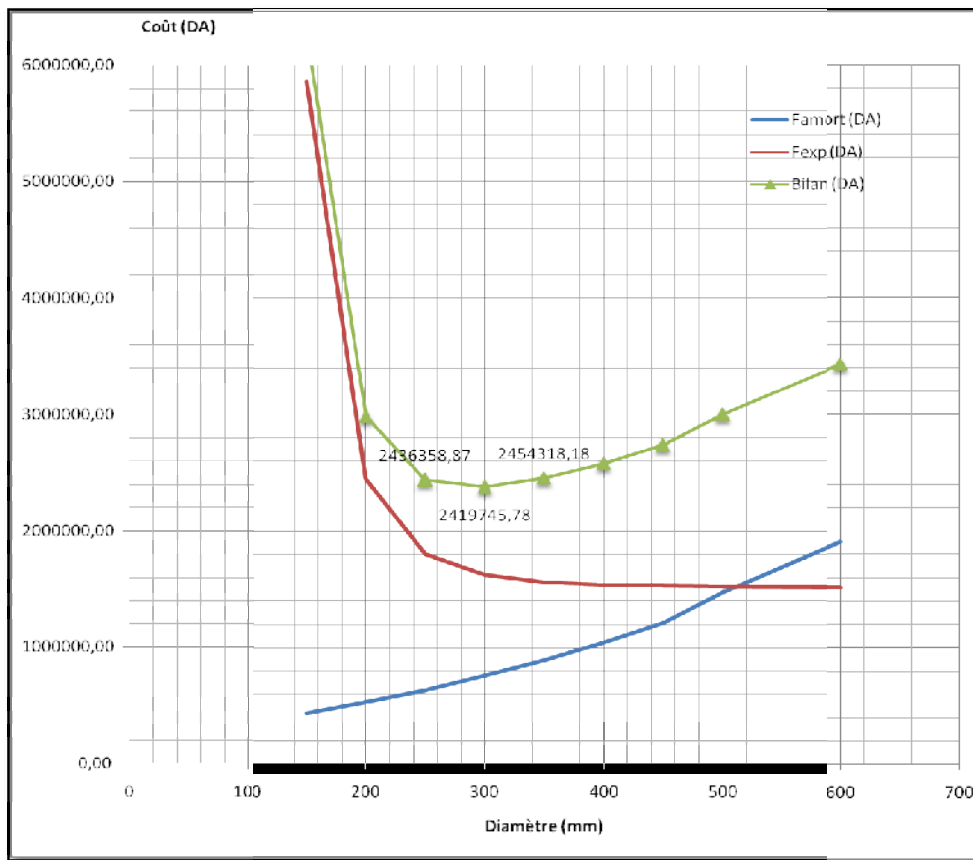
**Tableau N°07:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon S.P – réservoir tampon.

Diamètre (mm)	HMT (m)	P <sub>abs</sub> (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)
150	682,37	598,95	4372366,33	5858970,88
200	285,26	250,39	1827820,95	2449280,08
250	209,62	183,99	1343141,95	1799810,21
300	189,06	165,95	1211415,31	1663296,51
350	182,04	159,79	1166438,68	1563027,82
400	179,23	157,32	1148427,52	1538892,87
450	177,96	156,21	1140312,24	1528018,40
500	177,34	155,66	1136308,07	1522652,81
600	176,82	155,20	1132990,18	1518206,85

**Tableau N°08: Bilan du tronçon S.P – réservoir tampon.**

Diamètre (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exp</sub> (DA)	Bilan (DA)
150	440164,75	5858970,88	6299135,62
200	532607,17	2449280,08	2981887,25
250	636548,66	1799810,21	2436358,87
<b>300</b>	<b>756449,27</b>	<b>1663296,51</b>	<b>2419745,78</b>
350	891290,36	1563027,82	2454318,18
400	1040053,24	1538892,87	2578946,11
450	1207661,47	1528018,40	2735679,88
500	1474898,84	1522652,81	2997551,65
600	1911914,20	1518206,85	3430121,05

Les résultats de ce dernier tableau sont représentés dans la figure suivante :



**Figure N°04: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.P– R tampon).**

- ✓ Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **300mm** en fonte ductile, avec une vitesse de 1,04m/s et sur une longueur de 1876 m.

**IV.4.3.La procédure de calcul de l'adduction gravitaire**

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh [5] [6]

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} ;$$

Avec

$\Delta H_t$  : La charge disponible (m);

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

$L_g$  : 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.

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

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

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

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

$D_{av}$  : 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 N°09

**Tableau N°09 : 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 :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Dans notre cas, on prend :  $K'=0,001052$  ;  $\beta=2$  ;  $m=4,77$ .

#### IV.4.4. Les caractéristiques des différents points

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

**Tableau N°10: Les altitudes des différents points de l'adduction gravitaire :**

N° du point	Point	Côte de terrain naturel
1	Réservoir tampon Berrahmoune	88,3
2	Bâche de reprise	53,5
3	Réservoir tampon (variante 3-I)	220
3	Réservoir tampon (variante 3-II)	225
4	Piquage P1	127,86
5	Réservoir de Medjber	184
6	Piquage P2 (Ilot 2 AADL)	111,74
7	Point de raccordement (Ilot 1 AADL Reconstruction)	111,42

#### IV.4.5. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

**Tableau N°11:** Les longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire.

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1-2	Réservoir tampon Berrahmoune	Bâche de reprise	5147,42	5662,16
3-4	Réservoir tampon (marché des voitures)	Piquage P1	1363,00	1499,3
4-5	Piquage P1	Réservoir de Medjber	617,76	679,5
4-6	Piquage P1	Piquage P2	1458,57	1634,17
6-7	Piquage P2	Point de raccordement	182,49	200,7

#### IV.4.6. Dimensionnement des différents tronçons gravitaires

##### IV.4.6. 1. Variante 3-I

##### • Calcul des diamètres avantageux des tronçons

##### • Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_r \text{ tampon} - C_{tp} \text{ réservoir Medjber}$$

$$\Delta H_d = 220 - 187 = 33 \text{ m}$$

##### • Calcul du gradient hydraulique :

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_e} = \frac{33}{2178,36} = 0,015 \text{ m/ml}$$

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule précédente ;

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

**Tableau N°12:** Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction  $R_{\text{tampon}} - R_{\text{Medjber}}$ 

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	$\Delta H_i$ (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)	D <sub>normalisé</sub> (mm)	Matériau PN 16	V (m/s)
3-4	73,37	1499,3	0,015	22,48	192	200	PEHD	2,32
4-5	54,86	679,5	0,015	9,29	173	175	PEHD	2,28

L'Ilot 1 des 900 Logts AADL, qui est composé des blocs de R+9, représente le cas le plus défavorable pour le calcul de la pression disponible

On rappelle que :

- La cote du point de piquage d'Ilot 1 est de : 111,42 m
- La hauteur des Blocs R+9 : (4m RDC + 3,5 m pour chaque étage)  
D'où :  $4 + 9 \times 3,5 = 35,5 \text{ m}$

Calcul du gradient hydraulique entre P1 et l'illot1:

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_e} = \frac{197,52 - (111,42 + 35,5)}{(1458,57 + 182,49)} = 0,03 \text{ m/ml}$$

**Tableau N°13:** Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction (P1-P2), (P2-Illot1)

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	$\Delta H_i$ (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)	D <sub>normalisé</sub> (mm)	Matériau PN 10	V (m/s)
4-6	18,5	1458,57	0,03	43,75	94	100	PEHD	2,35
6-7	10,25	182,5	0,03	5,47	73	75	PEHD	2,32

**Tableau N°14:** Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D norm (mm)	ΔHi (m)	Cp (m)	Ct (m)	P (m)
3-4	73,37	200	22,48	197,52	127,86	83,46
4-5	54,86	175	9,29	188,23	184	4
4-6	18,5	100	43,75	153,77	111,74	41,78
6-7	10,25	75	5,47	148,05	111,42	36,63

**Tableau N°15:** Calcul des frais d'amortissement des conduites gravitaires pour la variante 3-I.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Famort (DA)
200	1931,49	1363	2632620,09
175	1336,43	617	824577,31
100	632,39	1458,57	922385,08
75	351,6	182,5	64167
<b>Totale</b>			4443750,26

**IV.4.6. 2.Variante 3-II**

• **Calcul des diamètres avantageux des tronçons**

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_r \text{ tampon} - C_{tp} \text{ réservoir Medjber}$$

$$\Delta H_d = 225 - 187 = 38\text{m}$$

- Calcul du gradient hydraulique :

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_e} = \frac{38}{2178,36} = 0,0175\text{m/ml}$$

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule précédente ;

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

**Tableau N°16:** Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction  $R_{tampon} - R_{Medjber}$

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔHi (m)	Dcalculé (mm)	D normalisé (mm)	Matériau PN 10	V (m/s)
3-4	73,37	1505,3	0,0175	26,34	187	200	PEHD	2,32
4-5	54,86	679,5	0,0175	11,9	165	160	PEHD	2,73

Calcul du gradient hydraulique entre P1 et l'illot1:

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_e} = \frac{198,66 - (111,42 + 35,5)}{(1458,57 + 182,49)} = 0,032\text{m/ml}$$

**Tableau N°17:** Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction (P1-P2) , (P2-Illot1)

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔHi (m)	Dcalculé (mm)	D normalisé (mm)	Matériau PN 10	V (m/s)
4-6	18,5	1458,57	0,032	46,7	92	90	PEHD	2,9
6-7	10,25	182,5	0,032	5,84	72	75	PEHD	2,32



**Tableau N°18:** Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D norm (mm)	$\Delta H_i$ (m)	Cp (m)	Ct (m)	P (m)
3-4	73,37	200	22,48	197,52	127,86	83,46
4-5	54,86	175	9,29	188,23	184	4
4-6	18,5	100	43,75	153,77	111,74	41,78
6-7	10,25	75	5,47	148,05	111,42	36,63

**Tableau N°19:** Calcul des frais d'amortissement des conduites gravitaires pour la variante3-II.

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L(m)	Famort (DA)
200	1931,49	1368,5	2643257,75
160	1296,25	617	766468,25
90	595,3	1458,57	868286,72
75	351,6	182,5	64167
<b>Totale</b>			<b>4342179,71</b>

**Tableau N°20:** Bilan du frais pour variante3-I – variante3-II

	Partie refoulement	Partie gravitaire	Total DA
<b>Variante.3-I</b>	2312286,04	4443750,26	<b>6756036,30</b>
<b>Variante.3-II</b>	2419745,78	4342179,71	<b>6761925,50</b>

### Conclusion

Selon le bilan du frais, la variante.3-I est la meilleure du point de vue technico-économique.

#### IV.4.6. 3. Tronçon : Réservoir tampon Berrahmoune- Bâche de reprise

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_r \text{ Réservoir tampon} - C_{tp} \text{ Bâche de reprise}$$

$$\Delta H_d = 87,3 - (53,5 + 5,2) = 28,6 \text{ m}$$

- Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

$$L = 5147,41 \text{ m et } Q = 61,14 \text{ l/s}$$

$$D_{av} = \sqrt[4,77]{\frac{0,001052 * 5662,16 * 0,061^2}{28,6}} = 0,223 \text{ m} = 223 \text{ mm}$$

$$200 < D_{av} < 250 \text{ mm}$$

$$\text{On suppose que: } \Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^*L_1 * Q^B}{D_1^m} + \frac{K^*L_2 * Q^B}{D_2^m}$$

Avec  $D_1 = 250 \text{ mm}$  et  $D_2 = 200 \text{ mm}$ .

Alors  $L_2 = 1887,13 \text{ m}$  avec  $D_2 = 200 \text{ mm}$  et  $L_1 = 3260,28 \text{ m}$  avec  $D_1 = 250 \text{ mm}$ .

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

$Q$  : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

$S$  : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;  
 $V$  : vitesse d'écoulement (m/s) ;  $V_1=1,24$  m/s et  $V_2=1,94$  m/s [0,5 ≤ V ≤ 2,5 m/s];  
 $D$  : diamètre nominal de la conduite (m).

Donc : le tronçon (Réservoir tampon Berrahmoune- Bâche de reprise) est composé de deux conduites en série de diamètre 250mm et 200 mm sur des longueurs respectives égales à 3260,28m et 1887,13m.

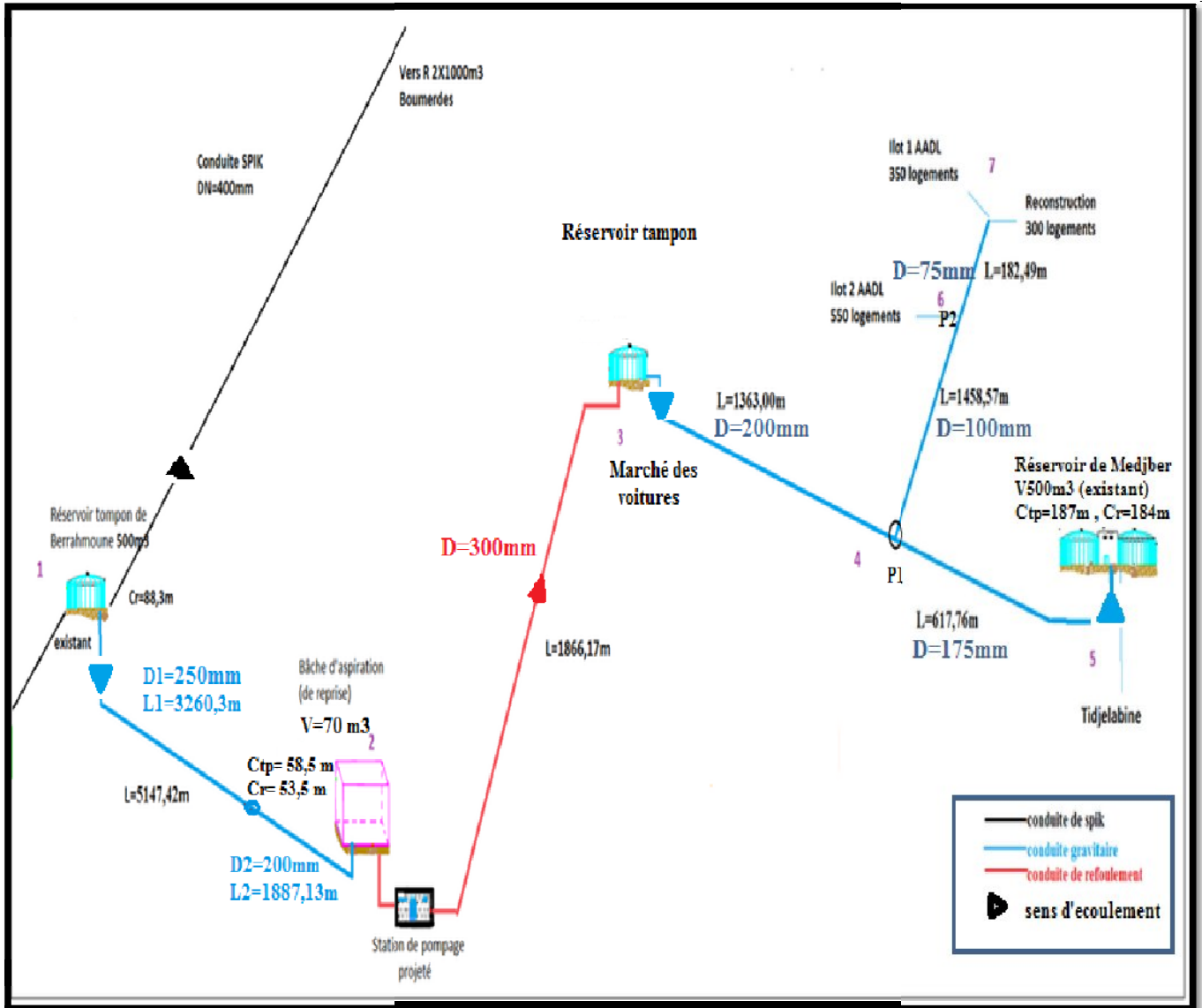


Figure N°05: Schéma représentatif du réseau d'adduction de Tidjelabine.

### Conclusion

L'étude techno-économique de l'adduction nous a permis de récapituler comme suit :  
 L'adduction sera composée d'une partie gravitaire de 8760,2m de longueur et un diamètre qui varie de 250mm à 75mm en PEHD PN10 et d'une partie de refoulement de 1866,17m de longueur et un diamètre de 300 mm avec une station de pompage qui refoulement un débit maximum de 264,14m<sup>3</sup>/h et une hauteur maximale de 184m.

# **CHAPITRE V**

## **Dimensionnement de la station de pompage**

## Introduction

En fonction de la topographie de la région d'étude et l'emplacement de la source d'alimentation, l'alimentation des réservoirs à partir de cette dernière se fait gravitairement, et par fois nécessiter la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire fasse à l'aspect accidentel du terrain, qui est le but de ce chapitre, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projetée, en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

### V.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage :

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico- économique, on tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau (bâche d'aspiration), de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

### V.2 Fonctionnement de la pompe:

La pompe est destinée à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement en énergie hydraulique en projetant de l'eau en périphérie et par la suite un écoulement continu de la veine liquide.

Dans notre projet ; On a besoin de refouler un débit total d'eaux de **73,37l/s** sur une hauteur manométrique totale **Hmt= 184m**.

### V.3. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  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.

On opte pour le choix du type de pompe (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) dans notre projet, un logiciel nommé CAPRARI(marque Italienne *Pump Tutor version 2.0*), il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée.

### V.4.Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise ( $NPSH$ )r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;

- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes de la station de pompage dans le tableau suivant :

**Tableau N°01:** *Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.*

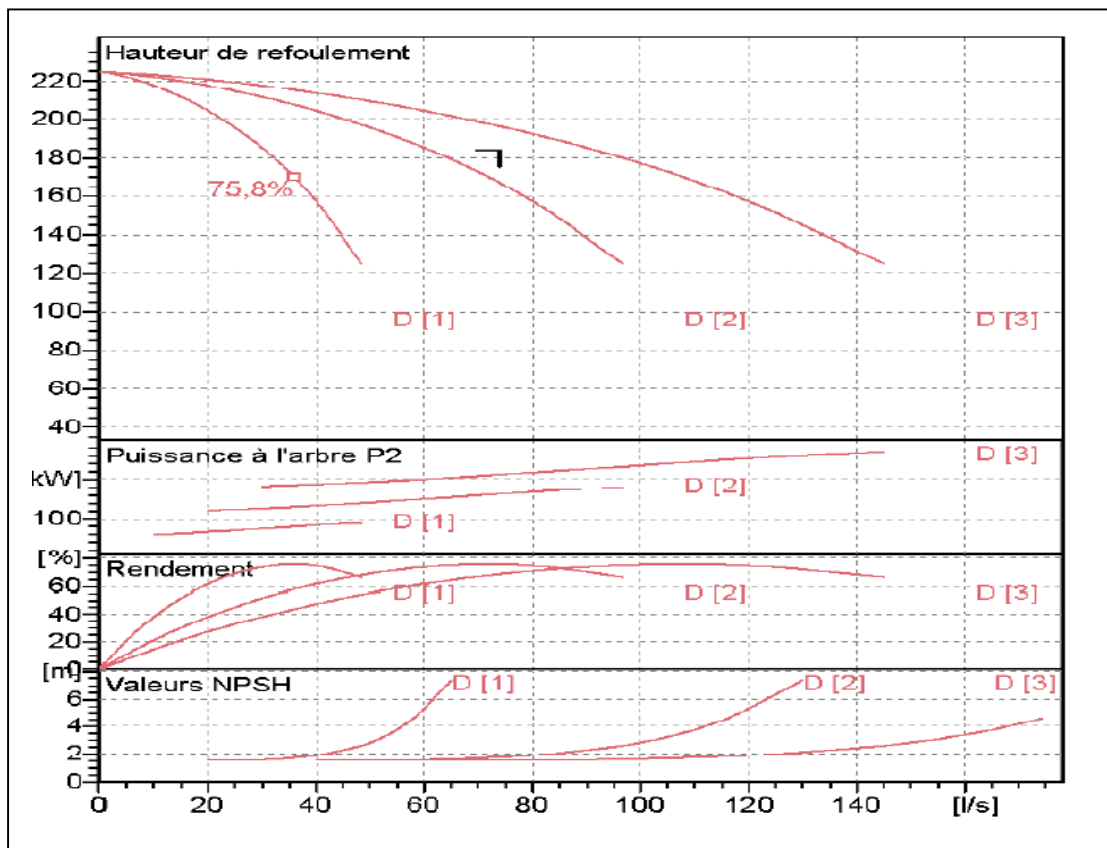
N	Q <sub>app</sub> (l/s)	HMT <sub>APP</sub> (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/mn)	Nbre d'étage	P <sub>abs</sub> (kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø <sub>roue</sub> (mm)
1	73,37	184	PM 150/7B	76,5	187	1450	7	191	3,7	300
2	36,7	184	PM 100/3B	77,7	184	2900	3	186	4,04	270
3	24,5	184	PM 80/4A	78,6	185	2900	4	173	3,09	235

A partir du tableau N°01, on déduit que la variante de 03 pompes est la meilleure du point de vue rendement, vitesse de rotation et nombre de pompes en parallèle.

On ajoute une pompe de secours pour un nombre de trois pompes. Ces quatre pompes sont identiques de type **PM 80/4A. CAPRARI**.

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

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P<sub>abs</sub> - Q], [η<sub>p</sub>- Q], [(NPSH)<sub>r</sub> - Q]. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI [10] et sont Représentées par la figureN°1 pour notre station de pompage



**Figure N°01:** *Les courbes caractéristiques des pompes de type PM80/4A-CAPRARI [9].*

**V.6 .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.7.Le point de fonctionnement d’une 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 véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement.

[Hc-Q]. La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l’installateur de la pompe. 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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal [02].

**V.7.1. Courbe caractéristique résultante des conduites**

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

$$H_T = H_g + \Delta H ;$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

$H_T$  : la perte de charge totale (m) ;

**V.7.2. Pertes de charge linéaires**

La perte de charge linéaire est donnée en (m) par la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{\lambda \times L_{ref} \times Q^5}{D_{eco}^5} ;$$

Avec :

$\lambda$  : Coefficient de frottement ;

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

$Q$  : Débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;

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

$D_{eco}$  : Diamètre économique de la conduite (m).

**V.7.3. Pertes de charge singulières**

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

**V.7.4. Pertes de charges totales**

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

$$\Delta H_{total} = \Delta H_{linéaire} + \Delta H_{singulières} = \Delta H_{linéaire} + 0,1 \times \Delta H_{linéaire} \Rightarrow \Delta H_{total} = 1,1 \times \Delta H_{linéaire} ;$$

Donc la perte de charge totale en (m) sera :

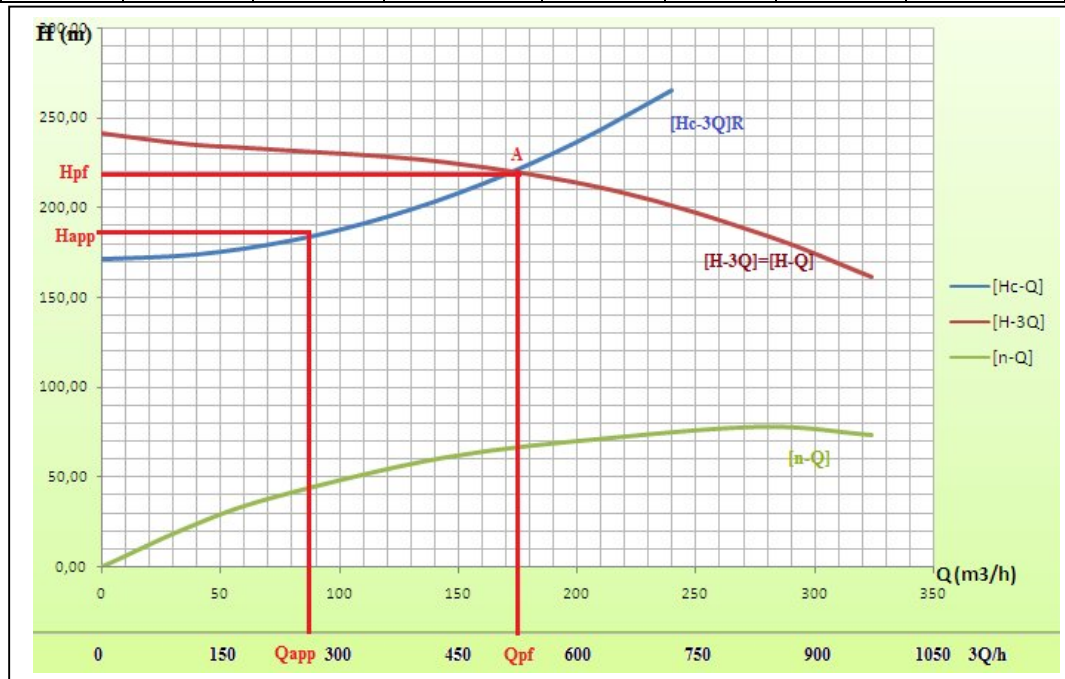
$$\Delta H_{total} = 1,1 \times \Delta H_{linéaire} ;$$

**V.7.5. Refoulement Station de pompage – Réservoir tampon (marché)**

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau suivant.

**Tableau N°02:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N°	Q (m3/h)	3Q (m3/h)	Hg (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>éco</sub> (mm)	λ	ΔH <sub>lin</sub> (m)	ΔHT (m)	Hc (m)
1	0	0	171,5	1866,17	300	0,034	0,00	0,00	171,50
2	40	120	171,5	1866,17	300	0,034	2,37	2,61	174,11
3	80	240	171,5	1866,17	300	0,034	9,50	10,45	181,95
4	120	360	171,5	1866,17	300	0,034	21,37	23,51	195,01
5	160	480	171,5	1866,17	300	0,034	37,99	41,79	213,29
6	200	600	171,5	1866,17	300	0,034	59,36	65,30	236,80
7	240	720	171,5	1866,17	300	0,034	85,48	94,03	265,53
8	280	840	171,5	1866,17	300	0,034	116,35	127,98	299,48
9	320	960	171,5	1866,17	300	0,034	151,97	167,16	338,66
10	360	1080	171,5	1866,17	300	0,034	192,33	211,57	383,07
11	400	1200	171,5	1866,17	300	0,034	237,45	261,19	432,69



**Figure N°02:** Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage projetée.

Avec :

- [η<sub>p</sub>-3Q]: la courbe du rendement de la pompe.
- [H-Q]<sub>i</sub>: la courbe caractéristique d'une seule pompe.
- [H-3Q]<sub>R</sub>: la courbe caractéristique résultante des pompes.
- [Hc-3Q]<sub>R</sub>: la courbe caractéristique résultante de la conduite.

D'après la figure précédente, le débit et la hauteur manométrique totale correspondants au point de fonctionnement (Pf) sont

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 500 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{App} = 264,14 \text{ m}^3/\text{h}. \\ H_{Pf} = 218 \text{ m} > H_{App} = 184 \text{ m}. \end{cases}$$

**V.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :**

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles en doit procéder par deux types de réglage [05].

**V.8.1. Débit disponible > Débit appelé**

Les deux types de réglage pour ce cas sont comme suit :

- **Réglage qualitatif** : il est possible dans le cas des moteurs à vitesse variable en réduisant leur vitesse de rotation.
- **Réglage quantitatif** : il s'effectue par la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement

**V.8.1.1. Mode de réglage par vannage**

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

$$\eta' = \eta \times \frac{H'}{H' + h_v};$$

$\eta'$  : Rendement de l'installation après le vannage (%);

$\eta$  : Rendement de l'installation avant le vannage (%);

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

$h_v$ : différence entre la hauteur  $H'$  et la hauteur appelée en (m).

$$h_v = H' - H_{app};$$

$H'$  : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe  $(H-3Q)_R$  en (m) .

**V.8.1.2. Mode de réglage par rognage**

C'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé. Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité  $Q=V \times S$ .

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage:

$$Q = Q_E \times \left(\frac{d}{D}\right)^5;$$

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

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

- **Le nouveau diamètre de la roue**

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \times \sqrt[5]{\frac{Q_{app}}{Q_E}};$$

Avec :

$d$  : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

$D$  : diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm);

$Q_E$  : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement ;

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

- **Rendement de rognage**



$$R = (1 - m) \times 100 ;$$

$R$  : rendement de rognage (%) ;

$m$  : coefficient de rognage ;

$$= \frac{\text{---}}{\text{---}} ;$$

Efficacité du rognage est dépend de rendement de rognage en fonction de la vitesse spécifique, comme montre le tableau suivant :

**Tableau N°03: Variation de  $R$  en fonction de  $N_s$ .**

$N_s$	$R$ (%)
60 à 120	15 à 20
120 à 200	10 à 15
200 à 300	5 à 10

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

### V.8.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

Elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc.), où par l'introduction d'air ( $n$ 'est par recommandé).

### V.8.1.4. Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t ;$$

Avec :

$t'$  : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$t$  : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h); pour notre cas 20h/j.

$Q_{pf}$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ( $m^3/h$ ).

$Q_{app}$  : débit appelé ou demandé ( $m^3/h$ ).

### V.8.1.5. Changement du type de la pompe

Dans le cas où c'est impossible d'appliquer tous les modes de réglage cités ci-dessus, il reste une seule solution qui est le changement de la pompe et amener une pompe adaptée a usage envisagé.

### V.8.2. Débit disponible < Débit appelé

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

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Quantitatif** : ouverture partielle des robinets vannes pour diminuer les pertes de charge et augmenter le débit refoulé par la pompe, si c'est possible.

*Remarque* : On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont :

- Le mode de réglage par vannage.
- Le mode de réglage par la diminution du temps de pompage.

- Le mode de réglage par le rognage.
- Le mode de réglage par la diminution de la vitesse de rotation.

**V.8.3. Application d'une mode de réglage**

On opte pour mode réglage par diminution de la vitesse de rotation :

**a). Mode de réglage par la diminution de temps de pompage :**

Le nouveau temps de pompage est

$$= \frac{264,14}{500} \times 20 = 10,65 \text{ h} \Rightarrow = \quad ' \quad '' ;$$

La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{500}{3} = 166,67 \frac{\text{m}}{\text{h}} \Rightarrow = \quad , \quad \times \quad / ;$$

Donc :

$$= \frac{9,81 \times 46,29 \times 10 \quad \times 184}{76 \times 10} = 109,94 \Rightarrow = \quad , \quad ;$$

**b) Réglage par la diminution de la vitesse de rotation**

C'est la variation de la vitesse de rotation, consiste à diminuer le nombre de tours de la pompe en gardant les mêmes dimensions, ce type de réglage est utilisé pour les deux cas (pour q<Qp et q>Qp) et pour calculer la nouvelle vitesse de rotation, on utilise toujours les lois de similitude :

$$\begin{cases} - = \lambda \dots\dots\dots(1) \\ - = \lambda \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

De (1) et (2) on aura :

$$= \frac{h}{\quad} \times \quad = \quad \times \quad ;$$

La courbe de proportionnalité : **H = 2,63 × 10<sup>-3</sup> × Q<sup>2</sup>** ;

q : débit appelé par la pompe (m<sup>3</sup>/h) ;

h : la hauteur appelée (m).

la courbe de proportionnalité coupe la courbe de la pompe dans le point 'B'.

En outre

$$\begin{matrix} - \\ - = - \Rightarrow = \times - ; \end{matrix}$$

N : vitesses de rotation initiale de la pompe (tr/mn) ;

H : la hauteur appelée (m) ;

n : vitesse de rotation après réglage (tr/mn) ;

h : la hauteur correspondante au point 'B' (m).

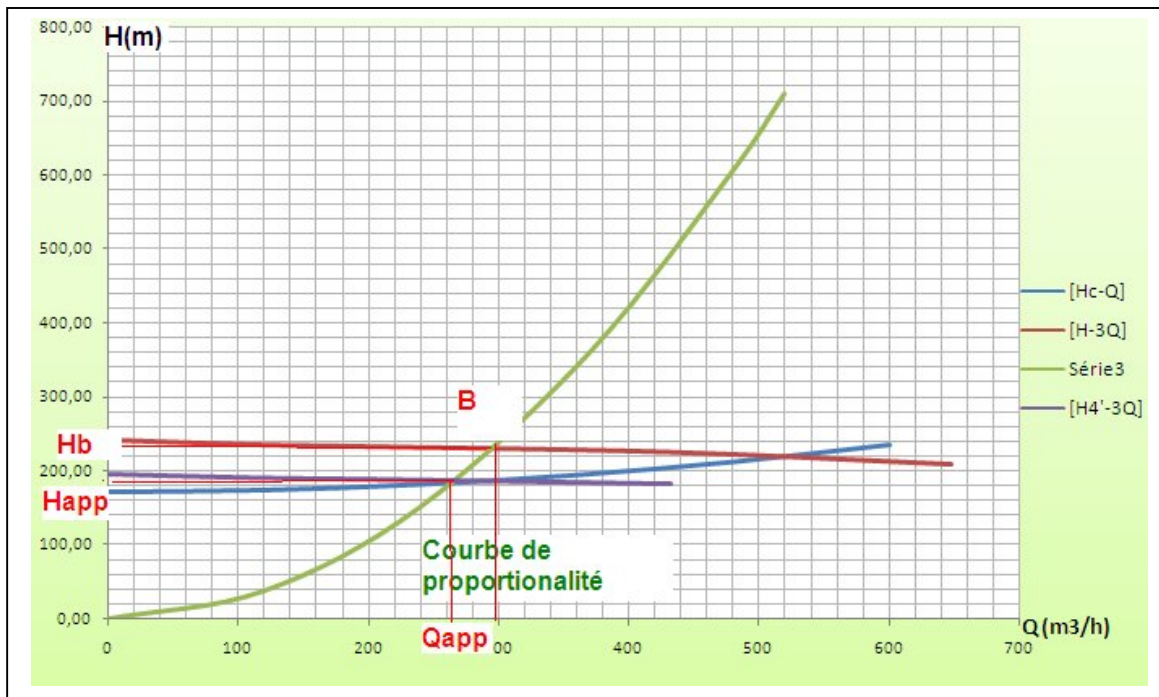


Figure N°03: Réglage par diminution de la vitesse de rotation.

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$= \frac{H_b}{H_{app}} \times \frac{Q_{app}}{Q} = \frac{217}{184} \Rightarrow = \frac{118}{100} ;$$

Le rendement après réglage est :

$$\eta = \eta \times \frac{H}{h} = 78,6 \times \frac{217}{184} = 92,63\% ;$$

### V.9. Etude de la cavitation :

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente [05].

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

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,
- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. 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 fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r ;$$

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

Pour notre calculs, on prend :  $r = 0,3$  m.

### V.9.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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

$$= ( \quad ) + \frac{ - \quad }{ \times } + \frac{ + \quad }{ \times } + \Delta \quad ;$$

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

$P_{atm}$  : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H ;$$

Avec :

$H$  : altitude de la station en (mNGA).

$T_v$  : tension de vapeur d'eau (mce) ;

**Tableau N°04:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

<b>T (°C)</b>	5	10	20	30	40	50	80	100
<b>T<sub>v</sub> (mce)</b>	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

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

$$\Delta h \quad = (1,10 - 1,15) \times \Delta h \quad ;$$

$\Delta h$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration. En utilisant la formule suivante :

$$\Delta h \quad = 0,001735 \times \frac{ \times }{ , } + \frac{ \times }{ , } \quad [ \quad ] ;$$

Avec :

$L_{asp}$  : longueur du collecteur d'aspiration,  $L_{asp} = 15$  m ;

$L_{asp}$  : longueur de la conduite d'aspiration,  $L_{asp} = 2,0$  m ;

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

$$= \text{---} ;$$

Avec :

$n$  : nombre de pompes en parallèles.

$Q_{app}$  : le débit appelé en ( $m^3/s$ ).

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

$$= \frac{4 \times}{\times} ;$$

Avec :

$V_c$  : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration en (mm),

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times DNI ;$$

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

### V.9.2. Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration :

$$= -h + ;$$

$\nabla$  : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

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

$\nabla$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

$$\nabla = C - h + h ;$$

$C_p$  : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

$h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

$h_{inc}$  : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

### V.9.3. Application

La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 2,09$  m.

La pression atmosphérique :  $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 54,5 \Rightarrow Pat = 10,25$  mce.

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ C \Rightarrow T_v = 0,24$  mce.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration :  $DNI = 150$  mm.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,3 \times 150 \Rightarrow D_a = 200$  mm.

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$= \frac{4 \times 264,14}{3,14 \times 3600 \times 1,5} = 0,249 \Rightarrow = .$$

On prend:  $V_c = 1,48$  m/s

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

$$\Delta h = 0,001735 \times \frac{15 \times \frac{264,14}{3600}}{0,25} + \frac{2 \times \frac{88,8}{3600}}{0,15} \Rightarrow \Delta h = 0,27 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,10 \times 0,27 = 0,297 \text{ m} = \Delta h_{asp}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h = 3,09 + 0,3 - 10,25 + 0,24 + \frac{2,32}{2 \times 9,81} + 0,297 \Rightarrow = - , \quad ;$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$= 58,7 - 5,2 = 53,5 \text{ m} \Rightarrow = , \quad ;$$

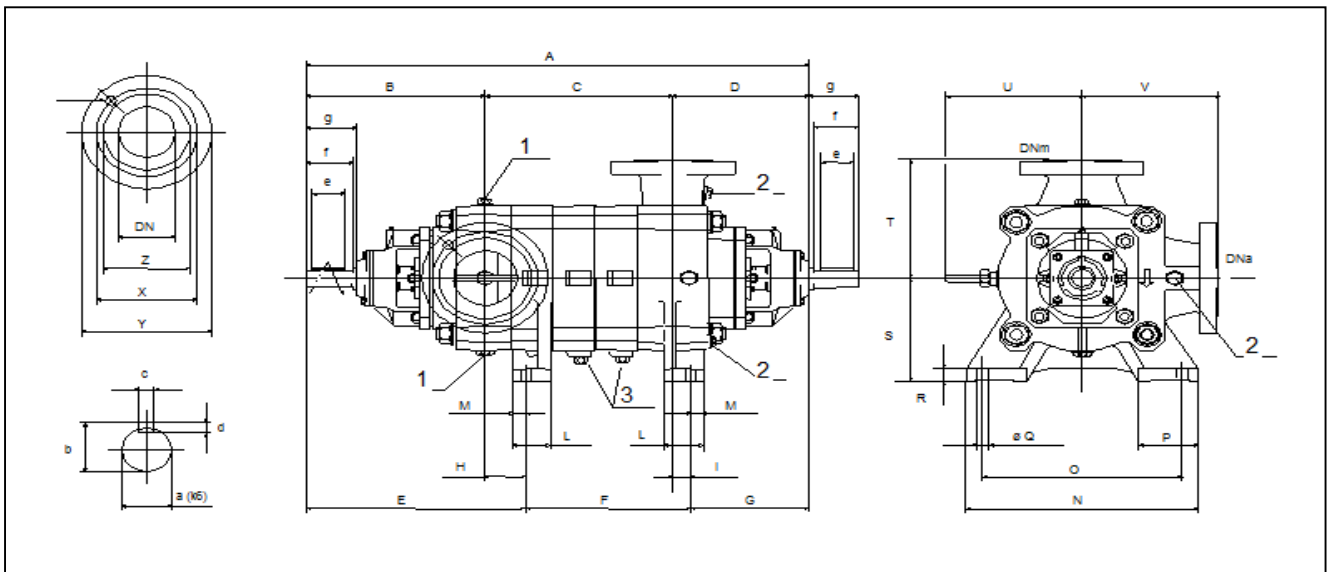
La côte de l'axe de la pompe :

$$= 53,5 + 6,04 + 0,1 = 59,6 \Rightarrow = , \quad ;$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 62,94 m.NGA pour éviter la cavitation.

**V.10. Les dimensions de la pompe :**

Les dimensions de la pompe sont représentées d'après le catalogue de **CAPRARI** dans la figure suivante :



**Figure N°04:** Les dimensions de la pompe PM80/4A.CAPRARI.

**Tableau N°05:** Dimensions des organes de la pompe PM80/4A.CAPRARI.

Dimensions						
a = 35	D = 274	E = 421	H = 61	No = 8	T = 245	Y <sub>s</sub> = 235
A = 944	d = 8	e = 70	I = 29	O = 370	U = 259	Z <sub>d</sub> = 138
B = 360	d <sub>d</sub> = 18	F = 278	L = 70	P = 102	V = 245	Z <sub>s</sub> = 160
b = 38	d <sub>s</sub> = 22	f = 90	M = 25	Q = 24	X <sub>d</sub> = 160	
c = 10	DNa = 100	g = 104	N = 420	R = 25	X <sub>s</sub> = 190	
C = 310	DNm = 80	G = 245	No = 8	S = 200	Y <sub>d</sub> = 215	

**V.11.Choix du moteur électrique :**

**V.11.1.Critères de choix du moteur électrique**

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

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

### V.11.2. Caractéristiques du moteur

Données techniques / Caractéristiques

- ✓ Q : 25,91 l/s
- ✓ H : 185 m
- ✓ n. poles : 2
- ✓ Fréquence : 50 Hz
- ✓ Monophasé / Triphasé : 3~
- ✓ Puissance moteurP2 : 75 kW
- ✓ Tension : 400 V
- ✓ Diamètre refoulement : DN 80 (UNI PN 40)
- ✓ Raccord d'aspiration : DN100 (UNI PN25)

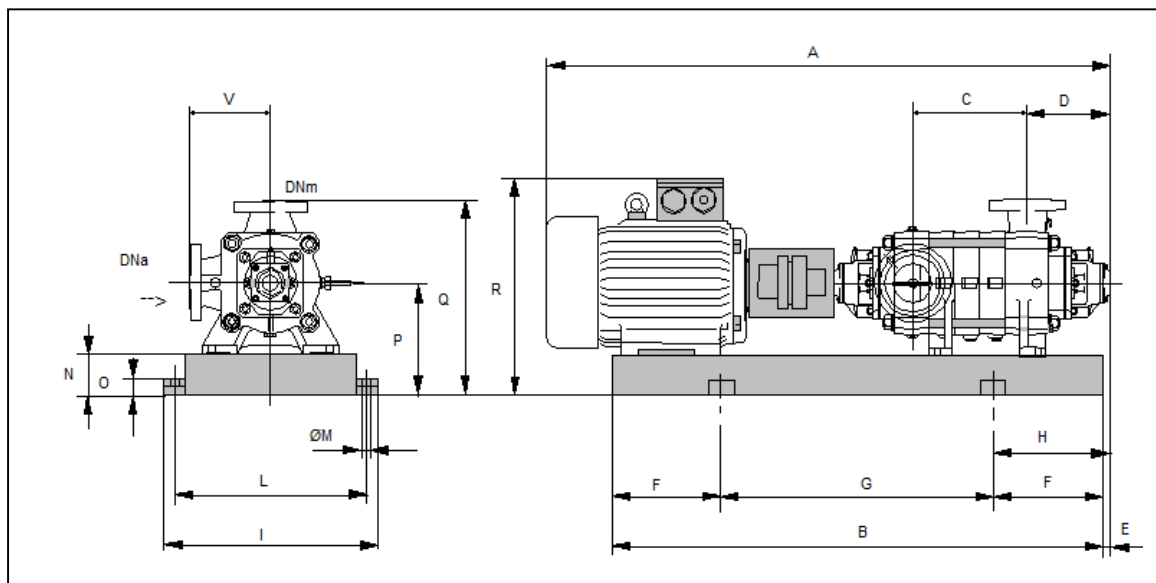


Figure N°05: Electropompe sur socle.

### V.12.Équipement hydromécanique et énergétique :

Tout l'équipement de la station de pompage est classé en deux groupes : hydromécanique et énergétique par la suite, à leur tour, ces derniers sont groupés en équipement principal et celui auxiliaires.

Nous citerons l'équipement principal, à savoir pompes et moteurs principaux robinets-vannes, clapets installés sur les conduites de refoulement et d'aspiration au voisinage immédiat des pompes principales. Cet équipement intervient de façon permanente dans l'adduction. Le choix de l'équipement principal est un problème délicat, puisqu'il s'agit du dimensionnement ou bien du type de bâtiment et le choix de l'équipement auxiliaire dépend des facteurs suivants : conditions locales, type de l'équipement principal et type du bâtiment [03].

Pour cet équipement nous distinguons deux équipements :

#### V.12.1.Les équipements amont

Les équipements auxiliaires ont pour but de :

- Remplissage des pompes et des conduites d'aspiration en haut (dispositif d'amorçage)
- Livraison d'eau pour le graissage et le refroidissement des paliers
- Montage et démontage des équipements, mise en place des grilles et de vannes
- Besoins de la station de pompage elle même comme le système de ventilation et le système anti-incendie.

Ces équipements sont : la grille, la tulipe, la crépine, le clapet anti retour, les joints, les coudes, les dispositifs anti vortex, la vanne d'aspiration, le convergent, et l'amorçage ainsi que les équipements auxiliaires.

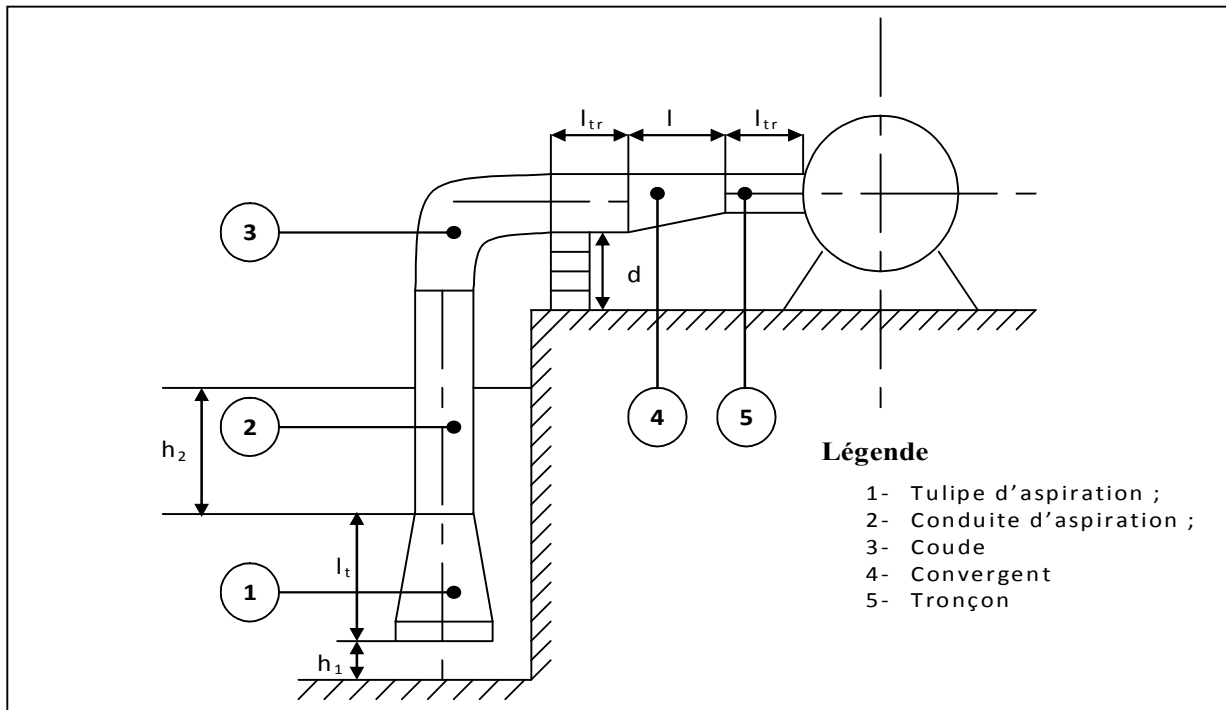


Figure N°06 : Schéma indicatif des équipements en amont de la pompe

- $l_t$  : Longueur de convergent d'aspiration =  $(3,5 \div 4) * (D_a - d_a)$  ;
- $L_{tr}$  : Longueur du tronçon avant-après le convergent  $L_{tr} \geq 2D_a$
- $D_e$  : Diamètre de la tulipe d'aspiration =  $(1,2 \div 1,5) D_a$  ;
- $d$  : Hauteur de la buté portant la conduite,
- $d = 0,3m$  pour  $D_a \leq 500mm$  ;
- $h_1$  : Hauteur du fond du puisard jusqu'à la tulipe :  $h_1 \geq 0,8D_e$  ;
- $h_2$  : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau,  $h_2 = 2.D_e$  ;
- $D$  : Espacement entre les tulipes d'aspiration  $D = (1,5 \div 2) D_e$  ;
- La pente du collecteur d'aspiration doit être inférieure à 0,5% (0,005m/m) ;

Ces dimensions sont tabléées dans le tableau ci-dessous

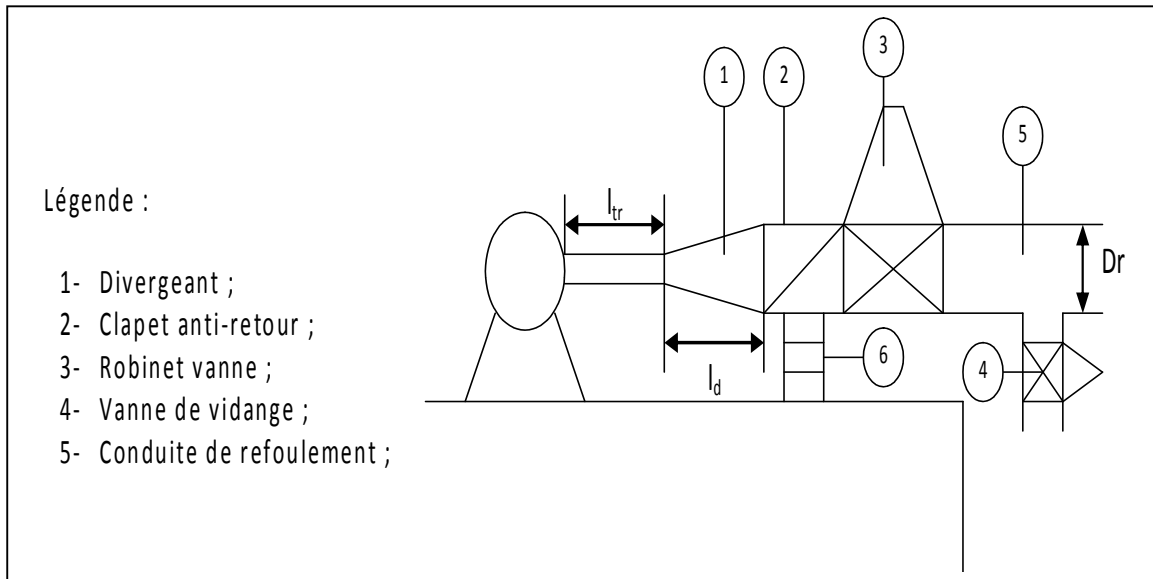
Tableau N°06 : Les dimensions des équipements en amont.

Da (mm)	da (mm)	l <sub>t</sub> (m)	L <sub>tr</sub> (m)	D <sub>e</sub> (mm)	d (m)	h <sub>1</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	D (m)
250	125	0,5	0,5	300	0,3	0,24	0.6	0.6



**V.12.2. Dimensionnement des équipements en aval :**

Ces équipements sont : le divergent, le clapet de refoulement, la vanne de refoulement et... ainsi les organes auxiliaires.



**Figure N°07 : Schéma indicatif des équipements en aval de la pompe.**

On a :

$l_{tr}$  : Longueur de la tulipe de refoulement :  $l_{tr} \geq 2 \cdot Dr$

$Dr$  : diamètre de la conduite de refoulement)

$l_d$  : Longueur du divergeant ;  $l_d = (3,5 \div 4) (Dr - dr)$  ;

$dr$  : Diamètre de la tulipe de refoulement (pompe) ;

$dv$  : Diamètre de vidange,  $dv = 0,25 Dr$

Dans le tableau ci-dessous on a les dimensions citées avant ;

**Tableau N°07 : les dimensions des équipements en aval.**

<b>dr (mm)</b>	<b>Dr (mm)</b>	<b>dv (mm)</b>	<b>l<sub>d</sub> (m)</b>	<b>l<sub>tr</sub> (m)</b>
<b>100</b>	<b>350</b>	<b>88</b>	<b>0,9</b>	<b>0.7</b>

**V.12.3. Les équipements auxiliaires :**

Ces équipements sont : les débitmètres, les appareils de mesure de pression, les prises d'échantillon, les scellements des appareillages, la protection anti béliet, le pont roulant, le système d'amorçage, le système de drainage, le système contre l'incendie

**V.13. Génie civil de la station de pompage :**

**V.13.1. Bâtiment de la station de pompage**

Il existe différents types de bâtiment pour une station de pompage :

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bâche sèche.
- Bâtiment type bâche mouillée.
- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

Le choix de type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau N°08: Choix du type du bâtiment.**

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi-enterré
Q m <sup>3</sup> /s	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe vertical ou horizontal	Pompe centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	<0 (en charge)	<0 >0	<0 <0	>0 (en aspiration)
$\Delta H$ : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1 à 2	1 à 3	N'importe	importante

On choisit de projeter un bâtiment type sèche car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 0,073 m<sup>3</sup>/s.
- Les pompes choisies sont des pompes centrifuges à axe horizontal.

Modalité de construction du bâtiment :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- la hauteur de station de pompage normalisée ( $H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m} \dots$ )
- La longueur du bâtiment  $l_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$
- La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).
- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment:
  - Distance entre les pompes entre **0,8 et 1,2 m** ;
  - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de  $l > 2\text{m}$
  - Dimensions des portes **3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4 m<sup>2</sup>**.
  - La surface des fenêtres est prise entre **10 et 15 %** de la surface de la salle des machines.

### V.13.2. Calcul génie civil

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

#### 1. Epaisseur des murs du bâtiment

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

#### 2. La hauteur du bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée en (m) par la formule suivante :

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

$h_5$  : Distance vertical  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$

$h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5) \text{ m}$  en prend  $h_{\text{socle}} = 0,5 \text{ m}$

$h_p$  : Hauteur de la pompe est égale à  $915 \text{ mm} = 0,95 \text{ m}$

$h_5 = 0,95 + 0,5 + 0,5 = 1,95 \text{ m}$

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.  $\Rightarrow h_6 = 2,2 \text{ m}$

$h_7$  : Hauteur de chariot.  $\Rightarrow h_7 = 0,4 \text{ m}$

$h_8$  : Hauteur réservée aux formes profilées  $\Rightarrow h_8 = 0,8 \text{ m}$

$h_9$  : Hauteur de sécurité  $\Rightarrow h_9 = 0,5 \text{ m}$

Donc :

$H_b = 1,95 + 2,2 + 0,4 + 0,8 + 0,5 = 5,85 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_b = 6 \text{ m} ;}$

### 3. La longueur du bâtiment

La longueur du bâtiment en (m) est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n \cdot L_p + l_{\text{int}} + l_{\text{pf}} + l_r + l_b$$

Avec :

$n$  : nombre de pompes = 4 (tenant compte de la pompe de secours) ;

$L_p$  : longueur pompe et celle du moteur ;  $L_p = 2,115 \text{ m}$  ;

$l_{\text{int}}$  : Distance entre deux pompes voisines;  $l_{\text{int}} = (0,8-1,2) \text{ m}$  ; on prend :  $l_{\text{int}} = 1 \text{ m}$

$l_{\text{pf}}$  : Longueur de la plate forme  $L_{\text{pf}} = 3 \text{ m}$  ;

$l_b$  : Longueur du bureau du personnel;  $l_b = 4 \text{ m}$  ;

$l_r$  : longueur de l'armoire électrique  $l_r = (2-3) \text{ m}$ , on prend  $l_r = 3 \text{ m}$  ;

$L_b = 4 \times (2,115) + 1 + 3 + 4 + 3 = 19,46 \text{ m} \quad \mathbf{L_b = 21 \text{ m} ;}$

### 4. La largeur du bâtiment

$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$$

$S$ : épaisseur du mur  $s = 0,3 \text{ m}$ .

$l_1$  : distance entre le mur et le premier organe  $30 \text{ cm}$ .

$l_2$  : distance entre les tubulures  $30 \text{ cm}$ .

$l_3$  : longueur des accessoires d'aspiration.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{tr}} + l_{\text{tasp}} + l_c + l_j$$

$l_p$  : longueur de pompe =  $2,115 \text{ m}$

$l_{\text{tr}}$  : longueur de la tubulure de refoulement  $l_{\text{tr}} = 2 \times D_r = 2 \times 100 \Rightarrow l_{\text{tr}} = 0,2 \text{ m}$

$l_{\text{tasp}}$  : longueur de la tubulure d'aspiration  $l_{\text{tr}} = 2 \times D_a = 2 \times 125 = 0,25 \text{ m}$

$l_c$  : longueur du convergent=0,45m.

$l_j$  : longueur des joints.

$l_{\text{bureau}}$  : longueur bureau de chef d'exploitatin

Donc :

$$l_b = 2 \times 0,3 + 0,3 + 0,3 + 2,115 + 0,2 + 0,25 + 0,45 + 3 = 4,215 \text{ m} \Rightarrow l_b = 9 \text{ m} ;$$

### 5. Dimensions des portes

- porte principale :  $4,2 \times 3,2 \text{ m}^2$  ;
- porte secondaire :  $2,2 \times 1,2 \text{ m}^2$  ;

### 6. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.  $S_{\text{fenêtres}} = 14\% S_t$

$$S_{\text{fenêtres}} = 0,10 \times 21 \times 6 \Rightarrow S_{\text{fenêtres}} = 12,6 \text{ m}^2;$$

Le nombre de fenêtres :

$$N_{\text{fenêtres}} = S_{\text{fenêtres}} / (1,5 \times 1,8) = 4,66 \Rightarrow 05 \text{ Fenêtres.}$$

### 7. Dimensionnement des marches d'escalier

- hauteur : 17 cm.
- largeur : 30 cm.
- pente : 1/1,75.

**Tableau N°09: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.**

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
21	9	6	0,3	1,8×1,5	2,2×1,2	4,2×3,2

## Conclusion

D'après l'étude que nous avons faite dans ce chapitre, on a adapté pour notre station de pompage projetée, des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal de type **CAPRARI** ont les caractéristiques suivantes :

- 03 pompes + 1 pompe de secours ;
- Type de pompe : PM80/4A-CAPRARI.

Afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes ainsi le dimensionnement de la station de pompage.

# **CHAPITRE VI**

## **Pose de canalisation et accessoires**

## Introduction

La pose de canalisation représente une étape très importante pour la stabilité de celle-ci qui devra s'abriter pendant des années.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

Dans notre projet, on opte le PEHD comme matériau de la conduite pour l'adduction gravitaire et le fonte ductile pour la conduite de refoulement.

### VI.1. Pose de canalisation :

#### VI.1.1. Principe de pose de canalisations

- La manutention des tuyaux de toute espèce doit se faire avec les plus grandes précautions.
- Les tuyaux sont posés directement sur le sol ou dans le fond des tranchées (0,8m-1,2m), il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux.
- Tout tuyau qu'aurait subi une fausse manœuvre doit être considéré comme suspect et ne peut être posé qu'avec une nouvelle vérification.
- Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toute espèce sont examinés et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.
- Les tuyaux sont présentés bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires sont également disposées aux changements de direction.
- La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain meuble, les tuyaux seront posés directement sur le fond de la tranchée soigneusement préparé. En terrain dur, les tuyaux seront posés sur un lit de pose.
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux en cours de pose sont obturées à l'aide d'un tampon pour éviter l'introduction de corps étrangers ou animaux.
- Les conduites en acier sont soudées sur le bord de la tranchée et ensuite basculées dans la tranchée grâce à leur flexibilité. Les autres matériaux sont installés de bout à bout à l'intérieur de la tranchée.
- Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.

#### VI.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 15 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

#### VI.1.3. Pose de canalisation en forte pente

La pose en pente d'une canalisation peut être faite en deux façons:

- En réalisant des massifs en béton.

- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

Au-delà d'une certaine pente (25%) les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

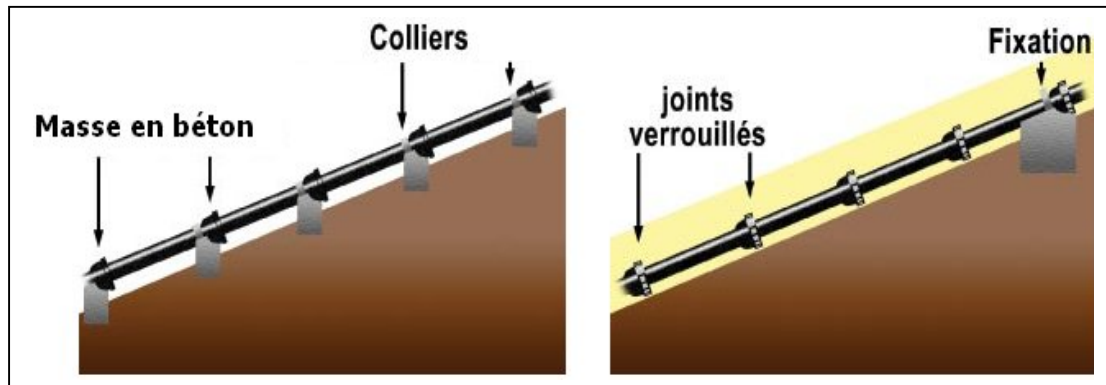


Figure N°01 : Pose de canalisation en forte pente.

## VI.2. Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

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

### VI.2.1. Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique. On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

#### VI.2.1.1. Robinet à papillon centré

Le robinet à papillon peut être manœuvré par commande manuelle, électrique, pneumatique, hydraulique. Pour ces robinets de grand diamètre, le couple dépend des caractéristiques hydrauliques du circuit.

#### Applications :

- ✓ Dans notre cas, on prévoit l'installation des robinets à papillon à la sortie de réservoir de BERRAHMOUNE et réservoir tampon projeté.

#### Conditions de service :

- Température : de 0° C minimum à +65° C maximum.

La température d'utilisation dépend du fluide véhiculé et de la nature de l'élastomère de la manchette utilisée d'autres températures peuvent être proposées.

Pression admissible (PS) jusqu'à 25 bar à la température ambiante.

### **VI.2.1.2. Robinet à flotteur :**

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique.

Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.

\*Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.
- Des robinets à flotteur dans la bêche d'aspiration de la station de pompage et réservoir tampon.

### **VI.2.2. Clapet anti retour :**

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

### **VI.2.3. 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 ; la ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse.

#### ***Rôles de la ventouse***

1-La ventouse laisse échapper l'air:

- a) à tous les points les plus hauts
- b) à tous les points hauts intermédiaires
- c) sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tout les 800 m)
- d) après les pompes

2- La ventouse permet l'admission d'une quantité suffisante d'air:

e) à tous les points du réseau où on peut avoir un risque de présence d'un vide (après une fermeture rapide de vanne pour sécuriser de rupture de la conduite.

\*On prévoit l'installation des ventouses dans le système d'adduction dans tous les points les plus hauts.

### **VI.2.4. Vannes de décharge**

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible. [5]

### **VI.2.5. Moyens anti-bélier**

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier [1] :



**a) Cheminée d'équilibre :** elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

**b) Volant d'inertie :** couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

**c) Soupape de décharge :** Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

**d) Réservoirs d'air :** il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

\*Dans notre projet, le réservoir d'air s'impose comme moyen anti bélier dans la station de pompage

#### **VI.2.6. 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 station de pompage et les réservoirs

#### **VI.2.7. Poteaux et bouches d'incendies**

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux et bouches d'incendie au niveau de la station de pompage projetée.

#### **VI.2.8. Crépines**

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets. [2]

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

\*Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

#### **VI.2.9. Joints de raccordement**

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont [8]:

- ✓ le joint express (verrouillé ou non) ;
- ✓ le joint standard (verrouillé ou non) ;
- ✓ les joints automatiques verrouillés ;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides.

#### **VI.2.10. Organes de mesure**

**a) Mesure de débit**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

**b) Mesure de pression**

Les appareils les plus utilisés sont :

- *manomètres à aiguilles*

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VI.8). Dans notre cas, où l'installation est en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe.

- *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.

**VI.2.11. Organes de raccordement**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour [5] :

- ✓ 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 montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

**➤ Coudes**

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

**➤ Cônes**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

**➤ Joints de démontage**

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

\*Dans notre cas, Ces accessoires seront installés dans la station de pompage.

## **Conclusion**

Vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Un réservoir anti-bélier à la sortie de la station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs ;
- ✓ Les clapets anti-retour.

# **CHAPITRE VII**

## **Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion**

## Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre le régime transitoire et la corrosion, la conduite qui orient la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile et PEHD ; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

### VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :

#### VII.1.1. Définition

Le coup de bélier ou les régimes transitoires sont des phénomènes complexes qu'il n'est pas possible de traiter de façon détaillée dans le cadre restreint de cette étude. Les régimes transitoires dépendent directement de variations brutales de la vitesse d'écoulement dans la conduite. Ces variations de vitesse sont à l'origine de variations de pression (également appelées coups de bélier) qui peuvent être positives ou négatives [1][3].

#### VII.1.2. Les causes du coup de bélier

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

Les régimes transitoires ou coups de bélier ont des causes très diverses, à titre d'exemple on peut citer :

- disjonction électrique,
- manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne
- fin de remplissage d'une conduite,
- implosion d'une poche de cavitation,
- arrêt et démarrage d'une pompe.
- le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- modification de la vitesse d'une pompe.
- variation d'un plan d'eau.
- la disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Dans le cas d'une station de pompage, les régimes transitoires les plus dangereux sont consécutifs à une disjonction électrique (ou panne de courant).

Il est rappelé que, dans le cas d'une disjonction électrique, la présence d'une variation de vitesse électronique ou de démarreur-ralentisseur électronique est sans effet sur les régimes transitoires et ne dispense pas, en conséquence, de l'étude et de l'installation de la protection anti-bélier.

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

#### VII.1.3. Les conséquences du coup de bélier

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

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.

### 1) Cas de la surpression

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

### 2) Cas de dépression

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

### 3) Fatigue de la canalisation

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

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

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en déterminant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

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

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ;
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau ;
- $e_m$  : Epaisseur de la conduite (m)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- $\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;
- $\nu_s$  : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;
- $E_m$  : Le module de Young du matériau de la conduite;
- $E_s$  : Module de Yong du sol considéré

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

$$t_r = \frac{2 * L}{c}$$

Avec:

$t_r$  : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

### VII.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

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

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

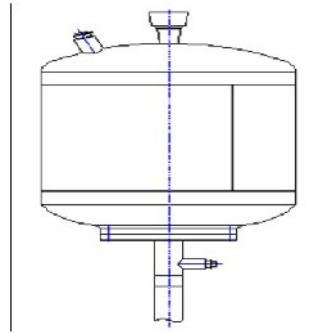


Figure N°01: Réservoir d'air.

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

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

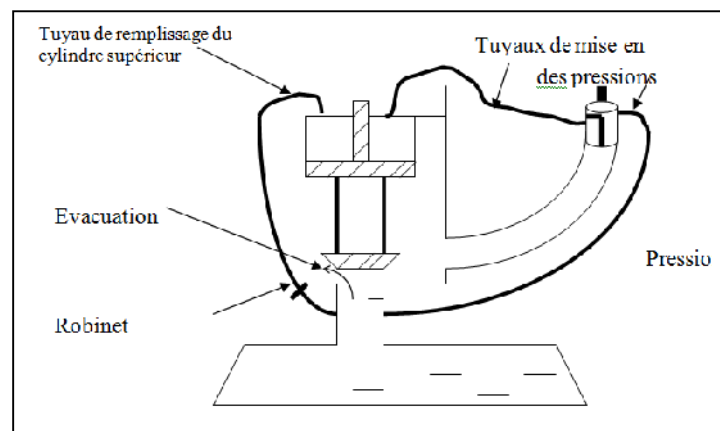


Figure N°02: Soupape de décharge LEZIER.

**d) Volant d'inertie :** calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant

la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

*Remarque :* Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

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

### VII.1.6. Analyse physique du phénomène

#### • 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.

#### • 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.

#### • 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  $3T$ .

#### • 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.



**VII.1.7. Calcul du réservoir d'air**

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de BERGERON**

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

- **Méthode de VIBERT**

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

On calculera la célérité d'onde donnée en (m/s) à l'aide de la formule améliorée par Mr SALAH Boualem pour les conduites enterrées (formule précédente\*) :

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 \times 10^9$  Pascal ;
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup> ;
- $E_m$ : module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 1,7 \times 10^{11}$  Pa pour la fonte ductile;
- $E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2 \times 10^8$  Pascal ;
- $\nu_m$ : coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m = 0,3$  (fonte ductile) ;
- $\nu_s$ : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0,33$  ;
- $e_m$  : Epaisseur de la conduite (m).  $e_m = 0,007$ m pour la fonte ;
- a : rayon intérieur de la conduite (m).

La charge tenant compte du coup de bélier en (m) :

$$= \quad + \frac{\times}{\quad} ;$$

$V_0$  : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

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

$H_g$  : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue en (m) :

$$Z_0 : H_g + 10 ;$$

La charge maximale absolue en (m) :

$$= \quad + \quad ;$$

On a:

$$h = \frac{\quad}{\times} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{\quad}{\times} , \text{---} ; \text{voir (Annexe III)}$$

A partir de  $\frac{\quad}{\times}$ , L et S, on tire  $U_0$ , donc :  $U \times Z = U \times Z \Rightarrow \quad = \frac{\quad}{\quad}$  ;

Avec  $U_{max}$  est le volume du réservoir d'air en (m<sup>3</sup>).

**Application**

• **Les données de base**

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau N°01:** Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>0</sub> (m/s)	L (m)	Hg (m)
Fonte	300	0,0701	1,04	1866,17	171,5

• **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde 'C' sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau N°02:** Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

K (Pa)	ρ (kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	v <sub>m</sub>	v <sub>s</sub>	E <sub>s</sub> (Pa)	E <sub>m</sub> (Pa)	e <sub>m</sub> (m)	C (m/s)
2,07×10 <sup>9</sup>	1000	0,143	0,3	0,33	2×10 <sup>8</sup>	1.7×10 <sup>11</sup>	0,007	445,31

• **Calcul de la capacité de réservoir d'air**

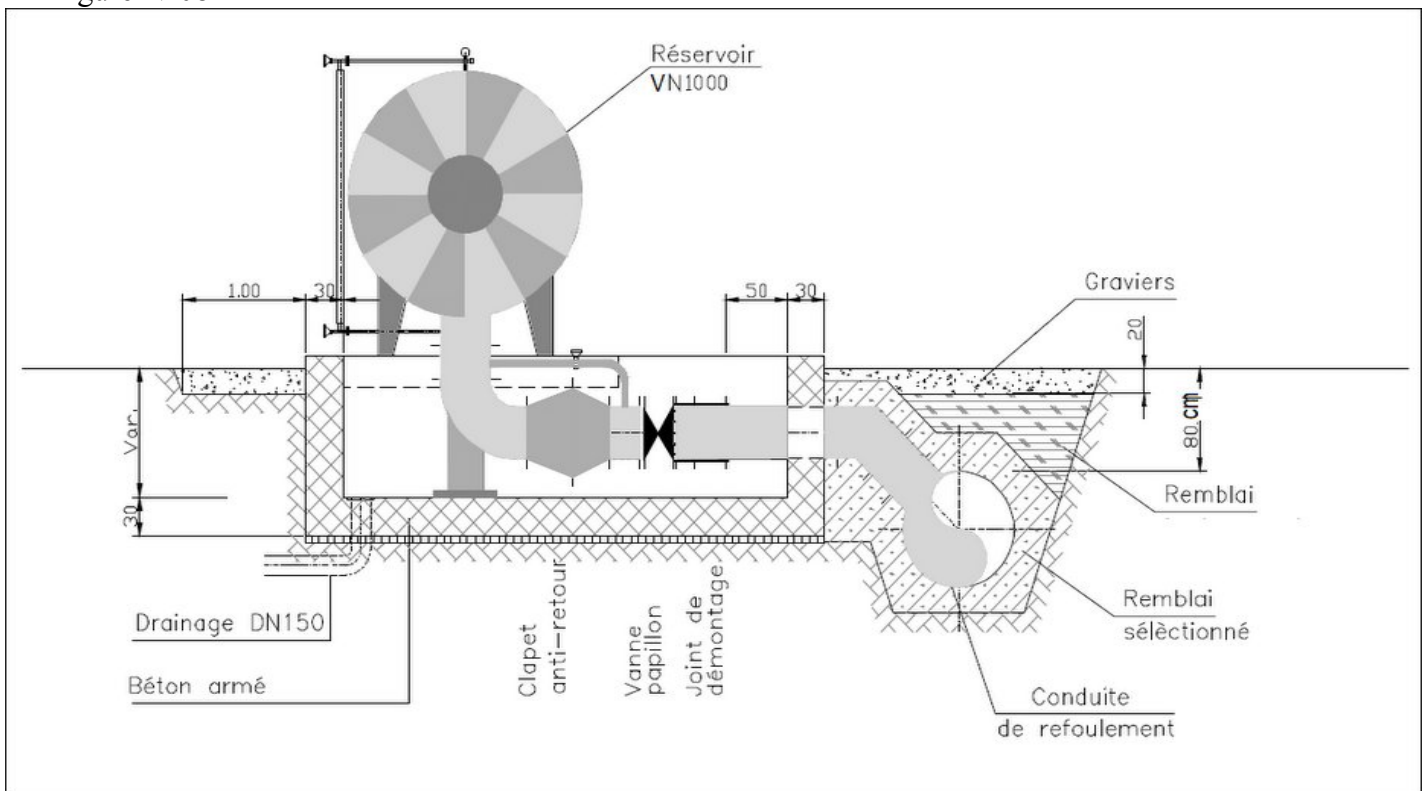
Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau N°03:** Calcul de volume de réservoir d'air.

Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	—	g (m/s <sup>2</sup> )	h <sub>0</sub> (m)	—	×	—	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	V Normalisé (litre)
181,5	218,7	1,2	9,81	0,055	3,03×10 <sup>-4</sup>	0,019	0,84	2,48	2,96	3000

**VII.1.7.1. Installation du réservoir d'air**

Afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la station de pompage et pour économiser le cout de génie civil le réservoir d'air sera installé à l'extérieur. Le schéma d'installation est représenté par la figure N°08



**Figure N°03:** Schéma d'installation du réservoir d'air.

## VII.2. Protection des conduites contre la corrosion :

### VII.2.1. Définition

C'est l'attaque destructive d'un métal par réaction chimique ou électrochimique avec son environnement. Les propriétés mécaniques des matériaux sont altérées, due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

### VII.2.2. Les facteurs de la corrosion

✓ L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.

✓ Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.

✓ La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.

✓ Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.

✓ La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.

✓ L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :

- Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.

- La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

✓ Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.

✓ Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

### VII.2.3. Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

### VII.2.4. Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

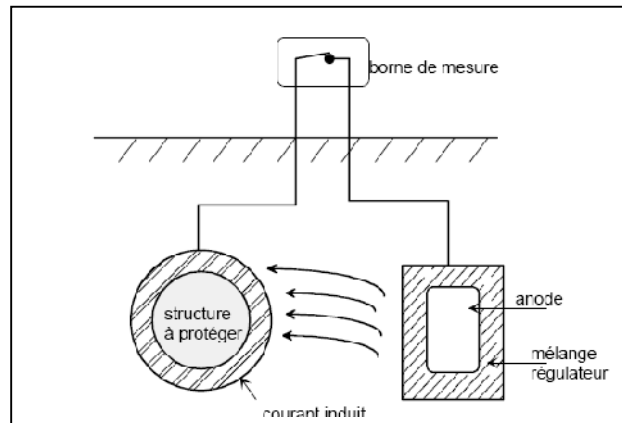
La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

### VII.2.5. Protection des conduites contre la corrosion externe

#### VII.2.5.1. Protection par anodes sacrificielles

La protection cathodique par anodes sacrificielles a pour but de mettre à profit l'effet du couple galvanique (pile) créée par l'association, dans un même électrolyte, de deux métaux différents : le métal

à protéger et un métal moins noble qui constitue l'anode. Dans ce type de protection, l'anode se consomme par dissolution en portant la surface du métal à protéger au-delà de son potentiel d'immunité.

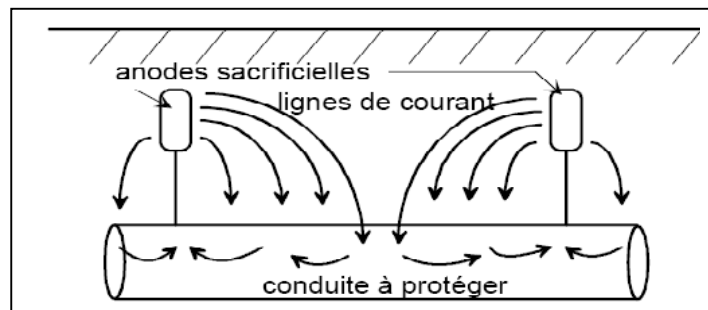


**Figure N°04:** Principe de la protection cathodique par anodes sacrificielles.

Pour que la protection existe, il faut :

- que la pile débite, donc que l'anode soit reliée électriquement au métal,
- que la surface à protéger et l'anode soient plongées toutes dans le même milieu électrolytique,
- que l'installation soit adaptée à la surface à protéger (dimensions, nombre, répartition des anodes).

La protection par anodes sacrificielles n'a pas une durée indéfinie. Elle s'arrête avec la disparition du matériau sacrificiel ou par blocage électrochimique. L'évaluation de sa durée de vie est estimée par calcul du dimensionnement des anodes et par retour d'expérience, généralement une quinzaine d'années.



**Figure N°05:** Répartition des anodes sacrificielles le long d'une conduite.

### VII.2.5.2. Protection cathodique

La protection cathodique peut être efficace et ne concerne que les ouvrages enterrés ou immergés. Cette catégorie représente par ailleurs la grande majorité des problèmes de corrosion rencontrés car liée à la présence de l'eau au contact des métaux. C'est le cas en particulier des environnements naturels, tels que les eaux douces, l'eau de mer ou les sols. C'est aussi le cas de la plupart des milieux liquides de l'industrie, ainsi que des gaz conduisant à des condensations liquides contenant de l'eau (seulement si l'eau est acide ou contient de l'oxygène dissous).

### VII.2.5.3. Les revêtements organiques

Les revêtements organiques forment une barrière plus ou moins imperméable entre le matériau et le milieu. Ils se divisent en trois familles :

- ✓ Les peintures et vernis;
- ✓ Les bitumes;

- ✓ Les revêtements polymériques.

#### **a) Les peintures et vernis**

Une peinture est un mélange composé de particules insolubles (les pigments) en suspension dans un milieu aqueux ou organique constitué par un liant et un solvant. Les pigments assurent l'inhibition de la corrosion et peuvent également avoir une fonction décorative. Le liant assure la cohésion du film et son adhérence au substrat, tandis que le solvant permet d'appliquer la peinture à l'état liquide. En général, l'application d'une peinture consiste en un traitement multicouche d'une épaisseur totale de 100 à 200 $\mu$ m comprenant :

- Une couche primaire adhérente au métal qui contient les pigments destinés à retarder l'oxydation du matériau (épaisseur 10 à 40  $\mu$ m). On distingue les peintures primaires réactives PPR (wash primer) et les peintures primaires d'atelier (shopsprimer). Les premières sont des solutions phosphatantes ou chromatantes qui, ainsi que nous l'avons déjà mentionné, favorisent l'accrochage des couches ultérieures. des couches intermédiaires qui renforcent la protection, augmentent l'étanchéité et diminuent les irrégularités.
- Une couche de finition pour l'étanchéité et l'esthétique.

#### **b) Les bitumes**

On les utilise principalement pour protéger des structures enterrées en acier ou en fonte. Ils se présentent en général sous la forme d'un revêtement épais (de l'ordre de 5 mm), dont la plasticité réduit considérablement les risques de dégradation mécanique.

#### **c) Les revêtements polymériques**

Il existe une grande variété de ce type de revêtement comme les thermoplastes (polyéthylène, polypropylène, PVC, PTFE,...), les caoutchoucs (naturel ou synthétique), et les thermodurcissables (polyuréthane, époxydes, polyesters,...).

Leur épaisseur est normalement de 100 à 500 $\mu$ m. On les applique par divers procédés : par poudre, au pistolet, par laminage, par immersion.

Les produits thermodurcissables sont quant à eux souvent employés à l'état liquide, la solution contenant un mélange de résine et de durcisseur.

## **Conclusion**

Nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie de station de pompage un réservoir d'air d'une capacité 1000 litres d'air.

Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de bitume assureront la protection des conduites en fonte ductile, traversant des terrains agressifs. On doit également prévoir une protection cathodique le long de la conduite.

## **CHAPITRE VIII**

# **Organisation de chantier**

## Introduction

L'objet fondamental de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution.

Les différents travaux à réaliser pour un projet de réseau d'adduction d'eau potable sont :

- La projection de la conduite d'adduction ;
- La constriction de la station de pompage.

### VIII.1. Différents travaux à entreprendre :

#### VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

##### a) *Exécution des tranchées*

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

##### b) *Construction des regards*

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

##### c) *Pose du lit de sable :*

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

##### d) *Pose des conduites*

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

##### e) *Remblayage des tranchées*

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

##### f) *Nivellement et compactage*

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

#### VIII.1.2. Travaux concernant la station de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures

- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.
- Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

#### **a) Décapage**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

#### **b) Exécution des fouilles**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes :  $L * l * h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit :  **$1,5 * 1,5 * 1,5m^3$**

#### **c) Coulage du béton de propreté**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

#### **d) Remblayage**

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

#### **e) Coulage du béton**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux,

Les demi-poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

#### **f) Maçonnerie**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

### **VIII.1.3. Travaux concernant les réservoirs**

Dans la zone d'étude nous avons à construire six réservoirs dont quatre sont jumelés deux à deux. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Fondation.
- Voile.
- Ceinture.
- Coupole.
- Lanterneau.



## VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

### VIII.2.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais (m<sup>2</sup>) est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, Sachant que :

$$S_{exc} = b \times H_{tr} ;$$

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe (m<sup>2</sup>);

$b$  : largeur de la tranchée (m);

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

Donc le volume excavé en (m<sup>3</sup>) sera :  $V_{exc} = S \times L_{exc}$  ;

$L$  : distance entre deux coupes consécutives en (m).

#### a) La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

$$H_{tr} = D + h + h_1 ;$$

$D$  : diamètre de la conduite (m).

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

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,10$  m.

#### b) Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6\text{m} ;$$

$D$  : diamètre de la conduite (m).

**Tableau N°01: Calcul du volume des déblais.**

Tronçon	D (mm)	b (m)	H (m)	S (m <sup>2</sup> )	L (m)	V <sub>exc</sub> (m <sup>3</sup> )
Réservoir tampon Berrahmoune-a	300	0,9	1,2	1,08	3433,25	3707,91
a- la bache(SP)	250	0,85	1,15	0,9775	3433,25	3356,00
Station de pompage- Réservoir projeté (marché des voitures)	350	0,95	1,25	1,1875	1866,17	2216,08
Réservoir projeté(marché des voitures)- Piquage P1	250	0,85	1,15	0,9775	1363	1332,33
Piquage P1- Réservoirs de Medjber	200	0,8	1,1	0,88	617,76	543,63
Piquage P1- Piquage P2 (Ilot 1 AADL)	150	0,75	1,05	0,7875	1458,57	1148,62
Piquage P2 -Point de raccordement (Ilot 2 AADL Reconstruction)	100	0,7	1,0	1,08	182,49	127,74
<b>TOTAL</b>						<b>12432,32</b>

Donc le volume total des déblais est de : **12432,32m<sup>3</sup>**.

### VIII.2.2. Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 10 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L ;$$

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 0,10$  m ;

$L$  : longueur de la tranchée (m).

$b$  : largeur de tranchée en (m)

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant.

**Tableau N°02:** Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> )
Réservoir tampon Berrahmoune-a	0,9	0,1	3433,25	308,99
a- la bâche(SP)	0,85	0,1	3433,25	291,83
Station de pompage- Réservoir projeté (marché des voitures)	0,95	0,1	1866,17	177,29
Réservoir projeté(marché des voitures)- Piquage P1	0,85	0,1	1363	115,86
Piquage P1- Réservoirs de Medjber	0,8	0,1	617,76	49,42
Piquage P1- Piquage P2 (Ilot 1 AADL)	0,75	0,1	1458,57	109,39
Piquage P2 -Point de raccordement (Ilot 2 AADL Reconstruction)	0,7	0,1	182,49	12,77
<b>TOTAL</b>				<b>1065,55</b>

Donc le volume du lit de sable est :  $V_s = 1065,55\text{m}^3$

### VIII.2.3. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$= \frac{\times}{\quad} ;$$

$S_C$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$V_C$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>)

$$V_C = S_C \times L .$$

**Tableau N°03:** Calcul du volume de la conduite.

Tronçon	D (mm)	Sc (m)	L (m)	V <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> )
Réservoir tampon Berrahmoune-a	300	0,0177	3433,25	60,640
a- la bâche(SP)	250	0,0123	1714,17	42,111
Station de pompage- Réservoir projeté (marché des voitures)	350	0,0240	1866,17	44,864
Réservoir projeté(marché des voitures)- Piquage P1	250	0,0123	1363	16,718
Piquage P1- Réservoirs de Medjber	200	0,0079	617,76	4,849
Piquage P1- Piquage P2 (Ilot 1 AADL)	150	0,0044	1458,57	6,440
Piquage P2 -Point de raccordement (Ilot 2 AADL Reconstruction)	100	0,0020	182,49	0,358
<b>TOTAL</b>				<b>176,00</b>

### VIII.2.4. Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_S - V_C ;$$

$V_r$  : volume du remblai compacté en (m<sup>3</sup>) ;

$V_{exc}$  : volume du déblai (volume excavé) en (m<sup>3</sup>) ;

$V_C$  : volume occupé par la conduite de refoulement en (m<sup>3</sup>).

$V_S$  : volume du lit de sable en (m<sup>3</sup>).

**Tableau N°04:** Volumes de remblais de l'adduction.

Tronçon	V <sub>Déblais</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>S</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>C</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>Remblais</sub> (m <sup>3</sup> )
Réservoir tampon Berrahmoune-a	3707,91	308,99	60,640	3338,28
a- la bâche(SP)	3356,00	291,83	42,111	3022,059
Station de pompage- Réservoir projeté (marché des voitures)	2216,08	177,29	44,864	1993,926
Réservoir projeté(marché des voitures)- Piquage P1	1332,33	115,86	16,718	1199,752
Piquage P1- Réservoirs de Medjber	543,63	49,42	4,849	489,361
Piquage P1- Piquage P2 (Ilot 1 AADL)	1148,62	109,39	6,440	1032,79
Piquage P2 -Point de raccordement (Ilot 2 AADL Reconstruction)	127,74	12,77	0,358	114,612
<b>TOTAL</b>	<b>12432,32</b>	<b>1065,55</b>	<b>176,00</b>	<b>11190,78</b>

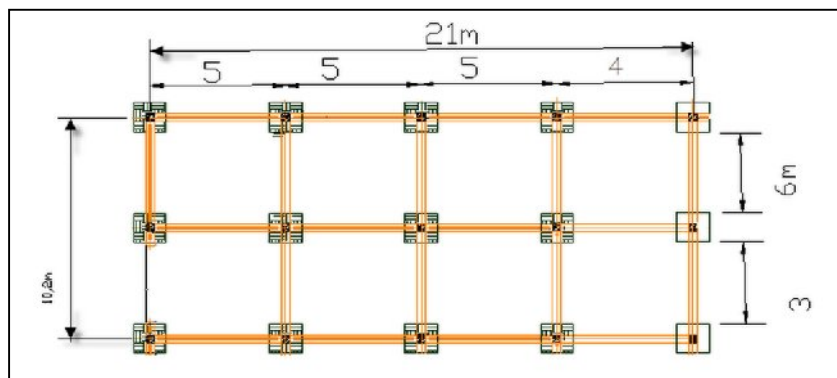
### VIII.3. Travaux concernant la station de pompage :

**Tableau N°05:** Les dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur L	Largeur l	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
21	10,2	6	0,3	1,8×1,5	2,2×1,2	4,2×3,2

Poteaux : bxb =40x40 cm. Poutres : bxb = 40x40 cm.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 15 semelles et 15 fouilles.



**Figure N°01 :** Coupe transversale de la station de pompage.

**a) Calcul du volume de décapage**

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 15 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times (21+1) \times (10,2+1) = 36,96 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à  $V_d = 36,96 \text{ m}^3$ .

**b) Calcul du volume des déblais**

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

$$\text{Pour une fouille } V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour 15 fouilles ; } V_{\text{exa}} = 3,375 \times 15 = 50,62 \text{ m}^3 \quad V_{\text{exa}} = 50,62 \text{ m}^3$$

**c) Calcul du volume du béton de propreté**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de  $1,5 \times 1,5 \times 0,10$  soit  $0,225 \text{ m}^3$ .

Le nombre de fouilles étant de 15, le volume total du béton de propreté est de  $V_{\text{bp}} = 3,375 \text{ m}^3$ .

**d) Calcul du volume de béton armé**

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Poutres inférieure ;
- Poutres supérieures ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

**Tableau N°06:** Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m <sup>3</sup> )
semelles	1,5	1,5	0,4	15	13,5
avants poteaux	0,4	0,4	1,5	15	3,6
poteaux	0,4	0,4	6	12	14,4
ceintures inf. long.	21	0,4	0,4	3	10,08
ceintures inf. larg.	10,2	0,4	0,4	5	7,52
ceintures sup. long.	21	0,4	0,4	3	10,08
ceintures sup. larg.	10,2	0,4	0,45	5	8,46
dalle supérieure	21	10,2	0,08	1	17,13
chape inférieure	21	10,2	0,07	1	15
<b>TOTAL</b>					<b>:99,8</b>

Le volume total du béton armé sera donc de  $100 \text{ m}^3$ .

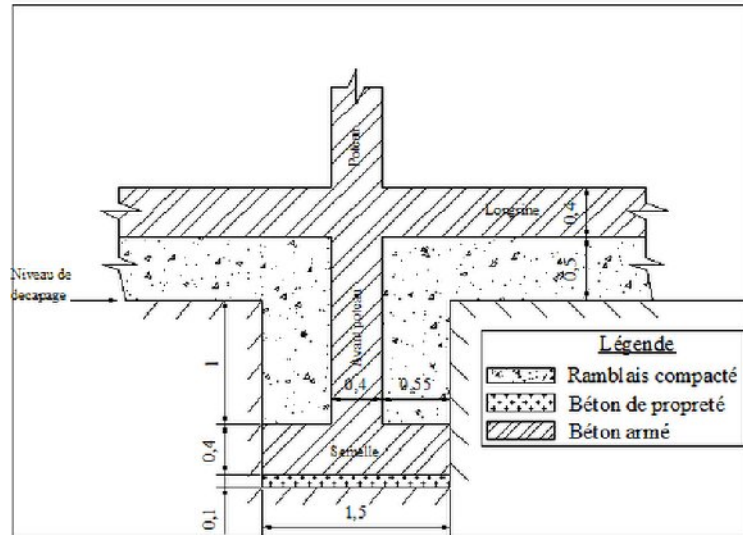


Figure N°02 : Coupe verticale d'une fouille.

### e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est  $1,5 \times 1,5 \times 1$  (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m,

#### ▪ Fouille :

$V_0 = 3,375 \text{ m}^3$ , est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225 \text{ m}^3$ , est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,16 \text{ m}^3$  est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_3 = 0,9 \text{ m}^3$ , est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,9 + 0,16) = 2,09 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc pour 15 semelles } V = 2,09 \times 15 = 31,35 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 31,35 \text{ m}^3}$$

#### ▪ Remblai compacte de la dalle inférieure :

$$V_{rc} = 0,9 \times 21 \times 10,2 = 192,78 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V_{rc} = 192,78 \text{ m}^3}$$

Donc le Remblai compacte total est :

$$V_t = 31,35 + 192,78 = 224,13 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V_t = 224,13 \text{ m}^3}$$

### f) Calcul du volume de la maçonnerie

#### ▪ Maçonnerie mur

On utilise le type de briques ;

Briques (30x20x10)  $S_i = 0,06 \text{ m}^2$

Surface du mur  $S = 2 \times 6 \times (21 + 10,2) = 374,4 \text{ m}^2$

$N_b = 374,4 / 0,06 = 6240$  briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$N_b = 2 \times 6240 = 12480$  briques (murs à double cloisonnement).

#### ▪ Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure

$S = 0,9 \times 2 \times (21 + 10,2) = 56,16 \text{ m}^2$

$N_b = 56,16 / 0,06 = 936$  briques.

$$\mathbf{N_b \text{ TOTAL} = 12480 + 936 = 13416 \text{ briques}}$$

**Tableau N°07: Les travaux de la station de pompage.**

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Quantité
1	Décapage	m <sup>3</sup>	36,96
2	Excavation	m <sup>3</sup>	50,62
3	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	224,13
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	3,375
5	Béton armé	m <sup>3</sup>	100
6	Maçonneries	Unité	13416

#### VIII.4. Calcul des coûts des travaux :

Les coûts des travaux de la station, de l'adduction sont mentionnés dans les tableaux VIII.08,09

**Tableau N°08: Coût des travaux de la station de pompage.**

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m <sup>3</sup>	87,58	300,00	26274,00
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	3,375	8000,00	27 000,00
3	Béton armé	m <sup>3</sup>	100	30 000,00	3 000 000,00
4	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	224,13	400,00	89 652,00
5	Maçonnerie	u	13416	40,00	536 640,00
				<b>Montant</b>	<b>3 679 566,00</b>

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **3 679 566,00 DA.**

**Tableau N°09: Coût des travaux de l'adduction.**

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	12432,32	300,00	3 729 696,00
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	1065,55	800,00	852 440,00
3	Pose de la conduite	m	10635,5	4000	42 542 000,00
4	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	11190,78	400,00	4 476 312,00
				<b>Montant</b>	<b>51 600 448,00</b>

Le coût des travaux de l'adduction est de : **51 600 448,00 DA**

**Tableau N°10: Bilan des coûts.**

Coût de la station de pompage.	<b>3 679 566,00DA</b>
Coût de l'adduction.	<b>51 600 448,00 DA</b>
Coût moyen des trois réservoirs	<b>45 000 000,00 DA</b>
Cout Total	<b>100 280 014,00 DA</b>

Le coût global du projet est estimé à **100 280 014,00 DA.**

### VIII.5. Planification des travaux de l'adduction :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

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

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ sans retard ;
- ✓ aussi économique que possible.

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

Les principales opérations à exécuter sont :

- Préparation de l'espace de travail ;
- Décapage de la couche supérieure le long de l'adduction ;
- Décapage de la couche de végétation pour la station de pompage ;
- Exécution des tranchées ;
- Pose du lit de sable ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Exécution des fouilles et coulage du béton de propreté ;
- Construction de la station de pompage ;
- Remblaiement des tranchées ;

Faire des vérifications et des finitions du projet

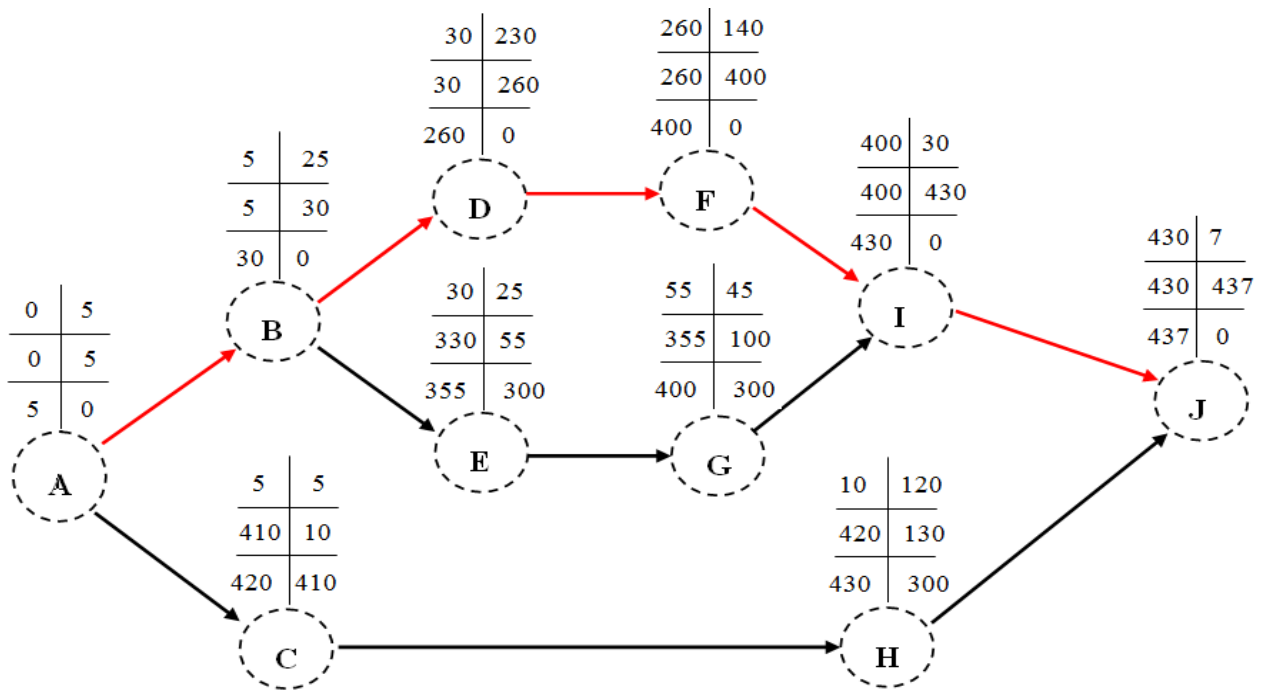
**Tableau N°11:** La liste des tâches.

Note	Opération	TR (jours)
A	Préparation de l'espace de travail	05
B	Décapage de la couche supérieure le long de l'adduction	25
C	Décapage de la couche de végétation pour la station de pompage	5
D	Exécution des tranchées	230
E	Pose du lit de sable	25
F	La mise en place des canalisations en tranchée	140
G	Exécution des fouilles et coulage du béton de propreté	45
H	Construction de la station de pompage	120
I	Remblaiement des tranchées	30
J	Faire des vérifications et des finitions du projet	7

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent dans le tableau suivant.

**Tableau N°12: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.**

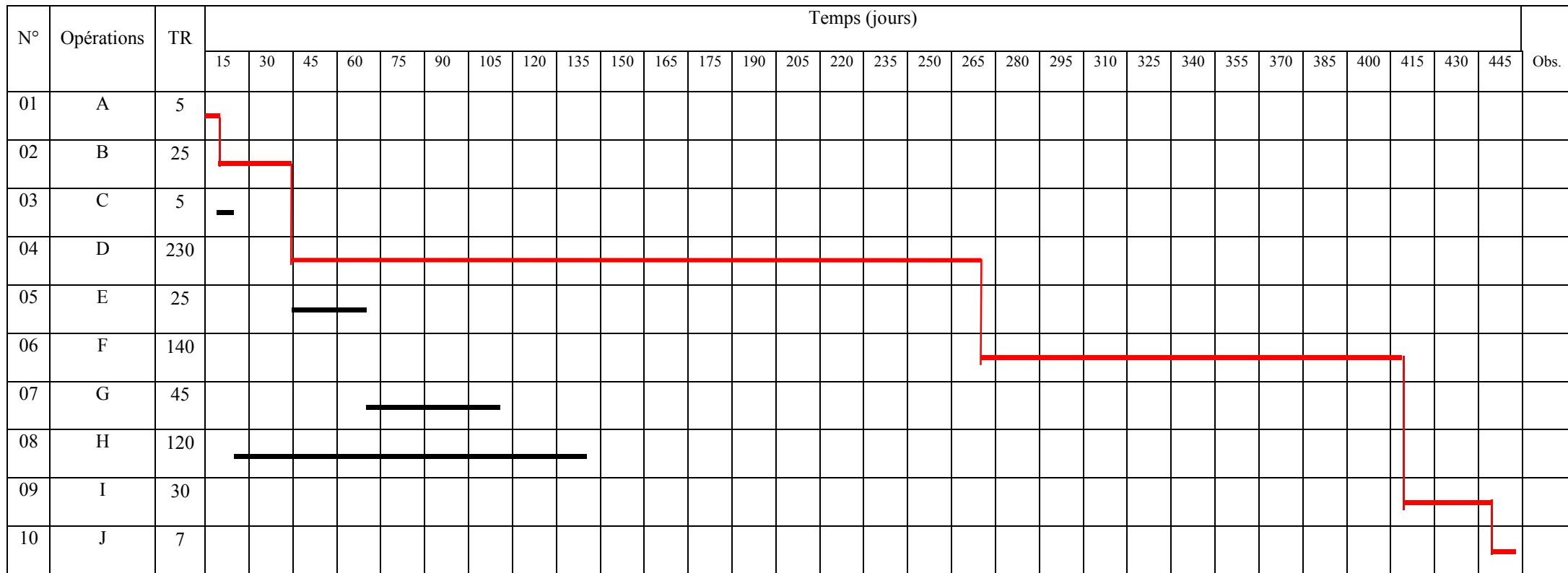
N°	Opération	TR (jours)	Précède	Succède
01	A	05	B-C	----
02	B	25	D-E	A
03	C	5	H	A
04	D	230	F	B
05	E	25	G	B
06	F	140	I	D
07	G	45	I	E
08	H	120	J	C
09	I	30	J	F-G
10	J	7	----	H-I



**Figure N°03: Réseaux à nœuds (méthode CPM).**



Figure. N°04: Diagramme de GANT.



: Chemin critique.

### VIII.6.Choix des engins de terrassement :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Matériels de compactage ;
- Les engins de transport des matériaux.

#### VIII.6.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, congglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- ✓ Godet normal pour travail en butée.
- ✓ Godet 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.

#### VIII.6.2. Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

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).

#### VII.6.3.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.

#### **VIII.6.4. Matériels de compactage**

Après les travaux de réalisation des semelles et les demi-poteaux il faut faire le remblayage de la fouille et le bien compacté. Même chose pour le remblayage des cases entre les longrines, donc on a besoin d'un engin de compactage un rendement important. On utilise alors un compacteur a rouleau lisse.

#### **VIII.6.5. Les engins de transport des matériaux**

- Les camions rigides, dont la capacité de la benne peut atteindre 35 tonnes,
- Les camions articulés, pouvant circuler sur des terrains accidentés,
- Les camions routiers, pour les transports plus longs.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, on a déterminé le devis général de la station de pompage et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthode de conduite de chantier peuvent apporter.

# **CHAPITRE XI**

## **Protections et sécurités des travaux**

## **Introduction**

Trop nombreux sont les accidents attribuables au manque de prudence au travail et non respect des règles de sécurité en général. Les conséquences d'un accident de travail justifient amplement l'effort qu'exige l'acquisition d'habitudes de travail offrant toute sécurité ou de familiarisation avec le milieu de travail sécurisant.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage.

### **IX.1. Causes des accidents et maladies professionnelles :**

Les conditions essentielles pour la lutte contre les accidents de travail et maladies professionnelles consistent à faire une analyse des accidents permettant d'étudier et d'élaborer les mesures de lutte et de prévention.

Dans les méthodes statistiques chaque accident de travail est analysé selon la profession, le caractère de travail, le caractère de l'accident, etc. Dans les méthodes techniques, chaque accident est étudié et analysé pour déterminer les mesures de prévention. (Calcul du taux de fréquence et de la gravité des accidents).

Les causes peuvent être techniques, d'organisation, sanitaires et hygiénique.

#### **IX.1.1. Causes techniques**

- Mauvais état de construction.
- Encombrement.
- Non-conformité du processus technologique aux règles de sécurité.
- Non-respect des règles de sécurité.

#### **IX.1.2 .Causes d'organisation**

- Absence de surveillance technique sur l'organisation de la sécurité.
- Absence de l'instruction de sécurité.
- Absence ou mauvais état des moyens de protection individuelle.

#### **IX.1.3. Causes sanitaires et hygiéniques**

- Ventilation insuffisante.
- Eclairage insuffisant.

### **IX.2. Les accidents de travail et maladies professionnelles :**

Les accidents de travail et maladies professionnelles sont ceux qui sont engendrées lors de l'exécution de travaux. Selon leur gravité on distingue :

#### **IX.2.1. Les accidents légers**

Il s'agit de traumatisme léger sans arrêt de travail et l'accidenté peut reprendre son travail juste après les premiers soins d'urgence.

#### **IX.2.2 .Les accidents graves**

Dans ce cas l'accidenté ne peut pas reprendre son travail. Il lui sera délivré un arrêt de travail de plusieurs jours ou semaines. Dans ce cas l'accidenté est normalement pris en charge par la sécurité sociale.

### **IX.2.3. Les accidents mortels**

### **IX.2.4 Les accidents collectifs ou maladies professionnelles**

Aux maladies professionnelles se rapportent toutes les maladies qui apparaissent lors de l'exécution des travaux. Généralement elles sont dues à l'atmosphère (gaz toxique, poussière, radiations, conditions de travail pénibles, etc.).

## **IX.3. Organisation de la sécurité au sein de l'entreprise :**

### **IX.3.1. La direction de l'entreprise**

Elle doit avoir une grande influence sur l'application stricte des règles de la sécurité ausein de l'entreprise. Elle doit nommer le responsable de sécurité.

### **IX.3.2 .Le responsable de sécurité**

Il examine les différents problèmes de sécurité avec le personnel, mais le plus souvent avec les contre-maîtres en leur formulant les recommandations nécessaires. Il doit généralement :

- Formuler la politique générale de l'entreprise en matière de prévention des accidents et d'en surveiller son application.
- Faire des rapports réguliers à la hiérarchie et la conseiller sur toute mesure à prendre vis à-vis de la sécurité de travail.
- Donner les directives au personnel.
- Mener des enquêtes sur les accidents de travail.
- Tenir à jour le registre des relevés statistiques des accidents.
- Suivre la formation du personnel en matière de sécurité.
- Etudier les installations, les opérations et les méthodes de travail.
- Contrôler le matériel et moyens de lutte et de protection contre les incendies et diriger les exercices d'alerte et d'évacuation.

Le responsable de sécurité a une autorité spéciale lorsqu'il s'agit d'exécuter un travail exigeant des précautions particulières. S'il découvre un danger d'accident, il peut ordonner l'arrêt du travail jusqu'à ce que les précautions nécessaires seront prises en compte.

### **IX.3.3. Le contremaître**

Au niveau des ateliers, le contre-maître représente la direction, donc il doit veiller quant à l'application stricte des règles de sécurité. Il doit être en mesure de résoudre les problèmes de sécurité qui se présentent dans telle ou telle situation.

### **IX.3.4. Le médecin de travail**

Le médecin de travail doit :

- Examiner régulièrement le personnel.
- Faire le suivi du dossier médical.
- Faire un examen médical de reprise après chaque arrêt de travail.
- Apporter les premiers soins d'urgence lors des accidents de travail.
- Connaître les conditions de travail dans les différents ateliers et équipements.

### **IX.3.5. Le comité de sécurité**

Il se compose essentiellement d'un représentant de la direction de l'entreprise, qui est généralement le responsable de sécurité et les membres représentant les travailleurs. Le comité de sécurité a pour tâche d'améliorer les conditions et la sécurité de travail tout en assurant une collaboration entre la direction et les travailleurs. Il doit examiner les accidents survenus, leurs causes et prévoir les mesures nécessaires pour éviter leur répétition.

## **Conclusion**

La fonction sécurité s'attache à la prévention des accidents et des maladies professionnelles par l'aménagement des lieux du travail, et les mesures de protection individuelle et collective. La propagande destinée à entretenir l'esprit de sécurité est efficace lorsqu'elle est bien comprise à tous les échelons.

# **Conclusion générale**



## Conclusion générale

Au terme de ce présent travail, nous pouvons conclure que le renforcement de système d'alimentation en potable de notre région d'étude présenté dans un projet d'adduction d'eau potable, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau du réservoir de BERRAHMOUNE (conduite de SPIK) vers la zone d'étude, doit être composé de :

- Une conduite gravitaire en PEHD se compose à deux tronçons de diamètres et longueurs respectivement égale : Ø250mm(PN10), 3260,28m et Ø200 mm (PN10 bars), 1887,13 m ; qui est véhiculé un débit de 61,14 l/s de réservoir tampon de Berrahmoune vers la bache de reprise de la station de pompage projeté.
- Une station de pompage installée en charge, refoule un débit de 73,37 l/s, à une HMT de 184 m et composée de trois pompes fonctionnent en parallèle avec une pompe de secoure et des dimensions 21 m de longueur, 10.2 m de largeur et 6m de hauteur.
- La projection d'un réservoir tampon de capacité 50 m<sup>3</sup> à cote du marché des voitures.
- Une conduite Ø300mm en fonte ductile PN25 pour refouler un débit de 73,37 l/s de la station de pompage projetée vers le réservoir tampon projeté à coté du marché.
- Une deuxième conduite gravitaire en PEHD de Ø200mm véhiculer un débit de 73,37 l/s du réservoir tampon projeté vers le point de ramification P1.
- Une troisième conduite gravitaire de Ø175mm en PEHD véhiculer un débit de 54,86 l/s du point de ramification P1 vers le réservoir de Medjber (Tidjelabine).
- Une quatrième conduite gravitaire Ø100mm en PEHD (PN10 bars), pour un débit de 18,5 l/s du point de ramification P1 vers le point de piquage P2 ('Ilot 2 des 350 Logements AADL).
- Une cinquième conduite gravitaire Ø75mm en PEHD (PN10 bars), pour un débit de 10,25 l/s du point piquage P2 vers le point de raccordement avec le réseau de l ilot d'Ilot 1 AADL avec 550 Logements de programme reconstruction avec 300 Logements.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route avec les matériaux suivant : Fonte ductile et PEHD, la protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection d'un réservoir d'air (3000 litres) pour la partie refoulement. Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projetés des régulateurs de pression.

Pour la protection contre la corrosion de conduites, on a abouti à faire une manche en polyéthylène ou une couche de bitume.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En dernier lieu, pour la réalisation de notre projet on a développé dans deux chapitres l'organisation de chantier et protection et sécurité du travail avec quelque conseil et recommandations pour la réalisation de notre projet dans les meilleures conditions.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Ouvrages généraux

- [01] **A. DUPONT Paris 1977** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [02] **A.G.H.T.M Paris 1982** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101, 102, 103, 104, 105.
- [03] **A. LENCASTRE Paris 1983** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.49, 150.
- [04] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance » Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL, p.58, 59, 60, 61, 62.
- [05] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable» 2004.
- [06] **M. CARLIER Paris 1972** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [07] **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau », p.5, 9, 37, 40, 195.
- [08] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p. 10, 16, 18, 25, 42, 43.

### Catalogues

- [9] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [10] **STPM CHIALI** – Tubes polyéthylène PE.
- [11] **Electrosteel 2009** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».

# **ANNEXES**

**Annexe II.01 : Répartition horaire du débit maximum journalier.**

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agg.de type rural
<b>00-1</b>	1	1.5	3	3.35	0.75
<b>1-2</b>	1	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	1	1.5	2.5	3.3	1
<b>3-4</b>	1	1.5	2.6	3.2	1
<b>4-5</b>	2	2.5	3.5	3.25	3
<b>5-6</b>	3	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	5	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	5.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	6
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	7	5	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	7	5	4.1	4.55	6
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	5
<b>15-16</b>	4.5	6	4.4	4.7	5
<b>16-17</b>	5	6	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	5	4.5	4.4	6
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	6
<b>20-21</b>	4.5	4	4.5	4.3	6
<b>21-22</b>	3	3	4.8	4.2	3
<b>22-23</b>	2	2	4.6	3.75	2
<b>23-00</b>	1	1.5	3.3	3.7	1
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

(Source : Le catalogue de SALAH.B)

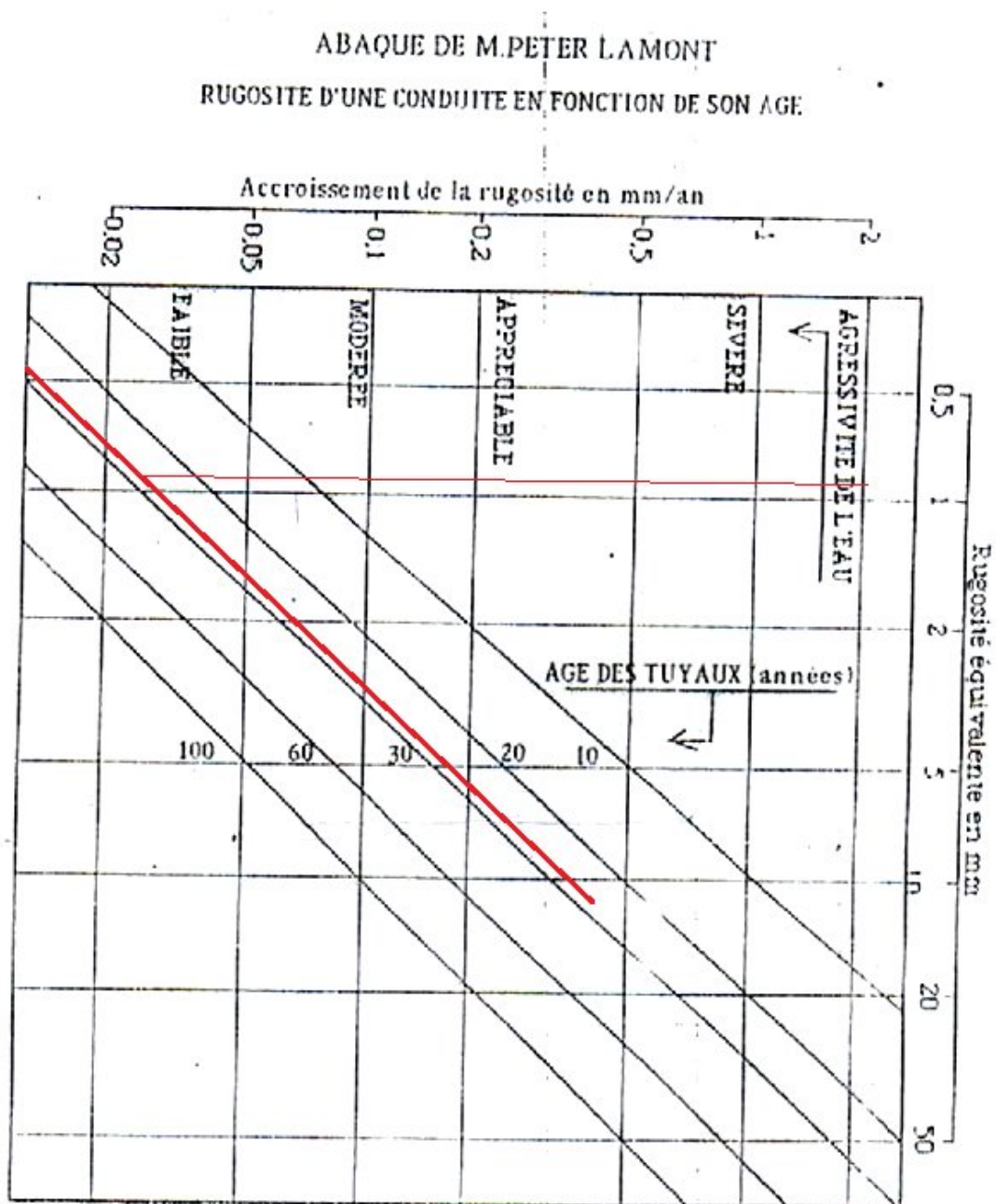
**Annexe II.02: Variations du débit horaire pour localité Medjber Tidjelabine (44200habitants).**

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 3950,7 \text{ m}^3/\text{j}$ .		consommation cumulée	
	%	m3/h	%	m3/h
00-1	1,5	120,70	1,5	120,7
1-2	1,5	120,70	3,0	241,40
2-3	1,5	120,70	4,5	362,11
3-4	1,5	120,70	6,0	482,81
4-5	2,5	201,17	8,5	683,98
5-6	3,5	281,64	12,0	965,62
6-7	4,5	362,11	16,5	1327,74
7-8	5,5	442,58	22,0	1770,31
8-9	6,25	502,93	28,2	2273,25
9-10	6,25	502,93	34,5	2776,18
10-11	6,25	502,93	40,7	3279,11
11-12	6,25	502,93	47,0	3782,04
12-13	5	402,35	52,0	4184,38
13-14	5	402,35	57,0	4586,73
14-15	5,5	442,58	62,5	5029,31
15-16	6	482,81	68,5	5512,12
16-17	6	482,81	74,5	5994,94
17-18	5,5	442,58	80,0	6437,52
18-19	5	402,35	85,0	6839,86
19-20	4,5	362,11	89,5	7201,97
20-21	4	321,88	93,5	7523,85
21-22	3	241,41	96,5	7765,26
22-23	2	160,94	98,5	7926,19
23-00	1,5	120,70	100,0	8046,90

**Annexe II.03: Variations du débit horaire pour l'îlot de 1200 logements.**


Heures	consommation totale $Q_{\max,j} = 1332,12 \text{ m}^3/j.$		consommation cumulée	
	%	m3/h	%	m3/h
00-1	1	13,32	1	13,32
1-2	1	13,32	2,0	26,64
2-3	1	13,32	3,0	39,96
3-4	1	13,32	4,0	53,28
4-5	2	26,64	6,0	79,93
5-6	3	39,96	9,0	119,89
6-7	5	66,61	14,0	186,50
7-8	6,5	86,59	20,5	273,08
8-9	6,5	86,59	27,0	359,67
9-10	5,5	73,27	32,5	432,94
10-11	4,5	59,95	37,0	492,88
11-12	5,5	73,27	42,5	566,15
12-13	7	<b>93,25</b>	49,5	659,40
13-14	7	93,25	56,5	752,65
14-15	5,5	73,27	62,0	825,91
15-16	4,5	59,95	66,5	885,86
16-17	5	66,61	71,5	952,46
17-18	6,5	86,59	78,0	1039,05
18-19	6,5	86,59	84,5	1125,64
19-20	5	66,61	89,5	1192,25
20-21	4,5	59,95	94,0	1252,19
21-22	3	39,96	97,0	1292,16
22-23	2	26,64	99,0	1318,80
23-00	1	13,32	100,0	1332,12

Annexe IV.1 : Abaque de M.PETER LAMONT (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).



## Annexe IV.2 : Caractéristiques des tuyaux en fonte ductile.

**TUYAUX FONTE DUCTILE - AEP**  
**EN 545**  
**ISO 2531**



DN	Diamètre extérieur DE		Epaisseur fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Epaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à - 2,7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à - 2,8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à - 2,8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à - 2,9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à - 3,0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à - 3,1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à - 3,3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à - 3,4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à - 3,5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à - 3,6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à - 3,8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à - 4,0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à - 4,3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à - 4,5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à - 4,8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à - 5,0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d' épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9. Ainsi, les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2007.

Source (CATALOGUE ELECTROSTEEL S.A)

## Annexe IV.3 : Gamme de tubes PE

PE 100			
DN	PN6 /SDR 26	PN 10 / SDR 17	PN 16 SDR 11
90	3,5	5,4	10,1
110	4,2	6,6	12,3
125	4,8	7,4	14
160	6,2	9,5	17,9
200	7,7	11,9	22,4
250	9,6	14,8	27,9
315	12,1	18,7	35,2
400	15,3	23,7	44,7
500	19,1	29,7	55,8

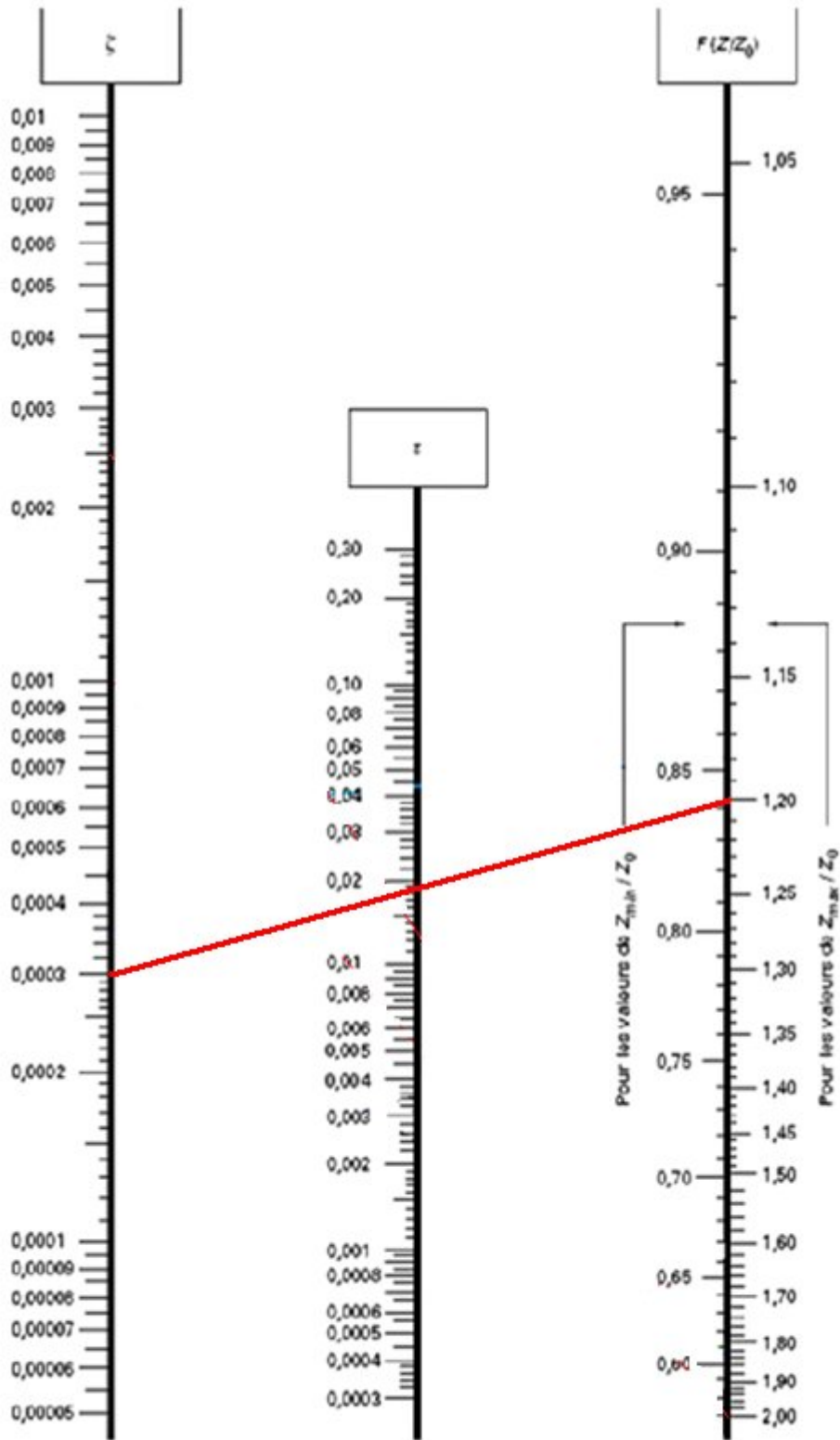
Source (CATALOGUE CHIALI ; Tubes PEHD eau potables)



**Annexe V : La fiche technique.**

<b>N°</b>	<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Destination</b>
<b>01</b>	Station de pompage			type d'installation est en charge.
<b>02</b>	Quantité d'eau à élever	m <sup>3</sup> /h	371,51	
<b>03</b>	Type de pompe - Nombre de pompes - Débit d'une pompe - H <sub>mt</sub> - Puissance absorbée - (NPSH) <sub>r</sub> - Poids de la pompe - η <sub>p</sub> - Vitesse de rotation	 l/s mce Kwh m kg % tr/min	 3 34,4 177,6 265 4,19 1040 77,5 2900	PM 100/3B CAPRARI
<b>04</b>	Caractéristiques du réseau -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau Nombre de collecteurs : - D'aspiration - De refoulement	 m mm m mm Fonte  Fonte Fonte	 15 125 1866,17 350  3 1	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
<b>05</b>	Le moteur électrique - Nombre de tours - Rendement - Tension - Puissance absorbée	 trs/min % V KWh	 2950 92 400 95	
<b>06</b>	Bâtiment : - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	  m m m	  21 6 6	Type sèche.

**Annexe VII : Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air.**



$$\zeta = \frac{V_a^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[ \frac{Z}{Z_0} - \ln \frac{Z}{Z_0} - 1 \right]^{-1}$$