

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude de l'adduction en eau potable des villes de Souk Ahras et Machrouha à partir de la station de traitement du barrage Djedra (w. Souk Ahras) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-16

APA Citation (توثيق APA):

**Alleg, Yasmina (2016). Etude de l'adduction en eau potable des villes de Souk Ahras et Machrouha à partir de la station de traitement du barrage Djedra (w. Souk Ahras)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

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

### **THEME DU PROJET**

**ETUDE DE L'ADDUCTION EN EAU POTABLE DES  
VILLES DE SOUK AHRAS ET MACHROUHA A PARTIR  
DE LA STATION DE TRAITEMENT DU BARRAGE  
DJEDRA W.SOUK AHRAS**

### **PRESENTE PAR :**

M<sup>lle</sup>: ALLEG Yasmina

### **Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mr KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
Mme BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
Mr DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
Mme TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
Mme MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

**Juin 2016**

# Remerciements

*Au premier lieu et à la fin de ce travail, j'adresse mes sincères remerciements à « Allah Azza Wa Djell » qui ma donné la force et la volonté pour arriver à ce niveau.*

- ❖ Mes remerciements particuliers s'adressent à ma promotrice « Madame MOKRANE Wahiba » qui a accepté de m'encadrer et de me diriger, et qui n'a jamais épargner effort ou conseil, pour réaliser ce travail.*
- ❖ Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.*
- ❖ Mes profondes et vives gratitudes vont aussi « Mlle YAZID Liliya Nabila » pour sa gentillesse, et ses conseils.*
- ❖ Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- ❖ Je tiens à remercier Mohamed, Manel, Rayenne et Nassim pour leur amitié, leur soutien inconditionnel et leur encouragement.*
- ❖ Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à ma famille :  
  
Ma mère, mes frères et tous mes proches qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de la réalisation de ce mémoire.*

# Dédicace

*À la plus belle créature que Dieu a créée sur terre, À cette source de  
tendresse, de patience et de générosité,*

*À ma mère !*

*À mes frères Ali et Housseem*

*À toute la famille ALLEG et RAMDANI*

*À mes intimes : Kenza, Zeineb, Abir, Chahra, Nouria, Yasmine,  
Yasmina, Amel, Liliya*

*À tous mes amis de l'ENSH*

*À tous ceux qui me connaît du près ou du loin*

*À toute la promotion des Ingénieurs 2016*

*À tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer.....*

:

إن الهدف من هذا المشروع هو القيام بعملية تزويد كل من بلدية سوق اهراس و مشروحة المتواجدين بولاية سوق اهراس بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من محطة معالجة المياه بسد جدرة ولاية سوق اهراس.

بعد عرض المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء، قمنا باختبار شروط إعداد الأنابيب لنقل المياه، من الناحية التقنية و الاقتصادية، فهذان الجانبين مرتبطان بينهما.

ترفع المياه بواسطة محطات الضخ عبر أنابيب الدفع، لذلك قمنا بدراسة محطات الضخ والخزانات المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه .

في الأخير درسنا وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة، من الظاهرة الانتقالية التي تدعى بالمطرقة المائية.

### **Résumé :**

Le but de ce projet est d'alimenter en eau potable les communes de Souk Ahras et Machrouha, à partir de la station de traitement des eaux du barrage Djedra W. Souk Ahras.

Après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, nous avons examiné les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

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

En fin nous nous sommes étalés, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre le phénomène transitoire dit le Coup de bélier.

### **Abstract:**

The purpose of this project is to supply the municipalities of Souk Ahars and Machrouha with drinking water from the water treatment station of Djedra dam W.Souk Ahras.After the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, we have examined the conditions in which we will have to establish our adduction from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together. In the repression pipe, water is raised by pumping plants. We have studied the conditions of establishing pumping plants of the adduction chain.Finally; we have tackled a protection means of the repression pipes, in particular, against the transitory phenomenon called the water hammer.

## Sommaire

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

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

Introduction.....	2
I.1. Localisation géographique.....	2
I.2. Structure administrative de la wilaya.....	3
I.3. Délimitation de la zone d'étude.....	3
I.4. situation géologique.....	4
I.5. Relief et géomorphologie.....	5
I.6. Sismicité.....	5
I.7. Situation climatique.....	5
I.8. situation Hydraulique actuelle.....	6
I.8.1. Source.....	6
I.8.2. Forages.....	6
I.8.3. Ressources superficielles.....	7
I.8.4. Réseau d'adduction actuel.....	8
I.9. Présentation de la station de traitement.....	10
I.11. Situation démographique.....	10
Conclusion.....	11

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

Introduction.....	12
II.1. Estimation démographique.....	12
II.2. Estimation des besoins en eau.....	13

II.2.1.Choix de la dotation.....	14
II.2.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière à l’horizon 2040.....	15
II.2.3. Variation de la consommation journalière.....	18
II.2.4. Variation de la consommation horaire.....	19
II.2.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant.....	21
II.3. Bilan ressources –besoins.....	22
Conclusion.....	22

### **Chapitre III: Etude de l’adduction**

Introduction.....	23
III.1Classification des adductions.....	23
III.2. Critères de choix de tracé.....	23
III.3.Choix du matériau de conduite.....	24
III.4. Etude des variantes.....	26
III.4.1. Proposition de variantes.....	26
III.4.2.Choix de la variante.....	29
III.5.Calcul hydraulique (Méthode de calcul).....	30
III.5.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique).....	30
III.5.2.Cas gravitaire.....	34
III.6. Dimensionnement du réseau d’Adduction.....	35
III.6.1. Dimensionnement du réseau d’adduction par refoulement.....	35
III.6.2. Dimensionnement du réseau d’adduction gravitaire.....	45
Conclusion.....	48

## Chapitre IV : Etude des réservoirs

Introduction.....	49
IV.1. Rôles des réservoirs.....	49
IV.2. Emplacement des réservoirs.....	49
IV.3. Prescriptions sanitaires.....	49
IV.4. Classification des réservoirs.....	51
IV.5. Capacité des réservoirs.....	51
IV.5.1.Cas d'une adduction par refoulement.....	51
IV.5.2.Cas d'une adduction gravitaire.....	53
IV.6. Dimensionnement des réservoirs.....	54
IV.6. 1. Réservoirs d'alimentation.....	54
IV.6.2. Réservoir de tête SNIC.....	56
IV.6.3. Réservoir tampon.....	58
IV.7. Dimensionnement des bâches de reprise des stations de pompage.....	59
IV.8. Équipement des réservoirs.....	60
IV.8.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	60
IV.8.2.Conduite de départ ou de distribution.....	60
IV.8.3. Conduite du trop-plein.....	60
IV.8.4. Conduite de vidange.....	61
IV.8.5. Conduite by-pass.....	61
IV.8.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	61
Conclusion.....	61



## Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	62
V.1.Définition.....	62
V.2.Différents types de pompes.....	62
V.2.1. Pompes volumétriques.....	62
V.2.2.Les turbopompes.....	62
V.3.Choix du type de pompe.....	63
V.4.choix du type du bâtiment.....	63
V.5.Couplage des pompes.....	63
V.5.1.Couplage en parallèle.....	63
V.5.2. Couplage en série.....	64
V.6.Choix du nombre de pompes.....	65
V.7.Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	65
V.8.Caractéristiques de la pompe.....	66
V.8.1.Vitesse spécifique.....	66
V.8.2. Point de fonctionnement des pompes.....	66
V.8.3.Type et mode de réglage.....	66
V.9.Étude de la cavitation.....	68
V.9.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	69
V.9.2 Calage de la pompe.....	70
V.10. Application numérique.....	70
V.10.1. Choix des pompes de la station de pompage SP1.....	71
V.10.2. Choix de pompes de la station de reprise SR2.....	74

V.10.3. Choix de pompes de la station de reprise SR3.....	80
V.11. bâtiment de la station de pompage.....	86
Conclusion.....	88

## **Chapitre VI : Protection des conduites**

Introduction.....	89
VI .1. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire.....	89
VI.1.1. Définition.....	89
VI .1.2. Causes du coup de bélier.....	89
VI .1.3. Amplitude des coups de bélier.....	89
VI .1.4. Risques dus au coup de bélier.....	90
VI .1.5. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.....	91
VI .1.6. Calcul des réservoirs d'air.....	93
VI .1.7.Application numérique.....	96
VI .1.8. Installation du réservoir d'air.....	97
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion.....	98
VI.2.1. Définition.....	98
VI.2.2. Les facteurs de la corrosion.....	98
VI.2.3. Problèmes de corrosion.....	99
VI.2.4. Protection contre la corrosion.....	100
Conclusion.....	100

## **Chapitre VII : Organisation du chantier**

Introduction.....	101
VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	101

VII.1.1. Travaux concernant l'adduction.....	101
VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	102
VII.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	103
VII.2.1.Déblais d'excavation.....	103
VII.2.2.Lit de sable.....	104
VII.2.3.Volume de la conduite.....	105
VII.2.4.Remblais compacté.....	105
VII.3. Choix des engins.....	106
VII.4. Accessoires.....	107
VII.4.1. Vannes de sectionnement.....	107
VII.4.2. Ventouses.....	107
VII.4.3. Vidange.....	108
VII.4.4. By-pass.....	108
VII.4.5. Moyens anti-bélier.....	108
VII.4.6. Crépines.....	108
VII.4.7. Déversoirs de trop plein.....	108
VII.4.8. Joints de raccordement.....	118
VII.4.9. Organes de raccordement.....	108
VII.4.10. Organes de mesure.....	109
VII.5.Evaluation du projet.....	110
VII.5.1. Devis estimatif de l'adduction.....	110
VII.5.2. Devis estimatif global.....	111
VII.6. Planification des travaux.....	111

VII.6.1.Construction du réseau.....	112
VII.6.2. Définitions des tâches et leurs durées.....	112
VII.6.3.Planification par la méthode du réseau à nœuds.....	113
Conclusion.....	114
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>115</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>116</b>

## Liste des tableaux

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

Tableau I.1: Les daïras et les communes.....	3
Tableau I.2: répartition des différents forages dans la région.....	8
Tableau I.3 :répartition des différents barrages de la wilya de Souk Ahras.....	7
Tableau I.4 récapitulatif de la production actuelle en eau.....	8
Tableau I.5: Population des communes de la zone d'étude à l'année de recensement 2008 et ses taux d'accroissement.....	11

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Evolution de la population à différents horizons.....	13
Tableau II.2: Dotation Moyenne (l/j/hab).....	14
Tableau II.3: Répartition des dotations par commune.....	15
Tableau II.4: Répartition par commune des besoins moyens journaliers domestique.....	16
Tableau II.5: coefficient de majoration des besoins en eau des autres usages.....	16
Tableau II.6: Répartition par commune des différents besoins moyens journaliers à l'horizon d'étude 2040.....	17
Tableau II.7: consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2040.....	19
Tableau II.8: max en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau II.9: min en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau II.10: Résultats de calcul des débits pour l'horizon 2040.....	21
Tableau II.11: les débits horaires pour chaque agglomération.....	21
Tableau II.12:le bilan ressources-besoins.....	22

### Chapitre III: Etude de l'adduction

Tableau III.1: Comparaison des variantes.....	29
Tableau III.2: Coefficients K', m, pour différents types du tuyau.....	35

Tableau III.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de pompage SP1.....	36
Tableau III.4 : Calcul des frais d'exploitation de la station de pompage SP1.....	36
Tableau III.5 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SP1-SR2.....	36
Tableau III.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SP1-SR2.....	37
Tableau III.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT du tronçon SR2-réservoir Mezghiche.....	38
Tableau III.8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2-réservoir Mezghiche.....	38
Tableau III.9 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR2-Réservoir Mezghiche.....	38
Tableau III.10 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR2-Réservoir Mezghiche.....	39
Tableau III.11 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT du tronçon SR2-SR3.....	40
Tableau III.12 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2-SR3.....	40
Tableau III.13 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR2-SR3.....	40
Tableau III.14 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR2-SR3.....	41
Tableau III.15 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT du tronçon SR3-Réservoir SNIC.....	42
Tableau III.16: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR3-Réservoir SNIC.....	42
Tableau III.17 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR3-Réservoir SNIC..	42
Tableau III.18 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR3-Réservoir SNIC.....	43
Tableau III.19 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT du tronçon SR3-réservoir tampon Rezgoune.....	44

Tableau III.20: Calcul des frais d'exploitation du tronçon point SR3-réservoir tampon Rezgoune.....	44
Tableau III.21 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon point SR3- réservoir tampon Rezgoune.....	44
Tableau III.22 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR3-réservoir tampon Rezgoune.....	45
Tableau III.23: Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon RT-point B.....	46
Tableau III.24: Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon point B-réservoir Ain Seynour.....	46
Tableau III.25: Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon point B-réservoir Machrouha.....	47
Tableau III.26: Bilan du dimensionnement des conduites.....	47

#### **Chapitre IV: Etude des réservoirs**

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir Mezghiche.....	54
Tableau IV.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir SNIC.....	56

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

Tableau V.1: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	69
Tableau V.2: Les données pour le choix des pompes.....	71
Tableau V.3: caractéristiques de la station de pompage SP1.....	72
Tableau V.4: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1 vers SR2).....	72
Tableau V.5: Caractéristiques de la pompe SP1.....	73
Tableau V.6: caractéristiques du système de pompage SR2-réservoir Mezghiche.....	75
Tableau V.7: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR2 vers réservoir Mezghiche .....	75
Tableau V.8: Caractéristiques de la pompe SR2-réservoir Mezghiche.....	76
Tableau V.9: caractéristiques du système de pompage SR2-SR3.....	78
Tableau V.10: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR2 vers SR3).....	78
Tableau V.11: Caractéristiques de la pompe SR2-SR3.....	79
Tableau V.12: caractéristiques du système de pompage SR3-réservoir SNIC.....	81
Tableau V.13: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR3 vers réservoir SNIC)....	81

Tableau V.14: Caractéristiques de la pompe SR3-réservoir SNIC.....	82
Tableau V.15: caractéristiques du système de pompage SR3-réservoir Rezgoune.....	84
Tableau V.16: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR3-réservoir Rezgoune)....	84
Tableau V.17: Caractéristiques de la pompe SR3-réservoir Rezgoune.....	85
Tableau V.18: Frais de pompage.....	86
Tableau V.19: Bilan de dimensionnement des stations de pompage.....	88

## **Chapitre VI: Protection des conduites**

Tableau VI.1 : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.....	92
Tableau VI.2 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction.....	96
Tableau VI.3 : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.....	96
Tableau VI.4 : Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SP1-SR2.....	97
Tableau VI.5 : Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SR3-RT Rezgoune... .	97
Tableau. VI.6 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.....	97

## **Chapitre VII: Organisation du chantier**

Tableau VII.1: Calcul du volume du déblai de l'adduction.....	104
Tableau VII.2: Calcul du volume du lit de sable.....	104
Tableau VII.3: Calcul du volume de la conduite.....	105
Tableau VII.4: volumes des travaux de l'adduction.....	106
Tableau VII.5: Devis des différents travaux de l'adduction.....	110
Tableau VII.6: Devis estimatif global.....	111
Tableau VII.7: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	113
Tableau VII.8: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	113



## Liste des figures

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

Figure I.1 : La situation géographique.....	2
Figure I.2 : Localisation géographique de la zone d'étude.....	4
Figure I.4: Schéma synoptique du système d'adduction actuelle.....	9
Figure I.5: Schéma du procédé de traitement.....	10

### Chapitre III : Etude de l'adduction

Figure III.1 : Schéma vertical de la variante N° 1.....	28
Figure III.2 : Schéma vertical de la variante N° 2.....	28
Figure III.3:le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SP1-SR2.....	37
Figure III.4:le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti SR2-Réservoir Mezghiche.....	39
Figure III.5:le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR2-SR3.....	41
Figure III.6:le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti SR3-Réservoir SNCI.....	43
Figure III.7:le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR3-réservoir tampon Rezgoune.....	45

### Chapitre IV: Etude des réservoirs

Figure IV.1: La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	53
--------------------------------------------------------------------------	----

### Chapitre V: Etude du pompage

Figure V.1: Couplage de deux pompes en parallèle.....	64
Figure V.2: Couplage de deux pompes différentes en parallèle.....	64

Figure V.3: Couplage de deux pompes en série.....	64
Figure V.4: Couplage de deux pompes différentes en série.....	65
Figure V.5: Point de fonctionnement de la SP1 vers SR2.....	73
Figure V.6: Point de fonctionnement de la SR2 vers R Mezghiche.....	76
Figure V.7: Point de fonctionnement de la SR2 vers SR3.....	79
Figure V.8: Point de fonctionnement de la SR3 vers R SNIC.....	82
Figure V.9: Point de fonctionnement de la SR3 vers RT Rezgoune.....	85

### **Chapitre VI: Protection des conduites**

Figure.VI.1 : Profil en long et l'enveloppe des dépressions.....	95
Figure.VI.2 : Schéma d'installation du réservoir d'air.....	98

### **Chapitre VII : Organisation du chantier**

Figure VII.1 : Réseaux à nœuds de l'adduction.....	114
----------------------------------------------------	-----

## **Liste des planches**

**Planche n°1** : levé topographique du système d'adduction.

**Planche n°2** : levé topographique du système d'adduction (suite).

**Planche n°3** : Profil en long (station de pompage SP1-station de reprise SR2) W.SOUK AHRAS.

**Planche n°4** : Schéma synoptique du système d'adduction des villes de Souk Ahras et Machrouha W.SOUK AHRAS.

**Planche n°5** : Plan de la station de pompage SP1.

**Planche n°6** : Schémas des accessoires du réseau d'adduction.

## **Liste des abréviations**

**ADE** : Algérienne des eaux.

**PNE-2010** : Plan National de l'Eau 2010.

**SIG** : système d'information géographique.

## INTRODUCTION GENERALE

L'eau source de vie compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

Le présent travail consiste à faire l'étude d'un projet d'adduction pour l'approvisionnement en eau potable des communes de Souk ahras et Machrouha à partir de la station de traitement du barrage Djedra W.SOUK AHRAS.

Notre étude comporte sept chapitres repartis comme suit :

- ❖ Le premier chapitre fait l'objet d'une collecte des données de base et une présentation de la zone d'étude.
- ❖ Le deuxième chapitre consiste à évaluer les besoins en eau potable de chaque commune à l'horizon d'étude 2040, avec la détermination des déficits existants.
- ❖ Le troisième chapitre consiste à étudier les variantes du tracé de l'adduction, le choix de types des conduites et de faire une étude technico-économique pour le dimensionnement.
- ❖ Le quatrième chapitre a pour but le calcul de stockage.
- ❖ Le cinquième chapitre a pour objet le choix des pompes convenable à notre projet.
- ❖ Le sixième chapitre consiste à étudier les moyens de protection des conduites contre le phénomène transitoire « le coup de bélier » et contre la corrosion.
- ❖ Le septième chapitre fait l'objet de l'organisation des travaux sur chantier en minimisant les ressources et le temps de réalisation.
- ❖ Ce travail va être clôturé par une conclusion générale.

## Introduction

Le but de ce chapitre est de présenter la collecte des données et des informations qui concernent la situation de la zone d'étude, des points de vue géographique, topographique, géologique, climatologique, démographique et hydraulique.

### I.1. Localisation géographique

La wilaya de Souk Ahras se situe à l'extrême Est du pays, à 640 kilomètres d'Alger et à 40 Km des frontières Algéro-tunisienne. Elle s'étend sur une superficie de 4360 Km<sup>2</sup>.

Elle est limitée :

- ) Au Nord-Est par la wilaya de Tarf,
- ) Au Nord-Ouest par la wilaya de Guelma,
- ) Au Sud par la wilaya de Tébessa,
- ) Au Sud-Ouest par la wilaya d'Oum El-Bouaghi,
- ) À l'Est par la république tunisienne.



Figure I.1 : La situation géographique. (Google maps)

## I.2. Structure administrative de la wilaya

La Wilaya de Souk Ahras est issue du découpage administratif de 1984. elle regroupe 10 Daïras et 26 communes réparties comme suit :

**Tableau I.1:** Les daïras et les communes. (Source : ADE Souk Ahras)

<b>Daïra</b>	<b>Nombre de communes</b>	<b>Communes</b>
<b>Bir Bou Haouch</b>	3	Bir BouHaouch, Zouabi, Safel El Ouiden
<b>Heddada</b>	3	Heddada, Khedara, Ouled Moumen
<b>M'daourouch</b>	3	M'daourouch, Tiffech, Ragouba
<b>Machrouha</b>	2	Machrouha, Hanancha
<b>Merahna</b>	3	Merahna, Ouillen, Sidi Fredj
<b>Ouled Driss</b>	2	Ouled Driss, Aïn Zana
<b>Oum El Adhaim</b>	3	Oum El Adhaim, Terraguelt, OuedKeberit
<b>Sedrata</b>	3	Sedrata, Khemissa, AïnSoltane
<b>Souk Ahras</b>	1	Souk Ahras
<b>Taoura</b>	3	Taoura, Dréa, Zaarouria

## I.3. Délimitation de la zone d'étude

La zone d'étude est constituée de deux communes :

- ) La commune de Souk Ahras.
- ) La commune de Mechrouha.

### La commune de Souk Ahras

Elle est située au Centre-Est de la wilaya de Souk Ahras.

La commune de Souk Ahras est limitée :

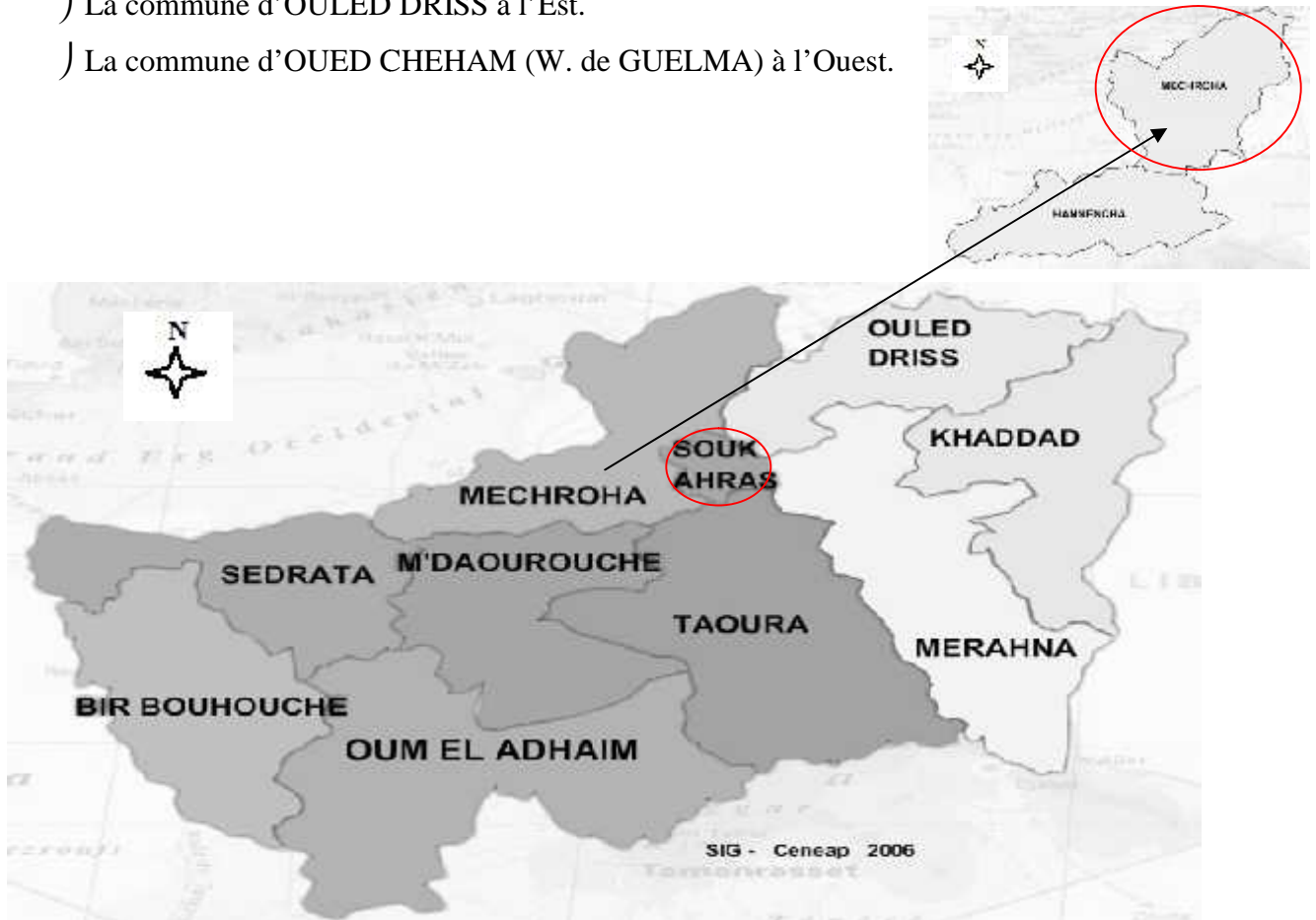
- ) Au Nord par la commune de Machrouha.
- ) A l'Est par les communes d'Ouled Driss et Ouillen.
- ) Au sud par la commune de zaarouria.
- ) A l'Ouest par la commune de Hnanacha.

## La commune de Machrouha

La commune de Machrouha est située au Nord de la Wilaya de Souk Ahras.

La commune de Machrouha est limitée par :

- ) Les communes de BOUCHEGOUF (W. de GUELMA) et BOUHADJAR (W. D'EL-TARF) au Nord.
- ) Les communes de SOUK AHRAS et HENANCHA au Sud.
- ) La commune d'OULED DRISS à l'Est.
- ) La commune d'OUED CHEHAM (W. de GUELMA) à l'Ouest.



**Figure I.2 :** Localisation géographique de la zone d'étude. (Source : ADE Souk Ahras)

## I.4. situation géologique

La région d'étude est une région montagneuse faisant partie de la chaîne Tellienne. Cette région est essentiellement caractérisée par des formations sédimentaires dont l'âge le plus ancien est le Trias jusqu'au Quaternaire, constituée généralement par des calcaires, des grés, des marnes, des cailloutis et des alluvions.

### **I.5. Relief et géomorphologie**

La wilaya de SOUK AHRAS est constituée de zones montagneuses pour la majorité de son espace, Selon la classification des pentes, la wilaya de Souk-Ahras se caractérise par trois régions :

**a) Région Nord-est** : région montagneuse présentant des pentes très rudes variant de 15% à plus de 20% et faisant partie de la chaîne Tellienne et qui constitue le patrimoine forestier.

**b) Région Sud-ouest** : région médiane constituée de piedmonts. Cette région est le prolongement des hauts plateaux, elle est caractérisée par de plaines agricoles et de pâturage.

**c) Région Sud** : les terres sont de vastes étendues caractérisées par un relief plat, le sol est dégradé et de faible profondeur aggravé par une exposition aux divers aléas climatiques de faibles pluviométries, c'est l'espace des hauts plateaux.

### **I.6.Sismicité**

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones qui précise cette répartition par la wilaya et par commune, soit :

- ✓ Zone 0 : Sismicité négligeable
- ✓ Zone I : Sismicité faible
- ✓ Zone II-a et II-b : Sismicité moyenne
- ✓ Zone III : Sismicité élevée

Cette classification, situe la wilaya de Souk Ahras dans la zone sismique I qui est d'une faible sismicité (voir Annexe I.1).

### **I.7. Situation climatique**

La wilaya de Souk Ahras est exposée aux influences Climatologiques méditerranéennes au Nord d'une part et désertiques au Sud d'autre part.

La zone d'étude se caractérise par un climat du type subhumide. La température moyenne varie de 8°C en janvier à 27°C au mois de juillet. Les précipitations moyennes mensuelles varient de 26mm en juillet à 338 en décembre.



### I.8.situation Hydraulique actuelle

Les communes de Souk Ahras et Machrouha sont alimentées principalement à partir des ressources souterraines et superficielles.

#### I.8.1.Source

La source d'Ain Dalia donne un débit estimé à 100.00 l/s, ce débit est acheminé gravitairement vers la station de pompage de Moulin Deyron qui le refoule vers la ville de Souk Ahras.

Actuellement, une station de pompage nouvellement réalisée à proximité de la source d'AIN DALIA refoulera ces eaux vers la station de traitement d'AIN DALIA et la station de pompage de Moulin Deyron sera désaffectée.

#### I.8.2.Forages

Tableau I.2: répartition des différents forages dans la région.

Nom de forage	Nappe	Débit (l/s)	Profondeur (m)	Niveau statique (m)	Situation actuelle	Agglomération desservie
T 22	Taoura	4	150	-	à l'arrêt	Souk Ahras
T 1	Taoura	15	103	-	en service	Souk Ahras
EM3	EL M'RISS	10	100	10	à l'arrêt	Souk Ahras
EM2	EL M'RISS	16	120	12	à l'arrêt	Machrouha
EM1	EL M'RISS	10	90	-	en service	Machrouha
MH1	MACHROUHA	5	100	5	à l'arrêt	Machrouha

(Source : ADE Souk Ahras)

**I.8.3. Ressources superficielles**

) **Les Barrages**

Dans la wilaya de Souk Ahras nous notons que deux barrages sont en exploitation actuellement :

a) Le barrage d'Ain Dalia :

Il alimente actuellement la wilaya de souk Ahras et une partie de la wilaya d'Oum El Bouaghi et Tébessa avec un volume régularisé de 45 Hm<sup>3</sup> dont 12.25 Hm<sup>3</sup> destinés à la wilaya de Tébessa et la wilaya d'Oum El Bouaghi.

Le barrage d'Ain Dalia est situé dans la wilaya de Souk Ahras à 8 Km à l'Est de la ville de Souk Ahras. Il est destiné principalement à l'alimentation en eau potable.

b) Barrage d'Oued Charef:

Il est destiné principalement à l'irrigation.

**Tableau I.3:**répartition des différents barrages de la wilya de Souk Ahras.

<b>Barrage</b>	<b>Type</b>	<b>Mises-en Service</b>	<b>Capacité Hm3</b>	<b>Volume Régularisé Hm3</b>	<b>Destination</b>
<b>Ain Dalia</b>	Terre	1987	76	45	AEP
<b>Oued Charef</b>	Enrochement	1995	135	30	Irrigation

(Source : ADE Souk Ahras)

) **Les retenues collinaires**

Il existe sept retenues collinaires dans la wilaya de Souk Ahras, ces retenues collinaires ont une capacité initiale totale estimée à 2,324 Hm<sup>3</sup> dont la plus importante en capacité (1,120 Hm<sup>3</sup>) est localisée sur l'oued Ain-Safaa.

Les retenues collinaires en exploitation sont toutes destinées à l'irrigation.

Faisons un récapitulatif de la production actuelle en eau (voir tableau ci-dessous).

**Tableau I.4** : récapitulatif de la production actuelle en eau.

<b>Commune</b>	<b>Barrage (m3/j)</b>	<b>Forage (l/s)</b>	<b>Source (m3/j)</b>
<b>Souk Ahras</b>	34400	15	-
<b>Machrouha</b>	-	10	-

(Source : ADE Souk Ahras)

**I.8.4. Réseau d'adduction actuel**

Il est montré par le schéma suivant :

Le fonctionnement du système d'adduction actuel est représenté dans le schéma ci-dessous :

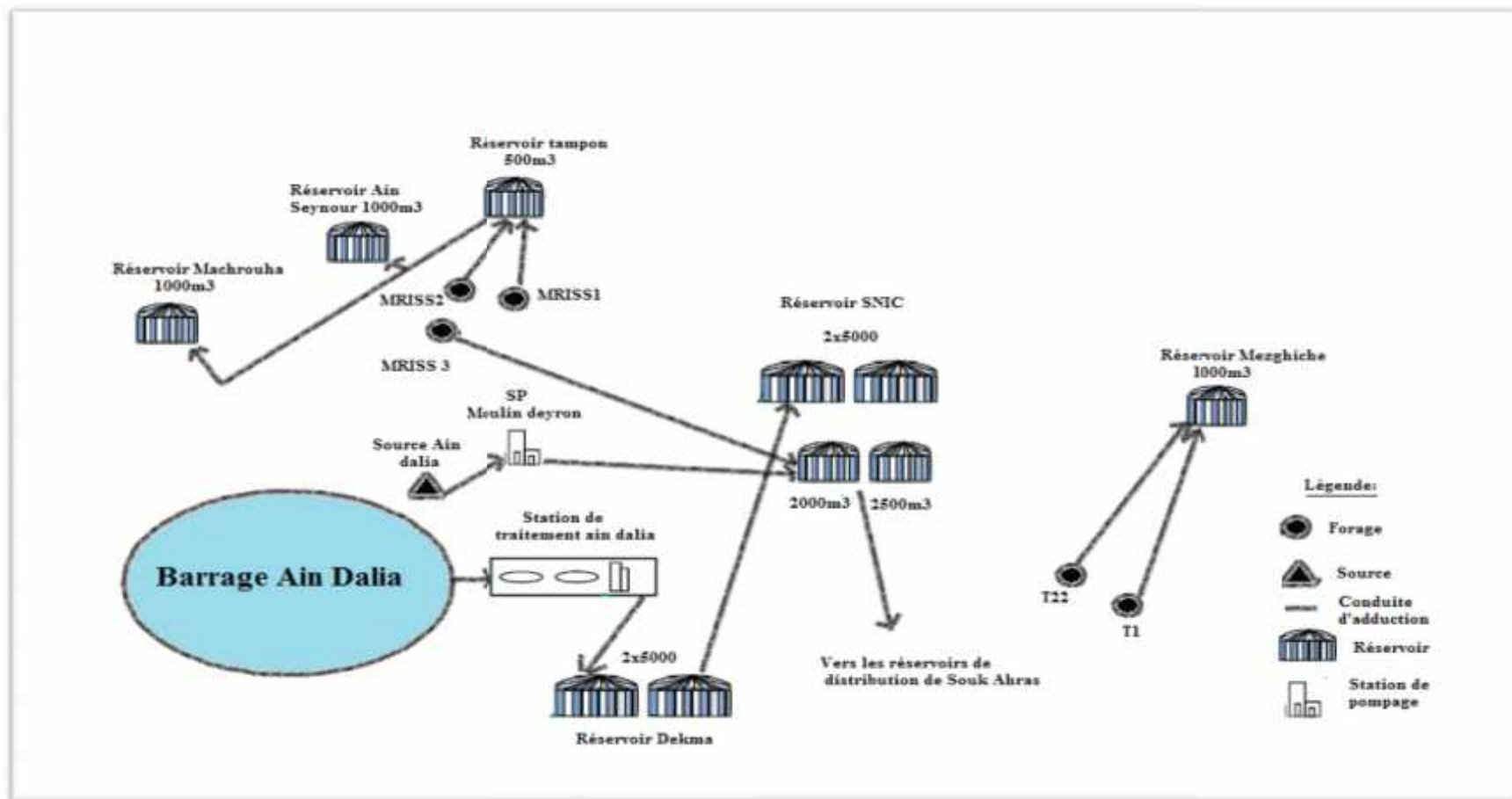


Figure I.4: Schéma synoptique du système d'adduction actuelle.

### I.9. Présentation de la station de traitement

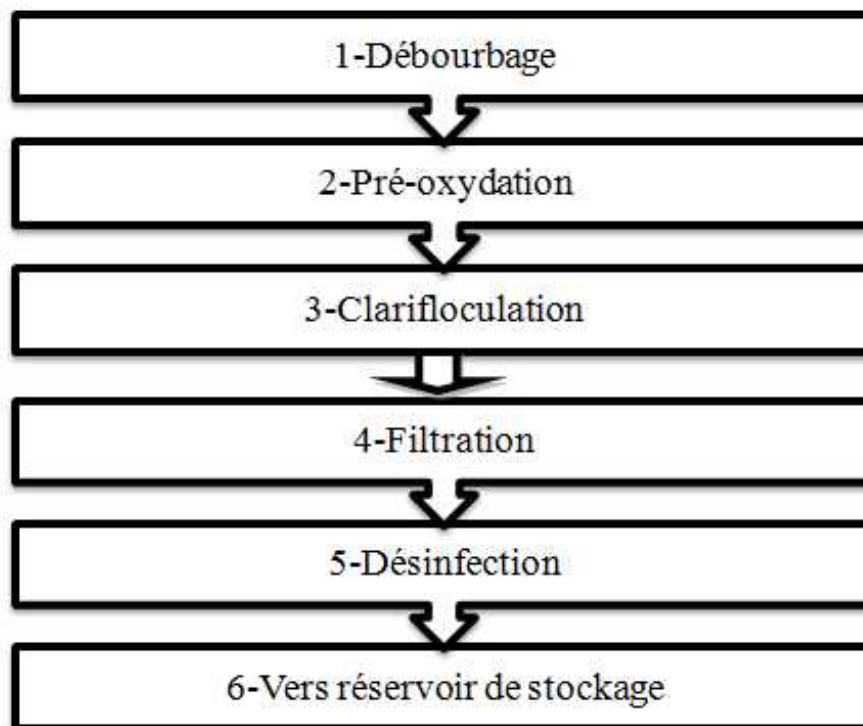
La station de traitement est capable, dans tous les cas de traiter la totalité du débit en provenance d'eaux brutes, à concurrence d'un débit d'eaux traitées de 32879 m<sup>3</sup>/j.

Les eaux brutes proviennent du barrage Djedra qui proviennent des deux Oueds Djedra et El Hammam.

4% de l'eau traitée est consacrée au lavage des filtres donc la production journalière de la station est de **31563.84 m<sup>3</sup>/j**.

➤ **Le procédé de traitement**

Le procédé de traitement à adopter est représenté dans le schéma suivant :



**Figure I.5:** Schéma du procédé de traitement (source ADE Souk Ahras).

### I.10. Situation démographique

D'après le dernier recensement qui a été effectué en 2008 par la Wilaya de SOUK AHRAS, et en tenant compte des actualisations.

La population résidente dans les différentes communes et ses taux d'accroissement sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.5:** Population des communes de la zone d'étude à l'année de recensement 2008 et ses taux d'accroissement.

<b>Commune</b>	<b>Dispersion</b>	<b>Population 2008 (Habitants)</b>	<b>τ(%)</b>
<b>Souk Ahras</b>	ACL (Souk Ahras)	140581	1.200
	AS (Mezghiche)	12898	1.200
	<b>Totale de commune</b>	153479	-
<b>Machrouha</b>	ACL (Machrouha)	4295	1.825
	AS (Ain Seynour)	3390	2.525
	<b>Totale de commune</b>	7685	-
<b>Totale</b>		<b>161164</b>	-

(Source : ADE souk Ahras)

**ACL** : Agglomération Chef-Lieu.

**AS** : Agglomération Secondaire.

Le nombre d'habitants des communes concernées par le projet à l'année de recensement est estimé à **161164** habitants.

## **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons présenté un aperçu sur notre zone d'étude :

C'est une zone montagneuse, constitué généralement par des calcaires et des marnes, elle a une faible sismicité, elle est caractérisée par un climat subhumide et elle alimentée principalement à partir des ressources souterraines et superficielles.

**Introduction**

Le présent chapitre a pour objectif l'estimation des besoins en eau potable des agglomérations de notre zone d'étude, pour un horizon futur 2040.

Cette estimation dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une population à une autre.

**II.1. Estimation démographique**

L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable de la population à l'horizon 2040.

Connaissant le nombre d'habitants en 2008 et le taux d'accroissement de la population .le nombre d'habitants de l'horizon futur considéré peut être estimée grâce à la relation suivante :

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

Avec :

**P<sub>n</sub>** : Population à l'horizon de calcul.

**P<sub>0</sub>**: Population actuelle.

**τ** : Taux d'accroissement démographique.

**n** : nombre d'années séparant l'année de recensement de l'horizon de calcul.

Les résultats de calcul de l'évolution de la population à différents horizons sont donnés dans le tableau suivant:

**Tableau II.1:** Evolution de la population à différents horizons.

<b>Commune</b>	<b>Dispersion</b>	<b>2008</b>	<b>2016</b>	<b>2020</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2040</b>
<b>Souk Ahras</b>	ACL (Souk Ahras)	140581	154658	162216	172186	182768	194000	<b>205923</b>
	AS (Mezghiche)	12898	14190	14883	15798	16769	17800	<b>18893</b>
	<b>Totale de commune</b>	153479	168848	177099	187984	199537	211800	<b>224816</b>
<b>Machroha</b>	ACL (Machroha)	4295	4964	5337	5842	6394	6999	<b>7662</b>
	AS (Ain Seynour)	3390	4139	4573	5180	5868	6647	<b>7530</b>
	<b>Totale de commune</b>	7685	9103	9910	11022	12262	13646	<b>15192</b>
<b>Totale</b>		161164	177951	187009	199006	211799	225446	<b>240008</b>

Donc à l’horizon 2040, le nombre d’habitants des communes concernées par le projet sera de **240008 habitants**.

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

Pour déterminer La quantité d’eau potable à garantir pour chaque agglomération il faut d’abord évaluer les différents besoins suivants :

### **➤ Besoins domestique**

C’est la consommation en eau de la population pour : la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l’arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

### **➤ Besoins industriels**

C’est les besoins en eau des établissements industriels. La qualité d’eau exigée est différente d’une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.



➤ **Besoins administratifs**

On entend par besoins administratifs, les quantités d'eau demandées par les écoles, les centres de formation, les bureaux,...etc.

➤ **Besoins d'incendie**

C'est la quantité d'eau nécessaire pour la lutte contre l'incendie.

**II.2.1.Choix de la dotation**

La dotation est la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant par jour. Elle est en fonction de la situation économique, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes , de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, et des variations saisonnières atteignant un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide.

Selon le plan national de l'eau (PNE), La dotation moyenne domestique est estimée comme suit :

**Tableau II.2:** Dotation Moyenne (l/j/hab).

Type de population / Horizon	2010	2016	2020	2025	2030	2035	2040
<b>Métropoles à statut particulier de délégation</b>	100	105	110	115	120	125	130
<b>métropoles</b>	90	95	100	110	120	125	130
<b>Urbain supérieur</b>	85	85	90	100	110	120	130
<b>Urbaine</b>	80	85	90	100	110	120	130
<b>Semi urbain</b>	80	80	85	90	100	110	120
<b>Semi rural</b>	75	80	85	90	100	110	120
<b>Rural aggloméré</b>	70	75	80	85	90	95	100
<b>Eparse</b>	60	60	60	60	60	60	60

(Source : PNE 2010)

Les dotations adoptées pour chaque agglomération sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau II.3:** Répartition des dotations par commune.

<b>Commune</b>	<b>Dispersion</b>	<b>Dotation (l/j/hab)</b>
<b>Souk Ahras</b>	ACL (Souk Ahras)	130
	AS (Mezghiche)	130
<b>Machrouha</b>	ACL (Machrouha)	120
	AS (Ain Seynour)	120

**II.2.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière à l’horizon 2040**

**a) Besoins en eau domestiques**

Le débit moyen journalier domestique de la zone concernée par l’étude, est égal à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1} \times D \times N \dots\dots\dots(II.2)$$

Avec :

**Q<sub>moy,j</sub>**: Débit moyen journalier domestique (**m<sup>3</sup>/j**).

**Dot** : dotation moyenne en (**l/j/hab**).

**N** : nombre d'habitants.

Les résultats de calcul de l’évaluation des besoins moyens journaliers domestique à l’horizon 2040 sont donnés dans le tableau suivant:

**Tableau II.4:** Répartition par commune des besoins moyens journalier domestique.

Commune	Dispersion	Population (Hab)	Dotation l/j/hab	Besoin en eau m3/j
Souk Ahras	ACL (Souk Ahras)	205923	130	26769,99
	AS (Mezghiche)	18893	130	2456,09
	<b>Totale de commune</b>	224816	-	29226,08
Machrouha	ACL (Machrouha)	7662	120	919,44
	AS (Ain Seynour)	7530	120	903,6
	<b>Totale de commune</b>	15192	-	1823,04
<b>Totale</b>		<b>240008</b>	<b>-</b>	<b>31049,12</b>

#### b) Besoins en eau des équipements

D'après le plan national de l'eau (PNE), les besoins en eau des équipements représentent une majoration des besoins domestiques et ils sont liés à la typologie de l'agglomération, les coefficients de majoration sont donnés par le tableau ci-dessous :

**Tableau II.5:** coefficient de majoration des besoins en eau des autres usages.

Commune	Dispersion	Taux de majoration des Autres usages			
		Taux Administration (%)	Taux commerce (%)	Taux artisanat et petite Industrie (%)	Taux total (%)
Souk Ahras	ACL (Souk Ahras)	25	12.5	12.5	50
	AS (Mezghiche)	25	12.5	12.5	50
Machrouha	ACL (Machrouha)	10	7.5	7.5	25
	AS (Ain Seynour)	15	10	10	35

(Source : PNE 2010)

En appliquant les taux de majorations des autres usages aux dotations unitaires domestiques.  
 Les résultats finaux de l'évaluation des besoins moyens journaliers (domestiques et des équipements) pour l'horizon 2040 sont donnés pour chaque commune dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.6:** Répartition par commune des différents besoins moyens journaliers à l'horizon d'étude (2040).

Commune	Dispersion	Besoin en eau domestique (m3/j)	Besoins administratifs		Besoin en eau commerciaux		Besoins pour artisanat et petite industrie		pertes et gaspillage		Qtot (m3/j) 2040
			%	Qadm (m3/j)	%	Qcom (m3/j)	%	Qart (m3/j)	%	Qpert (m3/j)	
Souk Ahras	ACL (Souk Ahras)	26769,99	25	6692,4975	12,5	3346,24875	12,5	3346,24875	10	4015,4985	44170,4835
	AS (Mezghiche)	2456,09	25	614,0225	12,5	307,01125	12,5	307,01125	10	368,4135	4052,5485
	<b>totale de commune</b>	29226,08	-	7306,52	-	3653,26	-	3653,26	-	4383,912	48223,032
Machrouha	ACL (Machrouha)	919,44	10	91,944	7,5	68,958	7,5	68,958	10	114,93	1264,23
	AS (Ain Seynour)	903,6	15	135,54	10	90,36	10	90,36	10	121,986	1341,846
	<b>totale de commune</b>	1823,04	-	227,484	-	159,318	-	159,318	-	236,916	2606,076
<b>Totale</b>		<b>31049,12</b>	-	<b>7534,004</b>	-	<b>3812,578</b>	-	<b>3812,578</b>	-	<b>4620,828</b>	<b>50829,108</b>

Donc à l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **50829.108m<sup>3</sup>/j** c'est-à-dire :  
**Qmoy,j=588.300 l/s**

**II.2.3. Variation de la consommation journalière**

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

**a) Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ )**

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il est calculé à partir du coefficient d'irrégularité maximum journalier qui est le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation.

On note :  $K_{j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}}$  ..... (II.3)

Avec :

**$Q_{max,j}$** : Consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).

**$Q_{moy,j}$** : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).

Avec :  **$K_{max,j}=(1,1-1,3)$** .

On prend  **$K_{max,j}=1,2$** .

D'où :  **$Q_{max,j}=1.2 \times Q_{moy,j}$**

**b) Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ )**

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, il est calculé à partir du coefficient d'irrégularité minimum journalier qui est le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation.

On note :  $K_{j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}}$  ..... (II.4)

Avec :

**$Q_{min,j}$** : Consommation minimale journalière ( $m^3/j$ ).

**$Q_{moy,j}$** : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).

Avec :  **$K_{min,j}=(0,7-0,9)$** .

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

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

Les variations de consommations maximales et minimales sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.7: consommations maximales et minimales journalières à l’horizon 2040.

Commune	Dispersion	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)	Kmax,j	Qmax,j (m <sup>3</sup> /j)	Kmin,j	Qmin,j (m <sup>3</sup> /j)
Souk Ahras	ACL (Souk Ahras)	44170,484	1,2	53004,5802	0,8	35336,3868
	AS (Mezghiche)	4052,549	1,2	4863,0588	0,8	3242,0392
	<b>Totale de commune</b>	48223,033	-	57867,639	-	38578,426
Machrouha	ACL (Machrouha)	1264,23	1,2	1517,076	0,8	1011,384
	AS (Ain seynour)	1341,846	1,2	1610,2152	0,8	1073,4768
	<b>Totale de commune</b>	2606,076	-	3127,2912	-	2084,8608
<b>Totale</b>		<b>50829,109</b>	<b>-</b>	<b>60994,9302</b>	<b>-</b>	<b>40663,2868</b>

Donc à l’horizon 2040, le débit maximum journalier de l’ensemble des communes concernées est estimé à **60994.9302m<sup>3</sup>/j** c’est-à dire :

$$Q_{max,j}=705.960l/s$$

**II.2.4. Variation de la consommation horaire**

Au cours de la journée, le volume d’eau affluant du réservoir vers les consommateurs varie d’une heure à une autre. Tandis que la somme de ces volumes d’eau horaires nous donne la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

**a) Consommation maximale horaire (Qmax,h)**

Elle est représentée par le coefficient d’irrégularité maximale horaire (K<sub>max,h</sub>) qui représente l’augmentation de la consommation horaire pour la journée, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $K_{max}$  et  $K_{h,max}$  ; tel que :

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

Avec :

$\beta_{max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, il varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local.

$\beta_{max}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, Le tableau ci dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.8:**  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants.

<b>Habitants</b>	100	150	250	400	600	1000	2000	3000	10000	30000	100000
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Pour notre cas on prend  $\beta_{max} = 1,3$  et  $\beta_{max} = 1,051$

Alors :  $K_{max,h} = 1,3 * 1,051$

$$\implies K_{max,h} = 1,367$$

**b) Consommation minimale horaire ( $Q_{min,h}$ )**

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min,h}$ ) qui permet de déterminer le débit minimum horaire:

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

Avec :

$\beta_{min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**.

$\beta_{min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, Le tableau ci dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.9:**  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants.

<b>Habitants</b>	100	150	250	400	600	1000	2000	3000	10000	30000	100000
$\beta_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Pour notre cas on prend  $\beta_{min} = 0,5$  et  $\beta_{min} = 0,7791$

Alors :  $K_{min,h} = 0,5 * 0,791$

$$\implies K_{min,h} = 0,396$$

Après avoir calculé les coefficients d'irrégularité horaires, on peut maintenant estimer les débits maximum et minimum horaires. Avec :

$$Q_{,h} = \frac{Q_{j}}{z} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire ( $m^3/h$ ).
- $Q_{max,j}$  : débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).

**Tableau II.10:** Résultats de calcul des débits pour l'horizon (2040).

<b>Paramètres</b>	<b>Qmoy,h (m3/h)</b>	<b>Kmax,h</b>	<b>Qmax,h (m3/h)</b>	<b>Kmin,h</b>	<b>Qmin,h (m3/h)</b>
<b>Zone d'étude</b>	2541,456	1 ,367	3474,170	0,396	1006,416

**II.2.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant**

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération, les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier (voir Annexe II.1).

Les tableaux montrant la variation du débit horaire dans la journée, pour chaque agglomération sont représentés en Annexe II.2.

**Tableau II.11:** les débits horaires pour chaque agglomération.

<b>Agglomérations</b>	<b>ACL (SOUK AHRAS)</b>	<b>AS (Mezghiche)</b>	<b>AS (Machrouha)</b>	<b>AS (Ain Seymour)</b>
<b>Heure de pointe</b>	8-9	8-12	12-14	12-14
<b>Qmax,h (m<sup>3</sup>/h)</b>	2756.238	303,941	106.195	112.715



**II.3. Bilan ressources -besoins**

Afin de satisfaire les besoins en eau des communes à l’horizon d’étude (2040), il faut comparer les besoins en eau et la production existante. Le bilan ressources-besoins est représenté dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.12:**le bilan ressources-besoins.

Commune	Dispersion	Besoins en eau à l’an 2040	Production en eau existante	Déficit		Débit complémentaire à fournir	
		m3/j	m3/j	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Souk Ahras	ACL (Souk Ahras)	53004.581	34400	18604.581	215.331	18604.581	215.331
	AS (Mezghiche)	4863.059	1296	3567.059	41.285	3567.059	41.285
Machrouha	Machrouha et Ain Seynour	3127.292	864	2263.292	26.196	2263.292	26.196
<b>Total</b>	-	60994.932	36560	24434.932	282.812	<b>24434.932</b>	<b>282.812</b>

Les problématiques caractérisant les Communes du projet sont les suivantes :

- ) Augmentation remarquable de la population.
- ) La production en eau existante ne réponde pas à la quantité consommée par la région concernée.
- ) L’impossibilité de satisfaire l’alimentation des réservoirs de Machrouha et Souk Ahras.

**Conclusion**

Le calcul des différents débits, de consommation et de production nous mène à distinguer un déficit qui est de 24434.932 (m3/j) où le besoin n’est pas satisfait ce qui nous contraint à penser à une solution d’approvisionnement pour accomplir ce déficit à travers notre étude.

**Introduction**

Le présent chapitre a pour objectif de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de satisfaire les besoins en eau des agglomérations de la zone d'étude à partir de la station de traitement du Barrage de Djedra.

**III.1 Classification des adductions**

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

**a) Adduction gravitaire**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée (conditionnée par la pente et la pesanteur). 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.

**b) Adduction par refoulement**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-énergétiques. Dans ce cas la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

**c) Adduction mixte**

C'est une adduction composée d'une partie par refoulement une autre gravitaire. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

**III.2. Critères de choix de tracé**

D'une manière générale, le tracé de l'adduction doit :

- ✓ Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- ✓ Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- ✓ Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.

- ✓ Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

### **III.3.Choix du matériau de la conduite**

Le choix du matériau des conduites représente une option fondamentale du projet, il dépend de plusieurs critères.

- Sur le plan technique il dépend de plusieurs exigences telles que :
  - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
  - Adaptation aux terrains de pose.
  - Bonne étanchéité.
  - Facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique il dépend essentiellement :
  - Du prix de la fourniture et du transport.
  - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Nous distinguons:

- **L'Acier**

Les conduites en acier sont courantes, Elles doivent être soigneusement protégées contre la corrosion, à l'intérieur (pour l'eau potable : ciment ou époxy) comme à l'extérieur ("époxy + polyéthylène" ou un "époxy + polypropylène").

L'assemblage par soudure présente de plus l'avantage de constituer une conduite "auto butée", les efforts longitudinaux au droit des changements de direction (ou des vannes fermées) étant repris en traction par la conduite elle-même. Par conséquent, pas de butées ni d'ancrages à prévoir au droit des appareillages ou des pièces spéciales.

Plus léger que la fonte ductile.

Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.

Résistance aux pressions élevées jusqu'à 40 bars

➤ **La Fonte ductile**

La fonte est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions plus de 40bars, elle est caractérisée par la présence de graphite à l'état sphéroïdal, qui lui confère de bonnes caractéristiques mécaniques (résistance élevée, flexibilité). La résistance à la corrosion, quoique moindre que celle de la fonte grise, est toutefois supérieure à celle de l'acier.

Le revêtement intérieur, généralement un mortier de ciment centrifugé, peut être adapté à la qualité de l'eau si nécessaire.

Le revêtement extérieur de base consiste généralement en une couche métallique zinc ou zinc-aluminium, il est revêtu d'une couche de finition à base de bitume ou d'époxy. Ce revêtement peut être renforcé par une manche en polyéthylène basse densité en cas de pose dans un sol corrosif.

Les tuyaux en fonte ductile étant moins déformables que les tuyaux en acier, notamment en ce qui concerne l'ovalisation, le raccordement par emboîtement avec joint en élastomère ne soulève pas de problème particulier à court ou long terme. Il permet une pose aisée et rapide des tuyaux, avec une bonne fiabilité dans le temps.

➤ **Le Polyéthylène à haute densité (PEHD)**

Les canalisations en polyéthylène à haute densité (PEHD) présentent de multiples avantages, dont notamment :

- Résistance à toutes agressions chimiques ou électriques.
- Canalisations robustes, rapides et faciles à poser.
- Conduites auto butées grâce aux joints électro soudables (par manchons ou soudures bout à bout).

Elles présentent cependant l'inconvénient de ne pas supporter les pressions élevées (pression maximale 20bars).

Pour déterminer le meilleur matériau pour notre étude on va faire une petite comparaison entre la fonte ductile et le PEHD.

- ✓ Les prix des conduites en fonte sont moins chers que les conduites en PEHD pour les grands diamètres et notamment presque les même prix pour les petits diamètres mais les prix de pose pour les conduite en fonte sont inclus.

- ✓ Le PEHD résiste à une pression PN20 où la fonte résiste bien à la pression (dépassé 32bars) pour les grands diamètres.
- ✓ Pour notre cas on préfère la fonte ductile vu sa résistance et sa disponibilité avec des diamètres pour des débits énormes, et on a le long du tracé des conduites, un sous-sol qui est majoritairement constitué de formations calcaires et marne.

Pour ces raisons on va utiliser la fonte ductile dans notre projet pour les avantages qu'elle présente (les prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise **KOUG.C** sont représentés en Annexe III.1).

### **III.4. Etude des variantes**

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

#### **III.4.1. Proposition de variantes**

##### **➤ Variante 1**

Le système commence à partir de la station de traitement du barrage Djedra, de cote de terrain 519 m NGA au moyen d'une première station de pompage SP1 qui refoule un débit de 24434,932 m<sup>3</sup>/j vers la station de reprise SR2 à une cote de 792 m NGA, sur une longueur de 3026,49 m.

La station de reprise SR2 doit refouler un débit de 20867,873 m<sup>3</sup>/j vers la station de reprise SR3 à une cote de 805 m NGA, sur une longueur de 3268,29 m.

La station de reprise SR2 refoule aussi un débit de 3567,059 m<sup>3</sup>/j vers le réservoir de distribution Mezghiche 1000m<sup>3</sup> qui est à 798 m NGA de cote sur une longueur de 88,25 m.

La station de reprise SR3 doit refouler un débit de 18604,581 m<sup>3</sup>/j jusqu'au réservoir SNIC qui est à 815 m NGA de cote (le réservoir SNIC alimentera par gravité l'agglomération de Souk Ahras), la longueur de ce tronçon est de 132,24 m.

La station de reprise SR3 refoule aussi un débit de 2263,292 m<sup>3</sup>/j vers le réservoir tampon existant Rezgoune 500m<sup>3</sup> qui est à 993 m NGA de cotesur une longueur de 2369,85 m.

La conduite existante issue du réservoir tampon existant Rezgoune 500m<sup>3</sup> alimentera par gravité l'agglomération de Mechrouha1000m<sup>3</sup> en passant par celle d'Ain Seynour 1000m<sup>3</sup>.

**➤ Variante 2**

La variante 2 va suivre le même cheminement que la variante 1 avec notamment élimination des stations de pompage intermédiaires.

Le système commence à partir de la station de traitement du barrage Djedra, de cote de terrain 519 m NGA au moyen d'une première station de pompage SP1 qui refoule un débit vers la station de reprise SR2 à une cote de 805 m NGA sur une longueur de 6294,78m, A partir de ce tronçon un débit de 3567,059 m<sup>3</sup>/j sera transféré vers le réservoir de distribution Mezghiche 1000m<sup>3</sup> qui est à 798 m NGA de cote à partir d'un picage au point A qui se trouve à 3026,49m de la station de reprise SP1.

La station de reprise SR2 doit refouler un débit de 18604,581 m<sup>3</sup>/j jusqu'au réservoir SNIC qui est à 815 m NGA de cote (le réservoir SNIC alimentera par gravité l'agglomération de Souk Ahrassur une longueur de 132,24 m.

La station de reprise SR3 refoule aussi un débit de 2263,292 m<sup>3</sup>/j vers le réservoir tampon existant Rezgoune 500m<sup>3</sup> qui est à 993 m NGA de cotesur une longueur de 2369,85 m.

La conduite existante issue du réservoir tampon existant Rezgoune 500m<sup>3</sup> alimentera par gravité l'agglomération de Mechrouha 1000m<sup>3</sup> en passant par celle d'Ain Seynour 1000m<sup>3</sup>.

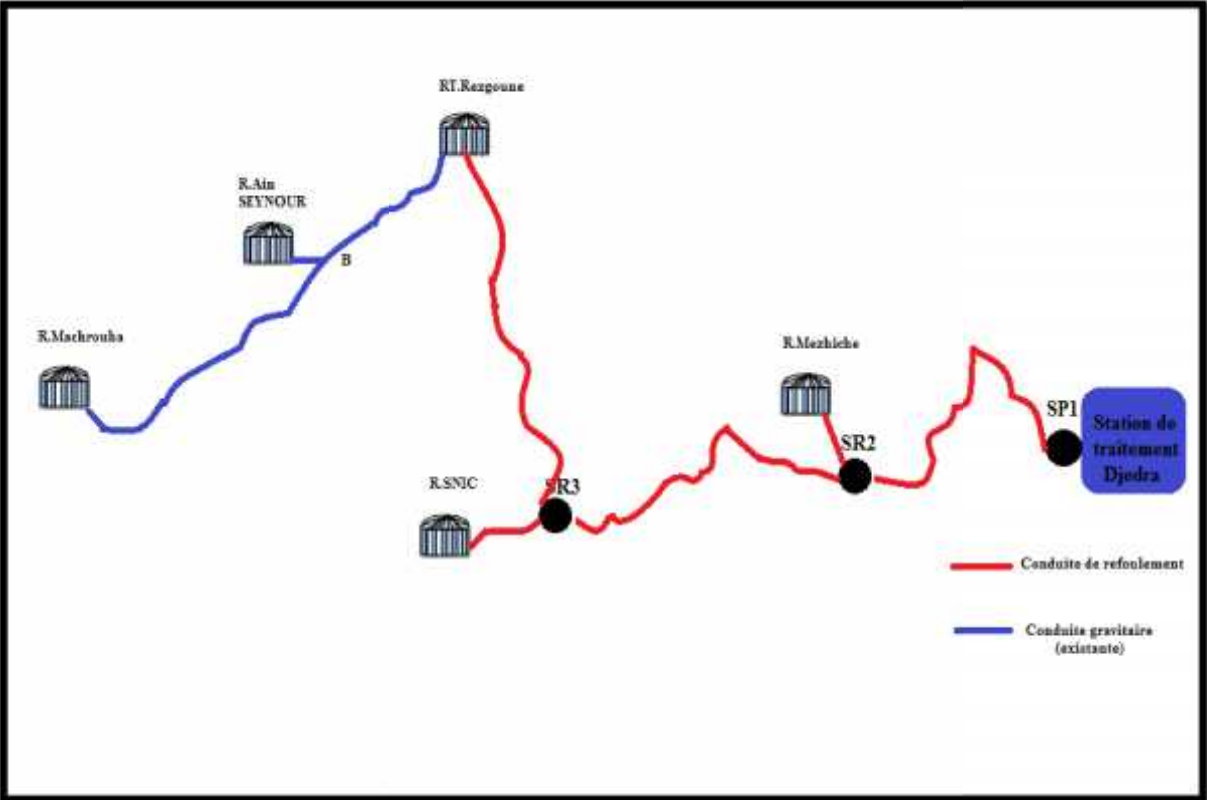


Figure III.1 : Schéma vertical de la variante N° 1.

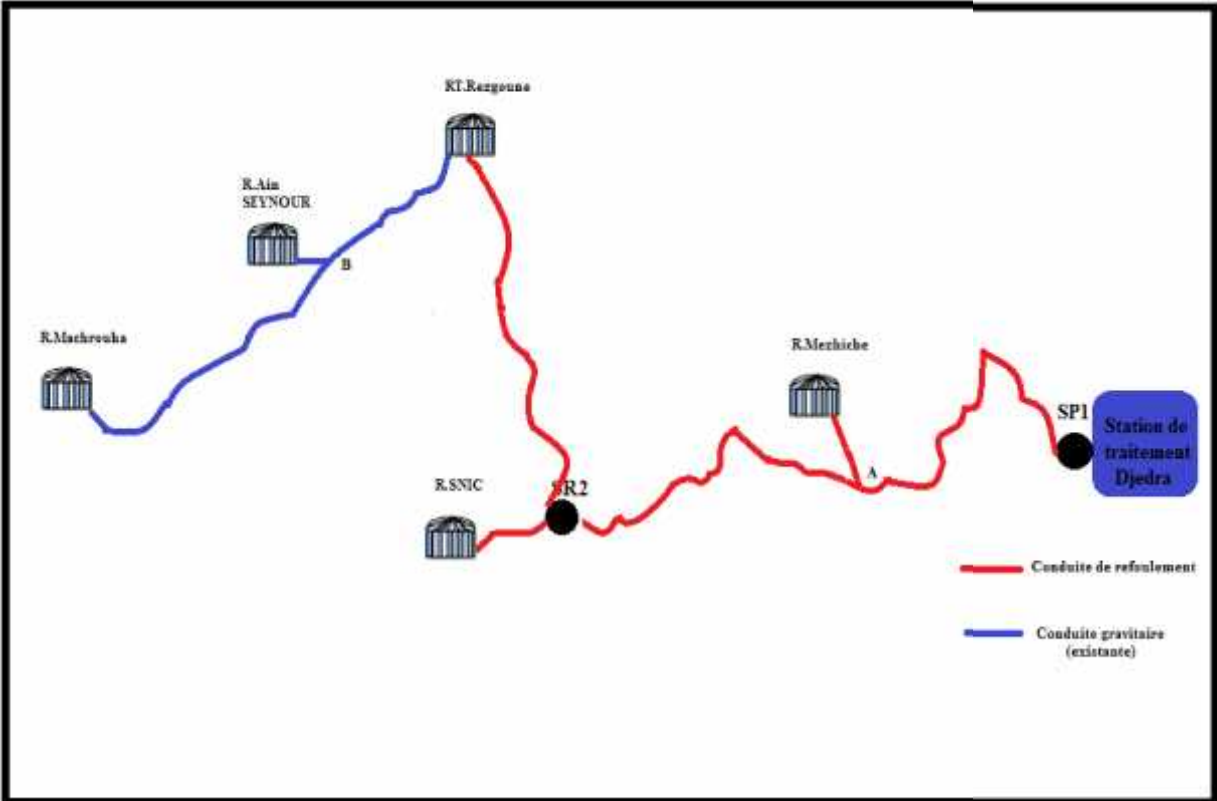


Figure III.2 : Schéma vertical de la variante N° 2.

III.4.2.Choix de la variante

On va comparer les deux variantes 1 et 2 afin de choisir la variante la plus fiable et la plus économique. On note que la comparaison concerne la partie différente de tracé de ces deux conduites :

Tableau III.1: Comparaison des variantes.

Désignation de la variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Système d'adduction, vers chaque réservoir, indépendant.</li> <li>- Système de fonctionnement fiable.</li> <li>- Fiabilité de l'exploitation et sécurité de l'alimentation en eau potable.</li> </ul>	
Variante 2		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Refoulement simultané, à partir la station de pompage SP1, vers réservoir Mezghiche et station de reprise SR2.</li> <li>-Système de fonctionnement complexe du fait que le point de fonctionnement n'est pas stable.</li> <li>-mauvaise distribution de l'eau entre SP1 et SR2.</li> </ul>



D'après cette comparaison on voit que la Variante 1 présente moins de contraintes par rapport à la Variante 2, donc la variante N° 1 est la meilleure du point de vue technico-économique.

**III.5.Calcul hydraulique (Méthode de calcul)**

**III.5.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) [1] [2]**

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN pour les petits projets:

✓ Formule de BRESSE :

$$D_{ec} = 1.5\sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.1)$$

✓ Formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

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

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

Pour les moyens et grands projets une étude technico économique de calcul du diamètre s'impose.

**a) Calcul des pertes de charge**

➤ **Calcul des pertes de charge linéaires**

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

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

Les pertes de charge linéaires sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_{ll} = L \times j = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g} \dots \dots \dots (III.3)$$

Avec :

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

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

**H<sub>lin</sub>** : Pertes de charge linéaires en (m).

**j** : gradient hydraulique en (m/m).

**D** : diamètre de la conduite de refoulement en (m).

**λ** : coefficient de frottement.

Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par les formules suivantes :

✓ Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left( 1,1 - 0,8 \times \frac{L}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

**λ**: Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

**k** : Rugosité de la conduite (mm).

**D**: Diamètre de la conduite en mètre (m).

✓ Formule COLEBROOK :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \times L \left( \frac{1}{3,7 \times D} + \frac{2,5}{k \times \lambda} \right) \dots\dots\dots(III.5)$$

Avec :

**λ**: Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

**k** : Rugosité de la conduite.

**D**: Diamètre de la conduite en mètre (m).

**Re**: Nombre de Reynolds.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

**ν** : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s) = **1,03 × 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s** à une température de 20°C.

**V**: Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).

**D**: Diamètre de la conduite en mètre (m).

➤ **Calcul des pertes de charge singulières**

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

$$H_{si} = 0,10 \times H_{li} \dots\dots\dots(III.7)$$

➤ **Calcul des pertes de charge Totales :**

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

$$H_t = H_{li} + H_{si} = 0,10 \times H_{si} + H_{li} \quad H_t = 1,10 \times H_{li} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

**H<sub>t</sub>**: Perte de charge totale en (m).

**H<sub>si</sub>**: Perte de charge singulière en (m).

**H<sub>li</sub>** : Perte de charge linéaire en (m).

**b) Calcul de la hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$HMT = H_g + H_a + H_r \quad HMT = H_g + H_t \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

**H<sub>g</sub>** : différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).

**H<sub>a</sub>** : pertes de charge à l'aspiration (m).

**H<sub>r</sub>** : pertes de charge au refoulement (m).

**H<sub>t</sub>** : la perte de charge totale (m).

**c) Frais d'exploitation**

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

$$Fex = E \times e \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec :

**Fex** : Frais d'exploitation (DA).

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

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ (e=4,2DA).

➤ **Energie consommée par la pompe**

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

**E**: Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh).

**P**: Puissance absorbée (Kw).

**T**: Temps de pompage en (heure), dans notre cas T =20h.

➤ **Puissance de la pompe**

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{\rho \times g \times H_M \times Q}{\eta \times 1} \dots \dots \dots (III.12)$$

Avec :

**P<sub>abs</sub>**: Puissance absorbée par la pompe (kw).

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

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

**HMT** : Hauteur manométrique totale (m).

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

**η** : Rendement du pompage (75%).

**d) Frais de l'investissement amorti**

Les frais d'investissement amorti en (DA) sont donnés par la formule suivante:

$$F_{amor} = P_{rc} \times A \dots \dots \dots (III.13)$$

Avec :

**P<sub>rc</sub>** : le prix de la conduite en (DA).

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

$$A = \left( \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \right) \times 1 \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

$i$  : le taux d'anuité annuel, (en Algérie  $i = 8 \%$ ).

$n$  : nombre d'années d'amortissement,  $n = 24$  ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$A = \left( \frac{0,0}{(0,0 + 1)^2 - 1} + 0,0 \right) \times 1 = 9,5 \%$$

**e) 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'érosion de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères :

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

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

Avec :

$Q$  : Le débit véhiculé par la conduite en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

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

La section est déterminée par la formule suivante en ( $\text{m}^2$ ):

$$S = \frac{n \times D^2}{4} \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

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

**III.5.2.Cas gravitaire**

Le calcul sera effectué par la formule Darcy-Weisbakh :

$$H = \frac{K' \times l \times Q^B}{D^m} \dots\dots\dots(\text{III.17})$$

De cette formule on tire le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times l \times Q^B}{H}} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

Avec :

**Leq**: Longueur de la conduite (m).

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \dots\dots\dots(III.20)$$

**Lg** : Longueur géométrique de la conduite (m).

**H**: Charge disponible (m).

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

**K, β, m**: Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et de régime d'écoulement.

Selon le type de matériau les coefficients K', m et s sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III.2:** Coefficients K', m, s pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	s
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
PEHD	0,001052	4,774	1,77

Pour notre cas : **K'=0,001735 ; m=5,2 ; s=2**

### III.6. Dimensionnement du réseau d'Adduction

#### III.6.1. Dimensionnement du réseau d'adduction par refoulement

##### a. Station de pompage (SP1) vers Station de reprise (SR2)

Le point du départ est de 518 m, et celui d'arrivée est de 791 m, à partir de cette station on va refouler un débit de 24434,932 (m<sup>3</sup>/j) durant 20h qui correspond à 339,374.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s.

sera calculé par la formule de Nikuradsé dans tout ce qui suit.

**Q= 339,374.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s; L= 3026.49m ; côte de départ= 518 m ; côte d'arrivé= 791m.**

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

**Tableau III.3** : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de pompage SP1.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re		H <sub>i</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT(m)
300	3026,49	4,80	1399105,394	0,02736	324,656	357,121	273	630,121
350	3026,49	3,53	1199233,195	0,02620	143,829	158,212	273	431,212
400	3026,49	2,70	1049329,046	0,02525	71,103	78,214	273	351,214
450	3026,49	2,13	932736,9296	0,02446	38,217	42,039	273	315,039
500	3026,49	1,73	839463,2367	0,02378	21,941	24,135	273	297,135
600	3026,49	1,20	699552,6972	0,02267	8,406	9,247	273	282,247
700	3026,49	0,88	599616,5976	0,02179	3,738	4,112	273	277,112

**Tableau III.4** : Calcul des frais d'exploitation de la station de pompage SP1.

D (mm)	HMT(m)	P <sub>abs</sub> (kw)	E (kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)
300	630,121	2797,11511	20418940,31	85759549,28
350	431,212	1914,15561	13973335,97	58688011,08
400	351,214	1559,04139	11381002,18	47800209,17
450	315,039	1398,46056	10208762,07	42876800,71
500	297,135	1318,98383	9628581,981	40440044,32
600	282,247	1252,89587	9146139,886	38413787,52
700	277,112	1230,10457	8979763,363	37715006,12

**Tableau III.5** : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SP1-SR2.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>inv am</sub> (DA)
300	12336,05	3026,49	3546818,537
350	13521,23	3026,49	3887577,401
400	14910,06	3026,49	4286889,011
450	15982,11	3026,49	4595121,129
500	17885,15	3026,49	5142276,624
600	22831,78	3026,49	6564514,616
700	27777,32	3026,49	7986439,215

Tableau III.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SP1-SR2.

D (mm)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>inv am</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	85759549,28	3546818,537	89306367,82
350	58688011,08	3887577,401	62575588,48
400	47800209,17	4286889,011	52087098,18
450	42876800,71	4595121,129	47471921,84
500	40440044,32	5142276,624	45582320,94
600	38413787,52	6564514,616	44978302,14
700	37715006,12	7986439,215	45701445,34

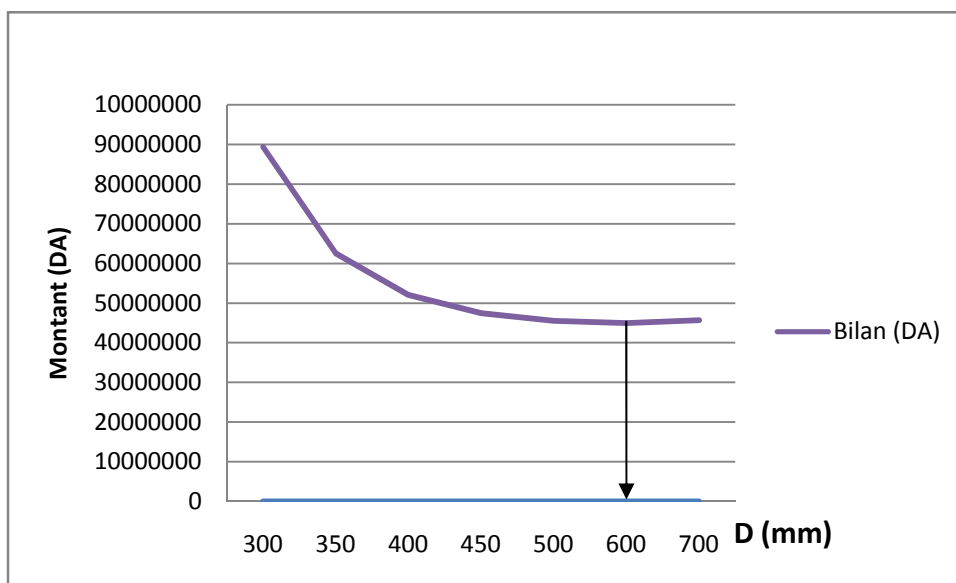


Figure III.3:le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SP1-SR2.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1 – SR2) est :  
 D= 600 mm avec une vitesse d'écoulement de V=1,2 m/s.

**b. Station de reprise (SR2) vers Réservoir Mezghiche**

Le point du départ est de 791 m, et celui d'arrivée est de 798 m, de cette station on va refouler un débit de 3567,059 (m<sup>3</sup>/j) durant 20h qui correspond à 49,542.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s.

Q= 49,542.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s; L= 88.25m ; côte de départ= 791 m ; côte d'arrivé= 798m.

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



**Tableau III.7 :** Calcul de la hauteur manométrique totale HMT du tronçon SR2-réservoir Mezghiche.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re		H <sub>l</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT(m)
100	88,25	6,31	612726,4857	0,03844	68,866	75,753	7	82,753
125	88,25	4,04	490181,1885	0,03570	20,959	23,055	7	30,055
150	88,25	2,80	408484,3238	0,03368	7,945	8,740	7	15,740
200	88,25	1,58	306363,2428	0,03082	1,725	1,898	7	8,898
250	88,25	1,01	245090,5943	0,02884	0,529	0,582	7	7,582
300	88,25	0,70	204242,1619	0,02736	0,202	0,222	7	7,222
350	88,25	0,52	175064,7102	0,02620	0,089	0,098	7	7,098

**Tableau III.8 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2-réservoir Mezghiche.

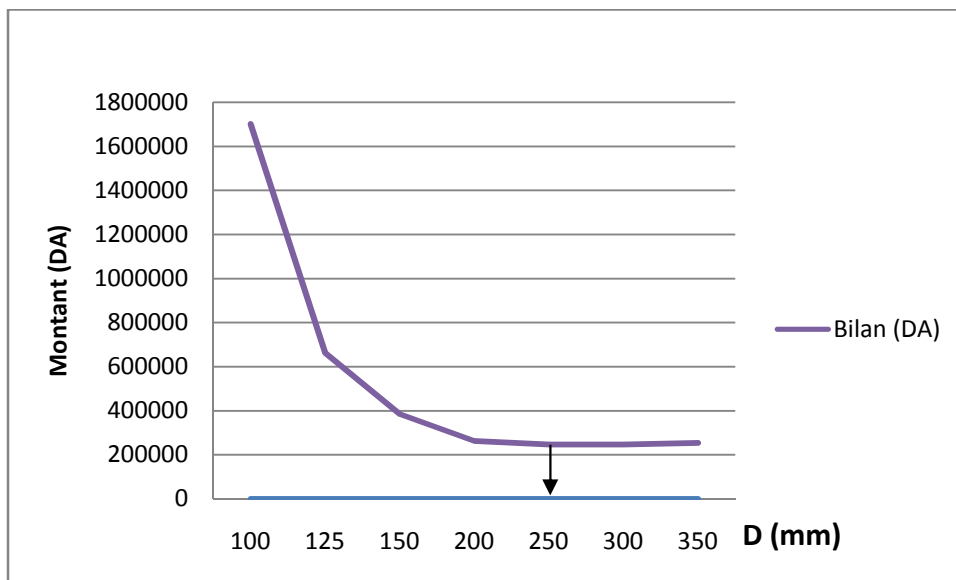
D (mm)	HMT(m)	P <sub>abs</sub> (kw)	E (kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)
100	82,753	53,6247126	391460,4017	1644133,687
125	30,055	19,4760547	142175,199	597135,8357
150	15,740	10,1995562	74456,76041	312718,3937
200	8,898	5,76583349	42090,5845	176780,4549
250	7,582	4,91319846	35866,34873	150638,6647
300	7,222	4,67986662	34163,02632	143484,7105
350	7,098	4,5997724	33578,33854	141029,0219

**Tableau III.9 :** Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR2-Réservoir Mezghiche.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>inv am</sub> (DA)
100	6682,31	88,25	56022,81646
125	7836,22	88,25	65696,90943
150	8534,23	88,25	71548,85076
200	10323,1	88,25	86546,28963
250	11542,36	88,25	96768,26065
300	12336,05	88,25	103422,3592
350	13521,23	88,25	113358,612

**Tableau III.10** : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR2- Réservoir Mezghiche.

D (mm)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>inv am</sub> (DA)	Bilan (DA)
100	1644133,687	56022,81646	1700156,504
125	597135,8357	65696,90943	662832,7451
150	312718,3937	71548,85076	384267,2445
200	176780,4549	86546,28963	263326,7445
250	150638,6647	96768,26065	247406,9253
300	143484,7105	103422,3592	246907,0697
350	141029,0219	113358,612	254387,6339



**Figure III.4:** le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti SR2-Réservoir Mezghiche.

Nous remarquons que le diamètre technico-économique du tronçon de refoulement (SR2 – Réservoir Mezghiche) est : D= 250 mm avec une vitesse d'écoulement de V=1,01 m/s.

**c. Station de reprise (SR2) vers Station de reprise (SR3)**

Le point du départ est de 791 m, et celui d'arrivée est de 804 m, de cette station on va refouler un débit de 20867,873 (m<sup>3</sup>/j) durant 20h qui correspond à 289,832.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s.

Q= 289,832.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s; L= 3268,29m ; côte de départ= 791 m ; côte d'arrivé= 804m.

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

**Tableau III.11** : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT du tronçon SR2-SR3.

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Re</b>		<b>H<sub>i</sub>(m)</b>	<b>H<sub>T</sub>(m)</b>	<b>H<sub>g</sub> (m)</b>	<b>HMT(m)</b>
300	3268,29	4,10	1194863,233	0,02736	255,705	281,276	13	294,276
350	3268,29	3,01	1024168,485	0,02620	113,283	124,611	13	137,611
400	3268,29	2,31	896147,4244	0,02525	56,002	61,603	13	74,603
450	3268,29	1,82	796575,4884	0,02446	30,100	33,111	13	46,111
500	3268,29	1,48	716917,9395	0,02378	17,281	19,009	13	32,009
600	3268,29	1,03	597431,6163	0,02267	6,621	7,283	13	20,283
700	3268,29	0,75	512084,2425	0,02179	2,944	3,239	13	16,239

**Tableau III.12** : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2-SR3.

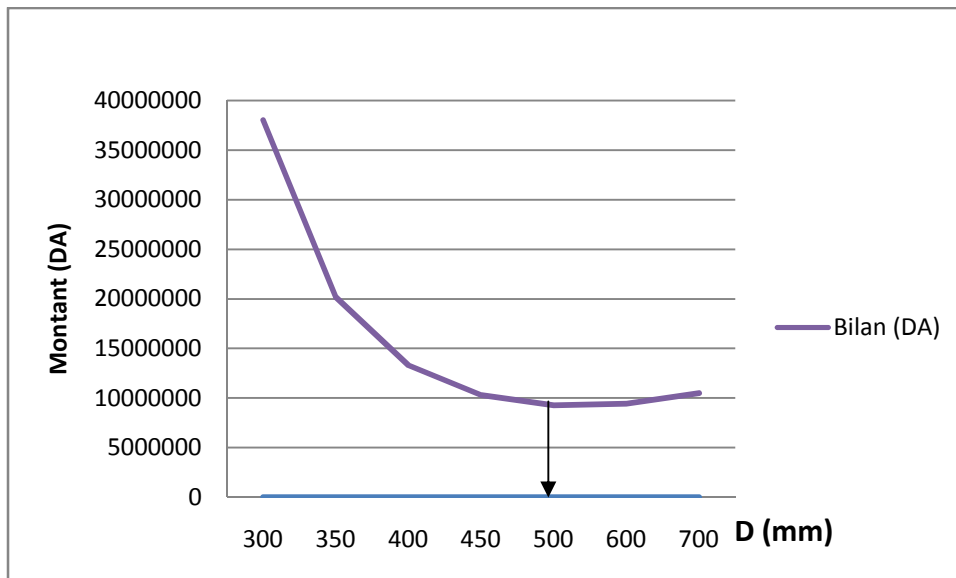
<b>D (mm)</b>	<b>HMT(m)</b>	<b>P<sub>abs</sub> (kw)</b>	<b>E (kwh)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>
300	294,276	1115,60038	8143882,752	34204307,56
350	137,611	521,683832	3808291,973	15994826,29
400	74,603	282,818731	2064576,739	8671222,305
450	46,111	174,805152	1276077,61	5359525,963
500	32,009	121,345687	885823,5187	3720458,779
600	20,283	76,8920836	561312,21	2357511,282
700	16,239	61,5616716	449400,2027	1887480,851

**Tableau III.13** : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR2-SR3.

<b>D (mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>inv am</sub> (DA)</b>
300	12336,05	3268,29	3830189,941
350	13521,23	3268,29	4198173,576
400	14910,06	3268,29	4629388
450	15982,11	3268,29	4962246,178
500	17885,15	3268,29	5553116,405
600	22831,78	3268,29	7088983,434
700	27777,32	3268,29	8624512,032

**Tableau III.14 :** Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR2-SR3.

D (mm)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>inv am</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	34204307,56	3830189,941	38034497,5
350	15994826,29	4198173,576	20192999,86
400	8671222,305	4629388	13300610,3
450	5359525,963	4962246,178	10321772,14
500	3720458,779	5553116,405	9273575,184
600	2357511,282	7088983,434	9446494,716
700	1887480,851	8624512,032	10511992,88



**Figure III.5:** le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR2-SR3.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SR2 – SR3) est :  
 D= 500 mm avec une vitesse d'écoulement de V=1,48 m/s.

**d. Station de reprise (SR3) vers réservoir SNIC**

Le point du départ est de 804 m, et celui d'arrivée est de 815 m, de cette station on va refouler un débit de 18604,581(m<sup>3</sup>/j) durant 20h qui correspond à 258,397.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s.

Q=258,397.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s; L= 132,24m ; côte de départ= 804 m ; côte d'arrivé= 815m.

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

**Tableau III.15 :** Calcul de la hauteur manométrique totale HMT du tronçon SR3-Réservoir SNIC.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re		H <sub>i</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT(m)
300	132,24	3,66	1065269,103	0,02736	8,224	9,046	11	20,046
350	132,24	2,69	913087,8027	0,02620	3,643	4,008	11	15,008
400	132,24	2,06	798951,8273	0,02525	1,801	1,981	11	12,981
450	132,24	1,63	710179,4021	0,02446	0,968	1,065	11	12,065
500	132,24	1,32	639161,4619	0,02378	0,556	0,611	11	11,611
600	132,24	0,91	532634,5516	0,02267	0,213	0,234	11	11,234
700	132,24	0,67	456543,9013	0,02179	0,095	0,104	11	11,104

**Tableau III.16:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR3-Réservoir SNIC.

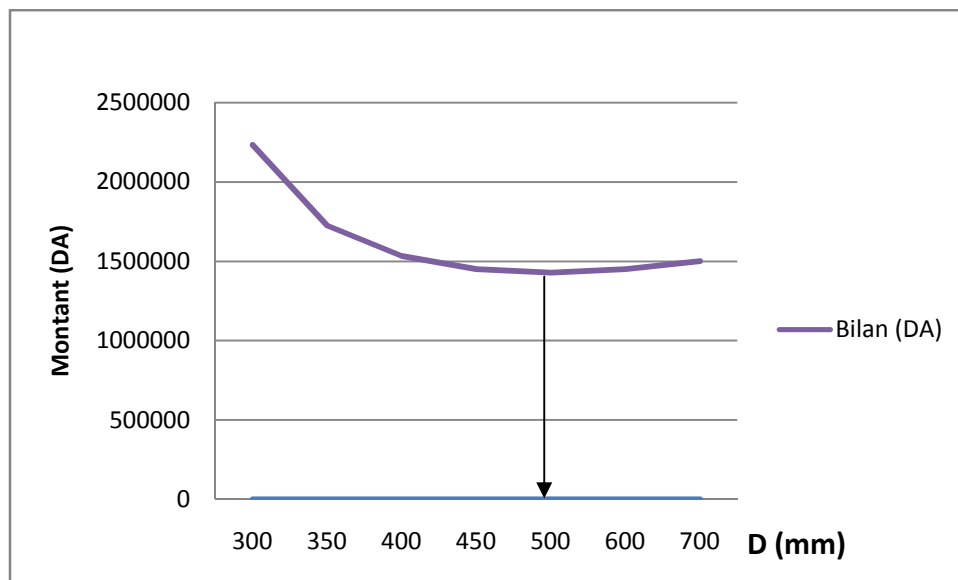
D (mm)	HMT(m)	P <sub>abs</sub> (kw)	E (kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)
300	20,046	67,752151	494590,7026	2077280,951
350	15,008	50,7230752	370278,449	1555169,486
400	12,981	43,8742141	320281,7631	1345183,405
450	12,065	40,7771941	297673,5169	1250228,771
500	11,611	39,2443773	286483,954	1203232,607
600	11,234	37,969781	277179,4015	1164153,486
700	11,104	37,5302197	273970,6038	1150676,536

**Tableau III.17 :** Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR3-Réservoir SNIC.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>inv am</sub> (DA)
300	12336,05	132,24	154975,3289
350	13521,23	132,24	169864,5082
400	14910,06	132,24	187312,1018
450	15982,11	132,24	200780,0515
500	17885,15	132,24	224687,5624
600	22831,78	132,24	286831,0858
700	27777,32	132,24	348960,9157

**Tableau III.18 :** Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR3- Réservoir SNIC.

D (mm)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>inv am</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	2077280,951	154975,3289	2232256,28
350	1555169,486	169864,5082	1725033,994
400	1345183,405	187312,1018	1532495,507
450	1250228,771	200780,0515	1451008,822
500	1203232,607	224687,5624	1427920,169
600	1164153,486	286831,0858	1450984,572
700	1150676,536	348960,9157	1499637,452



**Figure III.6:** le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti SR3-Réservoir SNIC.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SR3 – Réservoir SNIC) est : D= 500 mm avec une vitesse d'écoulement de V=1,32 m/s.

**e. Station de reprise (STR3) vers réservoir tampon Rezgoune**

Le point du départ est de 804 m, et celui d'arrivée est de 993 m, de cette station on va refouler un débit de 2263,292 (m<sup>3</sup>/j) durant 20h. Il correspond à 31,435.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s.

Q=31,435.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s; L= 2369,85m ; côte de départ= 804 m ; côte d'arrivé= 993m.

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

**Tableau III.19 :** Calcul de la hauteur manométrique totale HMT du tronçon SR3-réservoir tampon Rezgoune.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re		H <sub>i</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT(m)
80	2369,85	6,26	485977,9853	0,04150	2453,321	2698,653	189	2887,653
100	2369,85	4,00	388782,3882	0,03844	744,549	819,004	189	1008,004
125	2369,85	2,56	311025,9106	0,03570	226,601	249,261	189	438,261
150	2369,85	1,78	259188,2588	0,03368	85,901	94,491	189	283,491
200	2369,85	1,00	194391,1941	0,03082	18,652	20,518	189	209,518
250	2369,85	0,64	155512,9553	0,02884	5,720	6,292	189	195,292
300	2369,85	0,44	129594,1294	0,02736	2,181	2,399	189	191,399

**Tableau III.20:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon point SR3-réservoir tampon Rezgoune.

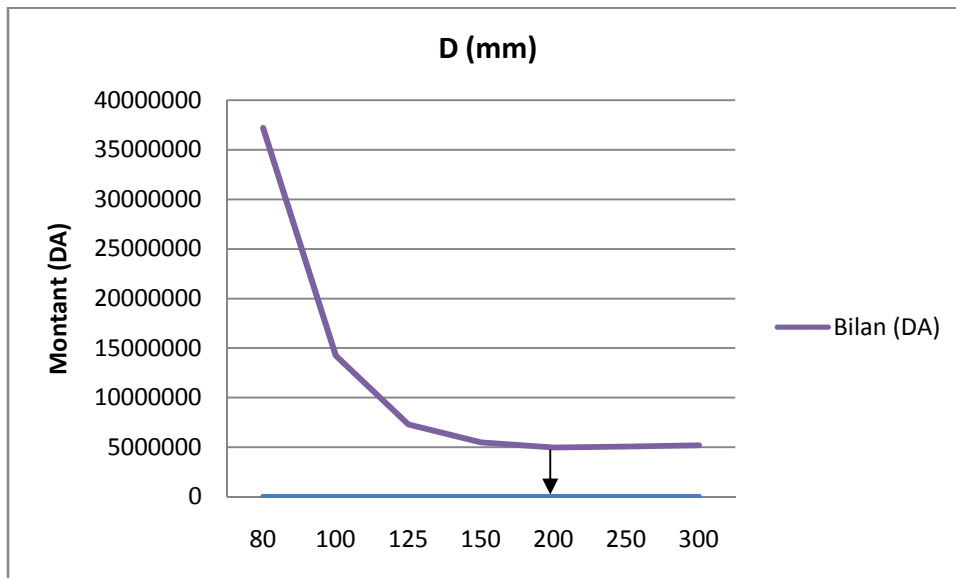
D (mm)	HMT(m)	P <sub>abs</sub> (kw)	E (kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)
80	2887,653	1187,31569	8667404,521	36403098,99
100	1008,004	414,46062	3025562,528	12707362,62
125	438,261	180,199847	1315458,88	5524927,296
150	283,491	116,562801	850908,4473	3573815,478
200	209,518	86,1473358	628875,5513	2641277,316
250	195,292	80,298235	586177,1153	2461943,884
300	191,399	78,6975719	574492,2746	2412867,554

**Tableau III.21 :** Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon point SR3- réservoir tampon Rezgoune.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>inv am</sub> (DA)
80	3422,31	2369,85	770484,3286
100	6682,31	2369,85	1504426,874
125	7836,22	2369,85	1764213,267
150	8534,23	2369,85	1921360,272
200	10323,1	2369,85	2324098,861
250	11542,36	2369,85	2598597,875
300	12336,05	2369,85	2777285,869

**Tableau III.22 :** Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR3-réservoir tampon Rezgoune.

D (mm)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>inv am</sub> (DA)	Bilan (DA)
80	36403098,99	770484,3286	37173583,32
100	12707362,62	1504426,874	14211789,49
125	5524927,296	1764213,267	7289140,563
150	3573815,478	1921360,272	5495175,75
200	2641277,316	2324098,861	4965376,176
250	2461943,884	2598597,875	5060541,76
300	2412867,554	2777285,869	5190153,422



**Figure III.7:** le bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti du tronçon SR3-réservoir tampon Rezgoune.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SR3-réservoir tampon Rezgoune) est: D= 200 mm avec une vitesse d'écoulement de V=1,00 m/s.

**III.6.2. Dimensionnement du réseau d'adduction gravitaire**

Notre réseau d'adduction gravitaire est déjà existant (nouvellement rénové en PEHD PN 16),  
Donc on va le vérifier :



**a. Réservoir tampon Rezgoune-point B**

$Q = 36,2$  l/s ;  $L_g = 5759,74$  m ; côte de départ =  $989$  m ; côte d'arrivé =  $941,26$  m.

**Tableau III.23:** Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon RT-point B.

Tronçon	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	Hd (m)	D (m)	DNext (mm)	DNint (mm)	H(m)	V (m/s)
<b>RT-Point B</b>	5759,74	6335,714	36,2	47,74	0,21	315	257,8	16,59	0,69

(On normalise les diamètres trouvés par les diamètres déjà existant)

On calcule la cote piézométrique au point B :

$$C_{PB} = C_{RT} - H_{RT-B} = 989 - 16.59 = 972.41 \text{ m.}$$

La charge au point B est  $H_B = C_{PB} - C_{\text{projet B}} = 972.41 - 941.26 = 31.15$  m.

**b. Point B-réservoir Ain Seynour**

$$H_d = C_{\text{piezo B}} - C_{\text{tp réservoir Ain Seynour}}$$

$$H_d \text{ SP2} = 972.41 - 944.8$$

$$H_d = 27.61 \text{ m}$$

$Q = 18,64$  l/s ;  $L_g = 21,78$  m ; côte de départ =  $972,41$  m ; côte d'arrivé =  $944,8$  m.

**Tableau III.24:** Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon point B-réservoir Ain Seynour.

Tronçon	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	Hd (m)	D (m)	DNext (mm)	DNint (mm)	H(m)	V (m/s)
<b>RT-Point B</b>	21,78	23,958	18,64	27,61	0,06	200	163,6	0,18	0,89

**a. Point B-réservoir Machrouha**

$$H_d = C_{\text{piezo B}} - C_{\text{tp réservoir Machrouha}}$$

$$H_d \text{ SP2} = 972.41 - 865$$

$$H_d = 107.41 \text{ m}$$

$Q = 17,56$  l/s ;  $L_g = 4400,3$  m ; côte de départ =  $972,41$  m ; côte d'arrivé =  $865$  m.

**Tableau III.25:** Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon point B-réservoir Machrouha.

Tronçon	L <sub>g</sub> (m)	Le(m)	Q (L/S)	Hd (m)	D (m)	DNext (mm)	DNint (mm)	H(m)	V (m/s)
<b>RT-Point B</b>	4400,3	23,958	17,56	107,41	0,13	200	163,6	31,74	0,84

**Remarque**

D'après les résultats trouvés on remarque que notre adduction gravitaire vérifie les conditions de vitesses et de pression, Donc il n'est pas nécessaire de projeter un nouveau réseau d'adduction gravitaire.

Les résultats finaux du dimensionnement du réseau d'adduction sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.26:** Bilan du dimensionnement des conduites.

Tronçons	La côte (m)		Débits (l/s)	Diamètre (mm)	La vitesse (m/s)	Longueur (m)
	Le départ	L'arrivée				
<b>Par Refoulement</b>						
<b>SP1-SR2</b>	518	791	339.374	600	1.20	3026.49
<b>SR2-R Mezghiche</b>	791	798	49.542	250	1.01	88.25
<b>SR2-SR3</b>	791	804	289.832	500	1.48	3268.29
<b>SR3-R SNIC</b>	804	815	258.397	500	1.32	132.24
<b>SR3-RT Rezgoune</b>	804	993	31.435	200	1.00	2369.85
<b>Par Gravité</b>						
<b>RT Rezgoune-point B</b>	989	941.26	36.2	315	0.69	5759.74
<b>Point B-R Ain seynour</b>	941.26	944.8	18.64	200	0.89	21.78
<b>Point B-R Machrouha</b>	941.26	865	17.56	200	0.84	4400.3

**Conclusion**

L'étude faite dans ce chapitre a permis de choisir la variante d'adduction la plus avantageuse du point de vue économique et technique, ainsi que le calcul des diamètres adéquats pour chaque tronçon.

Cette étude nous a permis de récapituler comme suit :

L'adduction sera composée d'une partie de refoulement de 8885.12 m de longueur, un diamètre qui varie de 200 à 600 mm avec trois stations de pompage et d'une partie gravitaire déjà existante de 10181.82 de longueur avec un diamètre qui varie de 200 à 315 mm.

**Introduction**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à la détermination de la capacité des réservoirs.

**IV.1. Rôles des réservoirs**

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, Ils permettent de:

- Emmagasiner l'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures ou la consommation devient importante.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne, réparation, extension du réseau...).
- Régulariser le fonctionnement du pompage, Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplifier l'exploitation.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise-charge dans le cas d'une distribution étagée.

La conception des réservoirs doit permettre de répondre à ces fonctions essentielles, en particulier, dans la détermination des côtes altimétriques et du volume.

**IV.2. Emplacement des réservoirs**

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation. Donc nous sommes amenés à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles.
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.

**IV.3. Prescriptions sanitaires**

Afin d'éviter les risques importants de dégradation de la qualité de l'eau dans ces ouvrages, certaines règles de conception doivent être prises en compte dès l'origine du projet :

- **Renouvellement de l'eau** : le renouvellement de l'eau dans les réservoirs est une condition nécessaire à la préservation de la qualité de l'eau.

Le temps de séjour dépend directement des volumes de stockage, en pratique, on peut retenir les ordres de grandeur suivants pour le dimensionnement des réservoirs :

- ) une journée de consommation en milieu rural,
- ) une demi-journée de consommation en milieu urbain.
- **Brassage de l'eau** : La forme des réservoirs ainsi que les dispositifs de remplissage et de vidange doivent permettre une circulation suffisante de l'eau pour éviter la formation de zones d'eau stagnante et donc empêcher la prolifération des germes.
- **Choix des matériaux** : On s'attachera à utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des joints et des enduits.
- **Étanchéité de l'ouvrage et équipements divers** : L'étanchéité des ouvrages de stockage est indispensable pour préserver la qualité de l'eau.

L'attention se portera sur toutes les parties de l'ouvrage :

- ) murs, terrasse, radier.
- ) capots et accès divers.

Il faut noter que la mauvaise étanchéité de la partie supérieure du réservoir est souvent la cause d'apport d'eaux de ruissellement parasites.

- **Isolation thermique** : Les variations importantes de la température (journalières ou saisonnières) peuvent favoriser la dégradation de la qualité de l'eau en particulier le développement d'algues et de mousse. À ce sujet, les réservoirs enterrés sont thermiquement bien isolés et permettent de conserver quasi-constante la température de l'eau.
- **Protection des entrées d'air** : Le renouvellement de l'air dans les réservoirs est indispensable. Il faut cependant protéger les entrées d'air contre la pénétration des poussières, des insectes voire de petits animaux.

A cet effet, les dispositifs d'aération comporteront des tamis à maille fine en acier inoxydable ou en matière plastique.

- **Limitation de l'éclairage naturel** : La lumière favorise la croissance des algues dans l'eau, l'éclairage naturel permanent à l'intérieur du réservoir est donc à proscrire. L'ouvrage sera par contre équipé d'un éclairage artificiel permettant son exploitation et son entretien en toute sécurité.

**IV.4. Classification des réservoirs**

Les réservoirs peuvent être classés, de diverses façons selon les critères pris en considération :

- Classification selon le matériau de construction :
  - Réservoir métalliques.
  - Réservoir en maçonnerie.
  - Réservoir en béton armé.
- Classification selon la situation des lieux :
  - Enterrées.
  - Semi-enterrés.
  - Surélevé.
- Classification selon l'usage :
  - Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (Réservoir d'eau traité).
  - Réservoir terminal.
  - Réservoir d'équilibre.
  - Réservoir tampon.
  - Bâche de reprise.
  - Brise charge.
- Classification selon la forme géométrique :
  - Réservoir cylindrique.
  - Réservoir rectangulaire.
  - Réservoir carré.

**IV.5. Capacité des réservoirs**

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

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et de la variabilité de la demande.

**IV.5.1. Cas d'une adduction par refoulement**

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer la capacité du réservoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

**a. Méthode analytique**

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a(\%) \times Q_{m.j}}{1} \dots\dots\dots (IV.1)$$

$V_r$  : 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 détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume résiduel :

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

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

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

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à **120 m<sup>3</sup>**.

**b. Méthode graphique**

la méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

Donc, Le volume total est calculé selon la formule suivante :

$$V_T = \frac{Q_{m.j} \times R_m}{1} + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

$V_T$  : volume total.

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

$R_{max}$  : résidu maximal journalier (%).

Tel que :

$$R_m = |d| + |d'| \quad (\%) \dots\dots\dots (IV.4)$$

**d**: Excès pendant les différentes heures de la journée.

**d'** : Déficit pendant les différentes heures de la journée.

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

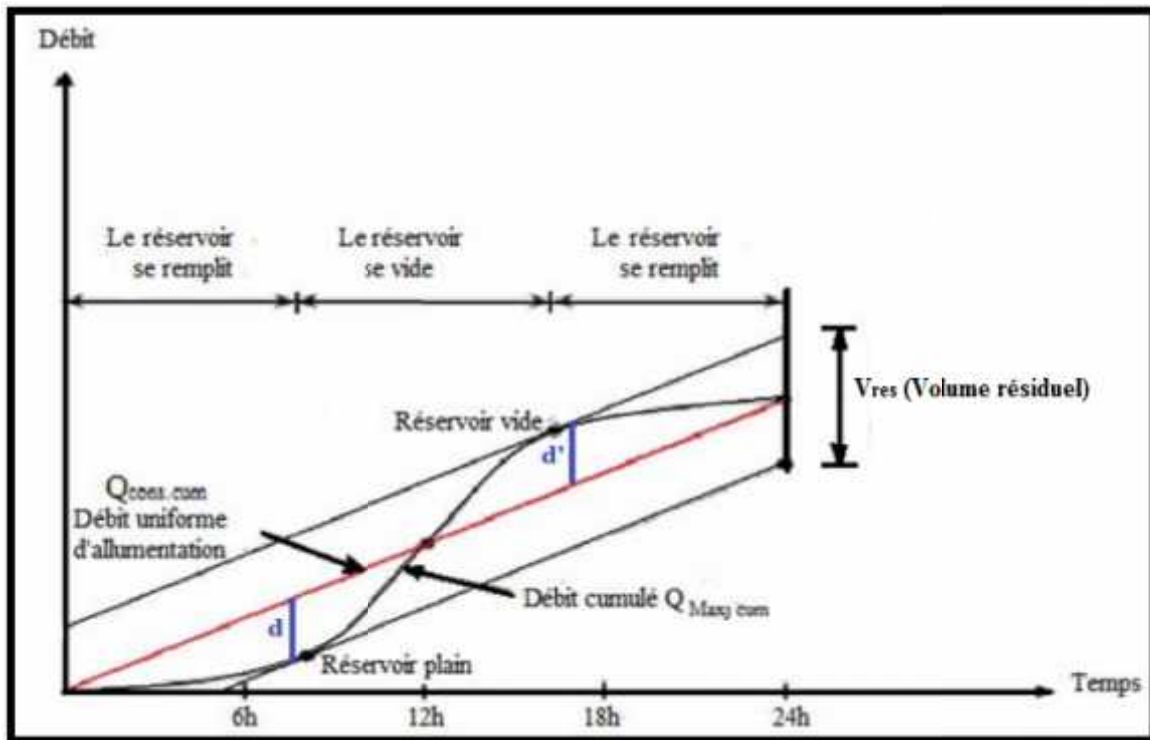


Figure IV.1: La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

**IV.5.2.Cas d'une adduction gravitaire**

Dans le cas ou les réservoirs sont alimentées gravitairement, on utilise la formule de

B.SALAH :

$$V = 4 \times (K_p Q_{moyh} - Q_a) = Q_{moyh} (14 - 4 Q_a / Q_{moyh}) \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

**Kp** : coefficient de point on prend  $K_p=3.5$ .

**Q<sub>moyh</sub>** : Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).

**Q<sub>a</sub>** : Débit horaire disponible (m<sup>3</sup>/h).

**V** : Volume du réservoir (m<sup>3</sup>).

Pour notre cas :  $Q_{moyh} = Q_a$

Donc la formule devient :  $V = 10 Q_{moyh}$



## IV.6. Dimensionnement des réservoirs

Nous avons comme réservoir :

### IV.6. 1. Réservoirs d'alimentation

On a trois réservoirs d'alimentation dont le premier est alimenté par refoulement et les deux autres sont alimentés gravitairement, les pourcentages de consommation horaire sont en fonction du nombre d'habitants (voir Annexe II.1).

#### ➤ Réservoir Mezghiche

Il est alimenté par refoulement durant les 20 heures de pompage.

La variation des résidus du réservoir de Mezghiche en fonction des heures de consommation sont représentés dans le tableau suivant, en utilisant la méthode analytique pour la détermination du résidu maximal.

**Tableau IV.1:** Evaluation du volume résiduel du réservoir Mezghiche.

Heures	Apport	Distribution	Déficit	Surplus	Accumulation
	%	%	%	%	%
0_1	0	1,5	1,5	-	4,5
1_2	0	1,5	1,5	-	3
2_3	0	1,5	1,5	-	1,5
3_4	0	1,5	1,5	-	0
4_5	5	2,5	-	2,5	2,5
5_6	5	3,5	-	1,5	4
6_7	5	4,5	-	0,5	4,5
7_8	5	5,5	0,5	-	4
8_9	5	6,25	1,25	-	2,75
9_10	5	6,25	1,25	-	1,5
10_11	5	6,25	1,25	-	0,25
11_12	5	6,25	1,25	-	-1
12_13	5	5	0	-	-1
13_14	5	5,5	0,5	-	-1,5
14_15	5	6	1	-	-2,5
15_16	5	6	1	-	-3,5
16_17	5	5,5	0,5	-	-4
17_18	5	5	0	-	-4
18_19	5	5	0	-	<b>-4</b>
19_20	5	4,5	-	0,5	-3,5
20_21	5	4	-	1	-2,5
21_22	5	3	-	2	-0,5
22_23	5	2	-	3	2,5
23_24	5	1,5	-	3,5	<b>6</b>
<b>Total</b>	100	100	14,5	14,5	

D'après le tableau précédent, la fraction horaire pour le réservoir de Mezghiche est de 10 %.

Donc, le volume résiduel en (m<sup>3</sup>) de ce réservoir sera :

Avec a=10 %

Et le débit maximum journalier pour cette ville est de 4863,059 m<sup>3</sup>/j.

A.N :

$$V_r = \frac{4,0 \times 1}{1} = 4,0 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} = 486.306 + 120 = 606.306\text{m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **650 m<sup>3</sup>**.

Mais le réservoir existant sur le site de Mezghiche a un volume de 1000 m<sup>3</sup>. Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité du réservoir existant est plus grande à celle calculée.

➤ **Réservoir Ain Seymour**

Il est alimenté gravitairement durant toutes les 24 heures, dont Q<sub>max,j</sub>=1610,2152m<sup>3</sup>/j.

$$V = 10 Q_{moyh} \quad \text{A.N: } V = \frac{1 \times 1,6102152}{2} = 670.923\text{m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V + V_{inc} = 670.923 + 120 = 790.923\text{m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **800 m<sup>3</sup>**.

Mais le réservoir existant sur le site d'Ain Seymour a un volume de 1000 m<sup>3</sup>. Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité de réservoir existant est plus grande à celle calculée.

➤ **Réservoir Machrouha**

Il est alimenté gravitairement durant toutes les 24 heures, dont Q<sub>max,j</sub>=1517,076 m<sup>3</sup>/j.

$$V = 10 Q_{moyh} \quad \text{A.N: } V = \frac{1 \times 1,517076}{2} = 632.115\text{m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V + V_{\text{inc}} = 632.115 + 120 = \mathbf{752.115m^3}.$$

On prend un volume normalisé, qui est  $800m^3$ .

Mais le réservoir existant sur le site de Machrouha a un volume de  $1000 m^3$ . Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité de réservoir existant est plus grande à celle calculée.

#### IV.6.2. Réservoir de tête SNIC

Le réservoir de tête SNIC, il est alimenté par la station de reprise SR3 avec un débit  $Q=18604,581 m^3/j$  pendant 20h.

**Tableau IV.2:** Evaluation du volume résiduel du réservoir SNIC.

Heures	Apport	distribution	déficit	surplus	Accumulation
<b>0_1</b>	0	4,16	4,16	-	12,48
<b>1_2</b>	0	4,16	4,16	-	8,32
<b>2_3</b>	0	4,16	4,16	-	4,16
<b>3_4</b>	0	4,16	4,16	-	0
<b>4_5</b>	5	4,16	-	0,84	0,84
<b>5_6</b>	5	4,16	-	0,84	1,68
<b>6_7</b>	5	4,16	-	0,84	2,52
<b>7_8</b>	5	4,16	-	0,84	3,36
<b>8_9</b>	5	4,17	-	0,83	4,19
<b>9_10</b>	5	4,17	-	0,83	5,02
<b>10_11</b>	5	4,17	-	0,83	5,85
<b>11_12</b>	5	4,17	-	0,83	6,68
<b>12_13</b>	5	4,17	-	0,83	7,51
<b>13_14</b>	5	4,17	-	0,83	8,34
<b>14_15</b>	5	4,17	-	0,83	9,17
<b>15_16</b>	5	4,17	-	0,83	10
<b>16_17</b>	5	4,17	-	0,83	10,83
<b>17_18</b>	5	4,17	-	0,83	11,66
<b>18_19</b>	5	4,17	-	0,83	12,49
<b>19_20</b>	5	4,17	-	0,83	13,32
<b>20_21</b>	5	4,17	-	0,83	14,15
<b>21_22</b>	5	4,17	-	0,83	14,98
<b>22_23</b>	5	4,17	-	0,83	15,81
<b>23_24</b>	5	4,17	-	0,83	<b>16,64</b>
<b>Total</b>	100	100	16,64	16,64	

D'après le tableau précédent, la fraction horaire pour le réservoir de tête SNIC est de 16,64%.

Donc, le volume résiduel en (m<sup>3</sup>) de ce réservoir sera :

Avec a=16.64 %

Et le Le débit arrivant à ce réservoir est de 18604,581 m<sup>3</sup>/j.

A.N :

$$V_r = \frac{1,5 \times 1,6}{1} = 3,8 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé, qui est **3500m<sup>3</sup>**.

Le réservoir existant sur le site SNIC a un volume de 2×5000 m<sup>3</sup>, 2500m<sup>3</sup>, 2000 m<sup>3</sup> et il reçoit gravitairement l'eau à partir de la station de traitement du barrage Ain Dalia avec un débit Q=34400m<sup>3</sup>/j Donc :

$$V = 10 Q_{\text{moyh}} \quad \text{A.N: } V = \frac{1 \times 3}{2} = 14333,33\text{m}^3$$

Donc la capacité existante ne suffit pas. On doit projeter un réservoir d'une capacité 3500m<sup>3</sup> à une cote de 811 NGA.

**Remarque**

Le réservoir de tête de SNIC est destiné juste pour recevoir l'eau provenant de SR3 et du barrage Ain dalia pour assurer gravitairement l'alimentation des réservoirs de distribution de la ville de Souk Ahras (agglomération chef lieu).

✓ **Dimensions du réservoir**

Ce qui concerne la forme de ce réservoir de stockage, on opte pour la forme circulaire. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise est de 5 m.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{11 \times D^2}{4} = \frac{V_t}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{11 \times h}} \dots \dots \dots \text{(IV.6)}$$

$$\text{A.N: } D = \sqrt{\frac{4 \times 3}{11 \times 5}} = 29,86 \text{ m} \text{ On prend } \mathbf{D = 30 \text{ m.}}$$

) Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots (IV.7)$$

AN:  $h = \frac{4 \times 3}{\pi \times 3^2} = 4,95m \Rightarrow h = 4,95 m.$

) La section de la cuve :

$$S = \frac{V_t}{h} \dots\dots\dots (IV.8)$$

A.N:  $S = \frac{3}{4,9} = 7,0 m^2$

) La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R \dots\dots\dots (IV.9)$$

On prend R = 0,55 m.

Donc  $H_t = 4,95 + 0,55 = 5,5 m.$

) La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{ii} = \frac{V_{ii}}{S} \dots\dots\dots (IV.10)$$

A.N  $H_{ii} = \frac{1}{7,0} \Rightarrow H_{inc} = 0,17 m.$

Avec :

- D:** Diamètre de la cuve (m).
- Vt:** Volume totale du réservoir (m).
- Vinc:** Réserve d'incendie estimé à 120 m3.
- R:** Revanche (m).

**IV.6.3. Réservoir tampon**

Ce réservoir sert à transiter le débit refoulé par la station de reprise SR3, vers les villes d'Ain Seynour et Machrouha.

Le débit de transit qu'on va dimensionner avec le RT est la somme des débits max journaliers de ces villes.

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V = V_s + V_t + V_l \dots\dots\dots (IV.11)$$

**Vs :** volume de sécurité donné par la formule suivante :

$$V_s = \frac{Q \times T}{2} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec :

**T:** Le temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne : est égale à:(45min=2700s).

**Qtr=** Le débit transité dans la conduite est de : 3127,292m3/j.

A.N :

$$V_s = \frac{3,2 \times 2}{2 \times 2 \times 3} = 48.86 \text{m}^3$$

**Vt** : Volume tampon donné par la formule suivante :

$$V_t = \frac{Q \times T}{4} \dots\dots\dots \text{(IV.13)}$$

Avec :

**T**: pris égale à:(15min=900s).

**Qtr**= Le débit transité dans la conduite est de : 3127,292m3/j.

A.N :

$$V_t = \frac{3,2 \times 9}{2 \times 2 \times 3} = 16.29 \text{m}^3$$

**VI** : volume correspondant au signal d'alarme.

$$V_I = S \times h \dots\dots\dots \text{(IV.14)}$$

$$S = (V_t + V_s) / H \dots\dots\dots \text{(IV.15)}$$

h : hauteur proposée pour le réservoir=10cm.

A.N :

$$S = \frac{1,2 + 4,8}{5} = 13.03 \text{m}^2$$

$$V_I = 13.03 \times 0.1 = 1.303 \text{m}^3$$

Donc : **V**=66.453m3

On prend un volume normalisé de **100m3**.

Mais on a un réservoir tampon existant de 500m3. Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité du réservoir existant est plus grande à celle calculée.

### IV.7. Dimensionnement des bâches de reprise des stations de pompage

Le volume de la bache alimentée par refoulement est de donné par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q \times t}{T} \dots\dots\dots \text{(IV.16)}$$

**T** : le temps de fonctionnement de la station de pompage, (T= 20h).

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

➤ **Bâche SP1**

$$V = 24434.932 \times 0.25 / 20 \quad V = 305.44 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé de **350 m<sup>3</sup>**.

➤ **Bâche SR2**

Est alimenté par refoulement à partir de la station de pompage SP1.

$$V = 24434.932 * 0.25/20 \quad V = 305.44 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé de **350 m<sup>3</sup>**.

➤ **Bâche SR3**

Est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise SP1.

$$V = 20867.873 * 0.25/20 \quad V = 260.85 \text{ m}^3$$

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

## IV.8. Équipement des réservoirs

Le réservoir doit être équipé :

- ) Une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- ) Une conduite de départ ou de distribution.
- ) Une conduite de vidange.
- ) Une conduite de trop –plein.
- ) Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- ) Conduite by -pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

### IV.8.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

Cette conduite doit arrivée en siphon noyé toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

### IV.8.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter l'entrée des matières en suspension. L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

### IV.8.3. Conduite du trop-plein

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

**IV.8.4. Conduite de vidange**

Elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop –pleine .Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

**IV.8.5. Conduite by-pass**

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

**IV.8.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint.

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas convenablement renouvelé.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

**Conclusion**

L'étude précédente nous a permis de savoir s'il est nécessaire d'implanter un réservoir ou non. D'après notre calcul on conclure qu'il ya un réservoir à implanter au niveau de la commune de Souk Akras de volume 3500m<sup>3</sup>.



**Introduction**

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

**V.1.Définition**

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

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- ) Horizontal.
- ) Vertical.
- ) Oblique.

**V.2.Différents types de pompes**

Les différents types de pompes sont :

**V.2.1. Pompes volumétriques**

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

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

Elles sont adaptées aux fortes viscosités, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées (adaptées aux pressions élevées à très élevées), on distingue :

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

**V.2.2.Les turbopompes**

Une turbopompe est constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression, on distingue :

- ) Les pompes centrifuges.

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

Les pompes centrifuges sont plus utilisées en hydraulique urbaine à cause de la large gamme d'utilisation qu'elles peuvent couvrir, de leur simplicité et de leur faible coût ainsi que leur bon rendement.

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

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler et la hauteur à laquelle ce débit doit être élevé, autrement appelée, la hauteur manométrique totale d'élévation.

En effet, le choix consiste de déterminer à l'aide des catalogues, les types de pompe qui donneront pour les débits et les hauteurs manométriques désirées des rendements optimums..

On opte pour les pompes Italiennes de marque Caprari : En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée.

### **V.4.choix du type du bâtiment**

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

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

Le choix du type de bâtiment est en fonction des paramètres mentionnés dans Annexe V.1.

Pour notre cas on choisit un bâtiment type surface.

### **V.5.Couplage des pompes**

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

Le couplage des pompes se fait comme suit :

- ) Débit fourni par une seule pompe insuffisant    couplage en parallèle.
- ) Charge fournie par une seule pompe insuffisante    couplage en série.

#### **V.5.1.Couplage en parallèle**

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- ) Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- ) La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

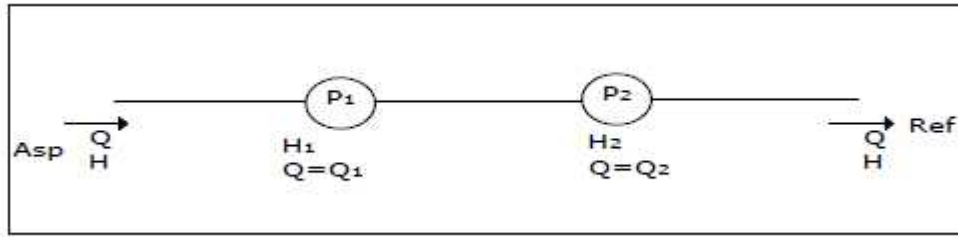


Figure V.1: Couplage de deux pompes en parallèle.

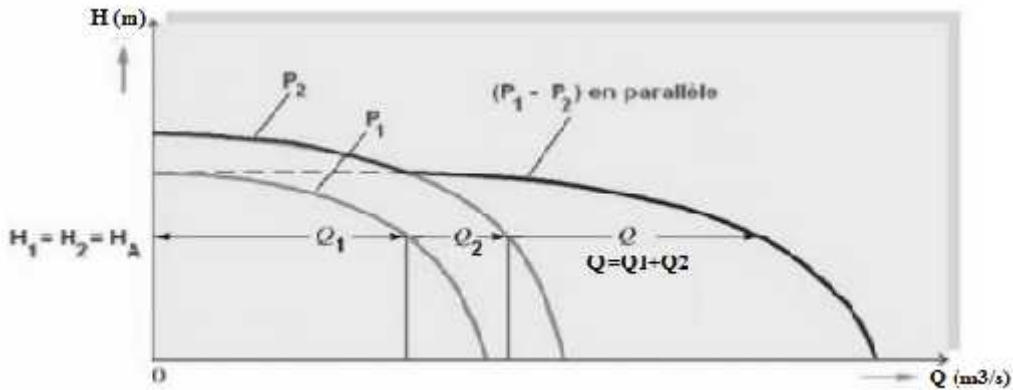


Figure V.2: Couplage de deux pompes différentes en parallèle.

V.5.2. Couplage en série

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

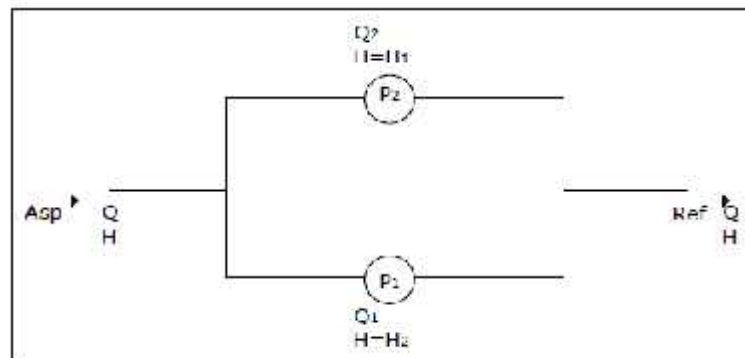


Figure V.3: Couplage de deux pompes en série.

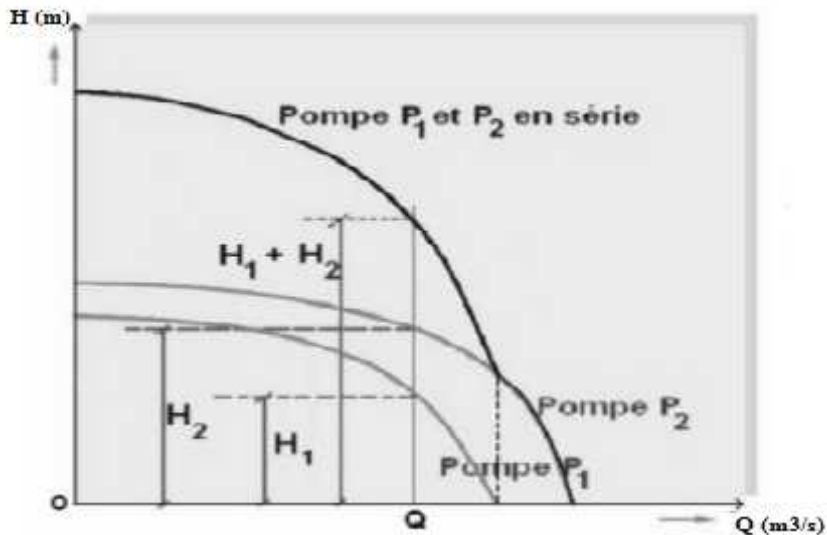


Figure V.4: Couplage de deux pompes différentes en série.

**V.6.Choix du nombre de pompes**

Les critères de choix de pompes sont :

- ) Nombre de pompe minimal.
- ) Meilleur rendement.
- ) Vitesse de rotation élevée (tr/min).
- ) Puissance absorbé minimal.
- ) Charge nette d’aspiration requise (NPSHrequis) minimal.

**V.7.Courbe caractéristique d’une conduite de refoulement**

On appelle caractéristique d’une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge totale en fonction de débit. La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l’équation est la suivante:

$$H_c = H_g + h \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :  $h = 1,1 \times \sum h_{li \acute{e}a} \dots \dots \dots (V.2)$

Et :  $h_{li \acute{e}a} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi \times D^{5,2}} \dots \dots \dots (V.3)$

Avec :

**Hg** : Hauteur géométrique (m).

**h** : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m).

**h<sub>li</sub>  $\acute{e}$ a** : Perte de charge linéaire (m).

**$\lambda$**  : Coefficient de frottement linéaire.

**L** : Longueur de la conduite(m).

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

**g** : Accélération de la pesanteur (9,81m<sup>2</sup>.s<sup>-1</sup>).

**D** : Diamètre de la conduite(m).

**V.8.Caractéristiques de la pompe**

Les caractéristiques d’une pompe sont :

**V.8.1.Vitesse spécifique**

C’est la vitesse à laquelle tournerait une pompe semblable calculée pour élever un débit de 1m<sup>3</sup>/s à une hauteur de 1m.

Elle intervient pour connaître le type de la roue (radiale, axiale, mixte).

La vitesse spécifique **Ns** d’une pompe est déterminée par la formule suivante :

$$Ns = \frac{N \times \sqrt{Q}}{(H)^{\frac{3}{4}}} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

**Ns** : La vitesse spécifique (tr/min).

**N** : Nombre de tour (tr/min).

**Q** : Débit de pointe (m<sup>3</sup>/s).

**HMT** : Hauteur manométrique (m).

**V.8.2. Point de fonctionnement des pompes [3]**

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

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

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

**V.8.3.Type et mode de réglage**

Lorsque le point de fonctionnement se trouve sur la plage du rendement maximal, la pompe fonctionne alors dans les conditions optimales d’utilisation.

Cette condition, dans la plupart des cas n'est généralement pas satisfaite, c'est pourquoi on sera obligé d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe, dont le but est de l'adapter à des conditions données.

A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- ) Le vannage.
- ) Le rognage.
- ) Modification de la vitesse de rotation.
- ) Réduction du temps de pompage.

**a. Le vannage**

On conserve la courbe caractéristique de la pompe et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charges singulières.

**b. Le rognage**

C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

D'après la loi de la similitude :

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{m^2 \times D^2} = \frac{1}{m^2} \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

- m** : Coefficient du rognage.
- D** : Diamètre avant le rognage (m).
- Q** : Débit avant le rognage (m3/s).
- d** : Diamètre après le rognage (m).
- q** : Débit après le rognage (m3/s).
- H** : Hauteur d'élévation avant le rognage (m).
- h** : Hauteur d'élévation après le rognage (m).

On trace la droite (H = a × Q).

Tel que :  $a = \frac{h}{q}$  et  $d=1-m < 15\%$ .

Si le pourcentage de rognage  $a=1-m < 15\%$ , on accepte la modification du diamètre de la roue extérieure qui sera réduit à :  $d = m \times D$ .

**c. Modification de la vitesse de rotation**

Ce procédé a pour but de trouver une vitesse de vitesse de rotation de manière à ce que la courbe  $H = a \times Q^2$  passe par le point de fonctionnement désire avec :

$$a = \frac{H}{Q^2} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec:

**a**: résistance totale de la conduite.

**Q**: débit (m<sup>3</sup>/s).

**d. Réduction du temps de pompage**

Si nous gardons le point de fonctionnement, ce qui signifie garder le même débit désiré, nous devons alors réduire le temps de pompage, le nouveau temps sera :

$$T'p = q \times \frac{T}{Q} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

**T<sub>P</sub>** : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (heures).

**T'<sub>P</sub>** : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (heures).

**q** : Débit appelé (m<sup>3</sup>/h).

**Q<sub>pf</sub>** : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).

✓ **Les frais annuels d'énergie**

$$Fe = P \times Tp \times 365 \times e \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec :

**TP** : Temps de pompage (20h/24h).

**P** : Puissance absorbée (KW).

**e** : Prix du KW (e=4,2DA).

**V.9.Étude de la cavitation**

On appelle cavitation d'une pompe la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse.

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

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

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

- ) bruit anormal (pompage de cailloux).
- ) destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations.
- ) arrachement de matière dans les zones d'implosion.
- ) chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement (sans cavitation), il faut respecter la condition suivante :

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

(NPSH) r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur de la pompe.

(NPSH) d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur de la pompe.

$$(\text{NPSH}) d = (\text{NPSH}) r + r \dots \dots \dots (\text{V.9})$$

Avec :

r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,5) m. Pour nos calculs, on prend : r = 0,5 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 dessous 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 calculée par la relation suivante :

$$\text{Hasp}^{\text{adm}} = (\text{NPSH}) r + r - \frac{P}{\rho \times g} + \text{Tv} + \frac{V^2}{2 \times g} + H \dots \dots \dots (\text{V.10})$$

Vasp : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s).

Patm : pression atmosphérique (mce).

Patm = 10,33 - 0,00139 × H [mce] ; Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

Tv : tension de vapeur d'eau (mce).

**Tableau V.1:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (mce)	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.

hasp: Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\text{Hasp} = (1,1 \div 1,15) \times \text{Hasp}^{\text{lin}} \dots \dots \dots (\text{V.11})$$



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

$$H_{asp}^{lin} = k \times \left( \frac{L \times Q^2}{D^{5.2}} \right) \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

**K** : coefficient de perte de charge.

**Lc** : longueur du collecteur d'aspiration.

**Qa** : débit refoulé par une seule pompe (m<sup>3</sup>/s).

**Da** : diamètre de la conduite d'aspiration, Da > DN1 [mm].

Avec : **DN1** : 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 un niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$V_{axe\ pompe} = V_{min} - h_a^{at} + r \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec :

**Vaxe** : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA).

**r** : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

**Vmin** : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA).

$$V_{min} = c_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots (V.14)$$

**Cp** : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA).

**h** : hauteur d'eau dans le réservoir (m).

**hinc** : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

**V.10. Application numérique**

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans les chapitres précédents, les débits appelés et les Hauteurs manométriques totales nécessaires sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau V.2: Les données pour le choix des pompes.

Station	Direction	Q (l/s)	HMT (m)
SP1	SR2	339.37	282.25
SR2	R.Mezghiche	49.54	7.58
	SR3	289.83	32.01
SR3	R.SNIC	258.39	11.61
	RT.Rezgoune	31.44	209.52

### V.10.1. Choix des pompes de la station de pompage SP1

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisi la pompe CAPRARI de référence (PM125/ 4 D) à l'aide du logiciel sélection PUMP TUTOR CAPRARI (voir Annexe V.2).

#### ➤ Description de la pompe PM 125 /4 D

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

#### ➤ Données techniques

- Q: 67,87 l/s.
- H: 282 m.
- n pôles: 2.
- Fréquence: 50 Hz.
- Puissance moteur P2: 315 Kw.
- Tension: 400 V.
- Diamètre refoulement: DN 125 (UNI PN40).
- Raccord d'aspiration: DN150 (UNI PN25).

➤ **Nombre de pompes installées**

Pour refouler un débit de 339.374 l/s nous avons utilisé cinq (5) pompes de type (PM 125/ 4 D) installée en parallèle avec deux pompes identiques de secours.

**Tableau V.3:** caractéristiques de la station de pompage SP1.

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
282	67.87	CAPRARI PM 125/ 4 D	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	7

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

On trace la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe  $F(Q) = H$  on aura les résultats suivant, sachant que le diamètre de la conduite est de D600 mm:

**Tableau V.4:** Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1 vers SR2).

Q (m <sup>3</sup> /s)	5Q (m <sup>3</sup> /s)	Hg (m)	L (m)	L eq (m)	Dec (m)		Ht (m.c.e)	Hc
0	0	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	0	273
0,008	0,04	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	0,142	273,142
0,016	0,08	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	0,569	273,569
0,024	0,12	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	1,280	274,280
0,032	0,16	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	2,276	275,276
0,04	0,2	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	3,556	276,556
0,048	0,24	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	5,121	278,121
0,056	0,28	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	6,971	279,971
0,064	0,32	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	9,105	282,105
0,072	0,36	273	3026,49	3329,139	0,6	0,02267	11,523	284,523

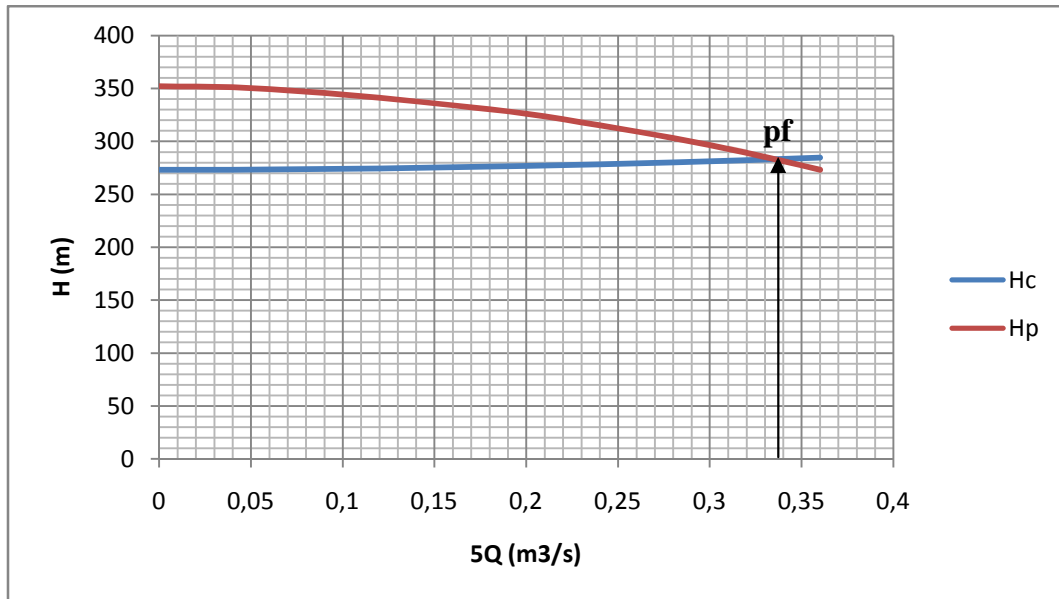


Figure V.5: Point de fonctionnement de la SP1 vers SR2.

On remarque que :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 339.351/s \quad Q \text{ demandé} = 339.3741/s. \\ H_{pf} = 282m \quad H \text{ demandé} = 282.247m. \end{array} \right.$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

➤ **Caractéristiques de la pompe**

**PM 125/ 4 D** : Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.5: Caractéristiques de la pompe SP1.

Données techniques	Caractéristiques
Q (l/s)	67.87
H(m)	282
Rendement %	76%
Puissance (Kw)	315
Vitesse (tr/min)	2900
NPSH <sub>requis</sub> (m)	5,64

➤ **Calage de la pompe**

La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)<sub>r</sub> = 5.64 m.

La pression atmosphérique : Patm = 10,33 - 0,00139 × 518 donc : Patm = 9.61 mce.

La tension de vapeur d'eau à une température T°=20 °C Tv = 0,24 mce.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration :  $DN1 = 150 \text{ mm}$ .

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $Da = 1,5 \times 150 = 225 \text{ mm}$ .

Pour  $Da = 225 \text{ mm}$ , la vitesse sera  $Va = 1.71 \text{ m/s}$ .

La perte de charge linéaire à l'aspiration sera :  $hasp^{lin} = 0.4$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $hasp = 1,15 \times 0.4 = 0.46 \text{ m}$ .

) La hauteur d'aspiration admissible :

$$Hasp^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P}{\rho \times g} + Tv + \frac{V^2}{z \times g} + H$$

$$Hasp^{adm} = 5.64 + 0.5 - 9.61 + 0.24 + 0.15 + 0.46$$

$$Hasp^{adm} = -2.62 \text{ m}$$

Changement du type d'installation : **installation en aspiration**

$$Hasp^{adm} = - (NPSH)_r - r + \frac{P}{\rho \times g} - Tv - \frac{V^2}{z \times g} - H$$

$$Hasp^{adm} = 2.62 \text{ m}$$

) La cote de l'axe de la pompe sera :

$$V_{axe \text{ pompe}} = 518 + 2.62 - 0.3 \text{ donc : } V_{axe \text{ pompe}} = 520.32 \text{ m NGA.}$$

### V.10.2. Choix de pompes de la station de reprise SR2

#### a. SR2 vers réservoir Mezghiche

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (MEC-A2/80C) à l'aide de logiciel sélection PUMP TUTOR CAPRARI (voir Annexe V.3).

#### ➤ Description de la pompe MEC-A2/80C

- Centrifuge monocanal à axe horizontal.
- Palier de base à roulements à bain d'huile.
- Corps extérieur : en fonte.
- Roue : en fonte.
- Arbre : en acier au carbone protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

#### ➤ Données techniques

- Q: 24,77l/s.
- H: 7,58 m.
- n. pôles: 4.
- Fréquence: 50 Hz.
- Puissance moteur P2: 3 Kw.

- Tension: 400 V.
- Diamètre refoulement: DN80 1600 kPa.
- Raccord d'aspiration: DN100 1600 kPa.

➤ **Nombre de pompes installées**

Pour refouler un débit de 49.542 l/s nous avons utilisé deux (2) pompes de type (MEC-A2/80C) avec une autre pompe identique de secours.

**Tableau V.6:** caractéristiques du système de pompage SR2-réservoir Mezghiche.

<b>Hauteur de refoulement (m)</b>	<b>Débit de pompage (l/s)</b>	<b>Pompe</b>	<b>Type de pompe</b>	<b>Nombre de pompe</b>
7,58	24,77	CAPRARI MEC-A2/80C	Centrifuge monocanal à axe horizontal.	3

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

On trace la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe  $F(Q) = H$  on aura les résultats suivant, sachant que le diamètre de la conduite est de D250 mm:

**Tableau V.7:** Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR2 vers réservoir Mezghiche).

<b>Q (m3/s)</b>	<b>2Q (m3/s)</b>	<b>Hg (m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>L eq (m)</b>	<b>Dec (m)</b>		<b>Ht (m.c.e)</b>	<b>Hc</b>
0	0	7	88,25	97,075	0,25	0,02736	0	7
0,004	0,008	7	88,25	97,075	0,25	0,02736	0,019	7,019
0,008	0,016	7	88,25	97,075	0,25	0,02736	0,076	7,076
0,012	0,024	7	88,25	97,075	0,25	0,02736	0,171	7,171
0,016	0,032	7	88,25	97,075	0,25	0,02736	0,304	7,304
0,02	0,04	7	88,25	97,075	0,25	0,02736	0,475	7,475
0,024	0,048	7	88,25	97,075	0,25	0,02736	0,684	7,684
0,028	0,056	7	88,25	97,075	0,25	0,02736	0,931	7,931

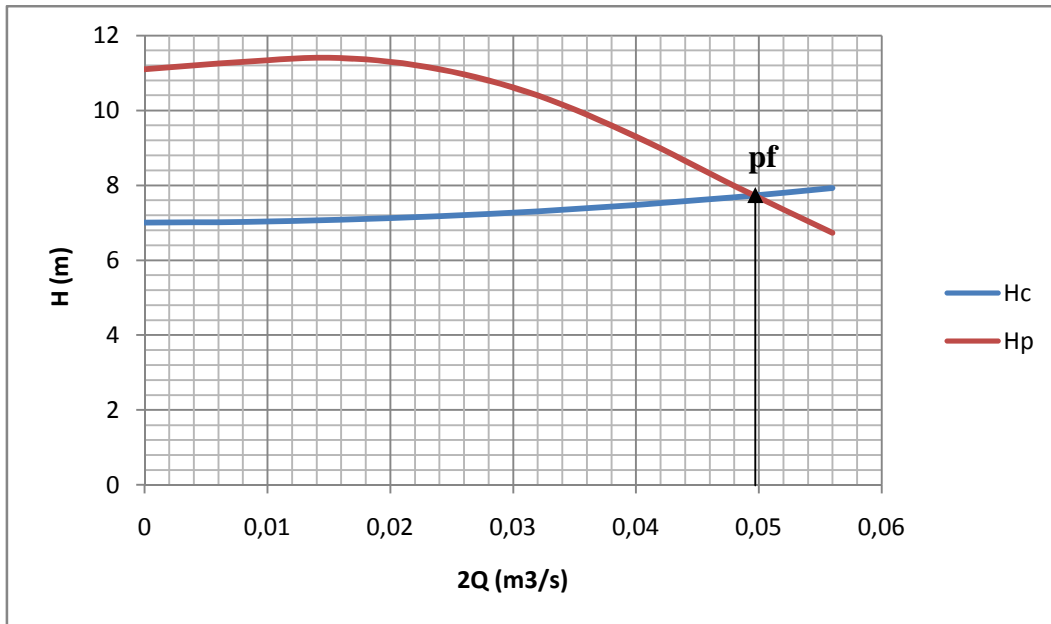


Figure V.6: Point de fonctionnement de la SR2 vers R Mezghiche.

On remarque que :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 49.54/s \quad Q \text{ demandé} = 49.542l/s. \\ H_{pf} = 7.58m \quad H \text{ demandé} = 7.582m. \end{array} \right.$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

➤ **Caractéristiques de la pompe**

MEC-A2/80C: Centrifuge monocanal à axe horizontal.

Tableau V.8: Caractéristiques de la pompe SR2-réservoir Mezghiche.

Données techniques	Caractéristiques
Q (l/s)	24,77
H (m)	7,58
Rendement %	73,2%
Puissance (Kw)	3
Vitesse (tr/min)	1450
NPSH <sub>requis</sub> (m)	2,94

➤ **Calage de la pompe**

La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)<sub>r</sub> = 2.94 m.

La pression atmosphérique : Patm = 10,33 - 0,00139 × 791 donc : Patm = 9.23 mce.

La tension de vapeur d'eau à une température T°=20 °C Tv = 0,24 mce.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : DN1 =100 mm.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,5 \times 100 = 150 \text{ mm}$ .

Pour  $D_a = 150 \text{ mm}$ , la vitesse sera  $V_a = 1.44 \text{ m/s}$ .

La perte de charge linéaire à l'aspiration sera :  $h_{asp}^{lin} = 0.4$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $h_{asp} = 1,15 \times 0.4 = 0.46 \text{ m}$ .

) La hauteur d'aspiration admissible :

$$H_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r \frac{P}{\rho \times g} + T_v + \frac{V^2}{2 \times g} + H$$

$$H_{asp}^{adm} = 2.94 + 0.5 - 9.23 + 0.24 + 0.106 + 0.46$$

$$H_{asp}^{adm} = -4.98 \text{ m}$$

Changement du type d'installation : **installation en aspiration**

$$H_{asp}^{adm} = - (NPSH)_r - r \frac{P}{\rho \times g} - T_v - \frac{V^2}{2 \times g} - H$$

$$H_{asp}^{adm} = 4.98 \text{ m}$$

) La cote de l'axe de la pompe sera :

$$V_{axe \text{ pompe}} = 791 + 4.98 - 0.3 \text{ donc : } V_{axe \text{ pompe}} = 795.68 \text{ m NGA}$$

#### b. SR2 vers SR3

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (MEC A1/125B) à l'aide de logiciel sélection PUMP TUTOR CAPRARI (voir Annexe V.4).

- **Description de la pompe MEC A1/125B**
- Centrifuge monocanal à axe horizontal.
- Palier de base à roulements à bain d'huile.
- Corps extérieur : en fonte.
- Roue : en fonte.
- Arbre : en acier au carbone protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- **Données techniques**
- Q: 96,57 l/s.
- H: 32 m.
- n. pôles: 2.
- Fréquence: 50 Hz.
- Puissance moteur P2: 55 Kw.
- Tension: 400 V.
- Diamètre refoulement: DN125 1600 kPa.



- Raccord d'aspiration: DN150 1600 kPa.

➤ **Nombre de pompes installées**

Pour refouler un débit de 289,832 l/s nous avons utilisé trois (3) pompes de type (MEC-A1/125B) installée en parallèle avec une autre pompe identique de secours.

**Tableau V.9:** caractéristiques du système de pompage SR2-SR3.

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
32	96,57	CAPRARI MEC-A1/125B	Centrifuge monocanal à axe horizontal.	Pompes identique en parallèle	4

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

On trace la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe  $F(Q) = H$  on aura les résultats suivant, sachant que le diamètre de la conduite et de D500 mm:

**Tableau V.10:** Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR2 vers SR3).

Q (m <sup>3</sup> /s)	3Q (m <sup>3</sup> /s)	Hg (m)	L (m)	L eq (m)	Dec (m)		Ht (m.c.e)	Hc
0	0	13	3268,29	3595,119	0,5	0,02378	0	13
0,013	0,04	13	3268,29	3595,119	0,5	0,02378	0,416	13,416
0,027	0,08	13	3268,29	3595,119	0,5	0,02378	1,663	14,663
0,04	0,12	13	3268,29	3595,119	0,5	0,02378	3,743	16,743
0,053	0,16	13	3268,29	3595,119	0,5	0,02378	6,654	19,654
0,067	0,2	13	3268,29	3595,119	0,5	0,02378	10,397	23,397
0,08	0,24	13	3268,29	3595,119	0,5	0,02378	14,971	27,971
0,093	0,28	13	3268,29	3595,119	0,5	0,02378	20,378	33,378
0,11	0,32	13	3268,29	3595,119	0,5	0,02378	26,616	39,616

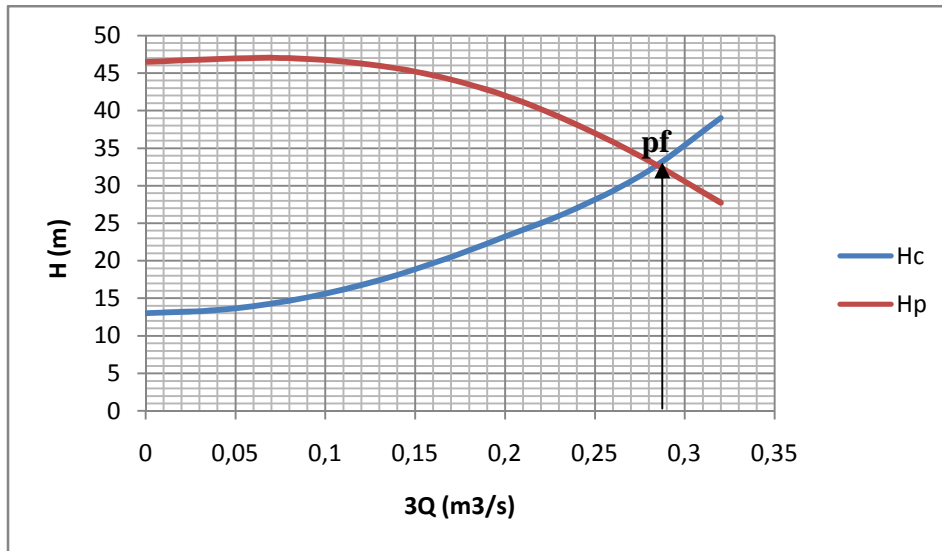


Figure V.7: Point de fonctionnement de la SR2 vers SR3.

On remarque que :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 289,711/s \quad Q \text{ demandé} = 289,832 \text{ l/s.} \\ H_{pf} = 32m \quad H \text{ demandé} = 32,009m. \end{array} \right.$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

➤ **Caractéristiques de la pompe**

MEC-A1/ 125B: Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.11: Caractéristiques de la pompe SR2-SR3.

Données techniques	Caractéristiques
Q (l/s)	96,57
H (m)	32
Rendement %	69,6%
Puissance (Kw)	55
Vitesse (tr/min)	2920
NPSH <sub>requis</sub> (m)	4,56

➤ **Calage de la pompe**

La charge nette d'aspiration requise : (NPSH) r = 4,56 m.

La pression atmosphérique : Patm = 10,33 - 0,00139 × 791 donc : Patm = 9.23 mce.

La tension de vapeur d'eau à une température T°=20 °C Tv = 0,24 mce.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : DN1 =150 mm.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,5 \times 150 = 225 \text{ mm}$ .

Pour  $D_a = 225 \text{ mm}$ , la vitesse sera  $V_a = 1.91 \text{ m/s}$ .

La perte de charge linéaire à l'aspiration sera :  $h_{asp}^{lin} = 0.4$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $h_{asp} = 1,15 \times 0.4 = 0.46 \text{ m}$ .

) La hauteur d'aspiration admissible :

$$H_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P}{\rho \times g} + T_v + \frac{V^2}{2 \times g} + H$$

$$H_{asp}^{adm} = 4.56 + 0.5 - 9.23 + 0.24 + 0.19 + 0.46$$

$$H_{asp}^{adm} = -3.28$$

Changement du type d'installation : **installation en aspiration**

$$H_{asp}^{adm} = - (NPSH)_r - r + \frac{P}{\rho \times g} - T_v - \frac{V^2}{2 \times g} - H$$

$$H_{asp}^{adm} = 3.28 \text{ m}$$

) La cote de l'axe de la pompe sera :

$$V_{axe \text{ pompe}} = 791 + 3.28 - 0.3 \text{ donc : } V_{axe \text{ pompe}} = 793.98 \text{ m NGA}$$

### V.10.3. Choix de pompes de la station de reprise SR3

#### a. SR3 vers le réservoir SNIC

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (MEC-A3/100A) à l'aide de logiciel sélection PUMP TUTOR CAPRARI (voir Annexe V.5).

#### ➤ Description de la pompe MEC-A3/100A

- Centrifuge monocanal à axe horizontal.
- Palier de base à roulements à bain d'huile.
- Corps extérieur : en fonte.
- Roue : en fonte.
- Arbre : en acier au carbone protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

#### ➤ Données techniques

- Q: 51,68 l/s.
- H: 11,6 m.
- n. pôles: 4.
- Fréquence: 50 Hz.
- Puissance moteur P2: 11 Kw.
- Tension: 400 V ;

- Diamètre refoulement: DN100 1600 kPa.
- Raccord d'aspiration : DN125 1600 kPa.
- **Nombre de pompes installées**

Pour refouler un débit de 258,397 l/s nous avons utilisé cinq (5) pompes de type (MEC-A3/100A) avec deux pompes identiques de secours.

**Tableau V.12:** caractéristiques du système de pompage SR3-réservoir SNIC.

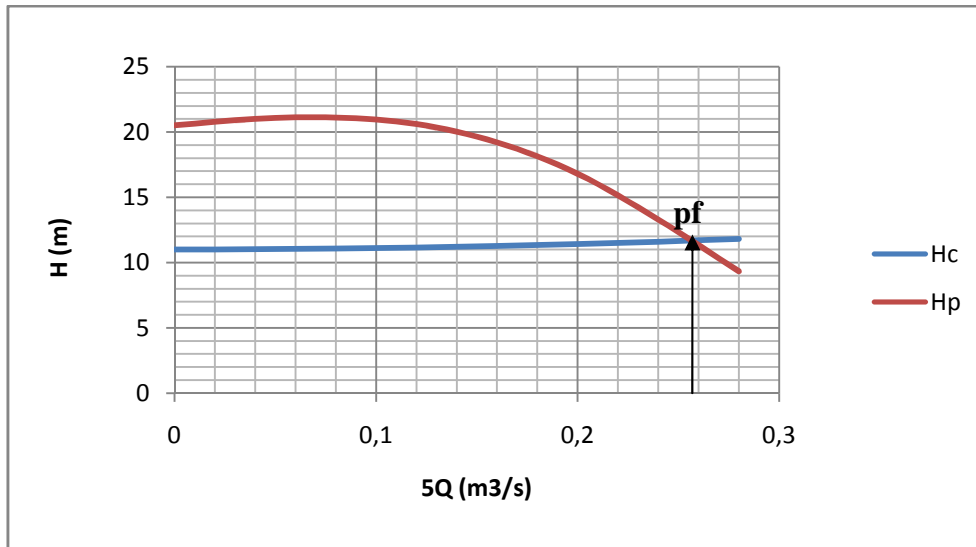
Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Nombre de pompe
11,6	51,68	CAPRARI MEC-A3/100A	Centrifuge monocanal à axe horizontal.	7

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

On trace la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe  $F(Q) = H$  on aura les résultats suivant, sachant que le diamètre de la conduite est de D500 mm:

**Tableau V.13:** Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR3 vers réservoir SNIC).

Q (m <sup>3</sup> /s)	5Q (m <sup>3</sup> /s)	Hg (m)	L (m)	L eq (m)	Dec (m)		Ht (m.c.e)	Hc
0	0	11	132,24	145,464	0,5	0,02378	0	11
0,008	0,04	11	132,24	145,464	0,5	0,02378	0,017	11,017
0,016	0,08	11	132,24	145,464	0,5	0,02378	0,067	11,067
0,024	0,12	11	132,24	145,464	0,5	0,02378	0,151	11,151
0,032	0,16	11	132,24	145,464	0,5	0,02378	0,269	11,269
0,04	0,2	11	132,24	145,464	0,5	0,02378	0,421	11,421
0,048	0,24	11	132,24	145,464	0,5	0,02378	0,606	11,606
0,056	0,28	11	132,24	145,464	0,5	0,02378	0,825	11,825



**Figure V.8:** Point de fonctionnement de la SR3 vers R SNIC.

On remarque que :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 258,4 \text{ l/s} \quad Q \text{ demandé} = 258,397 \text{ l/s.} \\ H_{pf} = 11,6 \text{ m} \quad H \text{ demandé} = 11,611 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

➤ **Caractéristiques de la pompe**

**MEC-A3/100A:** Centrifuge monocanal à axe horizontal.

**Tableau V.14:** Caractéristiques de la pompe SR3-réservoir SNIC.

Données techniques	Caractéristiques
<b>Q (l/s)</b>	51,68
<b>H (m)</b>	11,6
<b>Rendement %</b>	63,4%
<b>Puissance (Kw)</b>	11
<b>Vitesse (tr/min)</b>	1420
<b>NPSH<sub>requis</sub> (m)</b>	3,41

➤ **Calage de la pompe**

La charge nette d'aspiration requise : (NPSH) r = 3.41 m.

La pression atmosphérique :  $Patm = 10,33 - 0,00139 \times 804$  donc :  $Patm = 9,21$  mce.

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ \text{C}$   $Tv = 0,24$  mce.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration :  $DN1 = 125 \text{ mm}$ .

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $Da = 1,5 \times 125 = 187.5 \text{ mm}$ .

Pour  $Da = 200 \text{ mm}$ , la vitesse sera  $Va = 1.65 \text{ m/s}$ .

La perte de charge linéaire à l'aspiration sera :  $hasp^{lin} = 0.4$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $hasp = 1,15 \times 0.4 = 0.46 \text{ m}$ .

) La hauteur d'aspiration admissible :

$$Hasp^{adm} = (NPSH)_r + r \frac{P}{\rho \times g} + Tv + \frac{V^2}{2 \times g} + H$$

$$Hasp^{adm} = 3.41 + 0.5 - 9.23 + 0.24 + 0.139 + 0.46$$

$$Hasp^{adm} = -4.48 \text{ m}$$

Changement du type d'installation : **installation en aspiration**

$$Hasp^{adm} = - (NPSH)_r - r \frac{P}{\rho \times g} - Tv - \frac{V^2}{2 \times g} - H$$

$$Hasp^{adm} = 4.48 \text{ m}$$

) La cote de l'axe de la pompe sera :

$$V_{axe \text{ pompe}} = 804 + 4.48 - 0.3 \text{ donc : } V_{axe \text{ pompe}} = 808.18 \text{ m NGA}$$

### b. SR3 vers réservoir tampon Rezgoune

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (PM 100/11A) à l'aide de logiciel sélection PUMP TUTOR CAPRARI (voir Annexe V.6).

#### ➤ Description de la pompe PM 100 /11A

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

#### ➤ Données techniques

- Q: 15,41 l/s.
- H: 209 m.
- n. poles: 4.

- Fréquence: 50 Hz.
- Puissance moteurP2: 45 Kw.
- Tension: 400 V ;
- Diamètre refoulement: DN 100 (UNI PN40).
- Raccord d'aspiration: DN125 (UNI PN25).

➤ **Nombre de pompes installées**

Pour refouler un débit de 31,435 l/s nous avons utilisé deux (2) pompes de type (PM 100/11A) installée en parallèle avec une autre pompe identique de secours.

**Tableau V.15:** caractéristiques du système de pompage SR3-réservoir Rezgoune.

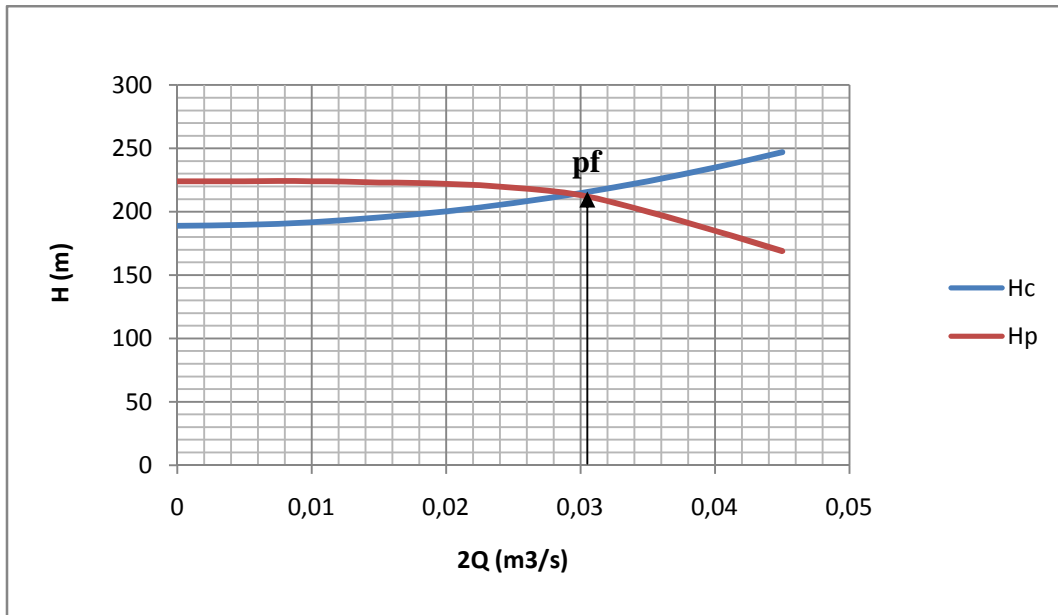
Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
209	15,41	CAPRARI PM 100/11A	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	3

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

On trace la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe  $F(Q) = H$  on aura les résultats suivant, sachant que le diamètre de la conduite est de 200 mm:

**Tableau V.16:** Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR3-réservoir Rezgoune).

Q (m3/s)	2Q (m3/s)	Hg (m)	L (m)	L eq (m)	Dec (m)		Ht (m.c.e)	Hc
0	0	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	0	189
0,0025	0,005	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	0,716	189,716
0,005	0,01	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	2,865	191,865
0,075	0,015	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	6,447	195,447
0,01	0,02	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	11,461	200,461
0,0125	0,025	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	17,907	206,907
0,015	0,03	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	25,787	214,787
0,0175	0,035	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	35,098	224,098
0,02	0,04	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	45,843	234,843
0,0225	0,045	189	2369,85	2606,835	0,2	0,03082	58,020	247,020



**Figure V.9:** Point de fonctionnement de la SR3 vers RT Rezgoune.

A l'aide du logiciel Caprari On a augmenté la vitesse de rotation de **1450 tr/min** jusqu'à **1456tr/min**, pour que le point de fonctionnement soit le même qu'on a demandé.

➤ **Caractéristiques de la pompe**

**PM 100/ 11A** : Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

**Tableau V.17:** Caractéristiques de la pompe SR3-réservoir Rezgoune.

Données techniques	Caractéristiques
<b>Q (l/s)</b>	15,41
<b>H (m)</b>	209
<b>Rendement %</b>	74,7%
<b>Puissance (Kw)</b>	45
<b>Vitesse (tr/min)</b>	1456
<b>NPSH<sub>requis</sub> (m)</b>	1,9

➤ **Calage de la pompe**

La charge nette d'aspiration requise : (NPSH) r = 1.9 m.

La pression atmosphérique :  $Patm = 10,33 - 0,00139 \times 804$  donc :  $Patm = 9.21$  mce.

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^{\circ}=20$  °C  $Tv = 0,24$  mce.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration :  $DN1 =125$  mm.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $Da = 1,5 \times 125 = 187.5$  mm.

Pour  $Da = 200$  mm, la vitesse sera  $Va = 0.5$  m/s.



La perte de charge linéaire à l'aspiration sera :  $h_{asp}^{lin}=0.4$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $h_{asp} = 1,15 \times 0.4 = 0.46$  m.

) La hauteur d'aspiration admissible :

$$H_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r \frac{P}{\rho \times g} + T_v + \frac{V^2}{2 \times g} + H$$

$$H_{asp}^{adm} = 1.9 + 0.5 - 9.21 + 0.24 + 0.013 + 0.46$$

$$H_{asp}^{adm} = -6.097 \text{ m}$$

Changement du type d'installation : **installation en aspiration**

$$H_{asp}^{adm} = - (NPSH)_r - r \frac{P}{\rho \times g} - T_v - \frac{V^2}{2 \times g} - H$$

$$H_{asp}^{adm} = 6.097 \text{ m}$$

) La cote de l'axe de la pompe sera :

$$V_{axe\ pompe} = 804 + 6.097 - 0.3 \text{ donc : } V_{axe\ pompe} = 809.797 \text{ m NGA}$$

**V.9.4. Calcul des frais de pompage**

Les frais du pompage sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.18:** Frais de pompage.

La station	Direction	Puissance (KW)	Temps de pompage (heure)	Fe (DA)
SP1	SP1 vers SR2	315	20	48289500
SR2	SR2 vers R.Mzghiche	3	20	183960
	SR2 vers SR3	55	20	5058900
SR3	SR3 vers R.SNIC	11	20	1686300
	SR3 vers RT.Rezgoune	45	20	2759400

**V.11. bâtiment de la station de pompage**

) Dimensionnement de la station de pompage SP1

**a. La hauteur du bâtiment**

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots (V.17)$$

**h5:** Distance verticale  $h_5 = h_p + h_{socle} + h_{reserve}$

$$h_{reserve} = 0,7 \text{ m}$$

$h_{socle} = (20 \text{ } \overline{]60}) \text{ cm}$  ; on prend  $h_{socle} = 40 \text{ cm}$

$h_p$  : Hauteur de la pompe est égale à  $1080 \text{ mm} = 108 \text{ cm}$

$h_5 = 1.08 + 0,7 + 0,4 = 2,18 \text{ m}$

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.  $h_6 = 2,4 \text{ m}$

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

$h_8$  : Hauteur profilée  $h_8 = 0,8 \text{ m}$

$h_9$  : Hauteur de sécurité  $h_9 = 0,6 \text{ m}$

Donc :  $H_b = 2,18 + 2,4 + 0,4 + 0,8 + 0,6 = 6,38 \text{ m}$

On prend :  **$H_b = 6,5\text{m}$**

**b. Largeur du bâtiment**

$l = l_1 + l_2 + l_p + l_c + l_b + 2 * S \dots \dots \dots (V.18)$

Avec :

**S** : épaisseur des murs  **$S = 0,3\text{m}$**

**$l_1$**  : distance entre le mur et le 1er organe tel que  **$l_1 = 0,6\text{m}$**

**$l_2$**  : longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement  **$l_2 = 1.5\text{m}$**

**$l_p$**  : longueur de la pompe  **$l_p = 2.712 \text{ m}$**

**$l_c$**  : largeur du couloir  **$l_c = 2.15\text{m}$** .

**$l_b$**  : largeur des différents bureaux  **$l_b = 3.8\text{m}$** .

$l = 0.6 + 1.5 + 2.712 + 2 * 0.3 + 2.15 + 3.8 = 11.38\text{m}$

on prend :  **$l = 11.40\text{m}$**

**c. Longueur du bâtiment**

$L = n_p * L_p + L_{pf} + L_d + L_{ref} + L_{int} \dots \dots \dots (V.19)$

**$n_p$**  : nombre de pompe =  **$5 + 2$**

**$L_p$**  : largeur de la pompe =  **$0.87 \text{ m}$**

**$L_{int}$**  : distance entre deux pompes voisines =  **$1\text{m}$**

**$L_{pf}$**  : longueur de la plateforme =  **$3.5\text{m}$**

**$L_{ref}$**  : Longueur des accessoire de refoulement général =  **$3 \text{ m}$**

**$L_d$**  : divers (murs, portes...) =  **$3\text{m}$** .

$L_b = 7 * 0.87 + 3.5 + 3 + 6 * 1 + 3 = 21.59\text{m}$

On prend  **$L = 21.60\text{m}$**

Les résultats finals du dimensionnement de station de pompage sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.19: Bilan de dimensionnement des stations de pompage.

La station	Direction	Type de pompe	Q (l/s)	H (m)	R (%)	P (Kw)	Vitesse De Rotation (tr/min)	NPSHr (m)
SP1	SR2	PM125/4D	339.37	282.25	76	315	2900	5.64
SR2	R.Mezghiche	MEC-A2/80C	49.54	7.58	71.4	3	1450	2.94
	SR3	MECA1/125B	289.83	32.01	69.9	55	2920	4.56
SR3	R.SNIC	MECA3/100A	258.39	11.61	63.4	11	1420	3.41
	RT.Rezgoune	PM100/11A	31.44	209.52	74.7	45	1456	1.9

### Conclusion

Dans ce chapitre on a fait un choix des pompes pour chaque station de pompage tout en respectant les critères du choix des pompes, et on a vérifié l'adaptation des pompes aux conditions du débit et de la hauteur manométrique, comme on a étudié aussi la cavitation et le calage des pompes.

## Introduction

La protection contre le régime transitoire des canalisations nécessite la prévision de moyen absorbant les surpressions et les dépressions engendrées. de même pour les matériaux des conduites, il faut prévoir des protections contre le phénomène de corrosion. Ceci fait l'objet du présent chapitre.

### VI .1. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire

#### VI.1.1. Définition

Le coup de bélier est un régime transitoire non permanent à paramètres hydrauliques (pression, vitesse) rapidement variables dans le temps et dans l'espace.

C'est un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement, il a pour conséquences un déboitement ou même éclatement des conduites et détérioration de la robinetterie ou appareils de comptage et aplatissement des conduites ou aspiration des joints.

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

#### VI .1.2. Causes du coup de bélier

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

- ) L'ouverture ou la fermeture rapide d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.
- ) La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- ) Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- ) La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

#### VI .1.3. Amplitude des coups de bélier

L'amplitude maximale des coups de bélier  $H$ , en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) :

$$H = \pm C \times V_0 / g \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec

**C** : célérité des ondes.

**V<sub>0</sub>** : vitesse initiale.

**H**: surpression ou dépression maximale en mce.

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

#### **VI .1.4. Risques dus au 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 engendrées par les manœuvres brusques.

##### **a. 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 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.

##### **b. 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 pouvant induire l'aplatissement de la conduite ou l'aspiration des joints. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

##### **c. Fatigue de la canalisation**

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

### VI .1.5. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

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

- ) Réservoir d'air (cas d'une dépression ou surpression).
- ) soupape de décharge (cas d'une surpression).
- ) volant d'inertie (cas d'une dépression).
- ) cheminée d'équilibre (cas d'une dépression ou surpression).
- ) clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bâche d'aspiration en charge sur la pompe).
- ) by-pass des pompes.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

#### ➤ 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.

#### ➤ 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.

#### ➤ Soupape de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, 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.

➤ **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.

Le tableau suivant montre les avantages et les inconvénients de ces dispositifs de protection :

**Tableau VI.1** : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.

<b>Appareils</b>	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>	<b>Observations</b>
<b>Soupape de décharge</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coût limité.</li> <li>-Entretien et réglage facile.</li> <li>- Ne consomme pas d'énergie.</li> <li>- Indépendant d'une installation électrique.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement.</li> </ul>	Utilisé comme protection contre la surpression
<b>Cheminée d'équilibre</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement.</li> <li>- Durée de vie importante.</li> <li>- Indépendante d'une installation électrique.</li> <li>- Pas de pertes d'eau.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilités d'installation limitées.</li> <li>- Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).</li> </ul>	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
<b>Réservoir d'air</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement.</li> <li>- Bonne sécurité.</li> <li>- Pas de pertes d'eau.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié.</li> <li>- Coût élevé</li> </ul>	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
<b>Volant d'inertie</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dispositif économique.</li> <li>- Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Consommation d'énergie supplémentaire.</li> <li>- Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage.</li> </ul>	Utilisé comme protection contre les dépressions

Parmi tous ces anti bélier, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- ) Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- ) Bon fonctionnement.

### VI .1.6. Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

#### ) 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.

#### ) 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 PEUH et MEUNIER

#### ➤ Calcul de la célérité d'onde C par la formule améliorée par Mr. SALAH B

On commence par le calcul la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par **B.SALAH** pour les conduites enterrées :

$$C = \sqrt{\frac{K}{\rho \left[ 1 + \frac{K}{E_s} \left( \frac{2}{a} + \frac{1}{E_m} \right) \left( \frac{1}{e_m} + \frac{1}{e_s} \right) \right]}}$$

Avec :

**C**: célérité d'onde en (m/s).

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

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



$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 2 \times 10^{11}$  pour la fonte.

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

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

$\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0.33$ .

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m) (voir Annexe VI.1).

$a$  : rayon intérieur de la conduite (m).

➤ **Calcul des volumes des réservoirs anti-bélier par la méthode de PEUCH et MEUNIER [4]**

C'est la méthode qu'on va utiliser dans notre projet pour la détermination du volume du réservoir d'air.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

**K** : caractérise les pertes de charge.

**A** : caractérise la conduite de refoulement.

**B** : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Où :

$$K \times \frac{H_{abs} \cdot Z H_0}{H_0} \dots\dots\dots (VI.3)$$

$$A \times \frac{c \cdot V_0}{g \cdot H} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$B \times \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \left| \frac{L \cdot S}{U_0} \right. \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec :

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

$H_0$  : pression statique absolue (m):

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots (VI.6)$$

$H_{abs}$  : la pression de service absolue (m) :

$$H_{abs} = Hg + h + 10 = HMT + 10 \dots\dots\dots (VI.7)$$

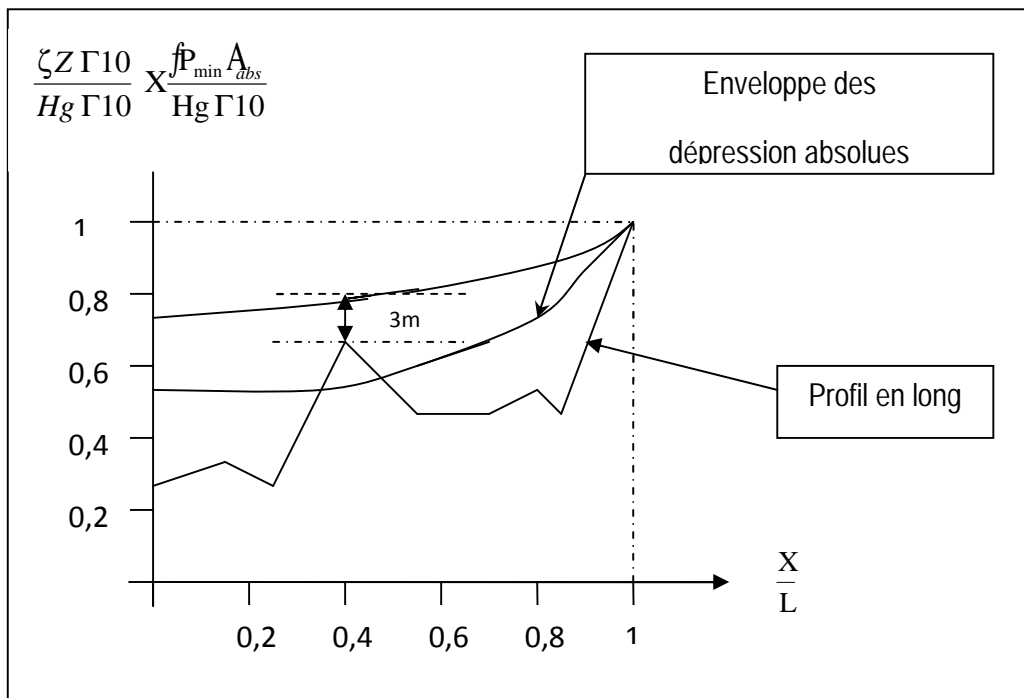
$L$  : longueur total de la conduite de refoulement (m).

$S$  : section de la conduite de refoulement (m).

$U_0$  : volume d'air initial (m<sup>3</sup>).

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

Ayant calculé  $K$  et  $A$ , nous superposerons la famille de courbe  $B$  au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de  $B$  permettant de calculer  $U_0$  sera ainsi déterminé (voir Figure VI.1).



**Figure.VI.1** : Profil en long et l'enveloppe des dépressions.

Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_U^2 \times L \times S}{g \times H_a \times B} \dots\dots\dots (VI.8)$$

Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$U_m = U_0 \times \left(\frac{H_a}{P_m}\right)^{1/1.2} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

$P_{\text{mini}}$  : pression minimale (m).

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profils en long « absolus » de la conduite.

### VI .1.7.Application numérique

#### ➤ caractéristiques des différents tronçons de l'adduction

Les caractéristiques de l'adduction par refoulement sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.2** : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction.

Tronçon	Type de matériau	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>0</sub> (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1- SR2	Fonte	0,6	0,28	1,20	3026,49	273
SR3- RT Rezgoune	Fonte	0,2	0,03	1,00	2369,85	189

#### ➤ Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3** : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.

Tronçon	H <sub>0</sub> (m)	H <sub>abs</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	C (m/s)	A <sub>cal</sub>	A <sub>pris</sub>	K <sub>cal</sub>	K <sub>pris</sub>
SP1- SR2	283	292,247	1,20	1434,57	0,62	1	0,032	0
SR3- RT Rezgoune	199	219,518	1,00	1437,35	0,74	1	0,1	0,1

#### ➤ Détermination de la famille de courbe B de chaque tronçon :

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.4** : Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SP1-SR2.

(Voir Annexe VI.2)

<b>côte (m)</b>	518	497.26	503.34	603.14	671.77	762.99	791
<b>L (m)</b>	0	620.25	1045.43	1529.81	2027.27	2566.26	3026.49
<b>( Z+10)/H0</b>	0.04	0.11	0.09	0.34	0.54	0.87	1.00
<b>X/L</b>	0	0.21	0.35	0.51	0.67	0.85	1

**Tableau VI.5** : Détermination de la famille de courbe B du tronçon : SR3-RT Rezgoune.

(Voir Annexe VI.3)

<b>côte (m)</b>	804	799.4	820.69	870.74	940.15	993
<b>L (m)</b>	0	467	950.74	1322.82	2045.07	2369.85
<b>( Z+10)/H0</b>	0.05	0.07	0.13	0.38	0.73	1
<b>X/L</b>	0	0.20	0.40	0.56	0.86	1

➤ **Calcul des volumes d'air :**

Les volumes des réservoirs d'air sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau. VI.6** : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.

<b>Tronçon</b>	<b>B</b>	<b>P<sub>mini</sub>/H<sub>0</sub></b>	<b>P<sub>mini</sub> (m)</b>	<b>U<sub>0</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	<b>U<sub>max</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volumes normalisés (L)</b>
<b>SP1- SR2</b>	0.2	0.63	178.29	2.13	3.22	3000+300
<b>SR3- RT Rezgoune</b>	1	0.4	79.6	0.033	0.077	100

Les caractéristiques et l'encombrement des réservoirs d'air auxquels on a opté sont donnés dans Annexe (VI.4 et VI.5) (catalogue fourni par CHARLATTE).

### VI .1.8. Installation du réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

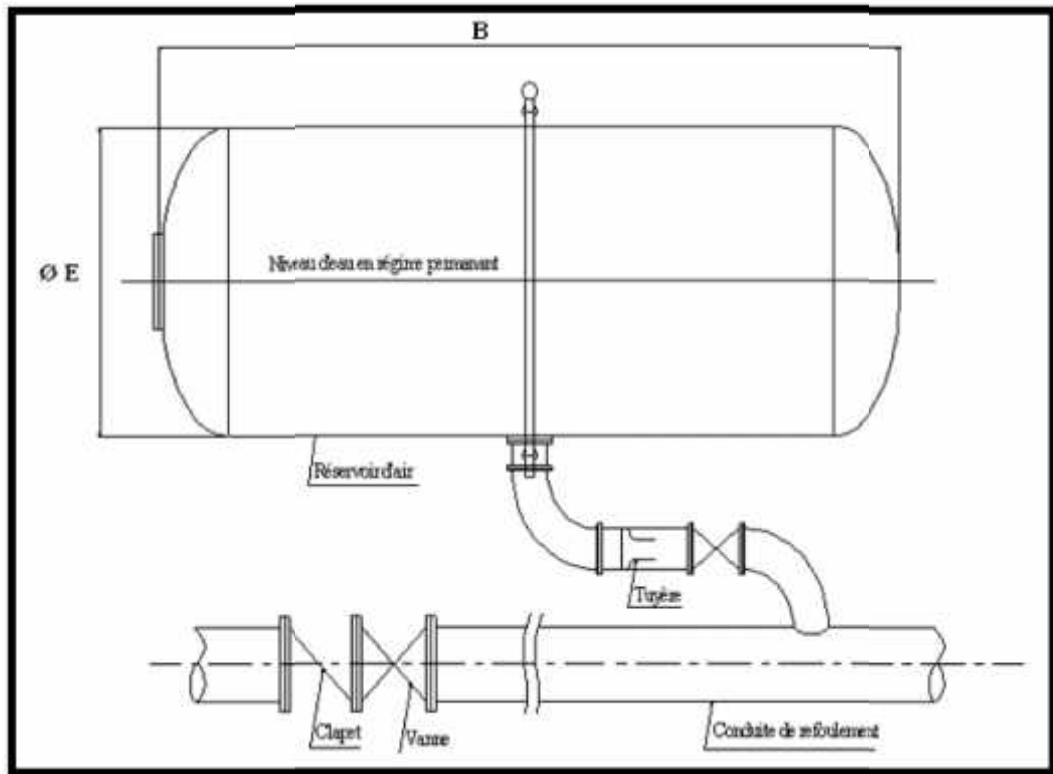


Figure.VI.2 : Schéma d'installation du réservoir d'air.

## VI.2. Protection des conduites contre la corrosion

### VI.2.1. Définition

On appelle corrosion, la destruction lente ou progressive des métaux et leurs alliages, la corrosion est l'attaque chimique des surfaces métalliques par un milieu agressif extérieur. Elle se traduit généralement par l'altération de la surface du métal. L'expérience montre que ce genre d'altération dépend surtout des trois facteurs suivants la nature chimique du métal ou de la composition de l'alliage et de leur structure, la nature chimique du milieu et de sa teneur en matières corrosives (oxygène, humidité, acides, ...etc.). Et la température du milieu ambiant, donc La corrosion est le résultat des réactions chimiques et électrochimiques.

### VI.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 calcaire protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.

### VI.2.3. Problèmes de corrosion

Pour une protection contre la corrosion des conduites en fonte ductile, il y a lieu de considérer :

- ) La résistivité des sols ou la conduite sera posée.
  - ) L'agressivité du fluide véhiculé.
  - ) Les différentes solutions de revêtements extérieurs et intérieurs des tuyaux.
- **La 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.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

➤ **La corrosion interne**

Les eaux calcaires ou incrustantes n'interagissent pas avec la paroi du tuyau si non pour créer un dépôt, lequel pourra s'accrocher plus ou moins facilement en fonction de la nature du revêtement sur la paroi et par rapport à la vitesse de l'eau.

L'agressivité est mesurée en fonction de la quantité d'ions  $\text{Ca}^{++}$  que l'eau pourra dissoudre pour retrouver l'équilibre calcaire-carbone, ou encore par la quantité de  $\text{CO}_2$  agressif.

Les autres éléments à prendre en considération pour évaluer l'agressivité, sont le potentiel d'hydrogène (PH), la salinité et la teneur en Mg (magnésium) et soufre (S).

#### **VI.2.4. Protection contre la corrosion**

- **Protection des conduites contre la corrosion interne**
  - Revêtement intérieur au mortier de ciment.
  - Revêtement intérieur en polyuréthane.
- **Protection des conduites contre la corrosion externe**
  - Couche de zinc avec revêtement.
  - Couche de zinc-aluminium avec revêtement.
  - Revêtement en mortier de ciment armé.
  - Revêtement en polyéthylène.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion.

Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1) et (SR3 vers RT Rezgoune) : deux réservoirs d'air pour SP1 de capacités 3000 et 300 litres. Pour SR3 un réservoir de 100 litres.

Pour la protection contre la corrosion des conduites en fonte ductile nous avons adopté un revêtement en polyéthylène.

**Introduction**

L'organisation de chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires en moyens humains et matériels. C'est donc élaborer le planning d'exécution des travaux afin de garantir la réalisation du projet dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Le but de ce chapitre est de faire une étude d'estimation des différents travaux à entreprendre et l'établissement d'un devis qualitatif et quantitatif des différents travaux à exécuter.

**VII.1. Différents travaux à entreprendre**

Les différents travaux à entreprendre sont :

**VII.1.1. Travaux concernant l'adduction**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

**a. Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un coté de la tranchée.

**b. Pose du lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10 à 15cm.

**c. Pose des conduites**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

**d. Essais de pression**

Ces essais de pression ont pour but de vérifier l'étanchéité des canalisations, appareils et Accessoires, après leurs mises en place.

On l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai munie d'un manomètre de contrôle.

L'épreuve consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

**e. Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.



**f. Nivellement et compactage**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

**VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

**a. Décapage**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale, 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 :  $L \cdot l \cdot h$

Avec :

$l$  : largeur de la fouille (m).

$L$  : longueur de la fouille (m).

$h$  : profondeur de la fouille (m).

**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 demis -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.

**VII.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction**

Les différents volumes de travaux sont :

**VII.2.1.Déblais d'excavation**

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

$$S_d = b \times h_{tr} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec :

**S<sub>d</sub>** : surface des déblais de chaque coupe (m<sup>2</sup>).

**b** : largeur de la tranchée (m).

**h<sub>tr</sub>** : profondeur de la tranchée (m).

Donc le volume excavé en (m<sup>3</sup>) sera :

$$V_d = S_d \times L \dots \dots \dots (VII.2)$$

Avec :

**L** : distance entre deux coupes consécutives en (m).

) **La profondeur de la tranchée**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

$$h_{tr} = D + h + e \dots \dots \dots (VII.3)$$

Avec :

**D** : diamètre de la conduite (m).

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

**e** : épaisseur du lit de pose e = 0,15 m.

) **Largeur 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.

$$b = D + (0,3 \times 2) \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

**D** : diamètre de la conduite (m).

**Tableau VII.1:** Calcul du volume du déblai de l'adduction.

Tronçon	D (mm)	L (m)	b (m)	htr (m)	S <sub>d</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> )
SP1-SR2	600	3026,49	1,2	1,75	2,1	6355,63
SR2-Réservoir Mezghiche	250	88,25	0,85	1,4	1,19	105,02
SR2-SR3	500	3268,29	1,1	1,65	1,815	5931,95
SR3-Réservoir SNIC	500	132,24	1,1	1,65	1,815	240,02
SR3-Réservoir Rezgoune	200	2369,85	0,8	1,35	1,08	2559,44
<b>Totale</b>						<b>15192,06</b>

Donc le volume total des déblais est de : **15192,06m<sup>3</sup>**

### VII.2.2.Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur:

$$V_s = b \times e \times L \dots \dots \dots \text{(VII.5)}$$

Avec :

V<sub>s</sub> : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>).

e : épaisseur du lit de sable, e = 0,15m.

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.2:** Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> )
SP1-SR2	600	3026,49	1,2	0,15	544,77
SR2-Réservoir Mezghiche	250	88,25	0,85	0,15	11,25
SR2-SR3	500	3268,29	1,1	0,15	539,27
SR3-Réservoir SNIC	500	132,24	1,1	0,15	21,82
SR3-Réservoir Rezgoune	200	2369,85	0,8	0,15	284,38
<b>Totale</b>					<b>1401,49</b>

Donc le volume du lit de sable est : **V<sub>s</sub> = 1401,49 m<sup>3</sup>**

**VII.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 lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{f \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (VII.6)$$

Avec :

$S_c$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \times L \dots\dots\dots (VII.7)$$

Avec :

$V_c$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>).

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3:** Calcul du volume de la conduite.

Tronçon	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	L (m)	Vc (m <sup>3</sup> )
SP1-SR2	600	0,2826	3026,49	855,29
SR2-Réservoir Mezghiche	250	0,0491	88,25	4,33
SR2-SR3	500	0,19625	3268,29	641,40
SR3-Réservoir SNIC	500	0,19625	132,24	25,95
SR3-Réservoir Rezgoune	200	0,0314	2369,85	74,41
<b>Totale</b>				<b>1601,38</b>

Donc le volume de la conduite :  $V_c = 1601,38 \text{ m}^3$

**VII.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 :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \dots\dots\dots (VII.8)$$

$V_r$  : volume du remblai (m<sup>3</sup>).

$V_d$  : volume du déblai (m<sup>3</sup>).

$V_c$  : volume occupé par la conduite (m<sup>3</sup>).

$V_s$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>).

A.N :

$$V_r = 15192,06 - 1401,49 - 1601,38 \quad V_r = 12189,19 \text{ m}^3$$

Tableau VII.4: volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	15192,06
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	1401,49
3	La conduite	m	8885,12
4	Remblais	m <sup>3</sup>	12189,19

### VII.3. Choix des engins

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

✓ **Pelle hydraulique**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

✓ **Dozer**

C'est un engin de terrassement destiné à repousser les terres, il peut aussi faire d'autres travaux de terrassement.

✓ **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.

✓ **Compacteur**

C'est un engin peu encombrant, Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

## VII.4. Accessoires

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- ❖ Assurer un bon écoulement.
- ❖ Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- ❖ Protéger les canalisations.
- ❖ Soutirer les débits.
- ❖ Purger les canalisations.
- ❖ Vidanger les canalisations.
- ❖ Isoler les canalisations.
- ❖ Changer les sens d'écoulement.

### VII.4.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

#### ➤ Les vannes d'isolement

Permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres. Nous allons les placer au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

#### ➤ Les vannes à clapets de non-retour

Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

Dans notre cas, nous prévoyons d'installer:

- Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe.
- Les vannes d'isolement de type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir pour éviter sa vidange accidentelle.

### VII.4.2. Ventouses

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. Dans notre cas on prévoit des ventouses :

- Dans tous les points les plus hauts.
- Sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tous les 800m).
- Après les pompes.

**VII.4.3. Vidange**

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

**VII.4.4. 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.

**VII.4.5. Moyens anti-bélier**

Les différents moyens de protection anti-bélier. (Voir chapitre VI)

**VII.4.6. Crépines**

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

**VII.4.7. Déversoirs de trop plein**

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, nous avons intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné, et ça se trouve au niveau des conduites de trop plein des réservoirs.

**VII.4.8. Joints de raccordement**

Les conduites sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

**VII.4.9. Organes de raccordement**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- 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.

### ➤ **Coude**

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, nous rencontrons 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, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

## **VII.4.10. Organes de mesure**

### ➤ **Mesure de débit**

Les différents dispositifs de mesure sont :

- Le diaphragme.
- La tuyère.
- Le venturi.

### ➤ **Mesure de pression**

Les appareils utilisés pour la mesure de pression 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.



- **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 sur-chauffage.

### VII.5.Evaluation du projet

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

#### VII.5.1. Devis estimatif de l'adduction

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.5:** Devis des différents travaux de l'adduction.

N°	Désignation	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	15192,06	300,00	4557618
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	1401,49	800,00	1121192
3	La conduite	m	8885,12	-	155401954,8
4	Remblais	m <sup>3</sup>	12189,19	400,00	4875678
<b>Totale</b>					<b>165956442,8</b>

**VII.5.2. Devis estimatif global**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.6:** Devis estimatif global.

N°	Désignation des travaux	Montant en (da)
1	Conduites d'adduction	165 956 442,8
2	Pièces spéciales canalisations (5%)	8 297 822,139
3	Génie civil station de pompage SP1	1 888 135
4	Equipements de la station de pompage SP1	38 500 000
5	Génie civil station de reprise SR2	1 280 494
6	Equipements de la station de reprise SR2	30 000 000
7	Génie civil station de reprise SR3	1 849 602
8	Equipement de la station de reprise SR3	35 000 000
<b>Totale</b>		<b>282 772 496</b>

**En chiffre : 282 772 496DA.**

**En lettre :** deux cent quatre-vingt deux millions sept cent soixante-douze mille quatre cent quatre-vingt-seize Dinar Algérien.

**VII.6. Planification des travaux**

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment 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 se fait :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- ✓ sans retard.
- ✓ aussi économique que possible.

#### **VII.6.1. Construction du réseau**

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

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

#### **VII.6.2. Définitions des tâches et leurs durées**

**A** : Préparation de l'espace de travail

**B** : Exécution des tranchées.

**C** : Aménagement du lit de pose.

**D** : La mise en place des canalisations.

**E** : Remblai des tranchées.

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-suivant :

**Tableau VII.7:** Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Préparation de l'espace de travail	5
B	Exécution des tranchées	143
C	Aménagement du lit de pose	30
D	La mise en place des canalisations	92
E	Remblai des tranchées	30

**VII.6.3. Planification par la méthode du réseau à nœuds**

Le tableau suivant montre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction :

**Tableau VII.8:** tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

opérations	précède	succède
A	B	-
B	C	A
C	D	B
D	E	C
E	-	D

Le réseau à flèche de ces tâches est représenté sur la Figure VII.1 :

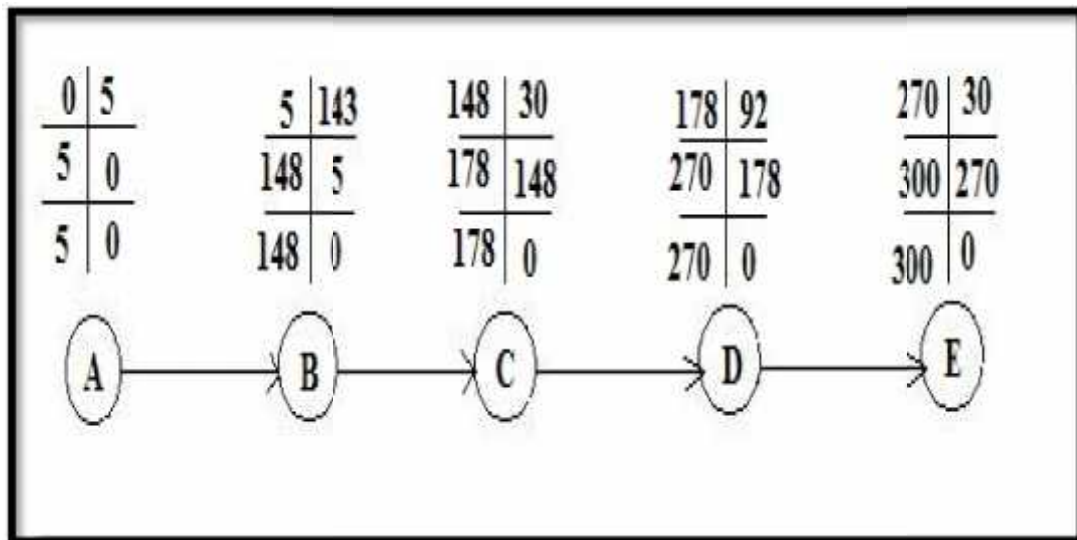


Figure VII.1 : Réseaux à nœuds de l'adduction.

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de **300 jours** soit environ **10 mois**.

### Conclusion

On a conclu à partir de ce travail :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de **282 772 496DA**.
- La durée du projet qui est de **300jours**.
- Les engins à utiliser.

## CONCLUSION GENERALE

En conclusion générale de ce travail établi dans le cadre de l’approvisionnement en eau potable des communes de souk ahras et machouha à partir de la station de traitement du barrage Djedra vu le déficit en eau que connaît cette région.

Nous pouvons récapituler le projet par une adduction par refoulement en fonte ductile sur un linéaire de huit mille huit cent quatre-vingt cinq mètre virgule douze avec des diamètres variant entre 200 et 600mm qui nécessite l’installation d’une station de pompage SP1 proche de la station de traitement équipée de cinq pompes à axe horizontal de type Caprari PM 125 /4D refoulant un débit de 339.374 l/s en plus de deux pompes identiques de secours. Une station de reprise SR2 a due être installée à proximité du réservoir existant Mezghiche. Elle est équipée de deux pompes horizontales de type Caprari MEC-A2/80C refoulant un débit de 49.542 l/s et trois pompes horizontales type Caprari MEC-A1/ 125B refoulant un débit de 289.832 l/s en plus de deux pompes de secours. Une troisième station est projetée près du réservoir SNIC existant. Elle est équipée de cinq pompes horizontales de type Caprari MEC-A3/100A refoulant un débit de 258,397 l/s et deux autres de type Caprari PM 100/ 11A refoulant un débit de 31,435 l/s en plus de trois pompes de secours.

Toutes ces pompes sont calées sans le moindre risque de cavitation. Pour remédier au phénomène du coup de bélier nous avons prévu des réservoirs d’air. Sur la longueur de toute l’adduction nous avons projeté des ventouses sur les points hauts et des vidanges sur les points bas.

La prévention des conduites contre la corrosion est faite par un revêtement en polyéthylène.

La réalisation de ce projet d’adduction va impliquer un temps optimisé de trois cent jours et un coût de deux cent quatre-vingt deux millions sept cent soixante-douze mille quatre cent quatre-vingt-seize dinar Algérien.

## Références bibliographiques

[1] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.

[2] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable».

[3] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.

[4] **MICHEL A.MOREL** « Exercices de mécanique des fluides » (Tome 02) Chihab-Eyrolles, 1994.

**BOULMERDJ Abd-Essamie** « Alimentation en eau potable de quatre localités de la wilaya de KHENCHELA via le transfert du barrage Koudiat Medaour – Ouled racheche (W.KHENCHELA) », ENSH, 2014.

### Catalogue :

**CAPRARI** « Pompes multicellulaires à haute pression ».

**CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique », (Protection des conduites contre le phénomène transitoire).

## Annexe I.1

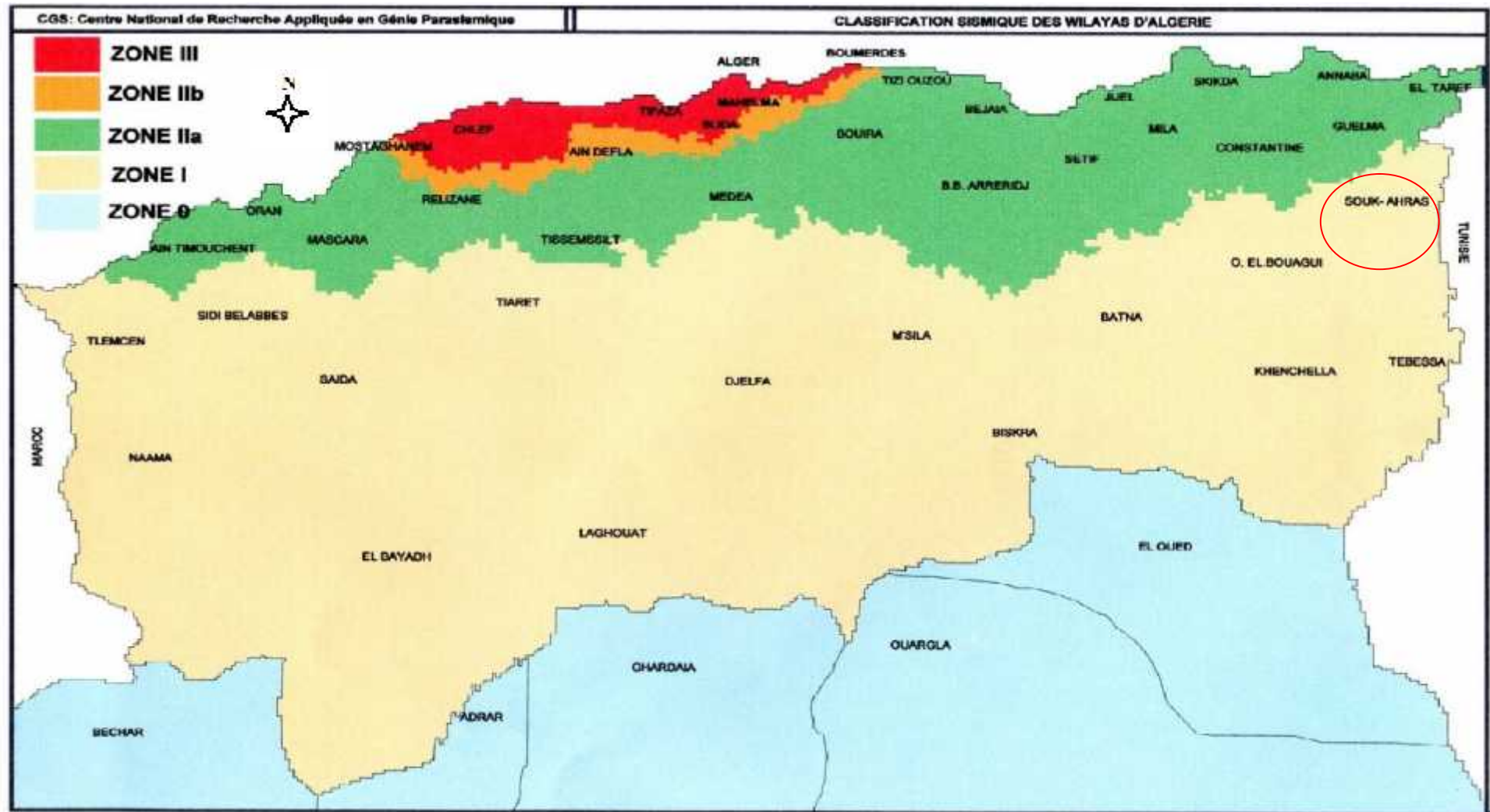


Figure : Carte de zonage sismique de l'Algérie.



## Annexe I.2

**Tableau 1:** Les Normes de l'OMS sur l'eau potable.

Élément/substance	Symbole/ formule	Lignes directrices fixées par l'OMS
<b>Aluminium</b>	Al	0,2 mg/l
<b>Ammonium</b>	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	Pas de contraintes
<b>Antimoine</b>	Sb	0.02 mg/l
<b>Arsenic</b>	As	0,01 mg/l
<b>Amiante</b>	-	Pas de valeur guide
<b>Baryum</b>	Ba	0,7 mg/l
<b>Béryllium</b>	Be	Pas de valeur guide
<b>Bore</b>	B	0.5mg/l
<b>Cadmium</b>	Cd	0,003 mg/l
<b>Chlore</b>	Cl	Pas de valeur mais on peut noter un goût à partir de 250 mg/l
<b>Chrome</b>	Cr <sup>+3</sup> , Cr <sup>+6</sup>	chrome total : 0,05 mg/l
<b>Couleur</b>	-	Pas de valeur guide
<b>Cuivre</b>	Cu <sup>2+</sup>	2 mg/l
<b>Cyanure</b>	CN <sup>-</sup>	0,07 mg/l
<b>oxygène dissous</b>	O <sub>2</sub>	Pas de valeur guide
<b>Fluorure</b>	F	1,5 mg/l
<b>Dureté</b>	mg/l CaCO <sub>3</sub>	200 ppm
<b>Sulfure d'hydrogène</b>	H <sub>2</sub> S	0.05 à 1 mg/L
<b>Fer</b>	Fe	Pas de valeur guide
<b>Plomb</b>	Pb	0,01 mg/l
<b>Manganèse</b>	Mn	0,4 mg/l
<b>Mercure</b>	Hg	inorganique : 0,006 mg/l
<b>Nickel</b>	Ni	0,07 mg/l
<b>Nitrate</b>	NO <sub>3</sub>	50 mg/l (exposition à court terme)
<b>Turbidité</b>	-	Non mentionnée
<b>pH</b>	-	Pas de valeur guide mais un optimum entre 6.5 et 9.5
<b>Argent</b>	Ag	Pas de valeur guide
<b>Sodium</b>	Na	Pas de valeur guide
<b>Sulfate</b>	SO <sub>4</sub>	500 mg/l
<b>TDS</b>	-	Pas de valeur guide mais optimum en dessous de 1000 mg/l
<b>Coliformes fécaux</b>	-	0/100 ml
<b>Streptocoques fécaux</b>	-	pas de norme
<b>Coliformes totaux</b>	-	0/100 ml dans 95 % des échantillons d'eaux traitées

**Tableau 2 : Les Normes Algériennes.**

<b>Les Eléments</b>	<b>Concentration maximale désirable</b>	<b>Concentration maximale permissible</b>
<b>Calcium (Ca<sup>++</sup>) mg/l</b>	75.00	200.0
<b>Magnésium (Mg<sup>++</sup>) mg/l</b>	--	150.00
<b>Sodium (Na<sup>+</sup>) mg/l</b>	--	200.0
<b>Potassium (K<sup>+</sup>) mg/l</b>	--	20.00
<b>Fer (Fe<sup>++</sup>) mg/l</b>	--	0.300
<b>Chlorures (Cl<sup>-</sup>) mg/l</b>	200.00	500.0
<b>Sulfates (So<sup>4-2</sup>) mg/l</b>	200.00	400.0
<b>pH</b>	6.50-8.50	--
<b>Conductivité en µs/cm</b>	--	2800.0
<b>Turbidité en NTU</b>	1.00	5.00
<b>Dureté totale en ppm de CaCo<sub>3</sub></b>	100.00	500.0
<b>Dureté totale en degré français</b>	10.00	50.0
<b>Solides totaux dissous (TDS) mg/l</b>	--	200.00

## Annexe II.1

**Tableau : Variation horaire de la consommation d'eau dans divers centres d'agglomération.**

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Aggl.de type rural
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

## Annexe II.2

**Tableau 1** : Variation du débit horaire pour ACL( Souk Ahras).

Heures	ACL (Souk Ahras)		le débit	
	Qmaxj=53004,58m3/j		Cumulé	
(h)	(%)	m3/h	(%)	m3/h
00-01	3,35	1775,6534	3,35	1775,6534
1_2	3,25	1722,6489	6,6	3498,3023
2_3	3,3	1749,1511	9,9	5247,4534
3_4	3,2	1696,1466	13,1	6943,6
4_5	3,25	1722,6489	16,35	8666,2488
5_6	3,4	1802,1557	19,75	10468,405
6_7	3,85	2040,6763	23,6	12509,081
7_8	4,45	2358,7038	28,05	14867,785
8_9	5,2	2756,2382	33,25	17624,0229
9_10	5,05	2676,7313	38,3	20300,754
10_11	4,85	2570,7221	43,15	22871,476
11_12	4,6	2438,2107	47,75	25309,687
12_13	4,6	2438,2107	52,35	27747,898
13_14	4,55	2411,7084	56,9	30159,606
14_15	4,75	2517,7176	61,65	32677,324
15_16	4,7	2491,2153	66,35	35168,539
16_17	4,65	2464,713	71	37633,252
17_18	4,35	2305,6992	75,35	39938,951
18_19	4,4	2332,2015	79,75	42271,153
19_20	4,3	2279,1969	84,05	44550,349
20_21	4,3	2279,1969	88,35	46829,546
21_22	4,2	2226,1924	92,55	49055,739
22_23	3,75	1987,6718	96,3	51043,411
23_24	3,7	1961,1695	100	53004,58
<b>Total</b>	100	53004,58	-	-

**Tableau 2 :** Variation du débit horaire pour AS (Mezghiche).

Heures	Mezghiche		le débit	
	Qmaxj=4863,059m3/j		Cumulé	
(h)	(%)	m3/h	(%)	m3/h
00-01	1,5	72,945885	1,5	72,945885
1_2	1,5	72,945885	3	145,89177
2_3	1,5	72,945885	4,5	218,83766
3_4	1,5	72,945885	6	291,78354
4_5	2,5	121,57648	8,5	413,36002
5_6	3,5	170,20707	12	583,56708
6_7	4,5	218,83766	16,5	802,40474
7_8	5,5	267,46825	22	1069,873
8_9	6,25	303,94119	28,25	1373,81417
9_10	6,25	303,94119	34,5	1677,7554
10_11	6,25	303,94119	40,75	1981,6965
11_12	6,25	303,94119	47	2285,6377
12_13	5	243,15295	52	2528,7907
13_14	5	243,15295	57	2771,9436
14_15	5,5	267,46825	62,5	3039,4119
15_16	6	291,78354	68,5	3331,1954
16_17	6	291,78354	74,5	3622,979
17_18	5,5	267,46825	80	3890,4472
18_19	5	243,15295	85	4133,6002
19_20	4,5	218,83766	89,5	4352,4378
20_21	4	194,52236	93,5	4546,9602
21_22	3	145,89177	96,5	4692,8519
22_23	2	97,26118	98,5	4790,1131
23_24	1,5	72,945885	100	4863,059
<b>Total</b>	100	4863,059		

**Tableau 3 : Variation du débit horaire pour ACL (Machrouha).**

Heures	ACL (Machrouha)		le débit	
	Qmaxj=1517,076m3/j		Cumulé	
(h)	(%)	m3/h	(%)	m3/h
00-01	1	15,17076	1	15,17076
1_2	1	15,17076	2	30,34152
2_3	1	15,17076	3	45,51228
3_4	1	15,17076	4	60,68304
4_5	2	30,34152	6	91,02456
5_6	3	45,51228	9	136,53684
6_7	5	75,8538	14	212,39064
7_8	6,5	98,60994	20,5	311,00058
8_9	6,5	98,60994	27	409,61052
9_10	5,5	83,43918	32,5	493,0497
10_11	4,5	68,26842	37	561,31812
11_12	5,5	83,43918	42,5	644,7573
12_13	7	106,19532	49,5	750,95262
13_14	7	106,19532	56,5	857,14794
14_15	5,5	83,43918	62	940,58712
15_16	4,5	68,26842	66,5	1008,8555
16_17	5	75,8538	71,5	1084,7093
17_18	6,5	98,60994	78	1183,3193
18_19	6,5	98,60994	84,5	1281,9292
19_20	5	75,8538	89,5	1357,783
20_21	4,5	68,26842	94	1426,0514
21_22	3	45,51228	97	1471,5637
22_23	2	30,34152	99	1501,9052
23_24	1	15,17076	100	1517,076
<b>Total</b>	100	1517,076	-	-

**Tableau 4 :** Variation du débit horaire pour AS (Ain Seynour).

Heures	AS (Ain Seynour)		le débit	
	Qmaxj=1610,215m3/j		Cumulé	
(h)	(%)	m3/h	(%)	m3/h
<b>00-01</b>	1	16,10215	1	16,10215
<b>1_2</b>	1	16,10215	2	32,2043
<b>2_3</b>	1	16,10215	3	48,30645
<b>3_4</b>	1	16,10215	4	64,4086
<b>4_5</b>	2	32,2043	6	96,6129
<b>5_6</b>	3	48,30645	9	144,91935
<b>6_7</b>	5	80,51075	14	225,4301
<b>7_8</b>	6,5	104,66398	20,5	330,09408
<b>8_9</b>	6,5	104,66398	27	434,75805
<b>9_10</b>	5,5	88,561825	32,5	523,31988
<b>10_11</b>	4,5	72,459675	37	595,77955
<b>11_12</b>	5,5	88,561825	42,5	684,34138
<b>12_13</b>	7	112,71505	49,5	797,05643
<b>13_14</b>	7	112,71505	56,5	909,77148
<b>14_15</b>	5,5	88,561825	62	998,3333
<b>15_16</b>	4,5	72,459675	66,5	1070,793
<b>16_17</b>	5	80,51075	71,5	1151,3037
<b>17_18</b>	6,5	104,66398	78	1255,9677
<b>18_19</b>	6,5	104,66398	84,5	1360,6317
<b>19_20</b>	5	80,51075	89,5	1441,1424
<b>20_21</b>	4,5	72,459675	94	1513,6021
<b>21_22</b>	3	48,30645	97	1561,9086
<b>22_23</b>	2	32,2043	99	1594,1129
<b>23_24</b>	1	16,10215	100	1610,215
<b>Total</b>	100	1610,215	-	-

### Annexe III.1

**Tableau :** les prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise **KOUG.C.**

<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94

**Remarque:** les prix mentionnés ci dessus sont les prix **de vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.



## Annexe V.1

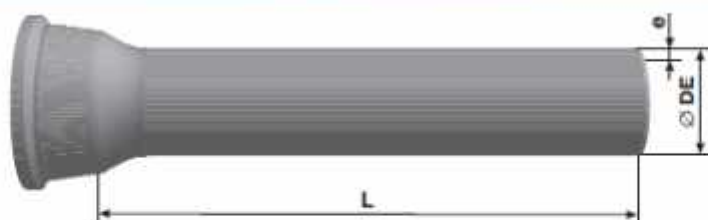
**Tableau:** Choix du type du bâtiment.

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

## Annexe VI.1

### Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse

DN 60 - 2000



DN	L	DE	e fonte	Masse moy. par tuyau	Masse moy. métrique
mm	m	mm	mm	kg	m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	113	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,3
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,5	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

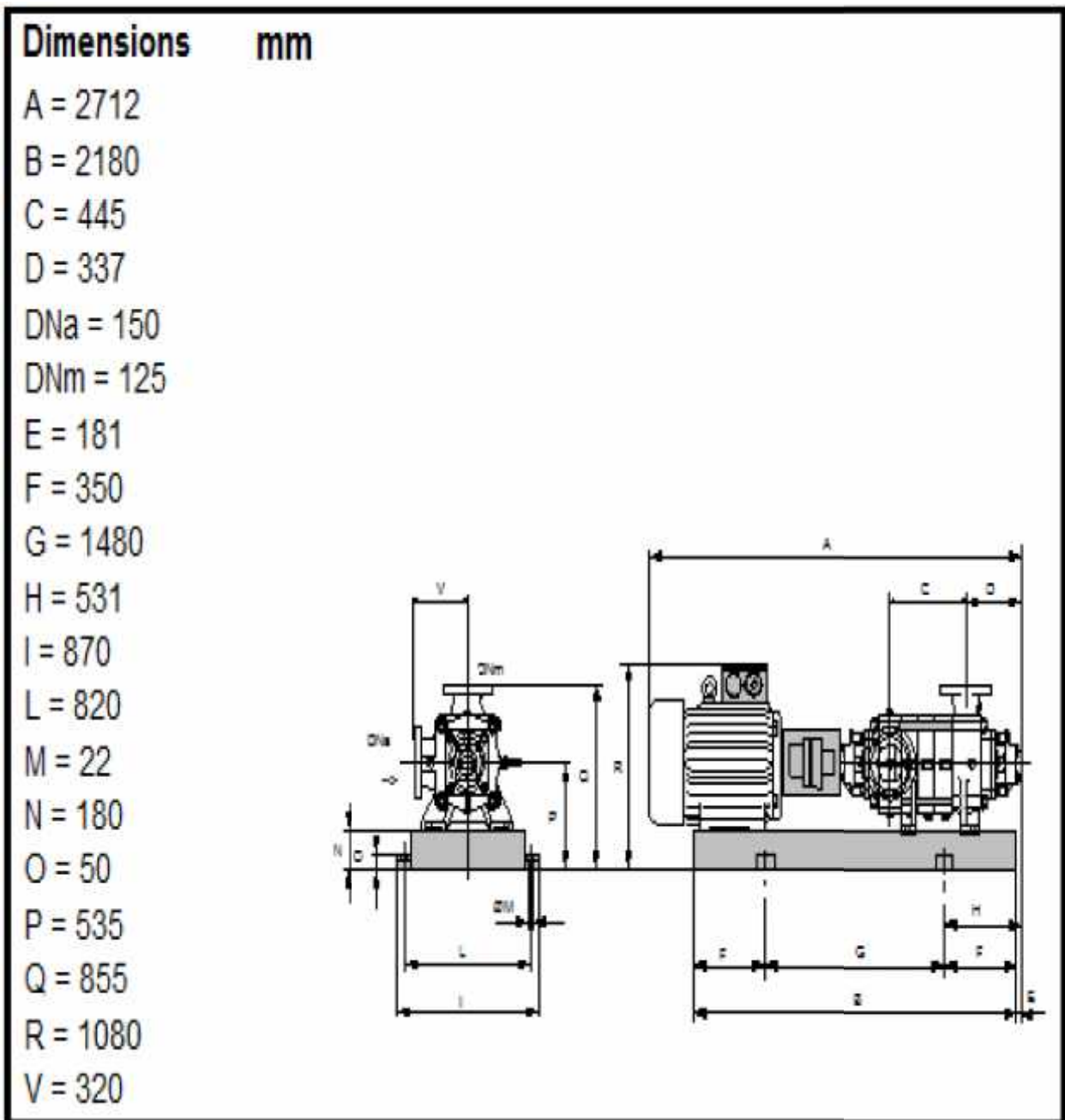
\* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.  
Tolérances: voir norme NBN EN 545

#### Joint s disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 2000 Standard  
DN 80 – 300 Tyton

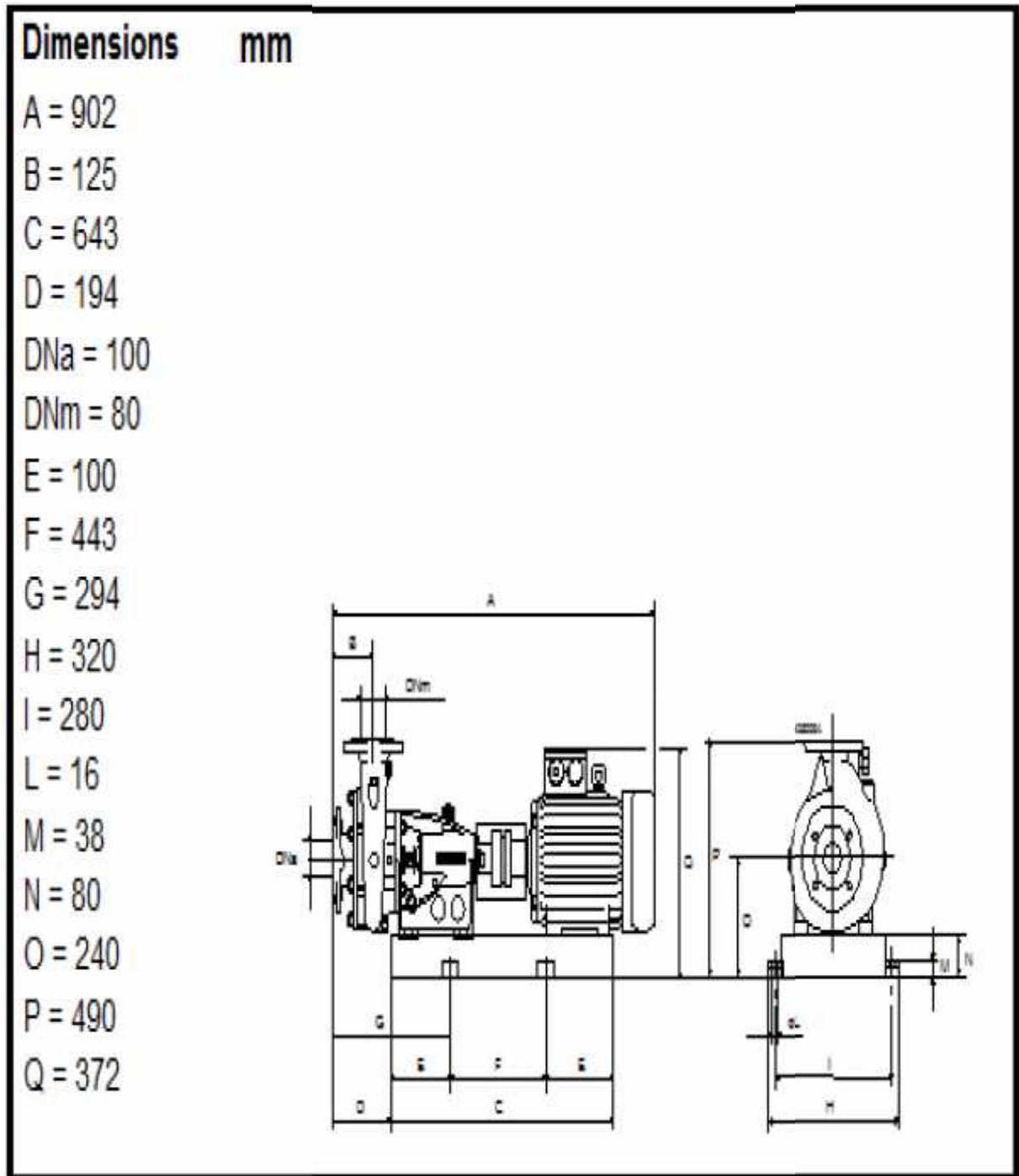
Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi  
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +  
DN 350 – 600 Standard V+i  
DN 350 – 600 Universal Standard Vi  
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve  
DN 350 – 1200 Standard Ve  
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)  
DN 2000 nous consulter

## ANNEXE V.2



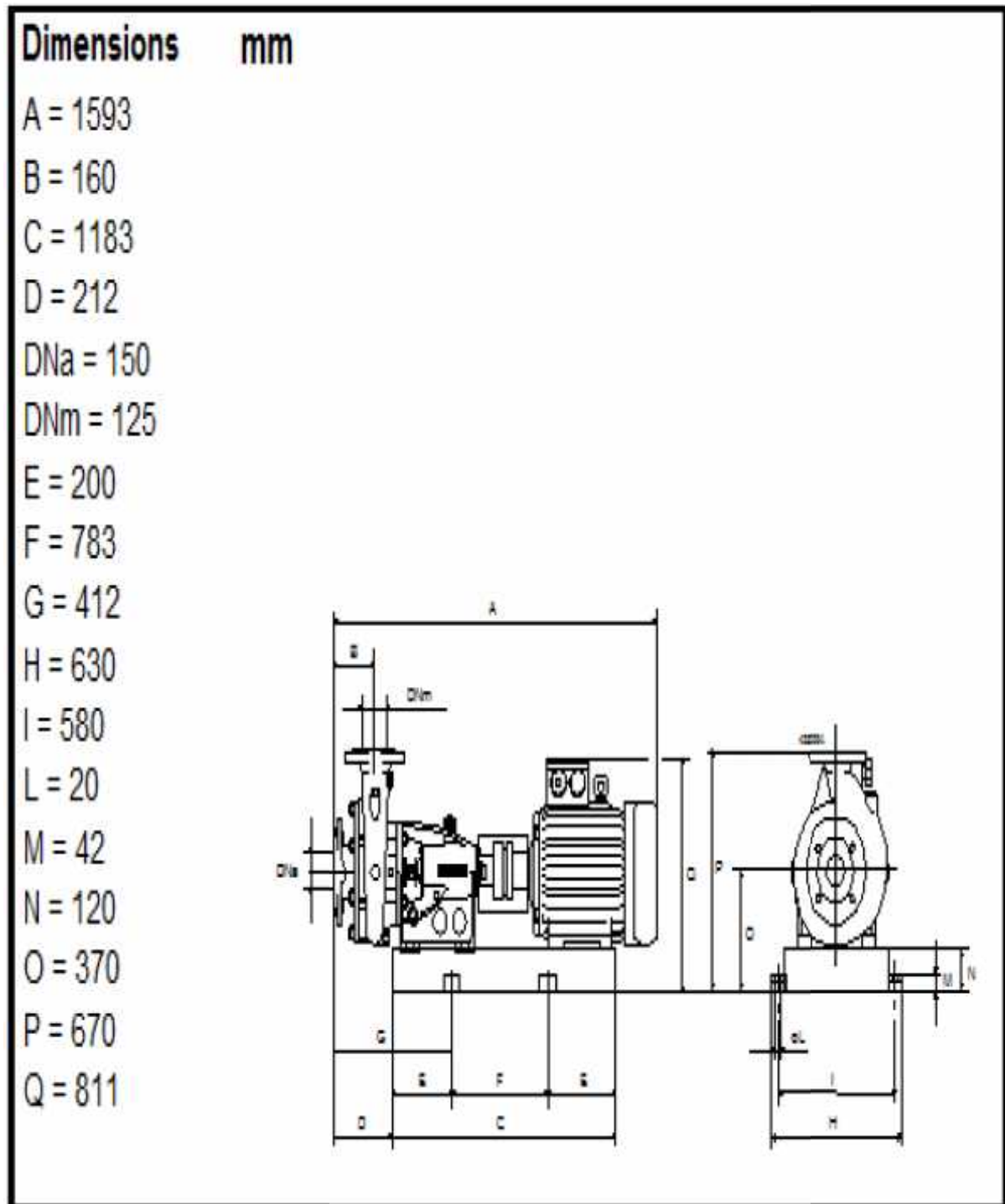
**Figure :** Dimensions de la pompe pour la station de pompage SP1.

### ANNEXE V.3



**Figure :** Dimensions de la pompe pour la station de pompage SR2 vers Mezghiche.

## ANNEXE V.4



**Figure :** Dimensions de la pompe pour la station de pompage SR2 vers SR3.

## ANNEXE V.5

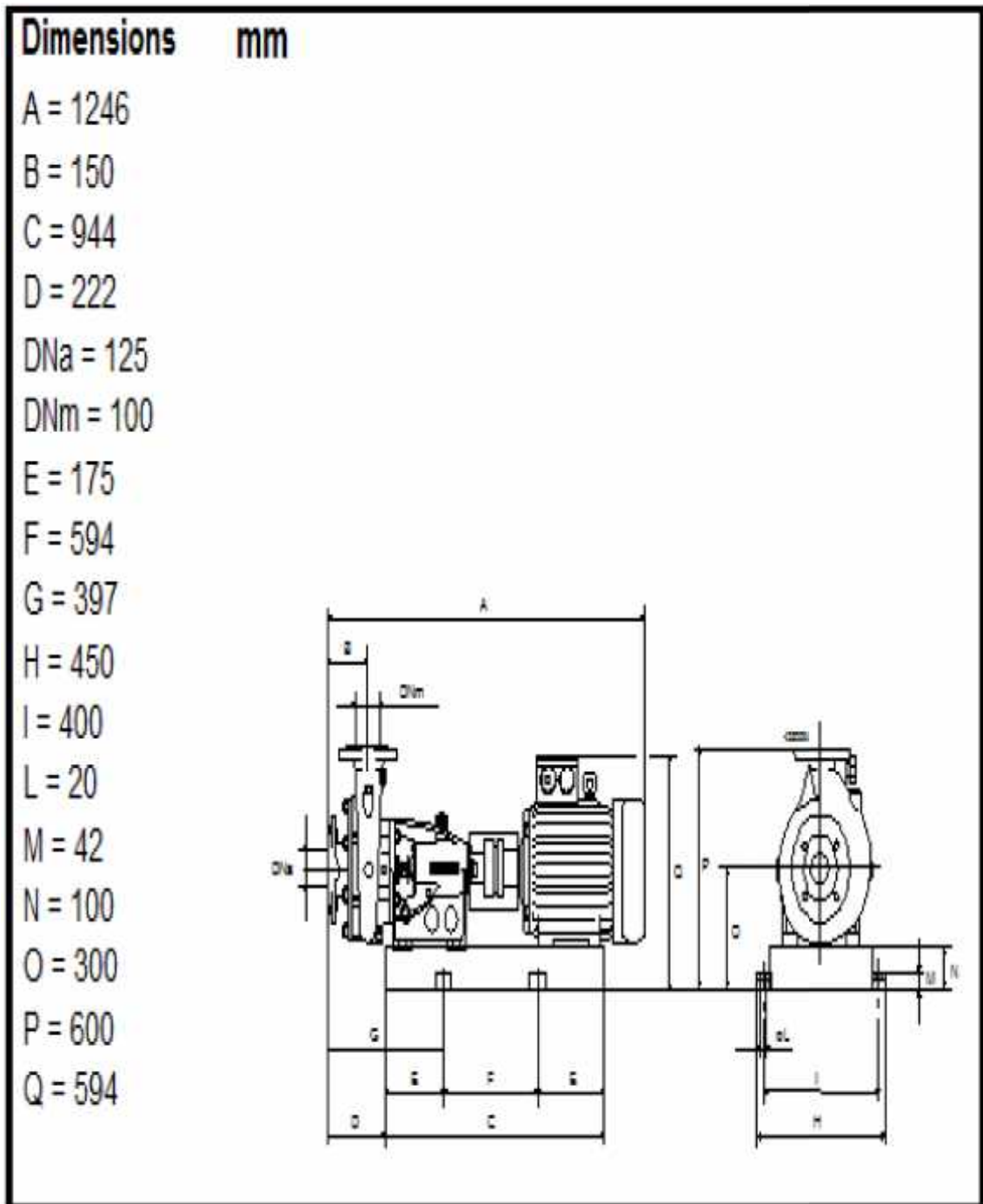
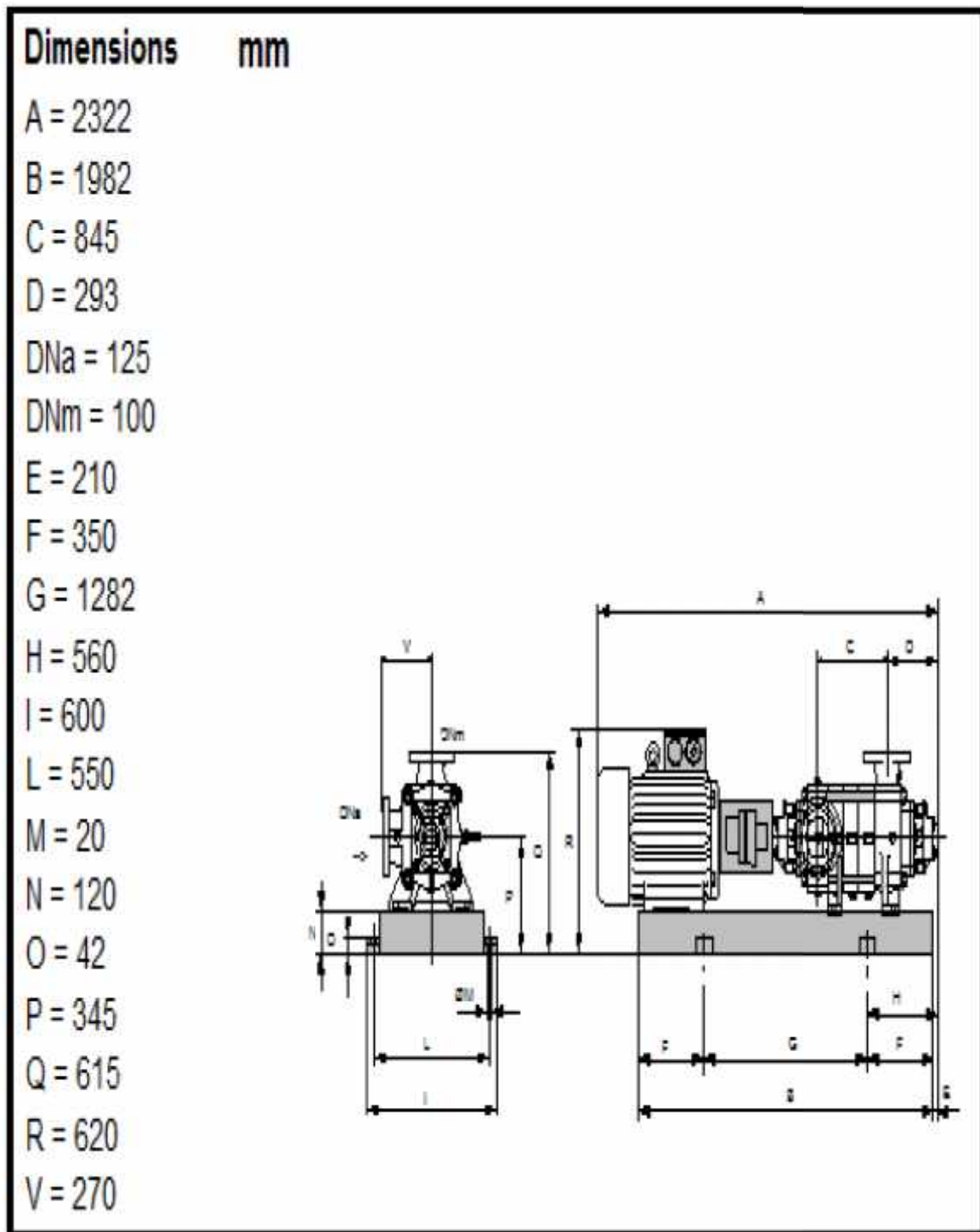


Figure : Dimensions de la pompe pour la station de pompage SR3 vers réservoir SNIC.

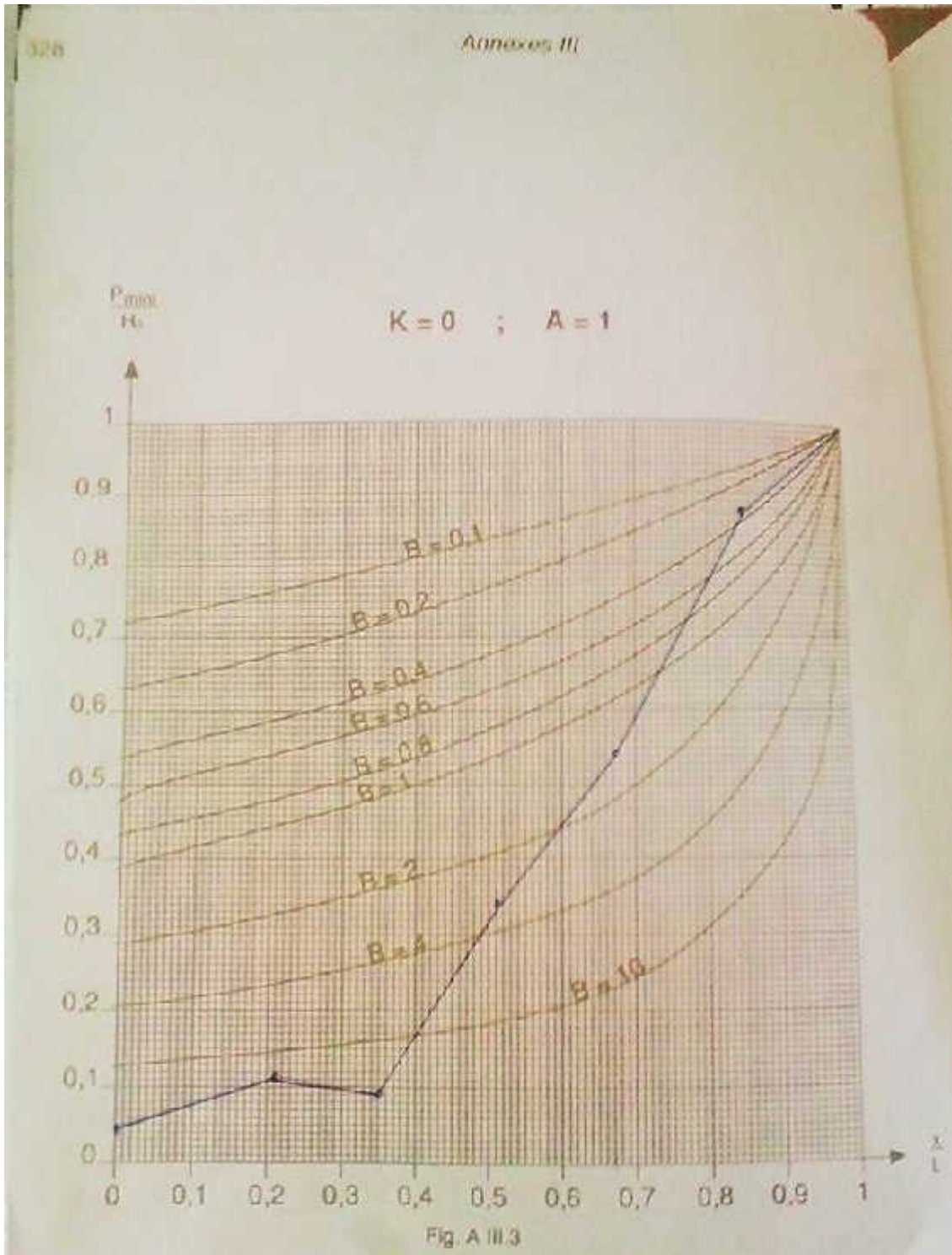
## ANNEXE V.6



**Figure :** Dimensions de la pompe pour la station de pompage SR3 vers réservoir Rezgoune.

Annexe VI.2

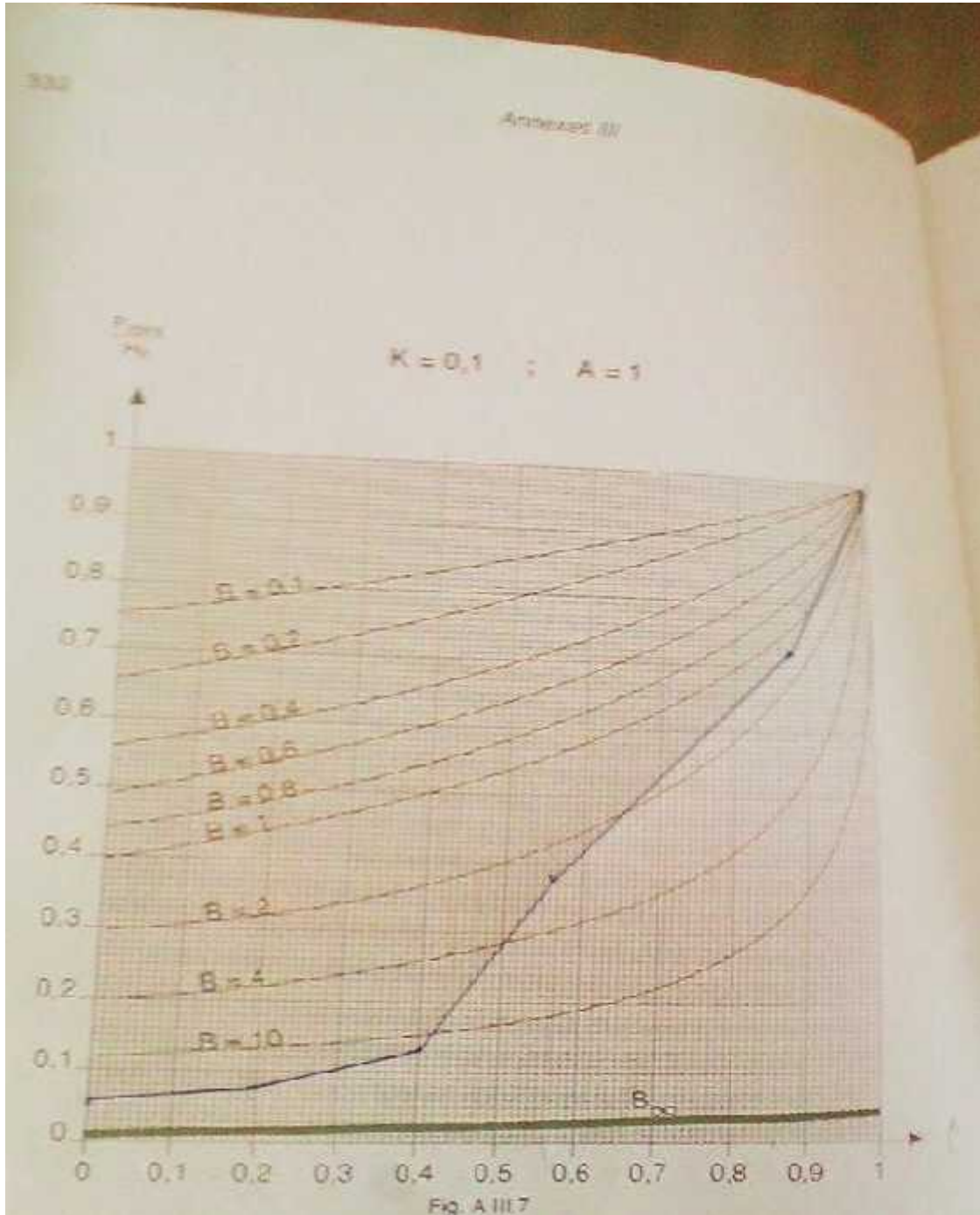
SP1-SR2



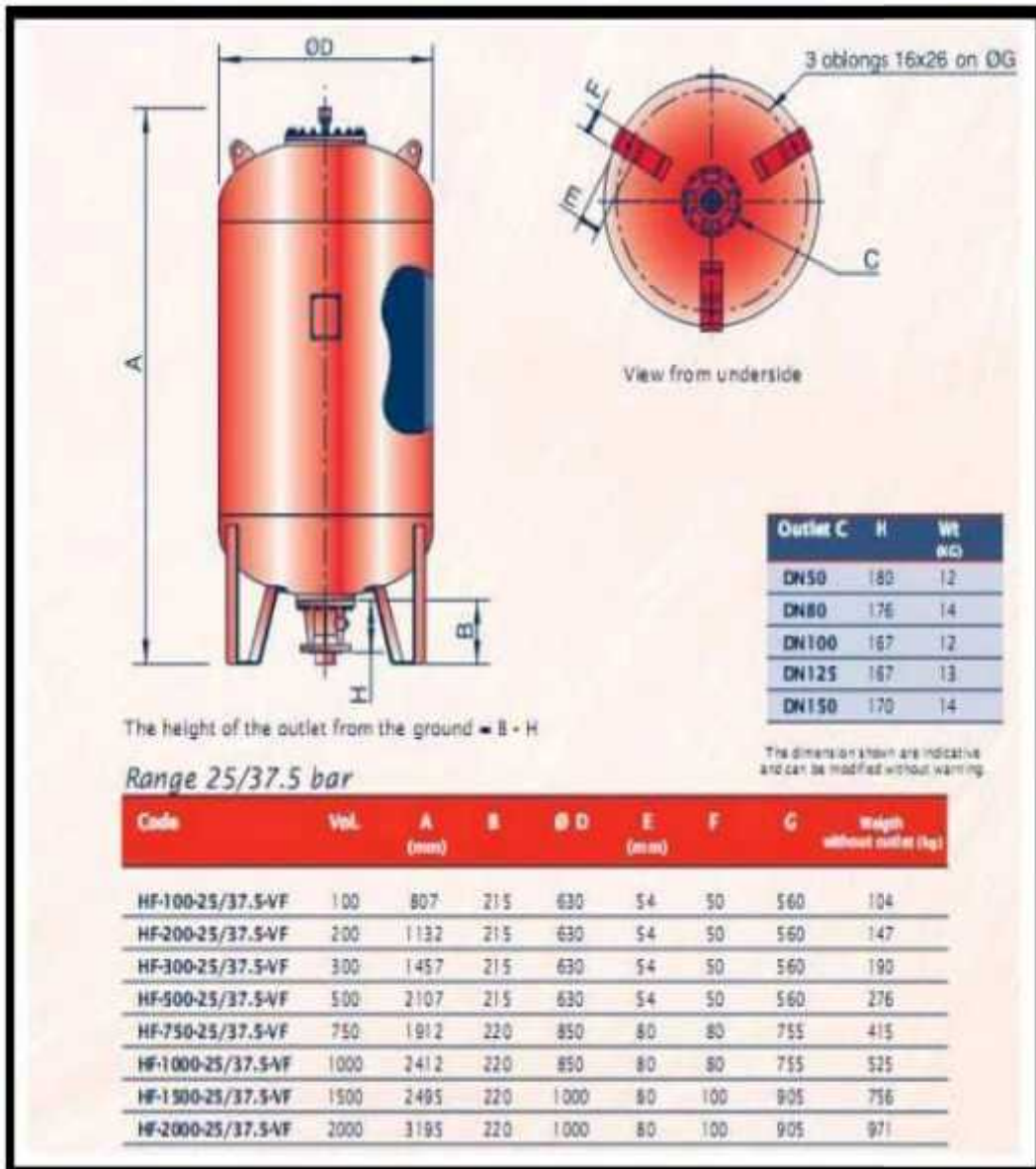


### Annexe VI.3

SR3-réservoir tampon Rezgoune



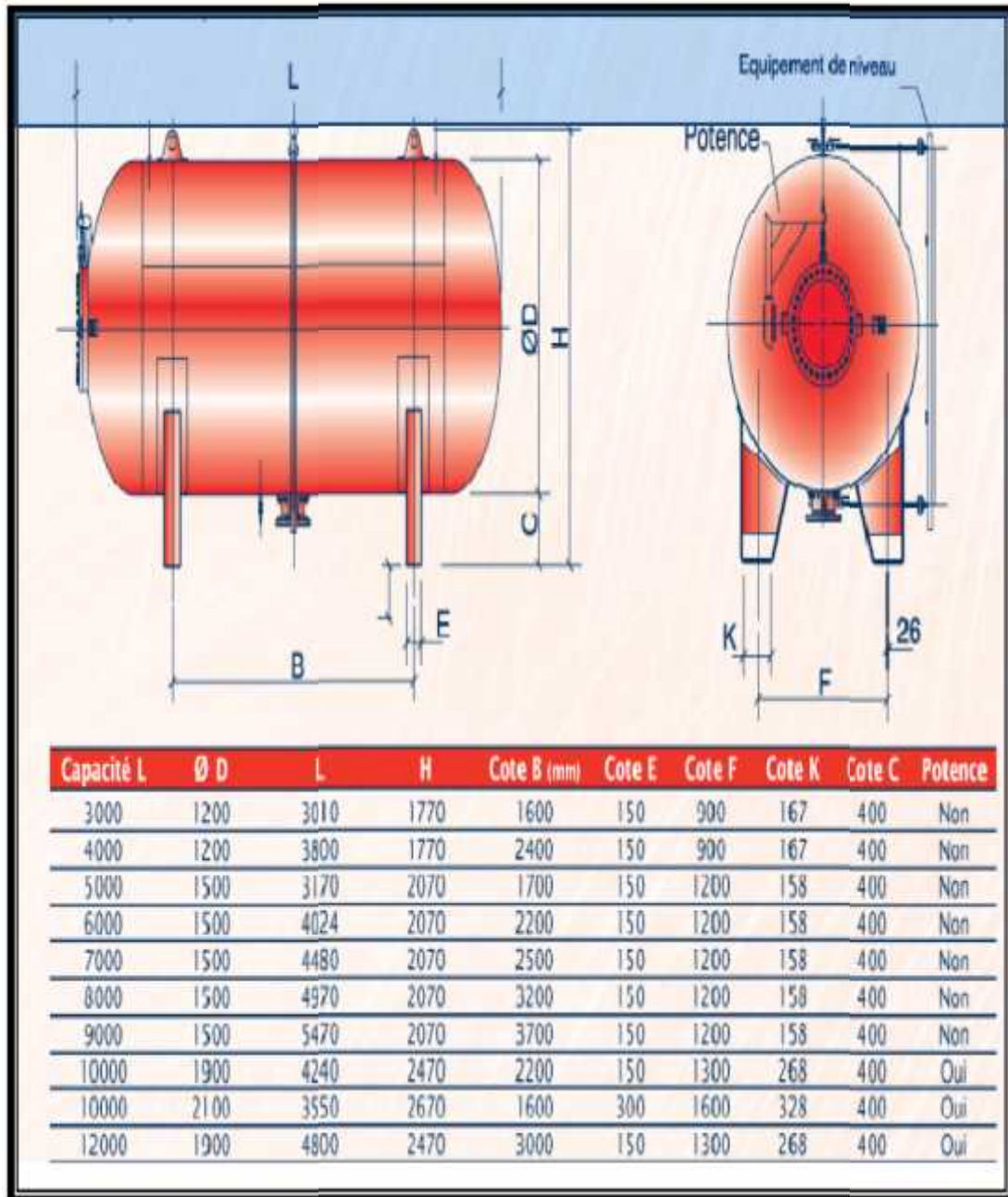
## Annexe VI.4



**Figure:** Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

(De 100 à 2000 litres)

## Annexe VI.5



**Figure:** Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

(De 3000 à 12000 litres)