

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



جامعة بجاية  
Tasdawit n' Bgayet  
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par : **MEBARKI SAID**  
**ALILI AHMED**

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**  
Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE :

**Etude d'adduction en eau potable des communes El  
Hakimia et Hedjera Zerga à partir du réservoir de Sour  
El Ghouzlane ( WILAYA DE BOUIRA)**

Soutenu le **31 /10 /2020** devant le jury composé de :

- Président : **BRAKENI**
- Promoteur : **M. YAKOUBI**
- Examineur : **IKNI**

## ***Remerciements***

*Avant tout, on tient à remercier notre dieu de nous avoir donné le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail.*

*On tient également à exprimer nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long de notre travail, particulièrement à :*

*Nos chers parents et toutes nos familles pour les encouragements qu'ils nous ont manifestés tout au long de nos parcours.*

*Mr M.SAYEH (chef de projets chez la DRE Bouira) pour le thème et ses données.*

*Notre promoteur Mr M.YAKOUBI pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.*

**AHMED ET SAID**

## *Dédicaces*

*On dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :*

*A nos chers parents et tous nos proches*

*On vous dédie ce travail en témoignage de nos profond amour.*

*Puisse Dieu, le tout puissant, vous réserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur.*

*A nos deux familles ALILI et MEBARKI.*

*A tous nos ami(e)s à l'université de Bejaia :*

*Younes, Wassim, Kouceila , Fodel, Ahmed, Riad et tous les étudiants de notre promo.*

*A tous ceux qui ont participé de près ou de loin dans la réalisation de ce travail.*

**AHMED ET SAID**

## Liste des tableaux

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

Tableau I.1 : Caractéristiques des ressources mobilisées des deux communes.....	06
Tableau I.2 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existants à El Hakimia .....	07
Tableau I.3 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existants à Hadjera Zerga .....	08

### Chapitre II. Evaluation des besoins en eau

Tableau II.1: Evolution de la population des deux communes.....	10
Tableau II.2: Infrastructures administratives de la commune El Hakimia .....	11
Tableau II.3: Infrastructures administratives de la commune Hadjera Zerga .....	12
Tableau II.4:Les besoins domestiques de la commune El Hakimia.....	13
Tableau II.5:Les besoins domestiques de la commune Hadjera Zerga .....	13
Tableau II.6: Besoins en eau des équipements publics d'El Hakimia .....	14
Tableau II.7: Besoins en eau des équipements publics de Hadjera Zerga .....	14
Tableau II.8: Récapitulation de la consommation moyenne totale d'El Hakimia .....	15
Tableau II.9: Récapitulation de la consommation moyenne totale de Hadjera Zerga .....	15
Tableau II.10: Le débit moyen journalier total de la commune El Hakimia .....	15
Tableau II.11: Le débit moyen journalier total de la commune Hadjera Zerga.....	15
Tableau II.12: Le débit maximal journalier de la commune El Hakimia.....	16
Tableau II.13: Le débit maximal journalier de la commune Hadjera Zerga .....	17
Tableau II.14: Le débit minimal journalier de la commune El Hakimia .....	17
Tableau II.15: Le débit minimal journalier de la commune Hadjera Zerga .....	17
Tableau II.16: Variation du coefficient $_{max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau II.17: Le débit maximal horaire des chaque commune (2049).....	18
Tableau II.18: Variation du coefficient $_{min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II.19: Le débit minimal horaire des chaque commune (2049).....	19
Tableau II.20: Récapitulation des débits horaires pour les deux communes(en 2049).....	19
Tableau II.21: Variation des débits horaires pour la commune El Hakimia .....	20
Tableau II.22: Variation des débits horaires pour la commune Hadjera Zerga .....	21
Tableau II.23:Les déficits de consommation à l'année actuelle .....	23
Tableau II.24:Les déficits de consommation à l'horizon d'étude.....	23

### Chapitre III. Etude de l'adduction

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des types de canalisations .....	28
Tableau III.2 : Coefficients $K'$ , $m$ et $\beta$ pour différents types du tuyau.....	29
Tableau III.3 : Les frais d'amortissement.....	30
Tableau III.4 : Calcul de la HMT .....	31
Tableau III.5 : Les frais d'exploitation (prix de l'énergie).....	31
Tableau III.6 : Bilan.....	31
Tableau III.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia).....	35
Tableau III.8 : Calcul de la HMT .....	35
Tableau III.9 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia).....	36
Tableau III.10 : Bilan du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia).....	36
Tableau III.11 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR d'El Hakimia-R ampon) .....	37
Tableau III.12 : Calcul de la HMT .....	37
Tableau III.13 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR d'El Hakimia-R ampon) .....	38
Tableau III.14 : Bilan du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).....	38
Tableau III.15 : Caractéristiques du tronçon R tampon- point d'écèlement.....	39
Tableau III.16 : Caractéristiques du tronçon point d'écèlement-R Hadjera Zerga .....	39
Tableau III.17 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR d'El Hakimia-R ampon) .....	40
Tableau III.18 : Calcul de la HMT .....	40
Tableau III.19 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR d'El Hakimia-R ampon) .....	41
Tableau III.20 : Bilan du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).....	41
Tableau III.21 : Caractéristiques du tronçon R tampon- point d'écèlement.....	42
Tableau III.22 : Caractéristiques du tronçon point d'écèlement-R Hadjera Zerga .....	42
Tableau III.23: Comparaison entre les deux variantes .....	42

### Chapitre IV. Etude des réservoirs

Tableau IV.1 : Evaluation du volume utile du réservoir d'EL Hakimia .....	52
Tableau IV.2 : Caractéristiques du réservoir projeté d'El Hakimia .....	53
Tableau IV.3 : Evaluation du volume utile du réservoir de Hadjera Zerga.....	53
Tableau IV.4 : Caractéristiques du réservoir projeté de Hadjera Zerga .....	54

Tableau IV.5 : Caractéristiques du réservoir tampon .....	54
---	----

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

Tableau V.1 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P .....	58
Tableau V.2: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température .....	62
Tableau V.3: Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.....	62
Tableau V.4: Dimensionnement des équipements en aval de la pompe .....	63
Tableau V.5: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	65
Tableau V.6: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP Sour El Ghozlane-SR El Hakimia).....	67
Tableau V.7: Caractéristiques de la conduite d'aspiration.....	68
Tableau V.8: Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.....	69
Tableau V.9: Dimensionnement des équipements en aval de la pompe .....	69
Tableau V.10: Les dimensions de la station de pompage de Sour El Ghozlane .....	69
Tableau V.11: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	70
Tableau V.12 : Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR El Hakimia-R tampon).....	70
Tableau V.13: Caractéristiques de la conduite d'aspiration.....	73
Tableau V.14: Dimensionnement des équipements en amont de la pompe .....	74
Tableau V.15: Dimensionnement des équipements en aval de la pompe .....	74
Tableau V.16: Les dimensions de la station de reprise d'El Hakimia .....	74

### **Chapitre VII .Protection des conduites contre le coup de bélier**

Tableau VII.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction gravitaire .....	89
Tableau VII.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction gravitaire.....	89
Tableau VII.3: Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.....	90
Tableau VII.4: La valeur du coup de bélier .....	90
Tableau VII.5 : Tableau Récapitulatif.....	93
Tableau VII.6: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement .....	94
Tableau VII.7: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	95
Tableau VII.8: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	95

## Liste des figures

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

Figure I.1 : Situation administrative de la zone d'étude .....	05
--	----

### Chapitre II. Evaluation des besoins en eau

Figure II.1 : Représentation du graphique de l'évolution de la population .....	11
Figure II.2 : Représentation du graphique de consommation de la commune d'El Hakimia .....	21
Figure II.3 : Représentation de la courbe de consommation intégrale d'El Hakimia .....	21
Figure II.4 : Représentation du graphique de consommation de la commune Hadjera Zerga.....	22
Figure II.5 : Représentation de la courbe de la consommation intégrale de Hadjera Zerga .....	23

### Chapitre III. Etude de l'adduction

Figure III.1 : Schéma synoptique de la variante N°1 .....	33
Figure III.2 : Schéma synoptique de la variante N°2.....	34
Figure III.3 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia).....	36
Figure III.4 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).....	38
Figure III.5 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).....	41

### Chapitre IV. Etude des réservoirs

Figure IV.1 : Les différents types d'arrivée de la conduite.....	48
Figure IV.2 : Point de départ de la conduite de distribution.....	48
Figure IV.3: Les différentes dispositions de la conduite trop plein .....	49
Figure IV.4: Conduite de vidange et conduite trop plein raccordées.....	49
Figure IV.5: Conduite by-pass .....	50
Figure IV.6: Système d'incendie à siphon .....	50
Figure IV.7: Système d'incendie à deux prises.....	51

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

Figure V.1 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement .....	59
Figure V.2: Courbes caractéristiques des pompes de la station de Sour El Ghozlane .....	66
Figure V.3: Schéma et dimensions de la pompe.....	67
Figure V.4: Point de fonctionnement de la pompe de SP Sour El Ghozlane .....	68
Figure V.5: Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise d'El Hakimia .....	71
Figure V.6: Schéma et dimensions de la pompe.....	71
Figure V.7: Point de fonctionnement de la pompe de SR El Hakimia .....	72

## **Chapitre VI .Pose de canalisation et accessoires**

Figure VI.1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire .....	79
Figure VI.2 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain peu consistant.....	79
Figure VI.3 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain marécageux.....	80
Figure VI.4 : Présentation de la technique de pose par fonçage .....	81

## **Chapitre VII .Protection des conduites contre le coup de bélier**

Figure VII.1 : Soupape de décharge .....	91
Figure VII.2 : Mode de fonctionnement d'un réservoir d'air .....	91
Figure VII.3 : Cheminée d'équilibre .....	92
Figure VII.4 : Volant d'inertie .....	92

## Liste des planches

**Planche N°1:** Tracé en plan de l'adduction

**Planche N°2 :** Profil en long de l'adduction par refoulement (SR El Hakimia-R tampon)

**Planche N°3 :** Profil en long de l'adduction gravitaire (R tampon-R Hadjera Zerga  
(500+150)  
m<sup>3</sup>)

**Planche N°4 :** Plan du réservoir tampon 150m<sup>3</sup>

**Planche N°5 :** Les accessoires dans un système d'AEP

# **Sommaire**

## Sommaire

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

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

I.1. Introduction .....	04
I.2. Situation administrative.....	04
I.2.1. La commune El Hakimia.....	04
I.2.2. La commune Hadjera Zerga.....	04
I.3. Situation géographique et topographique.....	05
I.4. Pluviométrie, géologie et hydrographie.....	05
I.5. Sismicité.....	05
I.6. Recensement des ouvrages hydrauliques .....	06
I.6.1. Ressources hydriques .....	06
I.6.2. Ressources mobilisées.....	06
I.6.3. Les ouvrages de stockage .....	07
I.6.4. Les stations de pompage .....	08
I.6.5. Les réseaux (distribution/adduction).....	08
I.7. Conclusion.....	08

### II. Chapitre II. Evaluation des besoins en eau

II.1. Introduction.....	10
II.2. Evolution de la population .....	10
II.3. Les équipements public des deux communes.....	11
II.4. Estimation des besoins en eau des deux communes.....	12
II.4.1. Besoins domestiques .....	12
II.4.2. Besoins d'équipements publics.....	13
II.4.3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale .....	14
II.4.4. Majoration de la consommation moyenne journalière (Fuites et gaspillage) .....	15
II.5. Variation de la consommation.....	16
II.5.1. Etude de la variation des débits journaliers .....	16
II.5.2. Etude de la variation des débits horaires .....	16
II.6. Bilan production-besoins.....	17
II.7. Conclusion .....	24

### III. Chapitre III. Etude de l'adduction

III.1. Introduction .....	26
III.2. Types d'adductions.....	26
III.2.1. Adduction gravitaire .....	26
III.2.2. Adduction par refoulement .....	26
III.2.3. Adduction mixte .....	26
III.3. Choix du tracé.....	26
III.4. Choix des matériaux de canalisation .....	27
III.5. Les types de canalisation.....	27
III.6. Calcul hydraulique.....	29

III.6.1. Cas gravitaire.....	29
III.6.2. Cas de refoulement.....	30
III.7. Proposition des variantes.....	32
III.7.1. La première variante.....	33
III.7.2. La deuxième variante.....	34
III.8. Choix de la variante du tracé de l'adduction.....	35
III.8.1. La première variante.....	35
III.8.2. La deuxième variante.....	39
III.8.3. Comparaison entre les variantes.....	42
III.9. Conclusion.....	43

#### **IV. Chapitre IV. Etude des réservoirs**

IV.1. Introduction.....	45
IV.2. Utilité des réservoirs.....	45
IV.2.1. Fonctions techniques.....	45
IV.2.2. Fonctions économiques.....	45
IV.3. Classification des réservoirs.....	45
IV.3.1. Selon le matériau.....	45
IV.3.2. Selon la situation des lieux.....	45
IV.3.3. Selon la forme.....	45
IV.4. Emplacement des réservoirs.....	46
IV.5. Calcul des réservoirs (capacité+dimensions).....	46
IV.5.1. Calcul analytique de la capacité du réservoir de stockage.....	46
IV.5.2. Détermination analytique du volume du réservoir tampon.....	47
IV.5.3. Dimensions de la cuve du réservoir.....	47
IV.5.4. Capacité de la bêche d'aspiration de la station de pompage(SP).....	47
IV.6. Equipements des réservoirs d'alimentation.....	48
IV.6.1. Conduite d'arrivée.....	48
IV.6.2. Conduite de départ.....	48
IV.6.3. Conduite de trop plein.....	49
IV.6.4. La conduite de vidange.....	49
IV.6.5. Conduite by-pass.....	50
IV.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	50
IV.7. Quelques recommandations sur les réservoirs.....	51
IV.8. Calcul des réservoirs.....	51
IV.8.1. Réservoir de stockage.....	51
IV.8.2. Réservoir tampon.....	54
IV.8.3. Calcul de la capacité des baches d'aspiration.....	54
IV.9. Conclusion.....	55

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

V.1. Introduction.....	57
V.2. Emplacement de la station de pompage.....	57
V.3. Choix des équipements hydromécaniques et énergétiques d'une station de pompage.....	57
V.3.1. Choix du nombre de pompe.....	57
V.3.2. Choix du type de pompe.....	57
V.3.3. Choix du moteur électrique.....	58

V.4. Courbes caractéristiques des pompes .....	58
V.5. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	58
V.6. Point de fonctionnement des pompes .....	59
V.7. Modes de réglage .....	59
V.7.1. Débit disponible > Débit appelé.....	59
V.7.2. Débit disponible < Débit appelé.....	60
V.8. Etude de la cavitation .....	61
V.8.1. Définition.....	61
V.8.2. Conséquences .....	61
V.8.3. Condition de non-cavitation.....	61
V.9. Calage de la pompe.....	62
V.10. Dimensionnement des équipements en amont et en aval de la pompe.....	62
V.11. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage .....	63
V.12. Equipements auxiliaires de la station de pompage .....	64
V.13. Application à l'adduction par refoulement de notre étude .....	65
V.13.1. Pour la station de pompage de Sour El Ghozlane.....	65
V.13.2. Pour la station de reprise d'El Hakimia .....	70
V.14. Sécurité des pompes.....	74
V.14.1. Précautions à prendre .....	74
V.14.2. Entretien des pompes.....	75
V.15. Conclusion.....	76

## **VI. Chapitre VI .Pose de canalisation et accessoires**

VI.1. Introduction.....	78
VI.2. Type de Pose de canalisation.....	78
VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	78
VI.2.2. Pose de conduite dans un terrain peu consistant.....	79
VI.2.3. Pose de conduites dans un terrain marécageux .....	79
VI.2.4. Pose de canalisation en galerie.....	80
VI.2.5. Traversée d'une rivière .....	80
VI.2.6. Pose sans ouverture de tranchée .....	80
VI.2.7. Pose en pente.....	81
VI.3. Les accessoires .....	81
VI.3.1. Robinets vannes.....	81
VI.3.2. Clapets anti retour .....	82
VI.3.3. Ventouses.....	82
VI.3.4. By-pass .....	82
VI.3.5. Crépines.....	82
VI.3.6. Vidange.....	82
VI.3.7. Joints de raccordement.....	82
VI.3.8. Organes de mesure.....	83
VI.3.9. Les pièces spéciales .....	83
VI.4. Conclusion.....	84

## **VII. Chapitre VII .Protection des conduites contre le coup de bélier**

VII.1. Introduction .....	86
VII.2. Généralités.....	86
VII.3. Les causes du coup de bélier .....	86

VII.4. Les conséquences du coup de bélier.....	87
VII.4.1. Cas de la surpression.....	87
VII.4.2. Cas de dépression.....	87
VII.4.3. Fatigue de la canalisation.....	87
VII.5. Description des phénomènes physiques.....	87
VII.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	88
VII.6.1. Calcul de la célérité d'ondes.....	88
VII.6.2. Calcul du temps de fermeture des vannes.....	89
VII.6.3. Détermination de la valeur du coup de bélier.....	90
VII.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	90
VII.7.1. Moyens de protection.....	90
VII.7.2. Calcul des réservoirs d'air.....	93
VII.7.3. Dimensionnement des réservoirs d'air.....	94
VII.8. Conclusion.....	95
Conclusion générale.....	97

# **Introduction générale**

### Introduction générale

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie, elle a toujours eu une influence sur les activités de la vie de l'homme. Aujourd'hui son abondance et sa pureté mises à défaut par les conditions climatiques et les activités humaines.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protections de cette ressource et un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de palier aux pertes.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste en la contribution à l'étude d'adduction en eau potable des deux communes El Hakimia et Hadjera Zerga à partir d'un réservoir se situant à Sour El Ghozlane ; dans le but de répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2050.

La zone à desservir accuse un déficit important en eau, il s'avère que assuré par les forages, des sources et des puits existant n'est pas en mesure de satisfaire les besoins en eau des deux communes en plus de la qualité de ces eaux qui est loin de la norme de consommation. Comme le barrage de Koudit Acerdoune a permis à la Wilaya de Bouira de consolider son système d'approvisionnement en eau potable, nous proposons d'assurer ces besoins directement à partir d'un réservoir à Sour El Ghozlane alimenté à partir d'un transfert depuis le barrage.

Notre travail comporte sept chapitres qui peuvent être répartis en trois parties principales :

La première partie englobe toutes les données et tous les calculs de base nécessaires pour entamer le calcul hydraulique, cette partie comporte deux chapitres :

- ❖ **Présentation de la zone d'étude:** situation géographique, démographique, topographique, géologique, climatique et hydraulique.
- ❖ **Evaluation des besoins en eau :** calcul des débits journaliers (moyen, maximum et minimum), les débits horaires, les déficits de la consommation.

La deuxième partie comporte trois chapitres qui ont pour le but de définir l'ensemble des équipements et ouvrages qui nous assure un approvisionnement en eau optimale de notre zone :

- ❖ **Etude de l'adduction :** dans ce chapitre nous étudions le choix de meilleur tracé d'adduction, le type de conduite, proposition de la variante, l'étude technico-économique pour le choix des diamètres économiques et le choix de la meilleure variante
- ❖ **Etudes de réservoirs :** calcul de la capacité des ouvrages à projetés

- ❖ **Etude de pompage** : choix des équipements hydromécaniques et énergétiques convenable aux stations projetés.

La troisième partie : cette partie est consacrée aux techniques de pose de canalisations et leurs moyens de protection, elle est divisée en deux chapitres :

- ❖ **Pose de canalisations et accessoires**
- ❖ **Protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier**

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

**Chapitre I. Présentation de la zone d'étude****I.1. Introduction**

Les deux communes El Hakimia et Hadjera Zerga sont alimentées en eau potable à partir des sources captées, ou à partir de forages et de puits. Dans l'ensemble, les deux communes accusent un déficit très important en matière d'alimentation en eau potable. Dans le but d'y remédier, nous commençons notre étude par la collecte des données concernant la topographie, la population et la situation hydraulique. Ces données nous permettront de doter la zone d'un système d'adduction fiable.

**I.2. Situation administrative**

Notre zone d'étude comporte deux communes : El Hakimia et Hadjera Zerga

**I.2.1. La commune El Hakimia:** Elle a été érigée en commune de plein exercice suite au découpage administratif de 1984, elle est limitée :

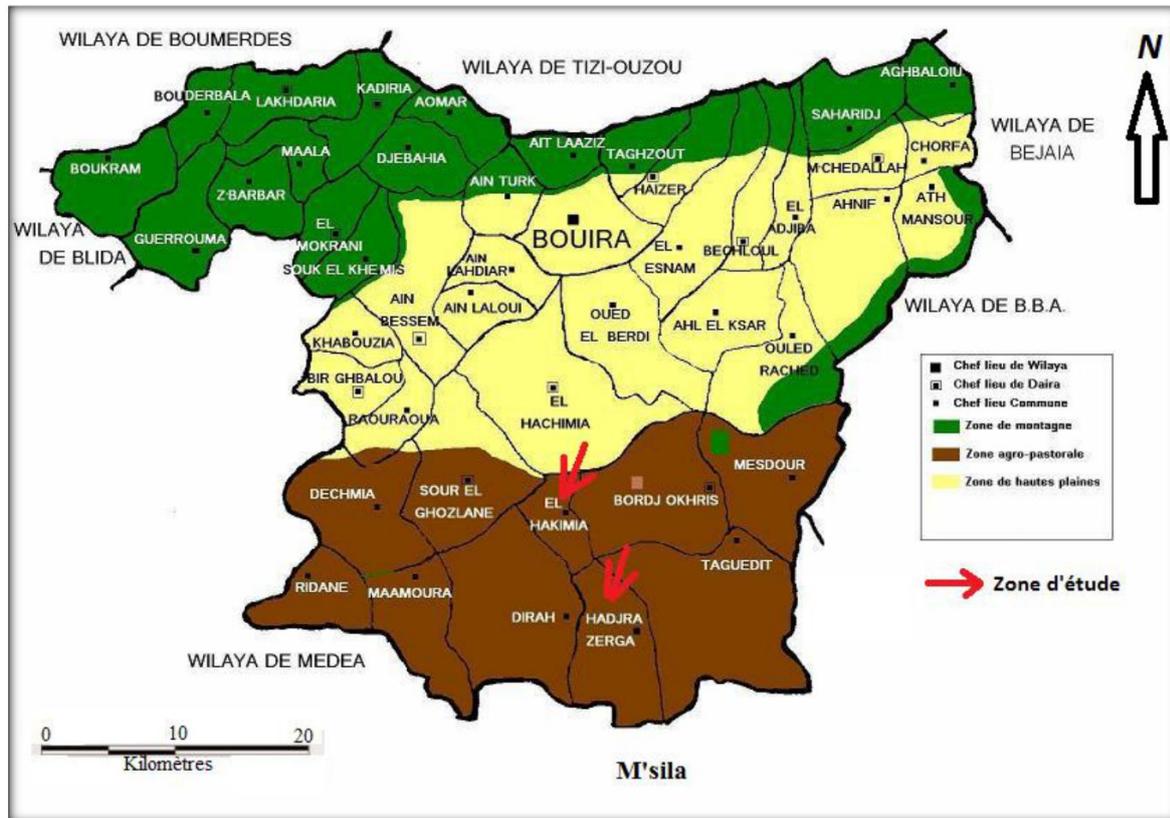
- Au Nord par la commune d'El Hachimia,
- A l'Est par la commune de Bordj OKhriss,
- Au Sud par la communes Dirah et Hadjera Zerga,
- A l'Ouest par la commune de Sour El Ghozlane.

La commune d'El Hakimia dépend de la daïra de Sour El Ghozlane

**I.2.2. La commune Hadjera Zerga :** Elle a été érigée en commune de plein exercice suite au découpage administratif de 1984, elle est limitée :

- Au Nord par la commune d'El Hakimia,
- A l'Est par les communes de Bordj OKhriss et de Taguedit,
- Au Sud par la wilaya de M'sila,
- A l'Ouest par la commune de Dirah.

La commune de Hadjera Zerga dépend de la daïra de Bordj Okhriss.



**Figure I.1** : Situation administrative de la zone d'étude (source : [www.dcbouira.dz](http://www.dcbouira.dz), 2020).

### I.3. Situation topographique

Les communes sont situées au Sud de la wilaya de Bouira, l'altitude varie de 730 m à 1415 m, le territoire vaste de ces deux communes est constitué d'un relief formé de :

- 20% de montagne,
- 40% de collines et piémont,
- 30% de plaines et de plateaux,
- 10% autres.

### I.4. Pluviométrie, géologie et hydrographie

La moyenne des précipitations annuelles est de l'ordre de 400 mm/an avec une concentration durant la période allant du mois d'octobre au mois de janvier.

Plusieurs Oued traversent le territoire des deux communes, qui sont des oueds d'écoulement non permanent dont le régime hydraulique est très irrégulier.

### I.5. Sismicité

D'après le document technique réglementaire, (DTR B.C.2.48) des Règles Parasismiques Algériennes (RPA de 1999/version 2003), notre zone se trouve dans la

**zone (IIa)** où l'activité sismique est moyenne. Par conséquent, les études du génie civil qui concernent les structures des ouvrages projetés doivent prendre en considération cette particularité.

## I.6. Recensement des ouvrages hydrauliques

### I.6.1. Ressources hydriques

La zone d'étude qui est très vaste, est dans sa majorité pauvre en ressources hydriques. Les quelques émergences captées dans certaines régions des deux communes ne sont pas du tout en mesure de satisfaire les besoins des populations. Donc la ressource hydrique dans les communes d'El Hakimia et Hadjera Zerga, demeure rare et insuffisante.

### I.6.2. Ressources mobilisées

Les eaux mobilisées actuellement dans la zone de l'étude, proviennent soit des sources, soit des forages ou des puits, l'ensemble de ces ressources sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau I.1:** Caractéristiques des ressources mobilisées des deux communes

Commune	Dénomination de la ressource	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)	Observation
El Hakimia	Forage ACL Hakimia	2,00	2,00	
	Forage Assila	1,00	1,00	
	Puits Draa Laarache	1,00	1,00	
	Puits Nouiouat	0,30	0,30	
	Forage Aniser Gosba	3,00	0,00	Non exploité
	Source Assila	0,50	0,50	Trois sources
	Source Ain Tmer	1,00	1,00	
	Source Hmaimia	0,50	0,50	
	Tot al		<b>6,30</b>	
Hadjera Zerga	Forage Oued Sfsaf	1,00	1,00	
	Source	1,00	1,00	
	Forage Oum Sfia	2,00	0,00	Non Exploité
	Tot al		<b>2,00</b>	

Source : Direction des ressources en eau Bouira, 2020

Il ressort de ce tableau que les ressources mobilisées pour la zone de l'étude présentent un débit de l'ordre de **6,30 l/s**, pour la commune El Hakimia et de **2,00 l/s** pour la commune Hadjera Zerga.

### I.6.3. Les ouvrages de stockage

Les ouvrages de stockage existants sont :

Au niveau d'El Hakimia, il existe sept (07) réservoirs dans la commune d'El Hakimia d'une capacité totale de 550 m<sup>3</sup>, répartis sur 07 localités.

Au niveau de Hadjera Zerga, il existe cinq (05) réservoirs d'une capacité totale de 1250 m<sup>3</sup>, répartis sur 04 localités.

**Tableau I.2:** Caractéristiques des ouvrages de stockage existants à El Hakimia

Commune	Localité	Capacité [m <sup>3</sup> ]	Site	Observation
<b>El Hakimia</b>	El Hakimia	200	El Hakimia	Bon état
	Boutegua	100	Boutegua	Bon état
	Ouled Chehma	50	Ouled Chehma	
	Nouiouat	25	Nouiouat	
	Hmaimia	50	Hmaimia	Bon état
	Boulaarache	50	Boulaarache	
	Dahraoui	25	Dahraoui	

Source : Subdivision des ressources en eau de Sour El Ghoulane, 2020

**Tableau I.3:** Caractéristiques des ouvrages de stockage existants à Hadjera Zerga

Commune	Localité	Capacité [m <sup>3</sup> ]	Site	Observation
<b>Hadjera Zerga</b>	Hadjera Zerga	500	Hadjera Zerga	Bon état
	Zaouia Bel	300	Zaouia Bel	Bon état
	Amour		Amour	
	Drabnia	150	Drabnia	Relativement Bon
	Oum Sfia	2x100	Oum Sfia	Bon
	Oum Sfia	100	Oum Sfia	Réservoir Tampon

Source : Subdivision des ressources en eau de Bordj Okhriss, 2020

#### **I.6.4. Les stations de pompage**

Nous avons recensé dans la zone de l'étude 6 stations de pompages, dont :

- o Deux (02) stations sur forage (Oued Sefsaf) dans la commune de Hadjera Zerga
- o Quatre (04) stations de pompage et une station de reprises dans la commune d'El Hakimia.

#### **I.6.1. Les réseaux (distribution/adduction)**

Pour les deux communes, il existe des réseaux de distribution qui sont entrain d'être rénovés à cause du matériau qui les compose (amiante de ciment) ou à cause leur état vétuste.

#### **I.7. Conclusion**

Après la collecte des données nécessaires sur la zone d'étude, nous nous intéressons dans le prochain chapitre aux besoins en eau potable des deux communes pour bien dimensionné notre système d'adduction.

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

**II.1. Introduction**

Dans ce chapitre, nous examinerons les besoins en eau des deux communes (El Hakimia et Hadjera Zerga) pour les différentes catégories de consommateurs avec un horizon d'étude de 30 ans. Pour cela on doit tenir compte de l'accroissement de la consommation due essentiellement à :

- L'amélioration du cadre de vie ;
- L'industrialisation ;
- L'accroissement de la population.

**II.2. Evolution de la population**

Les besoins en eau sont fonction de l'importance de l'agglomération qui elle-même tributaire du taux d'urbanisation, du nombre d'habitant et du niveau de vie.

La population future est estimée par la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \text{ [hab] } \dots\dots\dots \text{ (II-1)}$$

P<sub>n</sub> : Population future à un horizon donné ;

P<sub>0</sub>: Population de l'année de référence(2013) ; (source : APC de chaque commune).

τ: Taux d'accroissement pris égal à 2 % ; selon l'APC.

n : Nombre d'années pour l'horizon envisagé.

**Tableau II.1:** Evolution de la population des deux communes

<b>Commune</b>	<b>Nombre d'habitants en 2013</b>	<b>Nombre d'habitants en 2020</b>	<b>Nombre d'habitants en 2050</b>
<b>El Hakimia</b>	2429	2735	5053
<b>Hadjera Zerga</b>	3999	4504	8320

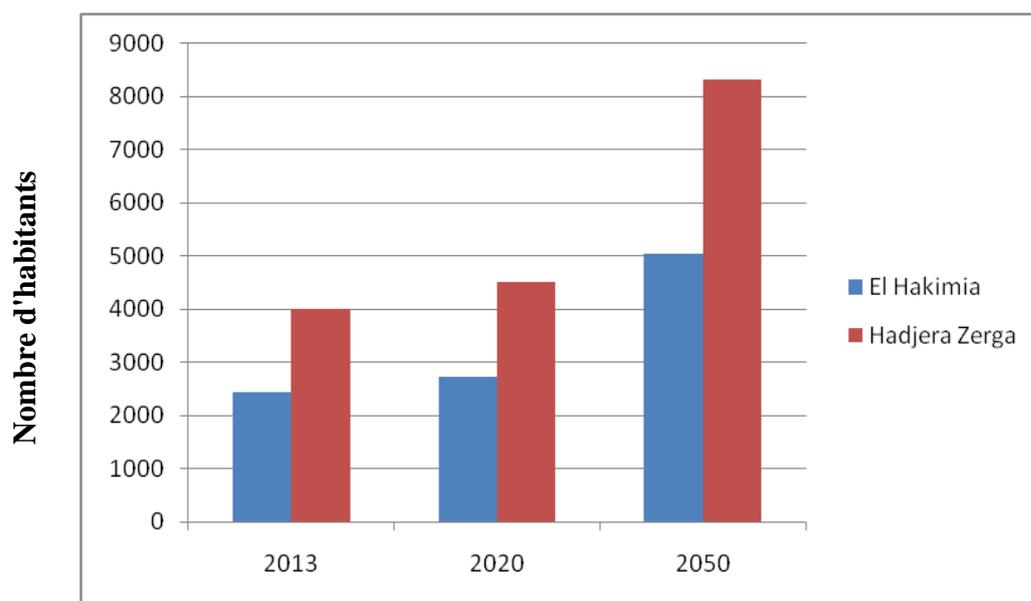


Figure II.1 : Représentation du graphique de l'évolution de la population.

**II.3. Les équipements public des deux communes**

Les infrastructures administratives, scolaires, sanitaires et socioculturelles existantes sur l'ensemble du territoire des deux communes sont représentées dans les tableaux suivants :

**Tableau II.2:** Infrastructures administratives de la commune El Hakimia

Commune	Equipements	Nombre	Unité	Quantité
El Hakimia	Siège APC	01	employé	100
	Agence postale	01	employé	10
	Salles de soins	03	patient	180
	Ecole primaire	03	élève	300
	Salle de lecture	02	adhérant	20
	CEM	01	élève	300
	Moquées	02	fidèle	300
	Salle de sport	01	vestiaire	02
	Locaux commerciaux	27	/	54
	Garde communal	01	agent	10

Source : PDAU El Hakimia, 2020

**Tableau II.3:** Infrastructures administratives de la commune Hadjera Zerga

Commune	Equipements	Nombre	Unité	Quantité
Hadjera Zerga	APC	01	employé	100
	Agence postale	01	employé	15
	Salles de soins	03	patient	200
	Ecole primaire	07	élève	700
	CEM	01	élève	400
	Mosquée	06	fidèle	600
	Zaouïa	01	/	100

Source : PDAU de Hadjera Zerga, 2020

**II.4. Estimation des besoins en eau des deux communes**

En fonction des normes de consommation, nous déterminons les besoins de chaque catégorie séparément, ensuite nous sommes tous les besoins : domestiques et publics.

**II.4.1. Besoins domestiques**

Les besoins domestiques dépendent du développement sanitaire et des habitudes de la population donc nous leur attribuons une dotation qui dépend de l'évolution de la consommation dans le temps, les extensions possibles, la population saisonnière. La consommation moyenne journalière domestique est désignée par  $Q_{moy,j}$  donnée par la formule suivante

$$Q_{moy,j} = \frac{(N \times D)}{1000} [m^3/j] \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$ : Consommation moyenne journalière [ $m^3/j$ ] ;
- $N$  : Nombre d'habitants ;
- $D$  : Dotation moyenne en [ $l/j/hab.$ ].

Cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;

Le nombre d'habitants ;

- Le développement urbain de la ville.
- L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.

Dans le cas de notre étude, à l'état actuel cette norme est fixée à **150** l/j /hab par les services de l'hydraulique et elle est estimée à **180** l/j/hab d'ici 30 ans.

**Tableau II.4:** Les besoins domestiques de la commune El Hakimia

Année	N° d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m <sup>3</sup> /j]
2020	2735	150	410,25
2050	5053	180	909,54

**Tableau II.5:** Les besoins domestiques de la commune Hadjera Zerga.

Année	N° d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m <sup>3</sup> /j]
2020	4504	150	675,60
2050	8320	180	1497,6

**II.4.2. Besoins d'équipements publics**

La consommation moyenne journalière publique des différents équipements dans la zone d'étude est calculée par la formule suivante :—

$$Q_{moy,j} = \sum \frac{(N_i \times D_i)}{1000} [m^3 / j] \dots\dots\dots (II-3)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$ : Consommation moyenne journalière [m<sup>3</sup>/j] ;
- $N$  : nombre d'usagers ;
- $D$  : dotation moyenne de chaque usager formant le type de consommateurs [l/j/hab].

Tableau II.6 : Besoin en eau des équipements publics d'El Hakimia

Commune	Equipements	Nombre	Unité	Capacité	Dotation [l/j/unité]	Besoins [m <sup>3</sup> /j]
<b>El Hakimia</b>	APC	01	employé	100	20	2,00
	Agence postale	01	employé	10	20	0,20
	Salles de soins	03	patient	180	20	3,60
	Ecole primaire	03	élève	300	15	4,50
	Salle de lecture	02	adhérant	20	5	0,10
	CEM	01	élève	300	15	4,50
	Mosquées	02	fidèle	300	10	3,00
	Salle de sport	01	vestiaire	02	200	0,4
	Locaux Commerciaux	27	/	54	10	0,54
	Garde Communal	01	agent	10	10	0,10
<b>Total</b>						<b>18,58</b>

Tableau II.7 : Besoins en eau des équipements publics de Hadjera Zerga

Commune	Equipements	Nombre	Unité	Capacité	Dotation [l/j/unité]	Besoin [m <sup>3</sup> /j]
<b>Hadjera Zerga</b>	Apc	1	Employé	100	20	2
	Agence postale	1	Employé	15	20	0,3
	Salles de soins	3	Patient	200	20	4
	Ecoles primaires	7	Elève	700	15	10,5
	CEM	1	Elève	400	15	6
	Mosquées	6	Fidèle	600	10	6
	Zaouïa	1		100	20	2
<b>Total</b>						<b>30,8</b>

**II.4 .3 : Recapitulation pour consommation en eau moyenne totale :**

Les tableaux ci-dessous récapitulent les débits moyens totaux de chaque commune pour l'horizon actuel et futur :

**Tableau II.8 :** Récapitulation de la consommation moyenne totale d’El Hakimia

Types des besoins	$Q_{moy,j}[m^3/j]$	$Q_{moy,j}[m^3/j]$
	2020	2050
Domestiques	410 ,25	909,54
Equipements publics	18,58	18,58
<b>Totale</b>	428,83	928,12

**Tableau II.9 :** Récapitulation de la consommation moyenne totale de Hadjera Zerga

Types des besoins	$Q_{moy,j}[m^3/j]$	$Q_{moy,j}[m^3/j]$
	2020	2050
Domestiques	675,60	1 497 ,60
Equipements publics	30,80	30,80
<b>Totale</b>	706,40	1 528,40

**II.4.4. Majoration de la consommation moyenne journalière (Fuites et gaspillage)**

L’ensemble des fuites peuvent se produire en grande partie au niveau des accessoires et des pièces spéciales pour différentes raisons comme :

- La nature du terrain (terrains instable ou agressif),
- La mauvaise qualité du matériau,
- Les caractéristiques de la conduite mal adaptées à la pression,
- La qualité de l’entretien.

Pour un réseau de distribution neuf, on estime les fuites et gaspillage à 20 % du débit moyen total.

$$Q_{moy,j,tot} = Q_{moy,j} \times 1,2 [m^3/j]..... (II-4)$$

**Tableau II.10:** Le débit moyen journalier total de la commune El Hakimia

Année/Débit	$Q_{moy,j}[m^3/j]$	$Q_{mov.i.tot}[m^3/j]$
<b>2020</b>	428,83	514,596
<b>2050</b>	928,12	1113,744

**Tableau II.11:** Le debit moyen total de Hadjera Z ERGA

Année /Debits	$Q_{moy,j}[m^3/j]$	$Q_{moy,j,tot}[m^3/j]$
2020	706,40	847,68
2050	1528,4	1834,08

**II.5. Variation de la consommation**

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l’agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l’importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

**II.5.1. Etude de la variation des débits journaliers**

Pour projeter un régime de travail d’un système d’alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours de l’année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne.

Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d’irrégularité journalière maximum **K<sub>max, j</sub>**.

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne ; ce rapport est appelé coefficient d’irrégularité journalière minimum **K<sub>min, j</sub>**.

**II.5.1.1. Consommation maximale journalière (Q<sub>max, j</sub>)**

C’est le débit du jour de plus grande consommation dans une année. Nous le calculons pour le dimensionnement du réseau de distribution, l’adduction, et le réservoir.

Il est donné comme suit :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j,tot} [m^3/j] \dots\dots\dots (II-5)$$

**K<sub>max,j</sub>** : Coefficient d’irrégularité journalier maximum, sa valeur varie entre **1,1 à 1,3**.

**Tableau II.12:** Le débit maximal journalier de la commune El Hakimia

Année/Débit	Q <sub>moy,j tot</sub> [m <sup>3</sup> /j]	K <sub>max,j</sub>	Q <sub>max,j</sub> [m <sup>3</sup> /j]
2020	514,596	1,25	643,245
2050	1113,744	1,25	1392,18

**Tableau II.13:** Le débit maximal journalier de la commune Hadjera Zerga

Année/Débit	$Q_{moy,j,tot}$ [m <sup>3</sup> /j]	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ [m <sup>3</sup> /j]
2020	847,680	1,25	1059,60
2050	1834,08	1,25	2292,6

**II.5.1.2. Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ )**

C'est le débit du jour de faible consommation en eau dans une année. Il permet de voir le comportement du réseau en cas de surpression.

Ce débit se calcule avec la formule suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j,tot} [m^3/j] \dots \dots (II-6)$$

$K_{min,j}$ : Coefficient d'irrégularité journalier, sa valeur varie entre 0,7 à 0,9

**Tableau II.14:** Le débit minimal journalier de la commune El Hakimia

Année/Débit	$Q_{moy,j,tot}$ [m <sup>3</sup> /j]	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ [m <sup>3</sup> /j]
2020	514,596	0,75	385,947
2050	1113,744	0,75	835,308

**Tableau II.15:** Le débit minimal journalier de la commune Hadjera Zerga

Année/Débit	$Q_{moy,j,tot}$ [m <sup>3</sup> /j]	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ [m <sup>3</sup> /j]
2020	847,68	0,75	635,760
2050	1834,08	0,75	1375,56

**II.5.2. Etude de la variation des débits horaires**

Il existe deux méthodes de calcul du débit horaire maximal et minimal , soit en fonction du développement de la ville et du nombre d'habitants en impliquant des coefficients (  $\alpha$  et  $\beta$ , ) tenant compte de ces deux paramètres, ou bien en fonction du régime de consommation et le nombre d'habitants si l'on en dispose.

**II.5.2.1. Débit moyen horaire**

Le débit moyen horaire est le même pour les deux méthodes et se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} [m^3/h] \dots \dots (II-7)$$

Donc pour l'année 2050 :

Le débit moyen horaire de la commune El Hakimia est :

$$Q_{moy,h} = 1392,18 / 24 = 58 \text{ [m}^3\text{/h]}$$

Le débit moyen horaire journalier de la commune HadjeraZerga est:

$$Q_{moy,h} = 2292,6 / 24 = 95,52 \text{ [m}^3\text{/h]}$$

**II.5.2.2. Débit maximal horaire en fonction de  $\alpha$  et  $\beta$ :**

C'est le débit maximal horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \text{ [m}^3\text{/h]} \dots\dots\dots \text{(II-8)}$$

Tel que  $K_{max,h}$  : Coefficient d'irrégularité maximal horaire

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots \text{(II-9)}$$

Avec :

$\alpha$ : C'est un coefficient qui tient compte du développement et du confort d'une agglomération dépend ainsi du régime de travail et des habitudes de la population.

$\beta$ : Un coefficient qui tient compte de l'importance démographique de la ville, de l'accroissement de la population.

$\alpha_{max}$ : varie entre 1,2 et 1,4

$\beta_{max}$ : Il est en fonction du nombre d'habitant.

**Tableau II.16:** Variation du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
Max	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

**Tableau II.17:** Le débit maximal horaire des chaque commune (2050)

Debits/Communes	$Q_{moy,h}$ [m <sup>3</sup> /h]	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$Q_{max,h}$ [m <sup>3</sup> /h]
El Hakimia	58	1,3	1,45230	109,5
Hadjera Zerga	95,52	1,3	1,34605	167,15

**II.5.2.3. Débit minimal horaire en fonction de  $\alpha$  et  $\beta$ :**

C'est le débit minimal horaire en fonction du développement et les habitudes de la population qui se calcule par la formule

ion, suivante :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots(II-10)$$

Tel que  $K_{min,h}$ : Coefficient d'irrégularité minimal horaire

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots(II - 11)$$

Avec  $\alpha_{min}$  : Varie entre 0,4 et 0,6.

$\beta_{min}$ : Il est en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.18:** Variation du coefficient

$\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
$B_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

**Tableau II.19:** Le débit minimal horaire des chaque commune (2050)

Communes/Débits	$Q_{moy,h}$ [m <sup>3</sup> /h]	$\alpha_{min}$	$\beta_{min}$	$Q_{min,h}$ [m <sup>3</sup> /h]
El Hakimia	58	0,5	0,223850	6,492
Hadjera Zerga	95,52	0,5	0,330925	15,81

**II.5.2.4. Récapitulatif des débits horaires moyen, maximum et minimum**

Les débits journaliers calculés sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.20:** Récapitulation des débits horaires pour les deux communes(en 2050)

Communes / Débits	$Q_{moy,h}$ [m <sup>3</sup> /h]	$Q_{max,h}$ [m <sup>3</sup> /h]	$Q_{min,h}$ [m <sup>3</sup> /h]
El Hakimia	58	109,5	6,492
Hadjera Zerga	95,52	167,15	15,81

## II.5.2.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. (Voir ANNEXE [01])

**Tableau II.21:** Variation des débits horaires pour la commune El Hakimia.

Heures (h)	consommation totale		consommation cumulée	
	%	Q [m <sup>3</sup> /h]	%	Q [m <sup>3</sup> /h]
00-01	1,00	13,922	1,00	13,922
01-02	1,00	13,922	2,00	27,844
02-03	1,00	13,922	3,00	41,766
03-04	1,00	13,922	4,00	55,688
04-05	2,00	27,844	6,00	83,532
05-06	3,00	41,765	9,00	125,297
06-07	5,00	69,609	14,00	194,906
07-08	6,50	90,492	20,50	285,398
08-09	6,50	90,492	27,00	375,89
09-10	5,50	76,569	32,50	452,459
10-11	4,50	62,648	37,00	515,107
11-12	5,50	76,569	42,50	591,676
12-13	7,00	97,453	49,50	689,129
13-14	7,00	97,453	56,50	786,682
14-15	5,50	76,569	62,00	863,251
15-16	4,50	62,648	66,50	925,899
16-17	5,00	69,609	71,50	995,508
17-18	6,50	90,492	78,00	1086
18-19	6,50	90,492	84,50	1 176,492
19-20	5,00	69,609	89,50	1 246,101
20-21	4,50	62,648	94,00	1 308,749
21-22	3,00	41,765	97,00	1 350,514
22-23	2,00	27,844	99,00	1 378,358
23-24	1,00	13,922	100,00	1 392,28

A partir du tableau nous obtenons les valeurs du débit max horaire et min horaire de l'agglomération qui sont les suivants :

$$Q_{max,h} = 97,453 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{min,h} = 13,922 \text{ m}^3/\text{h}$$

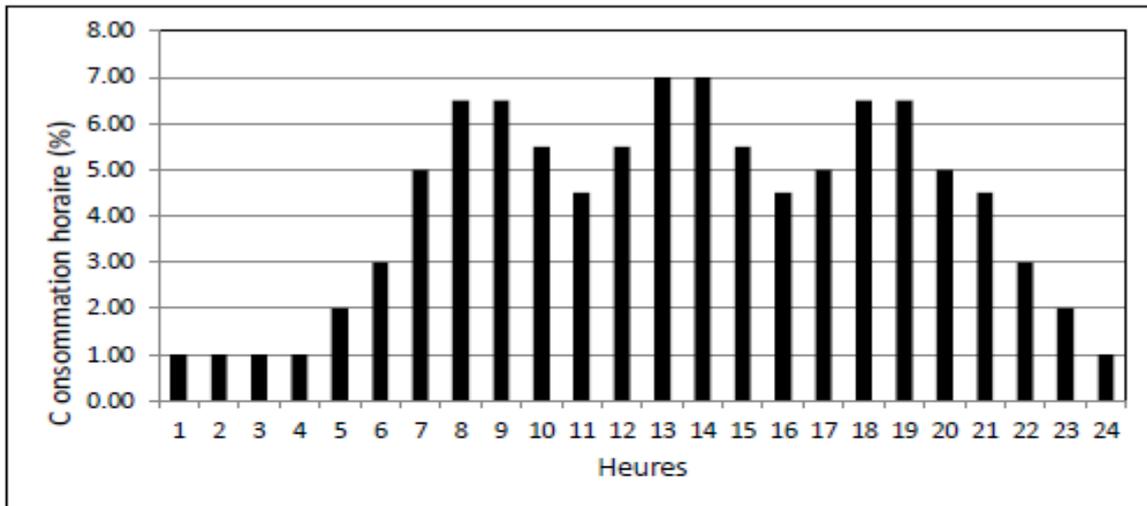


Figure II.2 : Représentation du graphique de consommation de la commune d'El Hakimia.

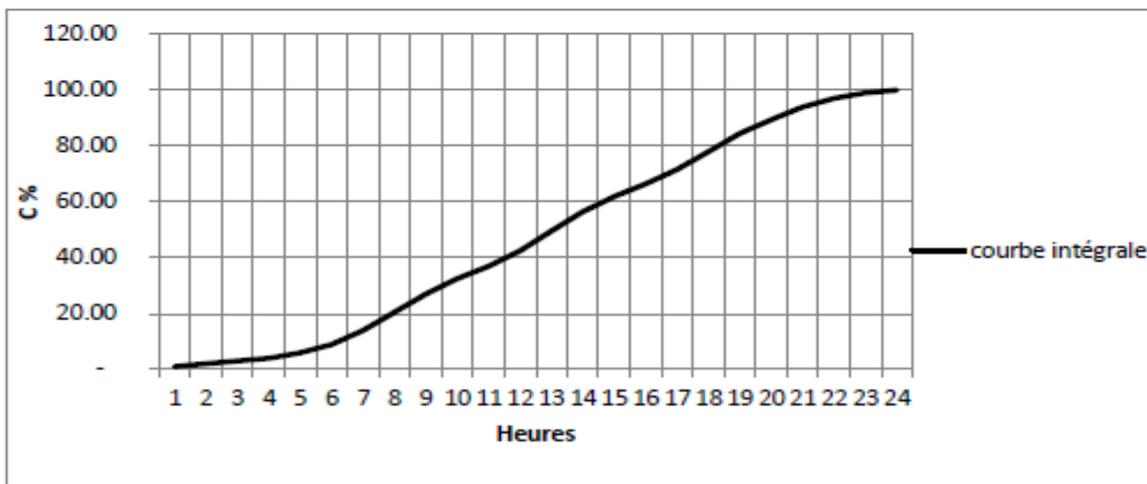


Figure II.3 : Représentation de la courbe de consommation intégrale d'El Hakimia.

Tableau II.22: Variation des débits horaires pour la commune Hadjera Zerga

Heures (h)	Consommation totale		Consommation cumulée	
	%	Q [m <sup>3</sup> /h]	%	Q [m <sup>3</sup> /h]
00-01	1,00	22,926	1,00	22,926
01-02	1,00	22,926	2,00	45,852
02-03	1,00	22,926	3,00	68,778
03-04	1,00	22,926	4,00	91,704
04-05	2,00	45,852	6,00	137,556
05-06	3,00	68,778	9,00	206,334
06-07				

Tableau II.22: Variation des débits horaires pour la commune Hadjera Zerga (suite).

Heures (h)	Consommation totale		Consommation cumulée	
	%	Q [m <sup>3</sup> /h]	%	Q [m <sup>3</sup> /h]
07-08	6,5	146,176	20,5	461,016
08-09	6,5	146,176	27	607,192
09-10	5,5	123,687	32,5	730,88
10-11	4,5	101,199	37	832,078
11-12	5,5	123,687	42,5	955,766
12-13	7	157,42	49,5	1 113,19
13-14	7	157,42	56,5	1 270,61
14-15	5,5	123,687	62	1 394,29
15-16	4,5	101,199	66,5	1 495,49
16-17	5	112,443	71,5	1 607,94
17-18	6,5	146,176	78	1 754,11
18-19	6,5	146,176	84,5	1 900,29
19-20	5	112,443	89,5	2 012,73
20-21	4,5	101,199	94	2 113,93
21-22	3	67,466	97	2 181,39
22-23	2	44,977	99	2 226,37
23-24	1	22,489	100	2 248,86

A partir du tableau nous obtenons les valeurs du débit max horaire et min horaire de l'agglomération qui sont les suivants :

$$Q_{\max,h} = 157,420 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 22,489 \text{ m}^3/\text{h}$$

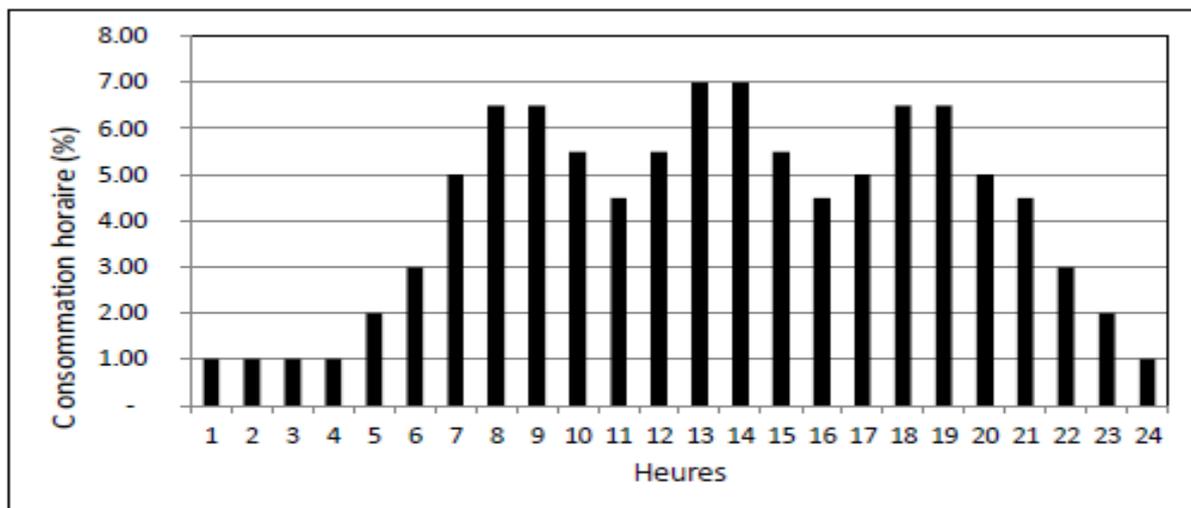


Figure II.4 : Représentation du graphique de consommation de la commune Hadjera Zerga.

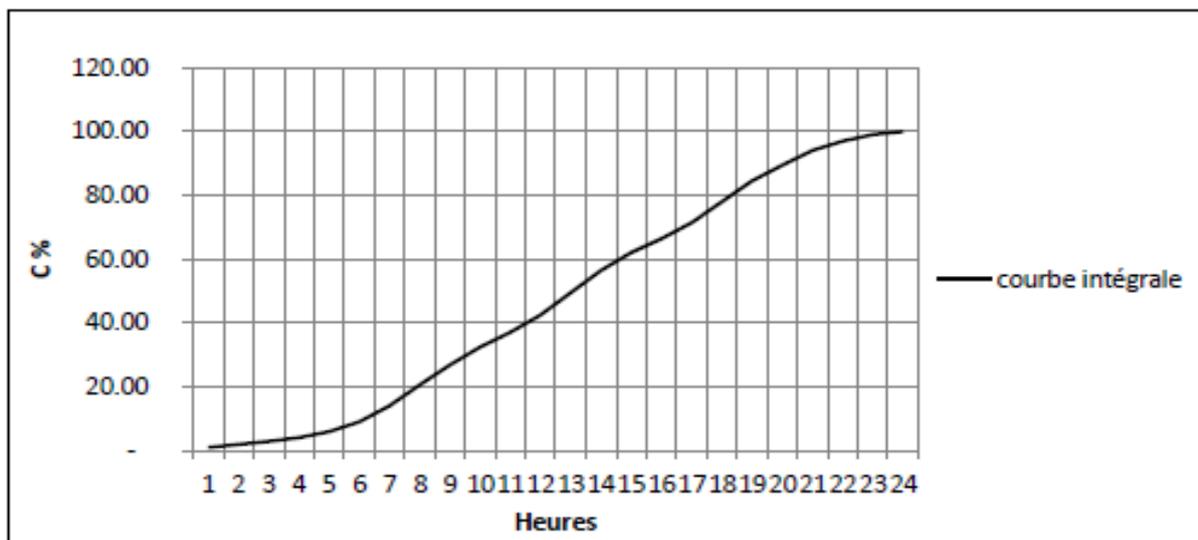


Figure II.5 : Représentation de la courbe de la consommation intégrale de Hadjera Zerga.

Le tableau ci-dessous représente un calcul de bilan de consommation et production pour les deux communes : El Hakimia et Hadjera Zerga.

Tableau II.23: Les déficits de consommation à l'année actuelle

Commune	Besoins en eau en 2020 [m <sup>3</sup> /j]	Production en eau existante [m <sup>3</sup> /j]	Déficit en [m <sup>3</sup> /j]
El Hakimia	643,245	544,32	-98,925
Hadjera Zerga	1059,60	172,80	-886,80

Tableau II.24: Les déficits de consommation à l'horizon d'étude

Commune	Besoins en eau en 2050 [m <sup>3</sup> /j]	Production en eau existante [m <sup>3</sup> /j]	Déficit en [m <sup>3</sup> /j]
El Hakimia	1392,18	544,32	-847,86
Hadjera Zerga	2292,6	172,8	-2119,8

**Commentaire :**

A partir des calculs ci-dessus on remarque que la production en eau existante dans chaque commune n'est pas suffisante pour remplir les différents besoins de l'agglomération ni actuellement ni plus tard (le déficit est remarquable).

Les deux communes étant alimentées par des sources dont le débit est en constante diminution ou qui se tarissent carrément, On essaie dans notre étude d'analyser la mobilisation d'une autre ressource superficielle plus pérenne.

**II.7. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté les données démographiques de la zone d'étude. Nous avons procédé, par la suite, au calcul des besoins en eau potable pour les différentes catégories de consommateurs rencontrées dans l'agglomération d'une façon estimative et approchée. Cette estimation trouve sa justification dans le fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population vue qu'elle est semi-rurale. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir pour le dimensionnement du système d'adduction eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération en question.

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

**III.1. Introduction**

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage vers le point d'utilisation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables, avec une topographie qui varie d'un terrain à un autre. Le but de ce chapitre est la projection et le dimensionnement d'un système d'adduction convenable après une étude de variantes pour choisir la plus technico économique.

**III.2. Types d'adductions**

Dans un système d'adduction, on doit distinguer les écoulements à surface libre et les écoulements en charge. Les adductions peuvent donc être classées comme suit :

**III.2.1. Adduction gravitaire :** La source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge ou à surface libre.

**III.2.2. Adduction par refoulement :** La cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage est donc nécessaire (l'écoulement en charge).

**III.2.3. Adduction mixte :** Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération.

**III.3. Choix du tracé**

Pour faire le bon choix du tracé d'adduction, il faut prendre en compte les facteurs suivants :

- Choisir le tracé le plus court et le plus direct ;
- Tracé le profil en long aussi régulier que possible que la topographie le permette ;
- Eviter les contres pentes pour éviter la cavitation ;
- Eviter les coudes à 90° pour éviter les butées importantes ;
- Eviter au maximum les obstacles ;
- De préférence suivre la voie routière pour faciliter la maintenance ;
- Prendre en considération la nature du sol traversé ;
- Eviter les rivières et les massifs boisés pour diminuer le cout du projet ;
- L'examen des conditions dans lesquelles seront établies ces canalisations.

**III.4. Choix des matériaux de canalisation**

La fiabilité technique et économique est un facteur essentiel dans le choix du matériau de conduite pour cela on suit certaines exigences à savoir :

- Le matériau doit être résistant aux attaques chimiques, aux grandes pressions et les charges mobiles ;
- Adapté au terrain de pose ;
- Etanche ;
- Mise en service et entretien facile.

**III.5. Les types de canalisation**

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut les classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est en fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccords, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des types de canalisations.

Matériau	Avantages	Inconvénients
<b>Acier</b>	Réduction importante du nombre de Joints Etanchéité Continuité de la résistance mécanique Bonne élasticité et supporte de grande pressions	Nécessite une protection cathodique contre la corrosion extérieure Risque d'ovalisation Prix élevé Le poids élevé
<b>Béton</b>	Pose continue sans joint Bonne résistance contre les corrosions intérieure et extérieure Bonne résistance mécanique	Peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau Poids élevé
<b>Fonte grise</b>	Résistance à la corrosion Durabilité élevé	Sensibilité au choc et surpression (risque de cassures) Sensibilité à la corrosion car posé sans protection cathodique Matériaux non résistant aux dynamiques et sismiques
<b>Fonte Ductile</b>	Bonne résistance mécanique (réduction du risque de fissures) Bonne élasticité Matériaux flexible Peu sensible à la corrosion Supporte de grandes pressions Les conduites sont protégées à l'intérieur avec une couche de mortier traité de point de vue thermique et à l'extérieur avec protection en Zinc	Nombre de joints important Prix élevé Cout de manutention (poids) Poids élevé
<b>Polyester Renforcé de fibre de Verre (PRV)</b>	Réduction des coups de bélier Résistance aux corrosions intérieure et extérieure (résistance chimique) Résistance mécanique Facilité de pose Etanchéité à long terme (grâce au système d'emboîtement par manchon) poids réduit (1/4 par rapport aux conduites en fonte)	sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au Remblai
<b>Polyethylene PE</b>	Souple et flexible Résistance à la corrosion résistance à la casse résiste aux UV légèreté facilitant la pose Prix compétitif Conditions favorables d'écoulement	Risque d'ovalisation pour les plus gros diameters Peut libérer des substances dans l'eau Savoir-faire spécifique pour les Raccords Perméable aux hydrocarbures

Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des types de canalisations (suite)

Matériau	Avantages	Inconvénients
<b>Polychlorure De vinyle (PVC)</b>	Bonne résistance à la corrosion Flexibilité (résistance aux mouvements de terrain) Facilité de pose Raccords facile Poids léger Rugosité favorable Prix compétitif	Dégradation à la lumière et au gel Perméable à certains composés gazeux, solvants et hydrocarbures Peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau Matériaux sensible à la variation de Temperature Remblai à exécuter avec le plus grand soin

Source : dspace.univ-tlemcen.dz, 2020

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en **PEHD** qui sont plus économique (au dessous d'un certain diamètre) que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent

- Disponible sur le marché ;
- Résistance à la corrosion interne et externe ainsi que la micro biologie ;
- Permet de faible rayons de courbure aux réseaux ;
- Longue durée de vie (environs 50 ans à 20 °C) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très fiable) ;
- Répond aux normes de potabilité ;
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier..) ;
- Grande flexibilité (facile à poser) ;
- La Résistance aux grandes pressions.

### III.6. Calcul hydraulique

#### III.6.1. Cas gravitaire

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

$$\Delta H_1 = \frac{\lambda \times L}{D} \times \frac{v^2}{2 \times g} [m] \dots \dots (III.1)$$

- Pour un régime turbulent rugueux ( $R_e > 10^5$ ) le coefficient de perte de charge linéaire est obtenu par les formules suivantes :

- Formule de Nikuradsé :  $\lambda = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{E}{D} \right)^{-2} \dots \dots (III.2)$

- Formule de Colebrook:  $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{E}{3,71D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots (III.3)$

Re: nombre de Reynolds, est calculé comme suit :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \dots \dots \dots (III. 4)$$

V: viscosité cinématique de l'eau, A t= 20°C:  $\nu=0.01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s = \Delta H_l + 10\% \Delta H_l = 1,10 \Delta H_l [\text{m}] \dots \dots \dots (III. 5)$$

**III.6.2. Cas de refoulement**

**III.6.2.1. Méthode de détermination du diamètre économique normalisé**

Dans cette méthode on considère plusieurs diamètres normalisés et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part les frais d'exploitations et on fait par la suite un compromis entre les deux pour trouver le diamètre économique normalisé.

**III.6.2.1.1. Frais d'amortissement**

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation. On doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux « i », pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel.

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i[\%] \dots \dots \dots (III. 6)$$

**i=8%** ; **n** : nombre d'années d'amortissement.

**Tableau III.3** : Les frais d'amortissement

Diamètre de la conduite (mm) (1)	Prix du mL de la conduit "Pu <sub>i</sub> " (DA) (2)	Longueur "L " de la conduite (m) (3)	Prix total de la conduite "P <sub>tc</sub> " (D.A) (4)	Prix annuel d'amortissement (D.A) (5)
D <sub>n1</sub>	Pu <sub>1</sub>	L	Pu <sub>1</sub> ×L	Pu <sub>1</sub> ×L×A
D <sub>n2</sub>	Pu <sub>2</sub>	L	Pu <sub>2</sub> ×L	Pu <sub>2</sub> ×L×A
...	...	L	...	...
D <sub>mn</sub>	Pu <sub>n</sub>	L	Pu <sub>n</sub> ×L	Pu <sub>n</sub> ×L×A

\*Le prix Pu du mètre linéaire englobe en principe le prix de la canalisation et le prix du terrassement au mètre linéaire.

III.6.2.1.2. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations de diamètres normalisés :  $D_{n1} \dots D_{nm}$

Connaissant la hauteur géométrique ( $H_g$ ), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales ( $H_{mt}$ ) correspondant à chaque diamètre normalisé :  $D_{n1} \dots D_{nm}$

Tableau III.4 : Calcul de la HMT.

Diamètre de la conduite (mm) (6)	Gradient de perte de charge "j" (7)	Longueur "L" de la conduite (m) (8)	Perte de charge (9)	HMT <sub>i</sub> (m) (10)
$D_{n1}$	$j_1$	L	$j_1 \times L$	$H_g + \Delta H_1$
$D_{n2}$	$j_2$	L	$j_2 \times L$	$H_g + \Delta H_2$
...	...	L	...	...
$D_{nm}$	$J_n$	L	$j_n \times L$	$H_g + \Delta H_n$

Tableau III.5 : Les frais d'exploitation (prix de l'énergie).

Diamètre de la conduite (mm) (11)	HMT <sub>i</sub> (m) (12)	Puissance absorbée $P_i$ (KW) (13)	Energie consommée annuellement (KWh) $E = P_i \times t \times 365$ (14)	Prix du KWh 'e' (D.A) (15)	Prix de l'énergie $E \times e$ (D.A) (16)
$D_{n1}$	$HMT_1$	$P_1$			
$D_{n2}$	$HMT_2$	$P_2$			
...	...	...			
$D_{nm}$	$HMT_n$	$P_n$			

Tableau III.6 : Bilan

Diamètres ( $D_{ni}$ )	$D_{n1}$	$D_{n2}$	...	$D_{nm}$
Amortissement (D.A)				
Exploitation (D.A)				
Total (D.A)	$T_1$	$T_2$	...	$T_n$

Dans le tableau du bilan, on fait la somme des colonnes (5) et (16) des tableaux (III.3) et(III.5) respectivement pour chaque diamètre  $D_m$ . Il en résulte que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total  $T_i$  le plus faible.

### III.6.2.2. Calcul de la hauteur manométrique total(HMT)

La hauteur manométrique totale de la pompe est calculée comme suit :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \text{ [m]} \dots\dots\dots (III-7)$$

$H_g$ : la hauteur géométrique (m) ;  
 $\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration (m) ;  
 $\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement (m).

### III.6.2.3. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \text{ [KW]} \dots\dots\dots (III-8)$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $0,6 \leq \eta \leq 0,8$ ) ;  
 $Q$ : débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ ) ;  
 $g$ : Accélération de pesanteur ( $9.81 m/s^2$ ) ;  
 $\rho$  : Masse volumique de l'eau ( $kg/m^3$ ).

### III.6.2.4. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \text{ [KWh]} \dots\dots\dots (III-9)$$

$t$ : c'est le temps de pompage par jour en (heure);  
 $P$ : puissance de la pompe en (kW).

### III.6.2.5. Dépense annuelle de l'énergie

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

$$F_{ex} = E \times e \text{ [D.A]} \dots\dots\dots (III-10)$$

$E$ : énergie consommée par la pompe en (KWh)

$e$ : prix unitaire d'un KWh donné par les services de SONELGAZ, ( $e = 4,179$

DA/KWh(moyenne des prix sur les 20h)).

### III.7. Proposition des variantes

Le tracé proposé démarre du réservoir de la ville Sour El Ghozlane ( $2 \times 6000$ )  $m^3$  (CTN=964,48 m). A la hauteur du rond point pour éviter la même ville, la conduite va vers l'est en traversant deux oueds pour rejoindre plus haut le chemin communal vers El Hakimia. La conduite continuera en suivant les accotements de ce chemin, puis pour éviter le centre de l'agglomération de chef lieu de El Hakimia, le tracé sera dévié pour rejoindre le réservoir  $200m^3$  (CTN=1092,36 m). Après piquage vers cet ouvrage de stockage la conduite réduite redescendra vers le chemin communal et le longera jusqu'à l'intersection de Bordj Okhriss. Ensuite, en virant à droite, le tracé poursuivra la piste

aménagée qui mène directement vers la commune Hadjera Zerga vers le réservoir de 500m<sup>3</sup> (CTN=867,62m).

La topographie suggère que l'acheminement de l'eau vers les deux communes (El Hakimia et Hadjera Zerga), objet de la présente étude, doit se faire par refoulement dans la première partie de départ et en seconde partie, l'eau coulera par gravité. L'élaboration du profil en long du terrain naturel permettra la détermination du nombre et choix de l'emplacement des stations de reprise et aussi l'emplacement du réservoir tampon.

On propose deux variantes où on fait varier la cote du réservoir tampon.

**III.7.1. La première variante**

La variante N°01, consiste-t-on trois étapes :

- L'eau potable est refoulée à partir des réservoirs (2x6000) m<sup>3</sup> à l'aide d'une station de pompage projetée à Sour El Ghozlane (CTN=964,48m) vers la station de reprise projetée d'El Hakimia (CTN = 1092 ,36 m) après piquage vers le réservoir existant d'El Hakimia.
- La Station de reprise d'El Hakimia (CTN = 1092,36 m) refoule les eaux vers le réservoir tampon projeté (CTN=1172,03m) à l'aide d'une conduite en refoulement.
- Le Réservoir tampon distribue l'eau gravitairement vers le réservoir existant de Hadjera Zerga (CTN=867,62m).

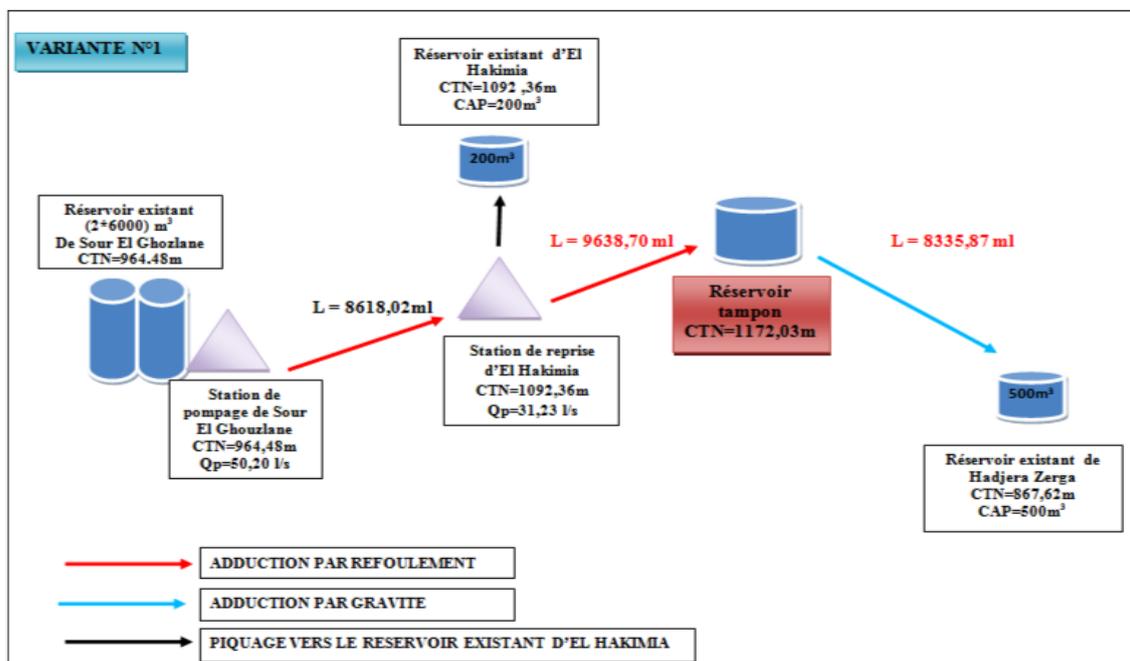


Figure III.1 : Schéma synoptique de la variante N°1.

III.7.2. La deuxième variante

La variante N°02, consiste-t-on trois étapes :

- L'eau potable est refoulée à partir des réservoirs (2x6000) m<sup>3</sup> à l'aide d'une station de pompage projetée à Sour El Ghozlane (CTN=964,48m) vers la station de reprise projetée d'El Hakimia (CTN = 1092 ,36 m) après piquage vers le réservoir existant d'El Hakimia.
- La Station de reprise d'El Hakimia (CTN = 1092,36 m) refoule les eaux vers le réservoir tampon projeté (CTN=1156,59 m) à l'aide d'une conduite en refoulement.
- Le Réservoir tampon projeté distribue l'eau gravitairement vers le réservoir existant de Hadjera Zerga (CTN=867,62 m).

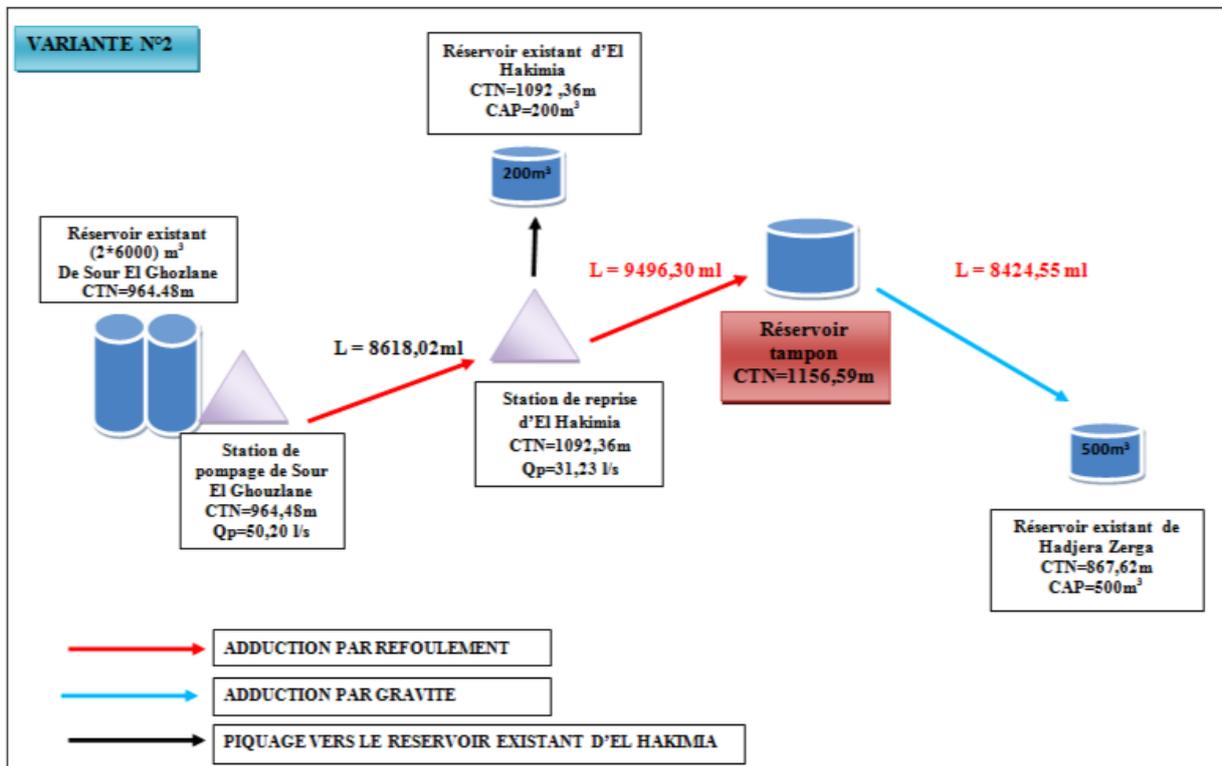


Figure III.2 : Schéma synoptique de la variante N°2.

**III.8. Choix de la variante du tracé de l'adduction**

**III.8.1. La première variante**

**Partie 01 : Calcul de l'adduction par refoulement**

**III.8.1.1. Tronçon 01 : la station de pompage de Sour El Ghozlane - la station de reprise d'El Hakimia**

Ce tronçon relie la station de pompage de Sour El Ghozlane dont la cote est de 964,48 m avec la station de reprise d'El Hakimia dont la cote est de 1092,36 m sur une longueur de refoulement de 8618,02 ml.

On va faire une étude technico-économique pour dimensionner ce tronçon et avant ça on calcul un diamètre calculé avec la formule de Bonnin pour choisir une gamme des diamètres normalisés.

$$Q_p = \frac{Q_{max,j\ tot}}{t_p} = \frac{3614,31}{20} = 180,7155\ m^3 /h = 50,20\ l/s$$

$$H_g = 1092,36 - 964,48 = 127,88\ m$$

Les résultats de l'étude technico-économique sont représentés dans les tableaux ci-dessous:

**Tableau III.7:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia)

DN (mm)	A	Lref (m)	Pu (DA)	F amort (DA)
160	0,0888274	8618,02	1713,83	1311965,31
200	0,0888274	8618,02	2691,35	2060273,09
250	0,0888274	8618,02	4163,97	3187588,15
315	0,0888274	8618,02	6309,37	4829927,45
400	0,0888274	8618,02	10192,06	7802191,09
500	0,0888274	8618,02	15889,78	12163890,32

**Tableau III.8:** Calcul de la HMT

DN (mm)	Epaisseur (mm)	Dint (mm)	v (m/s)	Re	$\lambda$	L (m)	Hg (m)	H (m.c.e)	HMT (m.c.e)
160	14,6	130,8	3,74	488907,07	0,0142	8618,02	127,88	732,85	860,73
200	18,2	163,6	2,39	390886,58	0,014475	8618,02	127,88	244,05	371,93
250	22,7	204,6	1,53	312556,43	0,014857	8618,02	127,88	81,88	209,76
315	28,6	257,8	0,96	248056,81	0,015350	8618,02	127,88	26,64	154,52
400	36,3	327,4	0,60	195323,90	0,015953	8618,02	127,88	8,38	136,26
500	45,4	409,2	0,38	156278,21	0,016591	8618,02	127,88	2,86	130,74

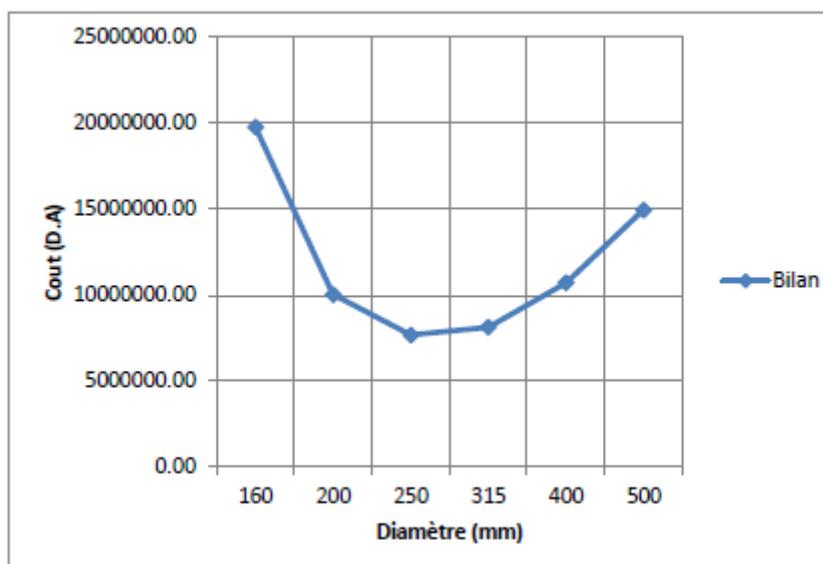
**Tableau III.9:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia)

DN (mm)	HMT (m.c.e)	P (KW)	E (KWh)	F exp (DA)
160	860,73	605,54	4420424,94	18472955,81
200	371,93	261,66	1910095,88	7982290,69
250	209,76	147,57	1077259,32	4501866,69
315	154,52	108,70	793545,62	3316227,13
400	136,26	95,86	699783,68	2924395,98
500	130,74	91,98	671424,57	2805883,30

**Tableau III.10:** Bilan du tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia)

DN (mm)	F amort (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
160	1311965,31	18472955,81	19784921,12
200	2060273,09	7982290,69	10042563,79
250	<b>3187588,15</b>	<b>4501866,69</b>	<b>7689454,84</b>
315	4829927,45	3316227,13	8146154,58
400	7802191,09	2924395,98	10726587,07
500	12163890,32	1745572,42	13909462,74

Source des prix unitaires des conduites : catalogue des tarifs du groupe CHIALI, 2019.



**Figure III.3 :** Courbe d'optimisation du coût pour le tronçon (SP Sour El Ghozlane-SR d'El Hakimia).

Nous allons prendre un diamètre de **250 mm** offrant une vitesse de **1,53 m/s**.

**III.8.1.2. Tronçon 02 : la station de reprise d'El Hakimia - le réservoir tampon**

Ce tronçon relie la station de reprise d'El Hakimia dont la cote est de 1092,36 m avec le réservoir tampon dont la cote est de 1172,03 m sur une longueur de refoulement de 9638,70m.

On va faire une étude technico-économique pour dimensionner ce tronçon et avant ça on calcul un diamètre calculé avec la formule de Bonnin pour choisir une gamme des diamètres normalisés.

Pour un temps de pompage de 20h/24

$$Q_p = \frac{Q_{max,j}}{t_p} = \frac{2248,86}{20} = 112,443[m^3/h] = 31,23 l/s$$

$$Hg = 1172,03 - 1092,36 = 79,67 \text{ m}$$

Les résultats de l'étude technico-économique sont représentés dans les tableaux ci-dessous:

**Tableau III.11:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon)

DN (mm)	A	Lref (m)	Pu (D.A)	F amort (D.A)
160	0,0888274	9638,70	1713,83	1467348,65
200	0,0888274	9638,70	2691,35	2304282,69
250	0,0888274	9638,70	4163,97	3565111,92
315	0,0888274	9638,70	6309,37	5401962,60
400	0,0888274	9638,70	10192,06	8726247,94
500	0,0888274	9638,70	15889,78	13604527,45

**Tableau III.12:** Calcul de la HMT

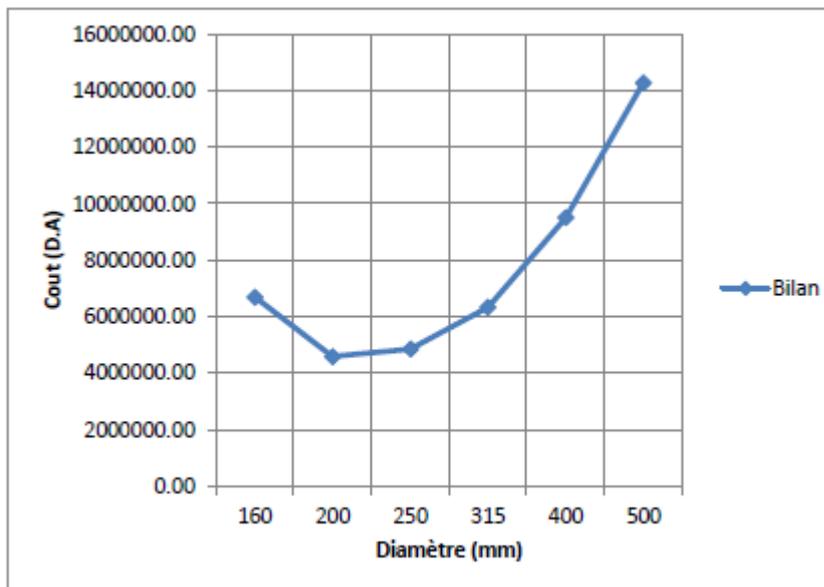
DN (mm)	Epaisseur (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re		L (m)	Hg (m)	H (m.c.e)	HMT (m.c.e)
160	14,6	130,8	2,33	304154,74	0,0149	9638,7	79,67	333,91	413,58
200	18,2	163,6	1,49	243175,06	0,015310	9638,7	79,67	111,73	191,40
250	22,7	204,6	0,95	194444,96	0,015754	9638,7	79,67	37,58	117,25
315	28,6	257,8	0,60	154319,01	0,016297	9638,7	79,67	12,24	91,91
400	36,3	327,4	0,37	121513,25	0,016946	9638,7	79,67	3,85	83,52
500	45,4	409,2	0,24	97222,48	0,017708	9638,7	79,67	1,32	80,99

**Tableau III.13:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon)

DN (mm)	HMT (m.c.e)	P (KW)	E (KWh)	F exp (D.A)
160	413,58	181,01	1321358,24	5521956,10
200	191,40	83,77	611526,98	2555571,26
250	117,25	51,32	374619,27	1565533,91
315	91,91	40,23	293651,68	1227170,36
400	83,52	36,56	266852,94	1115178,42
500	80,99	35,45	258760,31	1081359,33

**Tableau III.14:** Bilan du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon)

DN (mm)	F amort (D.A)	Fexp (D.A)	Bilan (D.A)
160	1467348,65	5521956,10	6989304,75
200	<b>2304282,69</b>	<b>2555571,26</b>	<b>4859853,95</b>
250	3565111,92	1565533,91	5130645,84
315	5401962,60	1227170,36	6629132,96
400	8726247,94	1115178,42	9841426,36
500	13604527,45	1081359,33	14685886,78



**Figure III.4 :** Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

Nous allons prendre un diamètre de **200 mm** offrant une vitesse de **1,49 m/s**.

**Partie 02 : Calcul de l'adduction par gravité**

**III.8.1.3. Dimensionnement du tronçon reliant le réservoir tampon et le réservoir existant de Hadjera Zerga**

Ce tronçon relie le réservoir tampon (CTN=1172,03m) et le réservoir existant de Hadjera Zerga (CTN=867,62m) sur une longueur de 8335,87 ml.

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge avec le terrain et aussi les pressions exagérées dans les points bas de l'adduction gravitaire.

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

A partir de la formule (III-1) de Darcy-Weisbach on tire le diamètre calculé.

**III.8.1.3.1. Tronçon 03 : (R tampon- point d'écrêtement)**

Les résultats de calcul du tronçon reliant le réservoir tampon et le point d'écrêtement sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15:**Caractéristiques du tronçon R tampon- point d'écrêtement.

$\Delta H_d$ (m)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>cal</sub> (m)	DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta H$ (m.c.e)	V (m/s)
252,48	7521,99	0,02603	0,123	200	163,6	0,01608451	63,57	1,24

**III.8.1.3.2. Tronçon 04 : (point d'écrêtement-R Hadjera Zerga)**

Les résultats de calcul du tronçon reliant le point d'écrêtement et le réservoir de Hadjera Zerga sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16:** Caractéristiques du tronçon point d'écrêtement-R Hadjera Zerga.

$\Delta H_d$ (m)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>cal</sub> (m)	DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta H$ (m.c.e)	V (m/s)
51,93	813,88	0,02603	0,108	160	130,8	0,015620467	20,45	1,93

**III.8.2. La deuxième variante**

**Partie 01 : Calcul de l'adduction par refoulement**

**III.8.2.1. Tronçon 01 : la station de pompage de Sour El Ghozlane - la station de reprise d'El Hakimia**

C'est comme pour la première variante, nous allons prendre un diamètre de **250 mm** offrant une vitesse de **1,53 m/s**.

## III.8.2.2. Tronçon 02 : la station de reprise d'El Hakimia - le réservoir tampon

Ce tronçon relie la station de reprise d'El Hakimia dont la cote est de 1092,36 m avec le réservoir tampon dont la cote est de 1156,59 m sur une longueur de refoulement de 9496,30 ml.

$$Q_p = \frac{Q_{max,j}}{t_p} = \frac{2248,86}{20} = 112,443 [m^3/h] = 31,23 l/s$$

$$H_g = 1156,59 - 1092,36 = 64,23 \text{ m}$$

Les résultats de l'étude technico-économique sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau III.17: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).**

DN (mm)	A	Lref (m)	Pu (D.A)	F amort (D.A)
160	0,0888274	9496,30	1713,83	1445670,37
200	0,0888274	9496,30	2691,35	2270239,73
250	0,0888274	9496,30	4163,97	3512441,76
315	0,0888274	9496,30	6309,37	5322155,22
400	0,0888274	9496,30	10192,06	8597328,30
500	0,0888274	9496,30	15889,78	13403537,20

**Tableau III.18: Calcul de la HMT.**

DN (mm)	Epaisseur (mm)	Dint (mm)	v (m/s)	Re	$\lambda$	L (m)	Hg (m)	H (m.c.e)	HMT (m.c.e)
160	14,6	130,8	2,33	304154,74	0,0149	9496,3	64,23	328,97	393,20
200	18,2	163,6	1,49	243175,06	0,015310	9496,3	64,23	110,08	174,31
250	22,7	204,6	0,95	194444,96	0,015754	9496,3	64,23	37,03	101,26
315	28,6	257,8	0,60	154319,01	0,016297	9496,3	64,23	12,06	76,29
400	36,3	327,4	0,37	121513,25	0,016946	9496,3	64,23	3,80	68,03
500	45,4	409,2	0,24	97222,48	0,017708	9496,3	64,23	1,30	65,53

Tableau III.19: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

DN (mm)	HMT (m.c.e)	P (KW)	E (KWh)	F exp (D.A)
160	393,20	172,09	1256267,12	5249940,30
200	174,31	76,29	556922,75	2327380,17
250	101,26	44,32	323515,06	1351969,42
315	76,29	33,39	243743,66	1018604,77
400	68,03	29,77	217340,84	908267,38
500	65,53	28,68	209367,77	874947,92

Tableau III.20: Bilan du tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

DN (mm)	F amort (D.A)	Fexp (D.A)	Bilan (D.A)
160	1445670,37	5249940,30	6695610,68
200	<b>2270239,73</b>	<b>2327380,17</b>	<b>4597619,90</b>
250	3512441,76	1351969,42	4864411,17
315	5322155,22	1018604,77	6340759,98
400	8597328,30	908267,38	9505595,68
500	13403537,20	874947,92	14278485,12

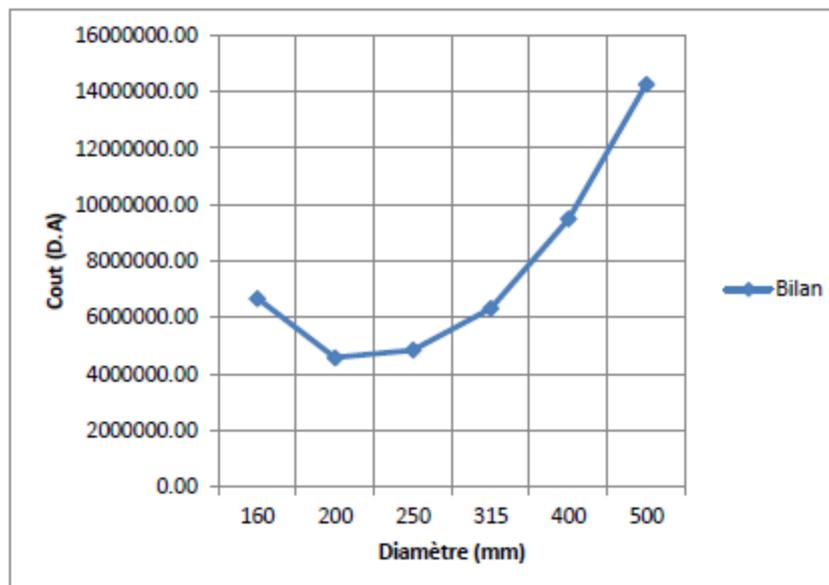


Figure III.5 : Courbe d'optimisation du cout pour le tronçon (SR d'El Hakimia-R tampon).

Nous allons prendre un diamètre de **200 mm** offrant une vitesse de **1,49 m/s**.

**Partie 02 : Calcul de l'adduction par gravité****III.8.2.3. Dimensionnement du tronçon reliant le réservoir tampon et le réservoir existant de Hadjera Zerga**

Ce tronçon relie le réservoir tampon (CTN=1156,59 m) et le réservoir existant de Hadjera Zerga (CTN=867,62m) sur une longueur de 8424,55 ml.

**III.8.2.3.1. Tronçon 03 : (R tampon- point d'écèlement)**

Les résultats de calcul du tronçon reliant le réservoir tampon et le point d'écèlement sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21:** Caractéristiques du tronçon R tampon- point d'écèlement.

$\Delta H_d$ (m)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>cal</sub> (m)	DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta H$ (m.c.e)	V (m/s)
237,04	7610,67	0,02603	0,125	200	163,6	0,016084514	43,37	1,24

**III.8.2.3.2. Tronçon 04 : (point d'écèlement-R Hadjera Zerga)**

Les résultats de calcul du tronçon reliant le point d'écèlement et le réservoir de Hadjera Zerga sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau III.22:** Caractéristiques du tronçon point d'écèlement-R Hadjera Zerga.

$\Delta H_d$ (m)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>cal</sub> (m)	DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta H$ (m.c.e)	V (m/s)
51,93	813,88	0,02603	0,108	160	130,8	0,015620467	20,45	1,93

**III.8.3. Comparaison entre les variantes****Tableau III.23:** Comparaison entre les deux variantes.

	Variante 01	Variante 02
<b>Tronçon 01</b>	7 689 454,84	7 689 454,84
<b>Tronçon 02</b>	4 859 853,95	4 597 619,90
<b>Tronçon 03</b>	15 082 943,91	15 260 763,27
<b>Tronçon 04</b>	1 394 851,96	1 394 851,96
<b>Coût total (D.A)</b>	<b>29 027 104,66</b>	<b>28 942 689,97</b>

**Commentaire:**

La variante retenue est donc la deuxième variante qui a le cout le moins cher

**III.9. Conclusion**

Après toute une étude technico-économique sur deux variantes d'adduction, à la fin de ce chapitre on opte pour le choix de la deuxième variante qui comprend

- \_ Un tronçon en refoulement de la station de pompage de Sour El Ghozlane vers la station de reprise d'El Hakimia sur une distance de 8618,02 ml avec un diamètre de **250 mm** ;
- \_ Un autre tronçon en refoulement de la station de reprise d'El Hakimia vers le réservoir tampon (CTN=1156,59 m) sur une distance de 9496,30 ml avec un diamètre de **200 mm**
- \_ Un tronçon gravitaire qui comprend deux conduites en série avec des diamètres de **200 mm** et **160 mm** sur des distances de 7610,67 ml et 813,88 ml respectivement.

# **Chapitre IV : Etude des réservoirs**

**IV.1. Introduction**

Le réservoir d'alimentation en eau potable est un ouvrage dont le rôle principal est de remplir au cours des périodes de faible consommation pour restituer pendant les périodes de fortes consommations. Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires pour vérifier si les réservoirs existants dans les deux communes suffiront, nous calculons aussi le volume du réservoir tampon et les bâches d'aspiration.

**IV.2. Utilité des réservoirs**

Le réservoir présente deux utilités (technique et économique) par les multiples fonctions qu'il remplit :

**IV.2.1. Fonctions techniques**

- La régulation du débit pour tous les ouvrages qui se situent en amont et en aval de lui.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe
- La régulation de la pression dans le réseau de distribution.
- L'assurance de la continuité de l'approvisionnement en cas de panne dans les ouvrages situés dans la partie amont.
- La participation au traitement (utilisation de réactifs).

**IV.2.2. Fonctions économiques**

- La réduction des investissements sur tous les autres ouvrages du réseau d'A.E.P.
- La réduction des coûts de l'énergie.

**IV.3. Classification des réservoirs****IV.3.1. Selon le matériau**

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé, ordinaire ou précontraint.

**IV.3.2. Selon la situation des lieux**

- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs semi-enterrés ;
- Réservoirs surélevé, sur tour.

**IV.3.3. Selon la forme**

- Circulaires .
- Rectangulaires .
- Carrés.

**IV.4. Emplacement des réservoirs:**

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

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau ;
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression ;
- Dans le cas d'un terrain plat, on place un réservoir surélevé dont la cote du radier est supérieure à toute cote piézométrique au niveau de l'agglomération (la cote du radier de la cuve pourra être augmentée de quelques mètres pour tenir compte d'éventuelles extensions futures de l'agglomération);
- Dans le cas où l'agglomération présente une dénivelée important on fait une distribution par zones étagées.

**IV.5. Calcul des réservoirs (capacité+dimensions)****IV.5.1. Calcul analytique de la capacité du réservoir de stockage**

Le dimensionnement d'un réservoir doit prendre en compte l'évolution de la population et ses habitudes de consommation, et il doit être tenu compte du fait que l'eau ne doit pas stagner dans le réservoir plus de 24h.

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

$$V_u = \frac{\alpha(\%) \times Q_{\max,j}}{100} \text{ [m}^3\text{]} \dots \dots \text{ (IV. 1)}$$

$V_u$ : Volume utile (m) ;

$\alpha$ : Fraction horaire du débit maximum journalier(%) ;

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

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_T = V_u + V_{inc} \text{ [m}^3\text{]} \dots \dots \text{ (IV-2)}$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir  $m^3$

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

#### IV.5.2. Détermination du volume du réservoir tampon

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

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} [m^3] \dots \dots \dots (IV-3)$$

$V_r$  : volume de régulation ( $m^3$ ).

$V$  : volume d'incendie ( $m^3$ ).

Inc

$$V_r = Q_0 \times T [m^3] \dots \dots \dots (IV-4)$$

$Q_0$  : Le débit transite dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon ( $m^3/h$ ).

$T$  : Temps d'arrêt de pompage en (h).

#### IV.5.3. Dimensions de la cuve du réservoir

La hauteur optimale d'eau (h) utile est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages. On détermine en conséquence le diamètre de la cuve. au dessus du plan d'eau du réservoir, on aménage un espace (matelas d'air) d'une épaisseur de 0,25 à 1m.

##### IV.5.3.1. Le diamètre D de la cuve

$$D = \sqrt{\frac{4 \times v}{\pi \times h}} [m] \dots \dots \dots (IV. 5)$$

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

- diamètre de la cuve (m) ; h : hauteur optimale d'eau (m).

##### IV.5.3.2. La hauteur totale H du réservoir

$$H = h + R [m] \dots \dots \dots (IV-6)$$

$H$  : hauteur totale du réservoir (m) ;

$h$  : hauteur optimale d'eau (m) ;

$R$  : revanche (m).

#### IV.5.4. Capacité de la bêche d'aspiration de la station de pompage(SP)

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

Le volume de la bête d'aspiration est déterminé selon la formule suivante :

$$V_b = \frac{Q_{\max,j} \times t}{t_p} [m^3] \dots \dots \dots (IV.7)$$

$Q_{\max,j}$ : débit maximal journalier total ( $m^3/j$ ) ;

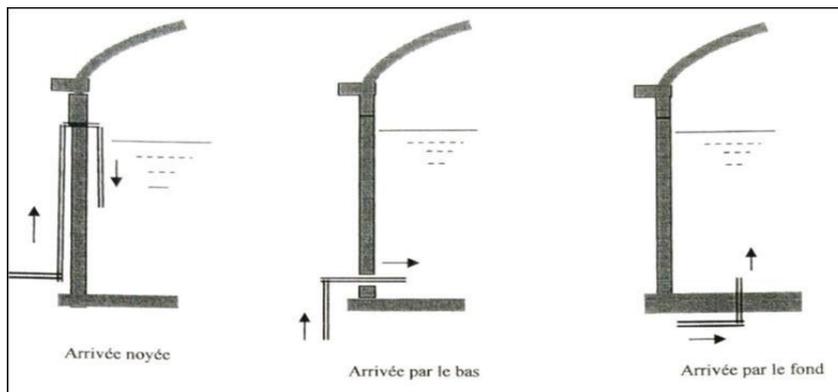
$t_p$ : le temps de pompage(h) ;

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

**IV.6. Equipements des réservoirs d'alimentation**

**IV.6.1. Conduite d'arrivée**

De préférence en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

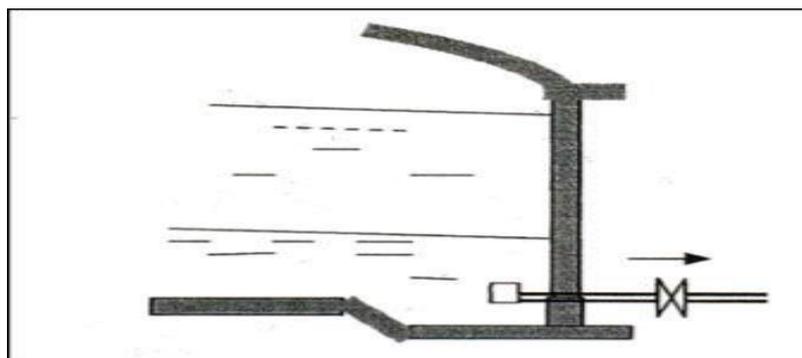


**Figure IV.1** : Les différents types d'arrivée de la conduite (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

**IV.6.2. Conduite de départ**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au dessus du radier (15 à 20) cm pour éviter l'entrée des matières en suspension.

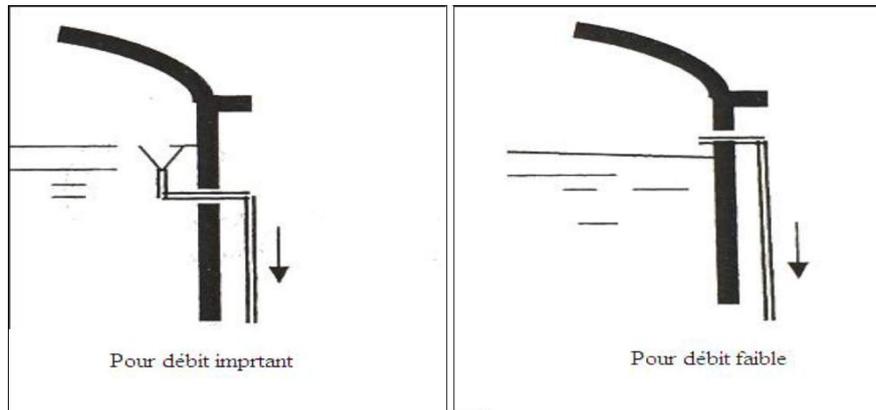
L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).cette conduite est équipée **d'une vanne à survitesse**.



**Figure IV.2** : Point de départ de la conduite de distribution (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

### IV.6.3. Conduite de trop plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir au cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimentée chaque cuve doit avoir une conduite trop plein.

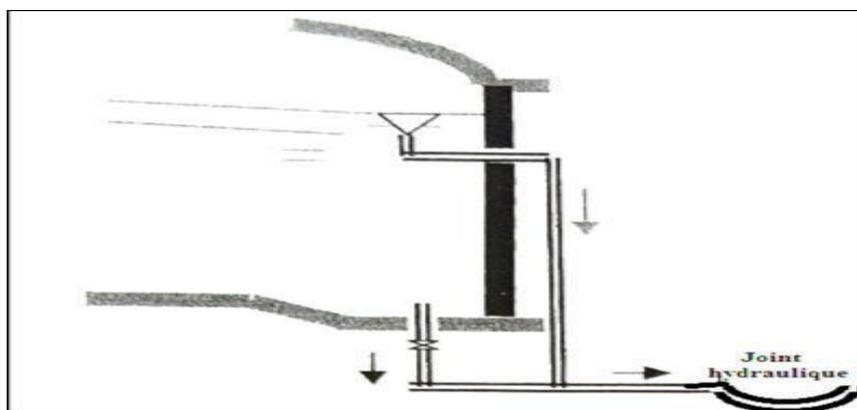


**Figure IV.3:** Les différentes dispositions de la conduite trop plein (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

### IV.6.4. La conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est muni d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (difficulté de manœuvre).

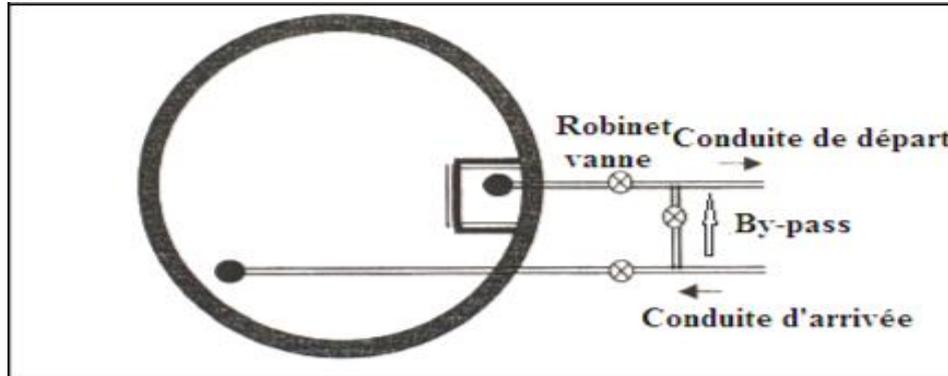
A la sortie des deux conduites (trop plein +vidange) on prévoit un joint hydraulique pour éviter l'entrée des insectes et des animaux dans le réservoir.



**Figure IV.4:** Conduite de vidange et conduite trop plein raccordées (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

#### IV.6.5. Conduite by-pass

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite d'arrivée et la conduite de départ. Elle est utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son entretien.



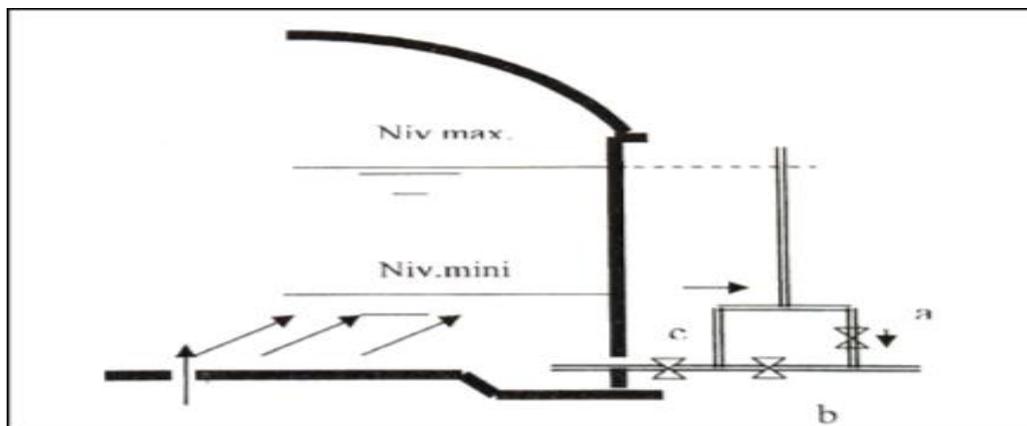
**Figure IV.5:** Conduite by-pass (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

#### IV.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve d'incendie une fois son niveau est atteint ; on distingue le système à deux prises et le système à siphon.

##### IV.6.6.1. Système à siphon

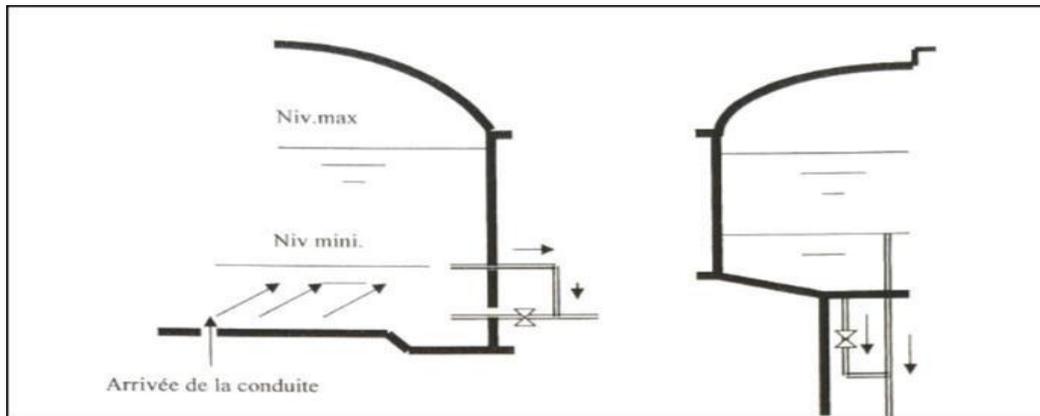
Le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.



**Figure IV.6:** Système d'incendie à siphon (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014)

#### IV.6.6.2. Système d'incendie à deux prises

Ce système est rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte (la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée).



**Figure IV.7:** Système d'incendie à deux prises (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014)

#### IV.7. Quelques recommandations sur les réservoirs

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

#### IV.8. Calcul des réservoirs

##### IV.8.1. Réservoir de stockage

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

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

IV.8.1.1. Calcul de la capacité du réservoir d’El Hakimia

En fonction du régime de consommation de l’agglomération d’El Hakimia et le régime de la station de pompage de Sour El Ghouzlane fonctionnant 20h/24, déterminons analytiquement la capacité du réservoir (voir tableau IV.1).

Tableau IV.1 : Evaluation du volume utile du réservoir d’EL Hakimia.

Heures	Consommation d'eau	Refoulement d'eau	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
(h)	%	%	%	%	
00-01	1,00	5,00	4,00		13,00
01-02	1,00	5,00	4,00		17,00
02-03	1,00	5,00	4,00		21,00
03-04	1,00	5,00	4,00		25,00
04-05	2,00	5,00	3,00		28,00
05-06	3,00	5,00	2,00		30,00
06-07	5,00	5,00	0,00		30,00
07-08	6,50	5,00		-1,50	28,50
08-09	6,50	5,00		-1,50	27,00
09-10	5,50	5,00		-0,50	26,50
10-11	4,50	5,00	0,50		27,00
11-12	5,50	5,00		-0,50	26,50
12-13	7,00	5,00		-2,00	24,50
13-14	7,00	5,00		-2,00	22,50
14-15	5,50	5,00		-0,50	22,50
15-16	4,50	5,00		0,50	23,00
16-17	5,00	5,00		0,00	23,00
17-18	6,50	0,00		-6,50	16,50
18-19	6,50	0,00		-6,50	9,50
19-20	5,00	0,00		-5,00	4,50
20-21	4,50	0,00		-4,50	0,00
21-22	3,00	5,00	2,00		2,00
22-23	2,00	5,00	3,00		5,00
23-24	1,00	5,00	4,00		9,00

Calcul de la capacité du réservoir d’El Hakimia :

- Le volume utile sera :  $V_u = \frac{22,53 \times 2248,86}{100} = 506,67 \text{ m}^3$
- Le volume total sera :  $V_T = V_u + V_{inc} = 409,635 + 120 = 529,635 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée est  $V_n = 550 \text{ m}^3$

Donc le réservoir existant de  $200 \text{ m}^3$  ne suffit pas on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de  $350 \text{ m}^3$ .

**Tableau IV.2 :** Caractéristiques du réservoir projeté d'El Hakimia.

V ( $\text{m}^3$ )	H (m)	D (m)	H (m)
350	4,5	10	5

**IV.8.1.2. Calcul de la capacité du réservoir de Hadjera Zerga**

Le calcul de volume de stockage nécessaire pour cette commune est effectué dans le tableau IV.3 :

**Tableau IV.3 :** Evaluation du volume utile du réservoir de Hadjera Zerga.

Heures (h)	Consommation d'eau %	Apport d'eau %	Arrivée d'eau au réservoir %	Départ d'eau du réservoir %	Reste dans le réservoir
00-01	1,00	4,17	3,17		9,68
01-02	1,00	4,17	3,17		12,85
02-03	1,00	4,17	3,17		16,02
03-04	1,00	4,17	3,17		19,19
04-05	2,00	4,17	2,17		21,36
05-06	3,00	4,17	1,17		<b>22,53</b>
06-07	5,00	4,17		-0,83	21,70
07-08	6,50	4,17		-2,33	19,37
08-09	6,50	4,17		-2,33	17,04
09-10	5,50	4,17		-1,33	15,71
10-11	4,50	4,17		-0,33	15,38
11-12	5,50	4,17		-1,33	14,05
12-13	7,00	4,17		-2,83	11,22
13-14	7,00	4,17		-2,83	8,39
14-15	5,50	4,17		-1,33	7,06
15-16	4,50	4,17		-0,33	6,73
16-17	5,00	4,17		-0,83	5,90
17-18	6,50	4,17		-2,33	3,57
18-19	6,50	4,17		-2,33	1,24
19-20	5,00	4,17		-0,83	0,41
20-21	4,50	4,17		-0,33	0,00
21-22	3,00	4,17	1,17		1,17
22-23	2,00	4,17	2,17		3,34
23-24	1,00	4,17	3,17		6,51

Calcul de la capacité du réservoir de Hadjera Zerga :

- Le volume utile sera :  $V_u = \frac{30 \times 1365,45}{100} = 409,635 \text{ m}^3$
- Le volume total sera :  $V_T = V_u + V_{inc} = 409,635 + 120 = 626,67 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée est  $V_n = 650 \text{ m}^3$

Donc le réservoir existant de  $500 \text{ m}^3$  ne suffit pas on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de  $150 \text{ m}^3$ .

**Tableau IV.4 :** Caractéristiques du réservoir projeté de Hadjera Zerga.

V ( $\text{m}^3$ )	h (m)	D (m)	H (m)
150	3	8	3,5

**IV.8.2. Réservoir tampon**

- $V_r = Q_0 \times T = 93,7025 \times 4 = 374,81 \text{ m}^3$
- La capacité totale du réservoir sera :

$V_t = V_r + V_{inc} = 494,81 \text{ m}^3$

On le normalise à un volume de  $500 \text{ m}^3$

Pour la forme circulaire et Pour une hauteur optimale d'eau de 3m

- Le diamètre de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times v}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 500}{\pi \times 5}} = 11,28 \text{ m}$$

On normalise à  $D=11,5 \text{ m}$

- La hauteur totale du réservoir est :

$H = h + R = 5,5 \text{ m}$

**Tableau IV.5 :** Caractéristiques du réservoir tampon.

V ( $\text{m}^3$ )	h (m)	D (m)	H (m)
500	4	11,5	5,5

**IV.8.3. Calcul de la capacité des bâches d'aspiration**

**IV.8.3.1. La station de pompage de Sour El Ghozlane**

$$V_b = \frac{Q_{\max,j \text{ tot}} \times t}{t_p} = \frac{3614,31 \times 0,25}{20} = 45,18 \text{ m}^3$$

On normalise à  $50 \text{ m}^3$

**IV.8.3.2. La station de reprise d'El Hakimia**

$$V_b = \frac{Q_{\max,j \text{ tot}} \times t}{t_p} = \frac{2248,86 \times 0,25}{20} = 28,11 \text{ m}^3$$

On normalise à **30 m<sup>3</sup>**

**IV.9. Conclusion**

À la fin de ce chapitre on conclut qu'on doit projeter les ouvrages suivants :

- Un réservoir de distribution d'une capacité de **350 m<sup>3</sup>** au niveau de la commune El Hakimia qui va être jumelé avec le réservoir existant de 200 m<sup>3</sup>.
- Un réservoir de distribution d'une capacité de **150 m<sup>3</sup>** au niveau de la commune Hadjera Zerga qui va être jumelé avec le réservoir existant de 500 m<sup>3</sup>.
- Un réservoir tampon d'une capacité de **150 m<sup>3</sup>**.
- Une bache d'aspiration pour la station de pompage de Sour El Ghozlane avec un volume de **50 m<sup>3</sup>**.
- Une bache d'aspiration pour la station de reprise d'El Hakimia avec un volume de **30 m<sup>3</sup>**.

# **Chapitre V : Pompes et stations de pompage**

**V.1. Introduction**

La topographie de notre zone d'étude nous impose de projeter deux stations de pompage pour relever l'eau d'un point bas vers un point haut. Le but de ce chapitre est le choix des équipements hydromécaniques et électriques appropriés à chaque station pour assurer leur bon fonctionnement après avoir choisi le bon emplacement.

**V.2. Emplacement de la station de pompage**

Pour le choix de l'emplacement de la station de pompage, il faut respecter les critères suivants :

- Le site de projet doit être géologiquement stable ;
- Rapprocher les ouvrages (la prise d'eau la- station de pompage et ouvrage d'arrivée) ;
- Éviter les zones inondables ;
- Accès aux réseaux électriques ;
- Prévoir un revêtement routier pour l'accès à la station de pompage ;
- Réduire les travaux de terrassement ;
- Éviter les contre pente ;
- Prévoir un réseau de drainage des eaux de pluie ;
- Prévoir une plate forme à l'entrée de la station de pompage ;
- Distance entre un aéroport et la station doit être supérieure à 30Km ;
- Éviter les zones très accidentées ;
- L'emplacement de la prise d'eau doit être en amont de l'agglomération.

**V.3. Choix des équipements hydromécaniques et énergétiques d'une station de pompage****V.3.1. Choix du nombre de pompe**

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

**V.3.2. Choix du type de pompe**

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;

- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriqué en série.

**V.3.3. Choix du moteur électrique**

- Puissance absorbée de la pompe ;
- Position de l'arbre de transmission horizontal ou vertical ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement ;
- Vitesse de rotation de la pompe ;
- La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit

$$N_m = N_p \pm 200$$

$$[\text{tr/min}] \dots (\text{V-1})$$

- La puissance du moteur

$$P_m = \frac{\rho \times g \times Q \times \text{HMT} \times K}{\eta_{\text{acc}} \times \eta_p \times \eta_m} \text{ [KW]}$$

$\eta_{\text{acc}}$  : Accouplement moteur-pompe ;

$\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (0,92-0,95)$ ,

K : coefficient qui dépend de la puissance de la pompe.

**Tableau V.1 :** Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.

P(KW)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	>200
K	2	2-1,3	1,3-1,2	1,2-1,1	1,1-1,05	1,05

**V.4. Courbes caractéristiques des pompes**

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q], [Pabs-Q], [ $\eta_p$ -Q], [(NPSH)r-Q]

**V.5. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement**

La courbe caractéristique d'une conduite est la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^\beta \tag{V-3}$$

Hg : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite ( $\text{s}^2/\text{m}^5$ ) elle est donnée par :

D: Diamètre de la conduite (m).

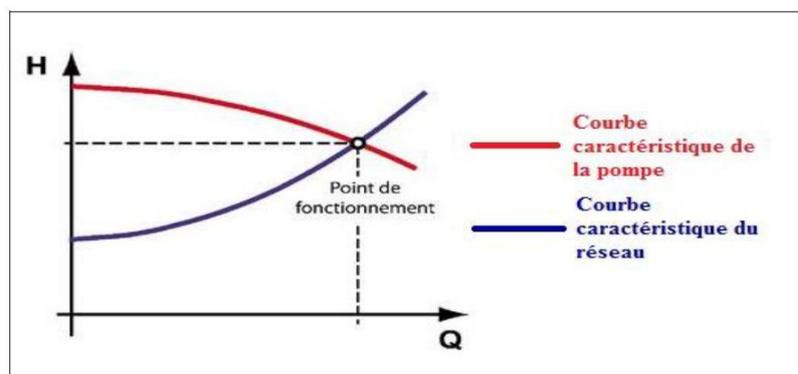
$$R = \frac{K' \times L}{D^m} \text{ [S}^2/\text{m}^2] \tag{V -4}$$

### V.6. Point de fonctionnement des pompes

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

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] donnée par le constructeur ou par les essais de pompage et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q] déterminée par l'installateur de la pompe.

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



**Figure V.1 :** Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement (www.docplayer.fr).

### V.7. Modes de réglage

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

#### V.7.1. Débit disponible > Débit appelé

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

##### V.7.1.1. Réglage qualitatif

C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

##### V.7.1.2. Réglage quantitatif

Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{\text{ap,van}} = \eta_{\text{ap,van}} \frac{H_{\text{app}}}{H_{\text{app}} + h_v} [\%] \dots \dots \dots (\text{V. 5})$$

$\eta_{\text{ap,van}}$  : Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{\text{av,van}}$  : Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

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

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H'$  et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{\text{app}} [\text{m}] \dots \dots \dots (\text{V-6})$$

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

### V.7.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

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

### V.7.1.4. Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{\text{app}}}{Q_{\text{pf}}} \times t [\text{h}] \dots \dots \dots (\text{V. 7})$$

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

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

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

### V.7.1.5. Changement du type de la pompe

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

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

#### V.7.2.1. Qualitatif

Augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

#### V.7.2.2. Changement de type de pompe

#### V.7.2.3. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.
- Les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

**V.8. Etude de la cavitation**

**V.8.1. Définition**

On appelle cavitation le phénomène d'apparition, dans un liquide, de poches remplies de vapeur et de gaz provoquée par l'abaissement de la pression sans apport de chaleur.

**V.8.2. Conséquences**

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

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

**V.8.3. Condition de non-cavitation**

$(NPSH)_r < (NPSH)_d \dots\dots\dots (V-8)$   
 $(NPSH)_d = (NPSH)_r + r; \quad r = (0,1 \div 0,5)m$   
 Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir. Dans notre cas, on a affaire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

- Installation en charge:

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} [m] \dots\dots\dots (V. 9)$$

- Installation en aspiration

$$h_{adm}^{asp} = -[(NPSH)_r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}] [m] \dots\dots\dots (V. 10)$$

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

Pat : pression atmosphérique (m.c.e) ; Pat = 10,33-0,00139\*H

Avec : H : altitude de la station.

Tv : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

**Tableau V.2:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

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

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

- **Vérification de la vitesse admissible à l'aspiration**

Pour le PEHD :  $0,5 \text{ m/s} \leq V_a \leq 1,5 \text{ m/s}$

**V.9. Calage de la pompe**

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

- Installation en charge

$$V_{axe} = V_{min} - h_{asp}^{adm} + r \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(V. 11)}$$

- Installation en aspiration

$$V_{axe} = V_{min} + h_{asp}^{adm} - r \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(V. 12)}$$

$V_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (m) ;

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

**V.10. Dimensionnement des équipements en amont et en aval de la pompe**

**Tableau V.3:** Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.

Equipements en amont	Diamètre de la conduite d'aspiration	$Da=(1,2\text{à}1,5)da$	da: diamètre de la tubulure d'aspiration
	Butée	$H_{butée}=30\text{cm}$ si $Da < 500\text{mm}$	
		$H_{butée}=1\text{m}$ si $Da > 500\text{mm}$	
	Longueur du convergeant	$L_c=(3,5 \text{ à } 4)(Da-da)$	
	Longueur du tronçon apres convergeant	$L_{tr\ asp} > 2Da$	

**Tableau V.4:** Dimensionnement des équipements en aval de la pompe.

Equipements en aval	Diamètre de la conduite de refoulement	étude technico-économique	
	Longueur du tronçon avant divergeant	$L_{tr\ ref} > 2Dr$	
	Longueur du divergeant	$L_{div} = (3,5 \text{ à } 4)(Dr - dr)$	dr: diamètre de la tubulure De Refoulement
	Vanne	$DN = Dr$	
	Clapet	$DN = Dr$	
	Vidange	$DN = 0,25Dr$	

**V.11. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage**

**V.11.1. Hauteur du bâtiment**

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(V. 13)}$$

$h_5$  : Distance verticale

$$H_5 = h_p + h_{socle} + h_{reserve} \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(V. 14)}$$

- $h_p$ :Hauteur de la pompe ;
- $h_{socle}$ :Hauteur de socle 0,3 à 0,5 m ;
- $h_{reserve}$ : Hauteur de réserve=0,5m ;
- $h_6$ : Hauteur réservé à l’homme 2,2m ;
- $h_7$ : Hauteur de pont roulant ;
- $h_8$ : Hauteur de profilée 0,8m ;
- $h_9$ : Hauteur de sécurité.

**V.11.2. Longueur du bâtiment**

$$L_b = (N_p L) + L_{int} + L_{pf} + L_r + 2s \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(V. 15)}$$

- $L_{int}$  : Distance entre 2 deux pompes voisines (0,8 à 1,2) m;
- $L_{pf}$  : Largeur de la plate-forme de montage =1.5\*distance entre les pompes (m);
- $n_p$  : Nombre d pompe + pompe de secours ;
- $L_r$  : Largeur de l’armoire électrique ;
- $L$  : Longueur du moteur + la pompe ;
- $S$  : épaisseur de mur (20cm).

**V.11.3. Largeur du bâtiment**

$$B = B_m + l_{bureau} + 1.2 \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(V-16)}$$

Largeur de la salle des machine  $B_m = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(V-17)}$

Avec :

$l_1$  : Distance entre le mur et le 1er organe (20 à 30) cm ;

$l_2$  : Distance entre les tubulures ;

$l_3$  : Longueur des accessoires a l'aspiration ;

$l_4$  : Longueur des accessoires au refoulement ;

$$I_3 + I_4 = I_p + I_{tr} + I_{ta} + I_c + I_{div} + I_j \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(V. 18)}$$

$l_p$  : Longueur de la pompe ;

$l_{tr}$  : Longueur de tubulure de refoulement ;

$l_{ta}$  : Longueur de tubulure d'aspiration ;

$l_c$  : Longueur de convergent ;

$l_{div}$  : Longueur de divergent ;

$l_j$  : Longueur des joints ;

**V.12. Equipements auxiliaires de la station de pompage**

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

**V.12.1. Appareillage de contrôle**

Tout ce qui concerne les appareils de mesure et de contrôle (débit, pression, température et de qualité d'eau).

**V.12.2. Système de ventilation**

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

**V.12.3. Système de levage**

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

$$P = (1,1 \div 1,3) PGEP \text{ [tonne]} \dots \dots \dots \text{(V-19)}$$

Si  $P < 1$ tonne  $\longrightarrow$  Pont roulant à commande manuelle ;

Si  $P > 1$ tonne  $\longrightarrow$  Pont roulant à commande électrique ;

**V.12.4. Système de drainage**

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

**V.12.5. Système de commande automatique et de contrôle**

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

**V.12.6. Système anti incendie**

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

**V.13. Application à l’adduction par refoulement de notre étude**

**V.13.1. Pour la station de pompage de Sour El Ghozlane**

**V.13.1.1. Choix du nombre et type de pompe**

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes, nous devons avoir un système de pompage qui assure  $Q_{app}= 50,20$  l/s et une  $HMT=176,70$  m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-5):

**Tableau V.5:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	$\eta$ (%)	HMT (m)	Débit (l/s)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	$P_{abs}$ (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Courbe/roue
1	50,20	176,70	73,9	174	48,60	1450	8	112	2,61	A
2	<b>25,10</b>	<b>176,70</b>	<b>73,1</b>	<b>186</b>	<b>27,50</b>	<b>1450</b>	<b>11</b>	<b>68,9</b>	<b>1,89</b>	<b>B [1]</b>
3	16,73	176,70	68,7	182	17,60	2900	6	43,3	1,96	B [1]

A partir du tableau (V-5), on déduit que la variante de trois (02) pompes (+ une pompe de secours) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée, (NPSH)<sub>r</sub> minimal et nombre de pompes en parallèle.

**V.13.1.2. Choix du moteur électrique**

**V.13.1.2.1. La vitesse de rotation du moteur**

$$N_m = N_p \pm 200 = 1450 \pm 200 \text{ tr/min}$$

**V.13.1.2.2. Puissance du moteur**

$$P_m = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT \times K}{\eta_{acc} \times \eta_p \times \eta_n} = \frac{9,81 \times 0,0251 \times 176,70 \times 1,18}{1 \times 0,731 \times 0,95} = 73,92 \text{ KW}$$

**V.13.1.2.3. Caractéristiques du moteur :**

- **Fréquence**                      **50 HZ**
- **Tension nominale**            **400V**
- **Vitesse nominale**            **1450 tr/min**
- **Nombre de pôles**              **4**

- Puissance nominale P2 37 KW
- Type de moteur 3~
- Courant nominale -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

V.13.1.3. Courbes caractéristiques des pompes

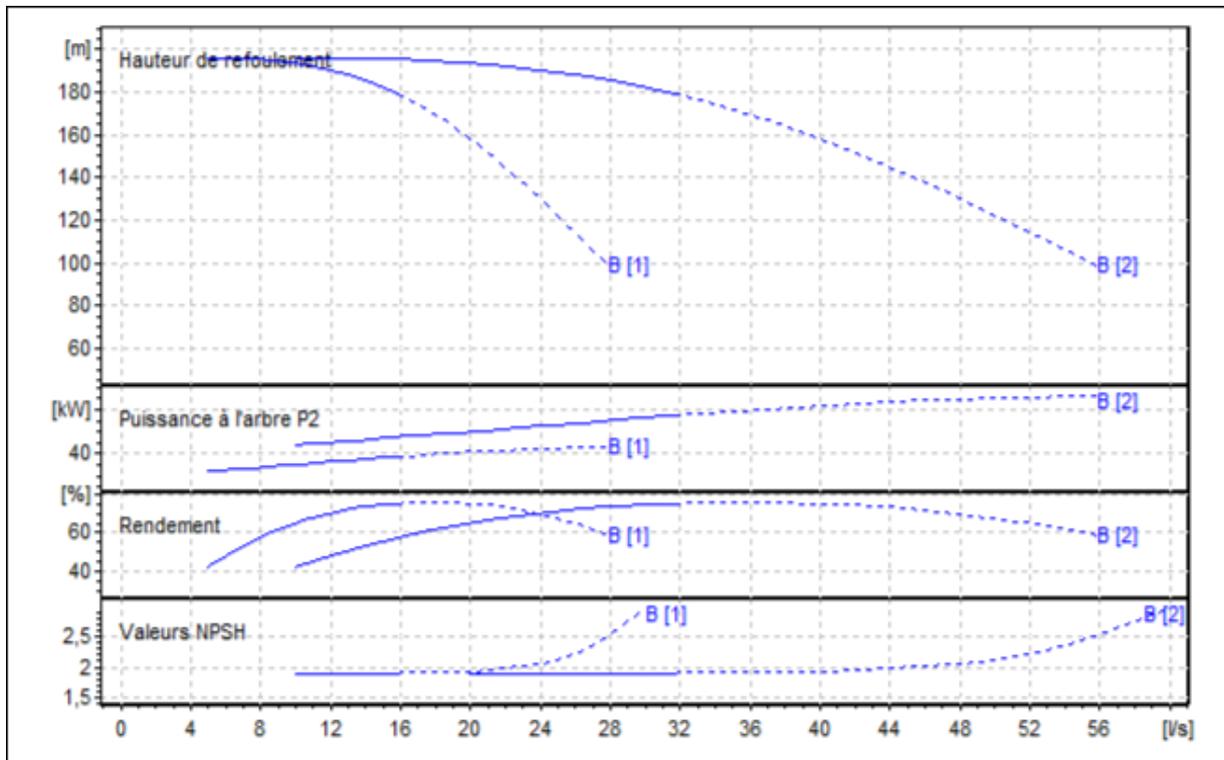


Figure V.2: Courbes caractéristiques des pompes de la station de Sour El Ghozlane.

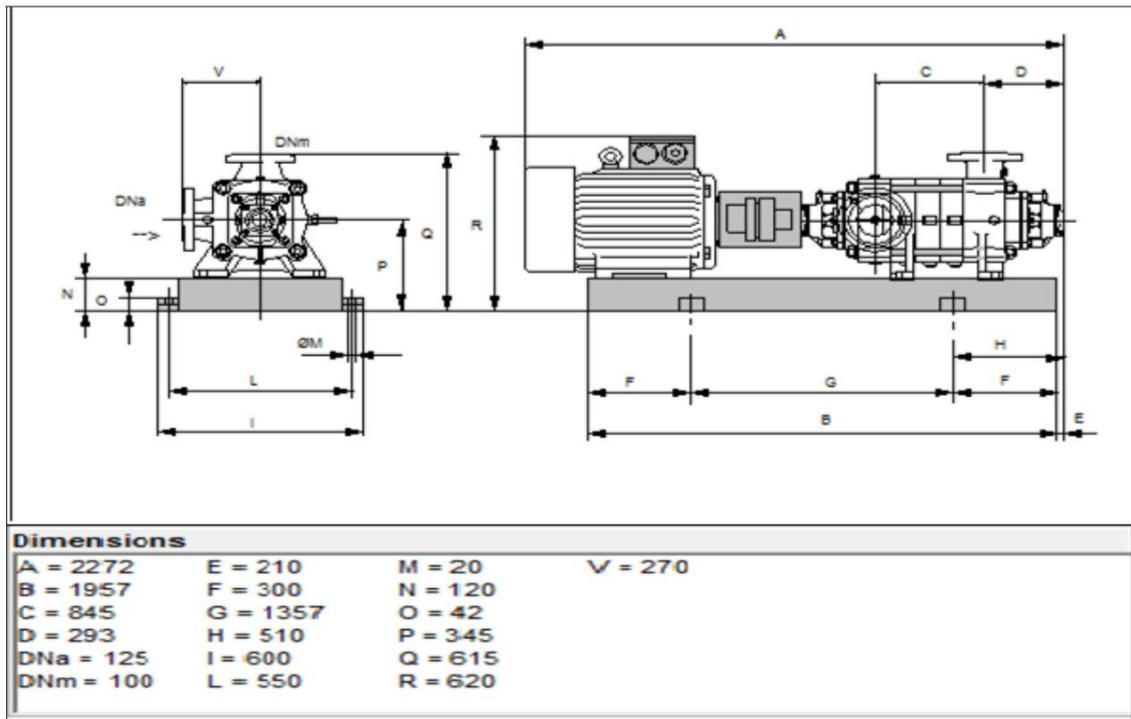


Figure V.3: Schéma et dimensions de la pompe.

V.13.1.4. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

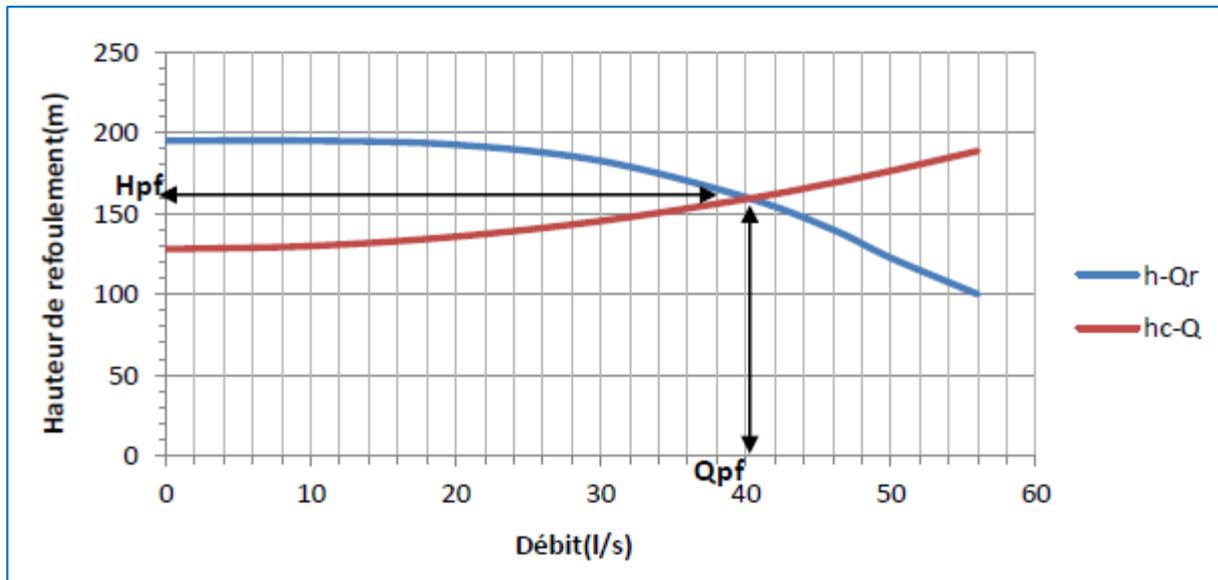
Tableau V.6: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP Sour El Ghozlane-SR El Hakimia).

N°	Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Déc (mm)	K'	ΔHt (m)	Hc (m)
1	0	127,88	8618,02	250	0,001052	0	127,88
2	10	127,88	8618,02	250	0,001052	1,9367495	129,81675
3	20	127,88	8618,02	250	0,001052	7,7469981	135,627
4	30	127,88	8618,02	250	0,001052	17,430746	145,31075
5	40	127,88	8618,02	250	0,001052	30,987993	158,86799
6	46	127,88	8618,02	250	0,001052	40,98162	168,86162
7	50	127,88	8618,02	250	0,001052	48,418738	176,29874
8	56	127,88	8618,02	250	0,001052	60,736465	188,61647

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-3).

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 40,2 \text{ l/s} < Q_{app} = 50,20 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 160 \text{ m} < H_{app} = 176,70 \text{ m} \end{cases}$$



**Figure V.4:** Point de fonctionnement de la pompe de SP Sour El Ghozlane.

➤ Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement inférieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s’impose.

**V.13.1.5. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données**

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

- La nouvelle vitesse de la pompe sera d’après la loi de similitudes , On a :

$$\frac{Q_{pf}}{Q_{app}} = \frac{n}{N} \rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 1450 \frac{25,10}{20,10} = 1810,70 \text{ tr/min}$$

N: la vitesse initiale de la pompe

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

**V.13.1.6. Etude de la cavitation**

- La charge nette d’aspiration requise :  $(NPSH)_r = 1,89 \text{ m}$
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 964,48 \Rightarrow P_{at} = 8,99 \text{ m.c.e}$
- La tension de vapeur d’eau à une température  $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$
- Raccord d’aspiration:  $d_a = 125 \text{ mm}$
- Le diamètre de la conduite d’aspiration :  $D_a = (1,2 \text{ à } 1,5) d_a = 1,2 * 125 = 150 \text{ mm}$

**Tableau V.7:** Caractéristiques de la conduite d’aspiration

Da (mm)	Va (m/s)	La (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	$\sum h_p^{asp}(\text{m})$
200	1,19	10	0,0251	0,041

- Installation en charge:

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

$$h_{adm}^{asp} = 1,89 + 0,3 - 8,99 + 0,24 + 0,041 + \frac{0,95^2}{2 \times 9,81} = -6,57 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 \times g} - \sum h_p^{asp}$$

$$h_{adm}^{asp} = 8,99 - 1,89 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,24^2}{2 \times 9,81} - 0,041 = 6,45 \text{ m}$$

**V.13.1.7. Calage de la pompe**

- Installation en aspiration

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$$

$$\nabla_{axe} = 964,48 + 6,43 - 0,2 = 970,73 \text{ m}$$

**V.13.1.8. Dimensionnement des équipements en amont et en aval de la pompe**

**Tableau V.8:** Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.

Equipements en amont	Diamètre de la conduite d'aspiration	Da=200mm	da: diamètre de la Tubulure d'aspiration=125mm
	Butée	Hbutée=30cm	
	Longueur du convergeant	Lc=30cm	
	Longueur du tronçon après convergeant	L <sub>tr asp</sub> =50cm	

**Tableau V.9:** Dimensionnement des équipements en aval de la pompe.

Equipements en aval	Diamètre de la conduite de refoulement	DN=250mm	
	Longueur du tronçon avant divergeant	L <sub>tr ref</sub> =60cm	
	Longueur du divergeant	Ldiv=60cm	dr: diamètre de la tubulure de refoulement=100mm
	Vanne	DN=250mm	
	Clapet	DN=250mm	
	Vidange	DN=62,5mm	

**V.13.1.9. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage**

**Tableau V.10:** Les dimensions de la station de pompage de Sour El Ghozlane.

Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)
5,50	14,20	8,30

**V.13.2. Pour la station de reprise d'El Hakimia****V.13.2.1. Choix du nombre et type de pompe**

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes, nous devons avoir un système de pompage qui assure  $Q_{app} = 31,23$  l/s et une  $HMT = 106,71$  m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-5):

**Tableau V.11:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	$\eta$ (%)	HMT (m)	Débit (l/s)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	$P_{abs}$ (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Courbe/roué
1	<b>31,23</b>	<b>106,71</b>	<b>74,9</b>	<b>109</b>	<b>31,90</b>	<b>1450</b>	<b>6</b>	<b>46,3</b>	<b>1,63</b>	<b>D</b>
2	15,615	106,71	68	110	16,10	1450	11	25,4	1,38	A[1]
3	10,41	106,71	64,5	112	11,10	2900	6	18,7	2,27	E[1]

A partir du tableau (V.6), on déduit que la variante d'une (01) pompe (+ une pompe de secours) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

**V.13.2.2. Choix du moteur électrique****V.13.2.2.1. La vitesse de rotation du moteur**

$$N_m = N_p \pm 200 = 1450 \pm 200 \text{ tr/min}$$

**V.13.2.2.2. Puissance du moteur**

$$P_m = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT \times K}{\eta_{acc} \times \eta_p \times \eta_m} = \frac{9,81 \times 0,03123 \times 106,71 \times 1,22}{1 \times 0,749 \times 0,95} = 56,05 \text{ KW}$$

**V.13.2.2.3. Caractéristiques du moteur**

- **Frequence**                    **50HZ**
- **Tension nominale**        **400 V**
- **Vitesse nominale**        **1450 tr/min**
- **Nombre de poles**         **4**
- **Type de moteur**         **3~**
- **Courant nominale**       **-A**
- **Classe d'isolation**      **F**
- **Degre de protection**    **IP 55**

V.13.2.3. Courbes caractéristiques des pompes

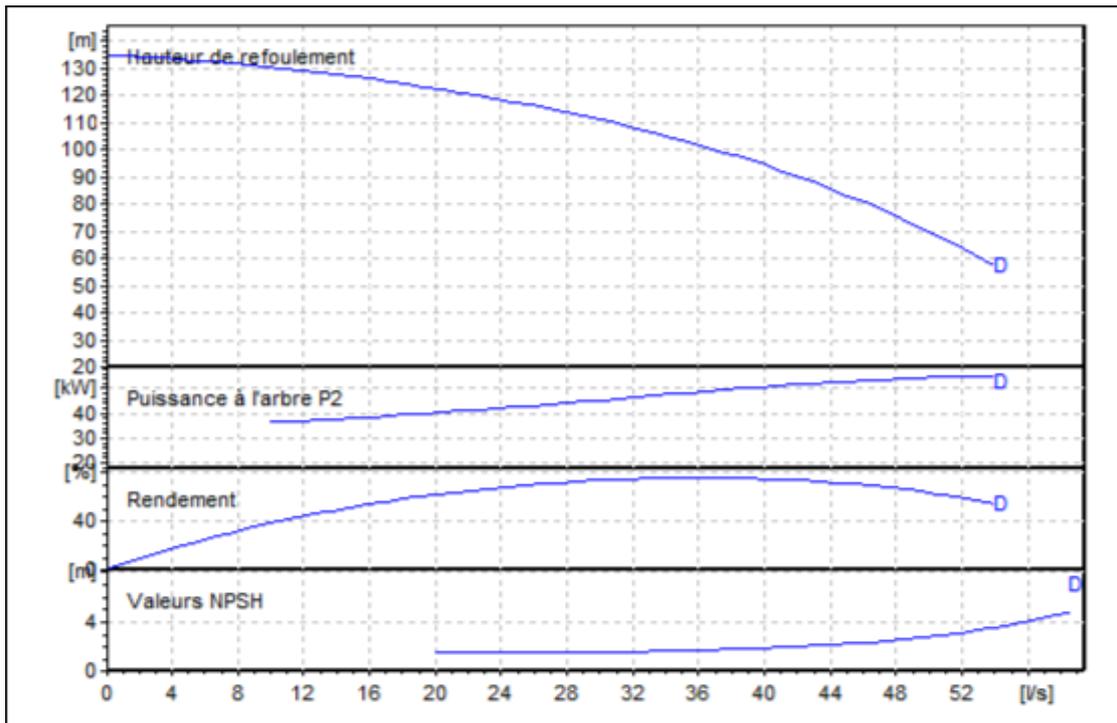


Figure V.5: Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise d’El Hakimia.

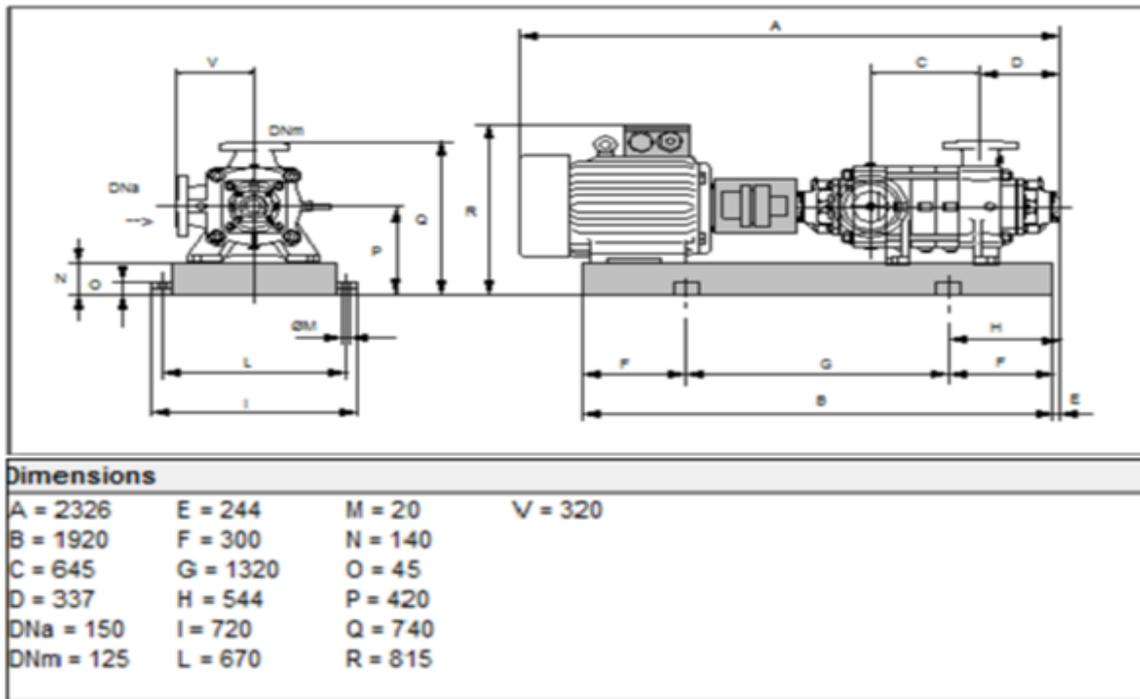


Figure V.6: Schéma et dimensions de la pompe.

V.13.2.4. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Tableau V.12 : Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR El Hakimia-R tampon).

N°	Q (l/s)	Hg(m)	Lref (m)	Déc (mm)	K'	ΔHt (m)	Hc (m)
1	0	64,23	9496,3	200	0,001052	0	64,23
2	5	64,23	9496,3	200	0,001052	1,0888365	65,318837
3	10	64,23	9496,3	200	0,001052	4,3553461	68,585346
4	15	64,23	9496,3	200	0,001052	9,7995288	74,029529
5	20	64,23	9496,3	200	0,001052	17,421385	81,651385
6	25	64,23	9496,3	200	0,001052	27,220913	91,450913
7	30	64,23	9496,3	200	0,001052	39,198115	103,42812
8	35	64,23	9496,3	200	0,001052	53,35299	117,58299
9	40	64,23	9496,3	200	0,001052	69,685538	133,91554
10	45	64,23	9496,3	200	0,001052	88,195759	152,42576
11	50	64,23	9496,3	200	0,001052	108,88365	173,11365

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-6).

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

$$\text{Sont } \begin{cases} Q_{pf} = 32, 2l/s > Q_{app} = 31, 23l/s \\ H_{pf} = 108 m > H_{app} = 106, 71m \end{cases}$$

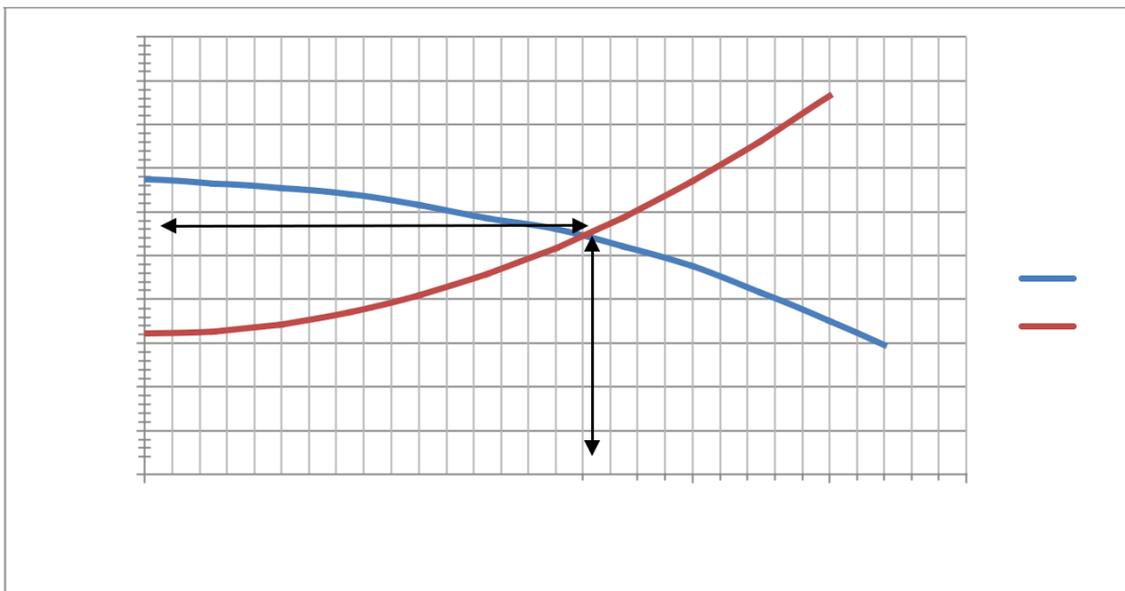


Figure V.7: Point de fonctionnement de la pompe de SR El Hakimia.

⇒ Le débit appelé étant dans l'intervalle  $[Q_{pf}-10\% \div Q_{pf}+10\%] = [28,981/s \div 35,421/s]$  par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

**V.13.2.5. Etude de la cavitation**

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 1,63m$
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33-0,00139 * 1092,36 \Rightarrow P_{at} = 8,81mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ=20 \text{ °C}$  :  $T_v = 0,24 mce$
- Raccord d'aspiration:  $d_a=150 \text{ mm}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a=(1,2\grave{a}1,5)d_a=1,2 \times 150=180 \text{ mm}$

**Tableau V.13:** Caractéristiques de la conduite d'aspiration.

Da (mm)	Va (m/s)	La (m)	Q 3 (m/s)	$\sum h_p^{asp}$ (m)
250	0,95	10	0,03123	0,023

- Installation en charge:

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 1,63 + 0,3 - 8,81 + 0,24 + 0,23 + \frac{0,95^2}{2 \times 9,81} = -6,57m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{adm}^{asp} = -(NPSH)_r - r + P_{at} - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 8,81 - 1,63 - 0,3 - 0,24 - 0,023 - \frac{0,95^2}{2 \times 9,81} = 6,57m$$

**V.13.2.6. Calage de la pompe**

- Installation en aspiration

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$$

$$\nabla_{axe} = 964,48 + 6,43 - 0,2 = 970,71m$$

**V.13.2.7. Dimensionnement des équipements en amont et en aval de la pompe**

**Tableau V.14:** Dimensionnement des équipements en amont de la pompe.

Equipements en amont	Diamètre de la conduite d'aspiration	Da=250 mm	da: diamètre de la Tubulure d'aspiration=125mm
	Butée	H <sub>butée</sub> =30cm	
	Longueur du convergent	Lc=40cm	
	Longueur du tronçon après convergent	L <sub>tr asp</sub> =60cm	

**Tableau V.15:** Dimensionnement des équipements en aval de la pompe.

Equipements en aval	Diamètre de la conduite de refoulement	DN=200mm	
	Longueur du tronçon avant divergeant	L <sub>tr ref</sub> =30cm	
	Longueur du divergeant	Ldiv=50cm	dr: diamètre de la tubulure de refoulement=125mm
	Vanne	DN=250mm	
	Clapet	DN=250mm	
	Vidange	DN=62,5mm	

**V.13.2.8. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage**

**Tableau V.16:** Les dimensions de la station de reprise d'El Hakimia.

Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)
5,60	12,10	8,00

**V.14. Sécurité des pompes**

**V.14.1. Précautions à prendre**

**V.14.1.1. Avant la mise en marche**

- Vérifier l'alignement entre la pompe et le moteur avec la règle métallique et le cadran indicateur
- Vérifier le schéma de câblage du moteur et du démarreur qui doit être conforme aux instructions du fournisseur, ainsi que la fréquence et la tension d'alimentation
- Vérifier la tuyauterie d'aspiration et de refoulement ainsi que les appareils de mesure de pression
- Faire tourner la roue à la main pour assurer qu'elle tourne librement
- Vérifier la lubrification et le réglage du presse étoupe
- Vérifier la lubrification du moteur, des paliers et de l'accouplement

- Les vannes, les soupapes et les clapets doivent être bien réglés et opérationnels
- Amorçage de la pompe
- les vannes d'aspiration et de refoulement doivent être ouvertes
- le moteur doit tourner dans le même sens indiqué sur la pompe

**V.14.1.2. Pendant la mise en marche**

- Fermer toutes les vannes de vidange
- Ouvrir complètement les vannes d'aspiration et de refoulement
- Ouvrir le robinet de refroidissement du boîtier de la presse étoupe
- Amorcer la pompe
- Faire le démarrage du moteur
- Lorsque la pompe tourne, vérifier que la soupape de retenue s'est ouverte pour empêcher la pompe à fonctionner à débit nul
- Régler les soupapes d'étanchéité pour obtenir les pressions recommandées du liquide de la presse étoupe

**V.14.1.3. Lors du fonctionnement**

- Rotation pompe / moteur
- Débit et pressions
- Température des paliers par un thermomètre qui ne doit pas dépasser 82°C
- Vibration et bruit

**V.14.1.4. Pour arrêter**

- Arrêter le moteur
- Fermer les vannes d'aspiration et de refoulement
- Fermer les soupapes de la presse étoupe
- Ouvrir les vannes de vidange

**V.14.2. Entretien des pompes**

- Chaque mois : vérifier la température des paliers.
- Tous les 3 mois : lubrification des paliers, si leur graisse est blanchâtre laver les paliers par un solvant industriel et remplacer la graisse par le type recommandé.
- Tous les 6 mois : vérifier les garnitures, la presse étoupe, les vibrations, vérifier l'arbre qui ne doit pas être rayé, contrôler l'alignement

**V.15. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons cité les différentes composantes fondamentales d'une station de pompage ainsi que ses différents équipements qui vont permettre une gestion optimale.

Pour la station de pompage de Sour El Ghozlane qui refoule un débit de 50,20 l/s sous une HMT de 176,70 m, elle est équipée de 2 pompes en parallèle+ une pompe de secours qui sont de même type et installées en aspiration

La station de reprise d'El Hakimia refoule un débit de 31,23 l/s sur une HMT de 106,71 m, elle est équipée par 1 pompe+ une pompe de secours qui sont de même type et installées en aspiration.

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

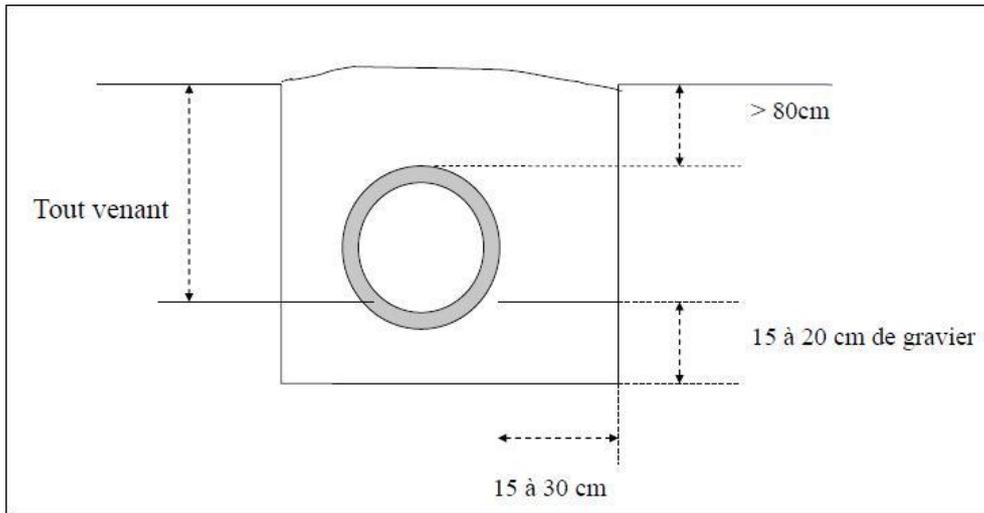
**VI.1. Introduction**

Pour assurer le bon fonctionnement hydraulique d'un réseau de distribution et d'adduction d'eau, il est nécessaire de savoir les différentes techniques de pose de canalisation qui dépendent essentiellement de la nature des terrains de pose et aussi il est nécessairement utile d'équiper le réseau en organes accessoires qui ont pour rôles :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Soutirer les débits ;
- Purger, vidanger et isoler les canalisations ;
- Changer les sens d'écoulement.

**VI.2. Type de pose de canalisation****VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire**

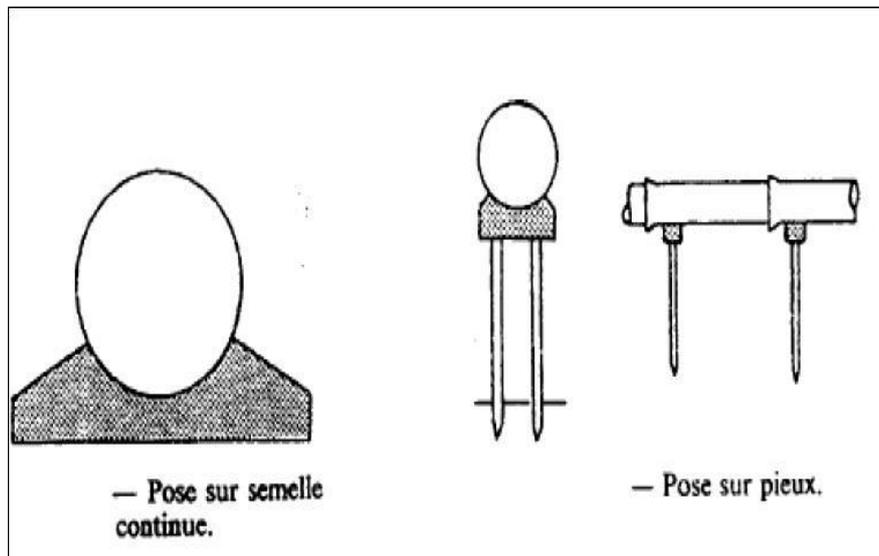
- La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm ;
- La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum) ;
- Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé ;
- Avant mise en fouille, on procède au tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissurations...après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement ;
- Dans le cas d'un soudage de joints, cette tâche doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre ou bien des tronçons de madrier en bois disposés dans le sens de la largeur de tranchée.
- La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout venant.



**Figure VI.1 :** Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

### VI.2.2. Pose de conduite dans un terrain peu consistant

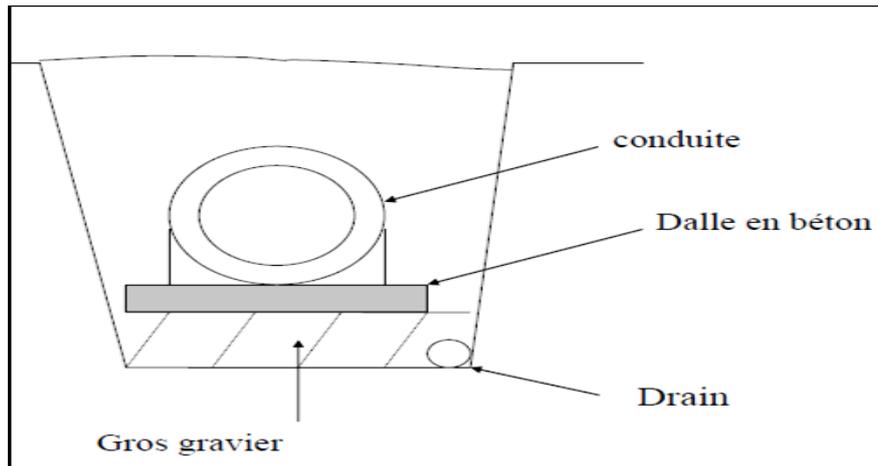
- Pour éviter tout mouvement ultérieurement, la canalisation doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou pas selon la nature du sol.
- Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ceux-ci doivent être placés près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



**Figure VI.2 :** Pose de conduite en tranchée dans un terrain peu consistant (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

### VI.2.3. Pose de conduites dans un terrain marécageux

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la conduite.



**Figure VI.3 :** Pose de conduite en tranchée dans un terrain marécageux (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

#### VI.2.4. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas, le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles où celle-ci pourra être placée en galerie.

Un canal est prévu pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie et déverser dans l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux cotés de la route.

#### VI.2.5. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

L'existence d'un pont route servira également de support de la canalisation, où celle-ci sera accrochée au tablier.

La canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant contre les chocs (dû à la navigation par exemple).

Dans ce cas de traversée par le fond, on opte pour des canalisations en acier et en polyéthylène du fait de leur élasticité. Les joints types soudés sont maintenus par des butées de béton posées de part et d'autre des joints.

Le revêtement des conduites en acier est fait à base d'un antirouille en plusieurs couches. **VI.2.6. Pose sans ouverture de tranchée**

Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.),.

Les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment.

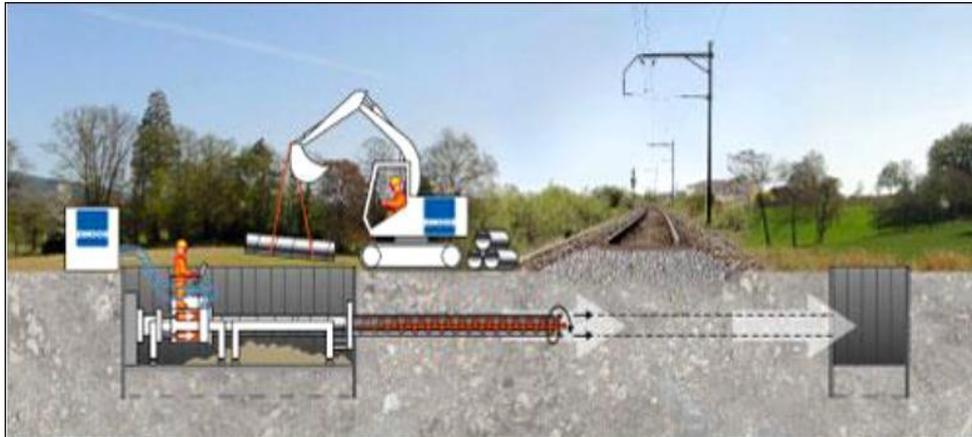
Parmi les avantages : il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts.

L'usage différencie les techniques de fonçage pour les diamètres 800 mm et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.



### Pose par fonçage

La méthode consiste à pousser, à l'aide de vérins un fourreau perforant, en prenant appui sur un ancrage transversal. Un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau.



**Figure VI.4 :** Présentation de la technique de pose par fonçage  
([www.zmoos.com](http://www.zmoos.com),2019).

#### VI.2.7. Pose en pente

Au de-là d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

### VI.3. Les accessoires

#### VI.3.1. Robinets vannes

Ce sont des accessoires qui permettent d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500m séparant deux robinets vanne successif. Ces dispositifs peuvent être soit :

##### VI.3.1.1. Robinet-vanne à opercule

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon. A compté d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule lorsque la manœuvre se fait à partir de la position fermée.

**VI.3.1.2. Vanne papillon**

Ce sont des dispositifs de sectionnement et de réglage de débit à la fois, c'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon.

**VI.3.2. Clapets anti retour**

C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. Il est placé à la sortie de chaque pompe.

**VI.3.3. Ventouses**

C'est un dispositif qui permet l'évacuation d'air dans une adduction, ces contentements d'air sont formés à la suite de points hauts et peuvent nuire la conduite et l'écoulement en lui-même en provoquant :

- Soit une diminution de la section d'écoulement.
- Un arrêt complet de l'écoulement en points hauts.
- Une diminution notable de la pression.
- Provoque un coup de bélier violent.

**VI.3.4. 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.

**VI.3.5. Crépines**

Les crépines sont des cylindres perforés qui évitent l'entrée de particules solides dans le corps de la pompe.

**VI.3.6. 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.

**VI.3.7. Joints de raccordement**

Pour pouvoir réaliser l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, nous devons utiliser des joints. Les joints les plus utilisés sont :

- Le joint Gibault ;
- Le joint à brides ;
- Le joint à emboîtement à soudure.

**VI.3.8. Organes de mesure****VI.3.8.1. Mesure de débit**

Nous nous servons d'appareils qui servent à créer une contraction de la section d'écoulement qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

**VI.3.8.2. Mesure de pression**

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- Manomètres à capsule
- Manomètres à soufflet
- Manomètres à membrane

**VI.3.9. Les pièces spéciales**

- Une déviation d'une partie d'écoulement.
- Une introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Changement de diamètre de la conduite.
- Changement de direction de la conduite.

**VI.3.9.1. Les coudes**

Les coudes sont des organes qui permettent le changement de direction, dans la plus part des cas ils sont maintenus par des massifs de butées, ils peuvent être soit à deux emboîtement ou bien à emboîtements et à bout lisse.

**VI.3.9.2. Les cônes**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents notamment à la sortie des pompes, ils peuvent être :

- à deux emboîtements.
- à deux brides.
- à emboîtement et à bride.

**VI.3.9.3. Les Tés**

Les tés sont utilisés lors du soutirage ou de l'ajout d'un débit complémentaire à une canalisation, ils peuvent être :

- à trois emboîtements.
- à deux emboîtements et brides.

**VI.4. Conclusion**

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent ;
- les clapets anti-retour ;
- Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

# **Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier**

**VII.1. Introduction**

Toute canalisation une fois mise en terre nécessitera une protection contre les phénomènes transitoires pouvant entraîner sa rupture. Dans le présent chapitre nous étudions les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier sur les canalisations.

**VII.2. Généralités**

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire (écoulement non permanent du liquide). Il s'agit d'un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par une onde de pression, positive (surpression) ou négative (dépression), provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité.

L'onde de coup de bélier se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

Ce phénomène peut engendrer des dommages énormes ; matériels et quelques fois des pertes de vies humaines.

**VII.3. Les causes du coup de bélier**

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

**VII.4. Les conséquences du coup de bélier**

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

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

**VII.4.1. Cas de la surpression**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y aura risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

**VII.4.2. Cas de dépression**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

**VII.4.3. Fatigue de la canalisation**

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

**VII.5. Description des phénomènes physiques**

Lorsque l'arrêt brusque ou instantané survient, quatre phases peuvent être envisagées :

**Phase 01 [t=0 à t=L/ C]**

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par C.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre

Le réservoir est  $\frac{L}{C}$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

**Phase 02** [ $t = \frac{L}{C}$  à  $t = \frac{2L}{C}$ ]

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{C}$  c'est-à-dire à  $\frac{2L}{C}$  depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

**Phase 03** [ $t = \frac{2L}{C}$  à  $t = \frac{3L}{C}$ ]

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{C}$  c'est-à-dire à  $\frac{3L}{C}$  depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

**Phase 04** [ $t = \frac{3L}{C}$  à  $t = \frac{4L}{C}$ ]

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{C}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{C}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

Phénomène oscillatoire avec une période de retour  $\frac{4L}{C}$

**VII.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier**

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

**VII.6.1. Calcul de la célérité d'ondes**

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule améliorée de Mr SALAH B. suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2.K.r_i(1-v_m^2)(1-v_s)}{(1-v_m^2)r_i.E_s + E_m.e_m(1-v_s)}}} [m/s] \dots\dots\dots (VII-1)$$

- C: célérité d'onde en (m/s)
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07.10^9$  Pascal ;
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000$  Kg / m<sup>3</sup> ;
- $E_m$  : module de Young du matériau de la conduite ;
- $E_m = 3.10^9$  Pascal (PEHD) ;

- $E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2.10^8$  Pascal ;
- $\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m=0,46$  (PEHD) ;
- $\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s=0,33$  ;
- $e_m$  : Epaisseur de la conduite (m) ;  $r_i = \frac{D_{int}}{2}$ .

**VII.6.1.1. Les caractéristiques de l'adduction par gravité**

Pour l'adduction gravitaire on a deux conduites en série dont les caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau VII.1:** Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction gravitaire.

Tronçon	DN (mm)	Dint (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)
R tampon-pt d'écrtement	200	163,6	0,021	1,24	7610,67
Pt d'écrtement- R Hadjera Zerga	160	130,8	0,013	1,93	813,88

**VII.6.1.2. Calcul de la célérité d'onde**

A partir de la formule (VII-1) on calcul la célérité d'onde C pour chaque tronçon, les résultats trouvés pour le calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.2:** Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction gravitaire.

Tronçon	K (Pa) (.10 <sup>9</sup> )	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	(m)	$\nu_m$	$\nu_s$	$E_s$ (10 <sup>8</sup> Pa)	$E_m$ (10 <sup>9</sup> Pa)	$e_m$ (m)	C (m/s)
R tampon-pt d'écretement	2,07	1000	0,0818	0,46	0,33	2	3	0,0182	669,71
pt d'écrtement- R Hadjera Zerga	2,07	1000	0,0654	0,46	0,33	2	3	0,0146	670,36

**VII.6.2. Calcul du temps de fermeture des vannes**

Pour limiter le coup de bélier, le temps de fermeture de la vanne doit être supérieur à c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde.

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

$$Tr = \frac{2L}{C} [s] \dots \dots \dots (VII. 2)$$

Tr : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

**Tableau VII.3:** Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.

Tronçon	L (m)	C (m/s)	Tr (s)
<b>R tampon-pt d'écrêtement</b>	7610,67	669,71	22,72
<b>pt d'écrêtement- R Hadjera Zerga</b>	813,88	670,36	2,43

**VII.6.3. Détermination de la valeur du coup de bélier**

Dans le cas d'une fermeture lente, on calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de Michaud :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} [m] \dots \dots \dots (VII. 3)$$

L : Longueur de la conduite (m) ;

V0: Vitesse d'écoulement (m/s) ;

T : temps de fermeture totale de la vanne(s).

□ On va choisir des vannes à fermeture lente avec un temps de fermeture de 0,5 h (>

Tr) et on calcul la valeur du coup de bélier avec la formule (VII-3)

**Tableau VII.4:** La valeur du coup de bélier.

Tronçon	L (m)	T (s)	V (m/s)	b (m)
<b>R tampon-pt d'écrêtement</b>	7610,67	1800	1,24	1,06
<b>pt d'écrêtement - R Hadjera Zerga</b>	813,88	1800	1,93	0,18

☛ Nos conduites sont donc protégées par la fermeture lente des vannes.

**VII.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier**

**VII.7.1. Moyens de protection**

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

**VII.7.1.1. 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 libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

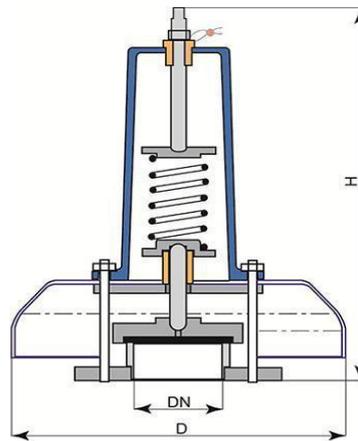


Figure VII.1 : Soupape de décharge ([www.pamline.fr](http://www.pamline.fr), 2020)

### VII.7.1.2. Réservoirs d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.



Figure VII.2 : Mode de fonctionnement d'un réservoir d'air. (BOUCHAIB.S, 2017)

### VII.7.1.3. 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.

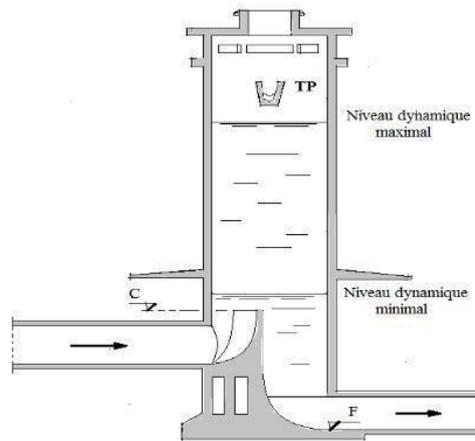


Figure VII.3 : Cheminée d'équilibre (SELMANE.T, 2017)

#### VII.7.1.4. Volant d'inertie

Il est placé entre la pompe et le moteur, calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de la 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.

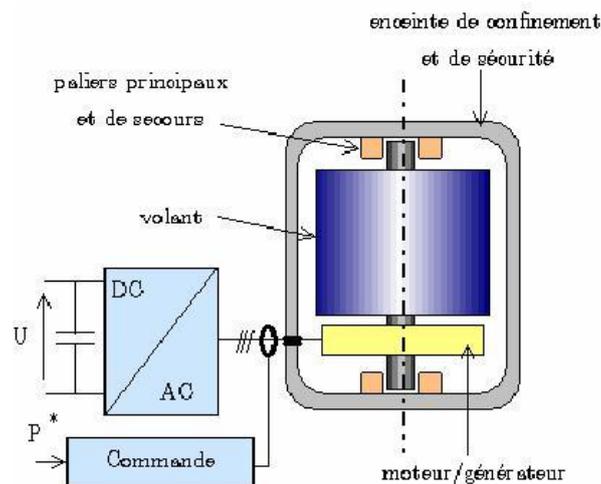


Figure VII.4 : Volant d'inertie ([www.researchgate.net](http://www.researchgate.net),2020).

Tableau VII.5 : Tableau Récapitulatif.

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
<b>Soupape de Décharge</b>	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement	Utilisé comme protection contre la surpression
<b>Cheminée d'équilibre</b>	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection contre la dépression et contre la surpression
<b>Réservoir d'air</b>	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé.	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
<b>Volant d'inertie</b>	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire. Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	Utilisé comme protection contre les dépressions

Source : (AHSENE.L, 2014)

### VII.7.2. 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 :

#### VII.7.2.1. 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.

#### VII.7.2.2. 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.

**VII.7.2.3. Méthode de Puech et Meunier**

**VII.7.3. Dimensionnement des réservoirs d'air**

La célérité de l'onde élastique C est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, C correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

La célérité est donnée par la formule qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite

**[Formule (VII-1)].**

1. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10[m] \dots \dots \dots (VII. 4)$$

2. La charge maximale absolue:

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{CV_0}{g} [m] \dots \dots \dots (VII. 5)$$

V0: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

D'où

$$\left( h_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{Z_{max}}{Z_0} \right) \Rightarrow \text{Abaque de vebert} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}, \frac{Z_{min}}{Z_0} \text{ (voir ANNEXE [02])}$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} [m^3] \dots \dots \dots (VII. 6)$$

U<sub>max</sub> : volume du réservoir d'air

**VII.7.3.1. Les caractéristiques de l'adduction par refoulement**

Les caractéristiques de l'adduction par refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau VII.6:** Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement.

Tronçon	DN (mm)	Dint (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP Sour El Ghozlane-SR El Hakimia	250	204,6	0,033	1,53	8618,02	127,88
SR El Hakimia-R tampon	200	176,2	0,024	1,28	9496,3	64,23

**VII.7.3.2. Calcul de la célérité d'onde C**

A partir de la formule (VII-1) on calcul la célérité d'onde C pour chaque tronçon, les résultats trouvés pour le calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.7:** Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

Tronçon	K (Pa) (.10 <sup>9</sup> )	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	(m)	v <sub>m</sub>	v <sub>s</sub>	E <sub>s</sub> (Pa) (.10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (Pa) (.10 <sup>9</sup> )	e <sub>m</sub> (m)	C (m/s)
SP Sour El Ghozlane-SR El Hakimia	2,07	1000	0,1023	0,46	0,33	2	3	0,0227	669 ,212
SR El Hakimia-R tampon	2,07	1000	0,0881	0,46	0,33	2	3	0,0119	582,749

**VII.7.3.3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

**Tableau VII.8:** Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.

Tronçon	Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	h <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> /Z <sub>0</sub>	h <sub>0</sub> /Z <sub>0</sub>	U <sub>0</sub> /LS	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	Z <sub>min</sub> / Z <sub>0</sub>	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>réel</sub> (m <sup>3</sup> )
SP Sour El Ghozlane-SR El Hakimia	137,88	242,25	1,53	0,119	1,76	0,000865	0,0075	2,133	0,625	3,41	4,10
SR El Hakimia-R tampon	74,23	150,27	1,28	0,084	2,02	0,001125	0,006	1,367	0,540	2,53	3,04

**VII.8. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons vu les moyens de protection contre le régime transitoire. Pour les conduites gravitaires on prévoit l'installation des vannes à fermeture lente (T=0,5h) et pour les conduites en refoulement on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage de Sour El Ghozlane un réservoir d'air d'une capacité de 4000 litres et la station de reprise d'El Hakimia un réservoir d'air d'une capacité de 3000 litres.

# **Conclusion générale**

### Conclusion générale

Les ressources en eau existantes au niveau des communes El Hakimia et Hadjera Zerga sont limitées. Ces centres ne disposent, respectivement que de 544,32 m<sup>3</sup>/j et 172,8 m<sup>3</sup>/j.

Tenant compte de l'évolution démographique et des besoins publics futurs à l'horizon 2050, les déficits seront de 847,86 m<sup>3</sup>/j pour El Hakimia et 2119,8 m<sup>3</sup>/j pour Hadjera Zerga.

Le transfert des eaux du barrage de Koudiet Acerdoune est une solution pour satisfaire l'ensemble des besoins des deux agglomérations de la zone sud ouest de la wilaya de Bouira à partir du réservoir (2×6000) m<sup>3</sup> de Sour El Ghozlane.

Ce transfert, en termes de capacités d'adduction a été dimensionné pour les débits maximums journaliers à l'horizon 2050 étant donné le caractère aléatoire des ressources existantes et leurs faibles débits.

L'ensemble des calculs hydrauliques élaborés dans cette étude ont débouchés sur les résultats fondamentaux ci-dessous :

Pour l'adduction nous avons projeté

- A partir de la station de pompage de Sour El Ghozlane, une conduite d'adduction par refoulement en PEHD (L=8618,02 ml ; D=250 mm) assure le transfert des eaux vers la station de reprise d'El Hakimia ;
- Une autre conduite en refoulement PEHD (L=9496,30 ml ; D=200 mm) de la station de reprise d'El Hakimia vers le réservoir tampon (CTN=1156,59 m) ;
- A partir du réservoir tampon, une conduite gravitaire qui comprend deux conduites en série avec des diamètres de 200 mm et 160 mm sur des distances de 7610,67 ml et 813,88 ml respectivement qui assure le transfert des eaux vers Hadjera Zerga.

Pour les réservoirs nous avons projeté

- Un réservoir de distribution d'une capacité de 350 m<sup>3</sup> au niveau de la commune El Hakimia qui va être jumelé avec le réservoir existant de 200 m<sup>3</sup>.
  - Un réservoir de distribution d'une capacité de 150 m<sup>3</sup> au niveau de la commune Hadjera Zerga qui va être jumelé avec le réservoir existant de 500 m<sup>3</sup>.
  - Un réservoir tampon d'une capacité de 150 m<sup>3</sup>.

- Une bache d'aspiration pour la station de pompage de Sour El Ghozlane avec un volume de  $50 \text{ m}^3$ .
- Une bache d'aspiration pour la station de reprise d'El Hakimia avec un volume de  $50 \text{ m}^3$ .

Pour les stations de pompage nous avons projeté une station à Sour El Ghozlane ( $Q=50,20 \text{ l/s}$  ;  $HMT=176,71 \text{ m}$ ) et une station de reprise à El Hakimia ( $Q=31,23 \text{ l/s}$  ;  $HMT=106,70 \text{ m}$ ).

Ensuite, la conception des différentes adductions a été clôturée par l'étude de la protection contre le coup de bélier où nous avons choisi comme moyen de protection pour les conduites par refoulement des réservoirs anti bélier et pour les conduites gravitaires nous avons choisis des vannes à fermeture lente.

Finalement, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

# **Références bibliographiques**

### Références bibliographiques

- 1- **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable », 2014. « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I.
- 2 -**M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
- 3 -**LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.
- 4- **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau ».
- 5- **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.
- 6 -**DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.

### Mémoires de fin d'étude :

- 7- **BELKADI. M** « Etude de doublement de la conduite d'adduction de la ville de Tipaza a partir du Barrage de Boukerdane avec renforcement de la capacité de stockage existante », Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique, ENSH ,2008.
- 8- **SELMANE. T** « Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs (2x3000) m<sup>3</sup> W.Tissemsilt », Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique, ENSH, 2017.
- 9- **BOUCHAIB.S ET CHADLI.I** « Transfert des eaux du réservoir 30 000 m<sup>3</sup>Lalla Setti vers la zone Sud de la wilaya de Tlemcen », Mémoire du Master, département d'hydraulique, faculté de technologie, Université Aboubakr Belkaid de Tlemcen,2017.
- 10- **MERZOUK. H** « Adduction en eau potable à partir d'un piquage sur la conduite principale (Barrage Tilesdit-Ath Mansour(W.Bouira)) vers Mansoura (W.Bourdj Bou Arreridj)», Mémoire d'ingénieur d'état, département d'hydraulique, ENSH ,2011.
- 11 -**Données de la direction des ressources en eau de Bouira.**

### Catalogues

- 12 -**CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression »
- 13- Catalogue technique du groupe CHIALI (TUBES en POLYETHYLENE PE)

# **Annexes**

## Annexe 01

Tableau: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
00-01	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
01-02	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
02-03	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
03-04	1,00	1,50	2,60	3,25	1,00
04-05	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
05-06	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
06-07	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
07-08	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
08-09	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
09-10	5,50	6,25	4,60	5,05	3,50
10-11	4,50	6,25	4,80	4,85	6,00
11-12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12-13	7,00	5,00	4,40	4,60	8,50
13-14	7,00	5,00	4,10	4,55	6,00
14-15	5,50	5,00	4,20	4,75	5,00
15-16	4,50	6,00	4,40	4,70	5,00
16-17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17-18	6,50	5,50	4,10	4,35	3,50
18-19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19-20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20-21	4,50	4,00	4,50	4,30	6,00
21-22	3,00	3,00	4,80	3,75	3,00
22-23	2,00	2,00	4,60	3,75	2,00
23-24	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

Annexe 02

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

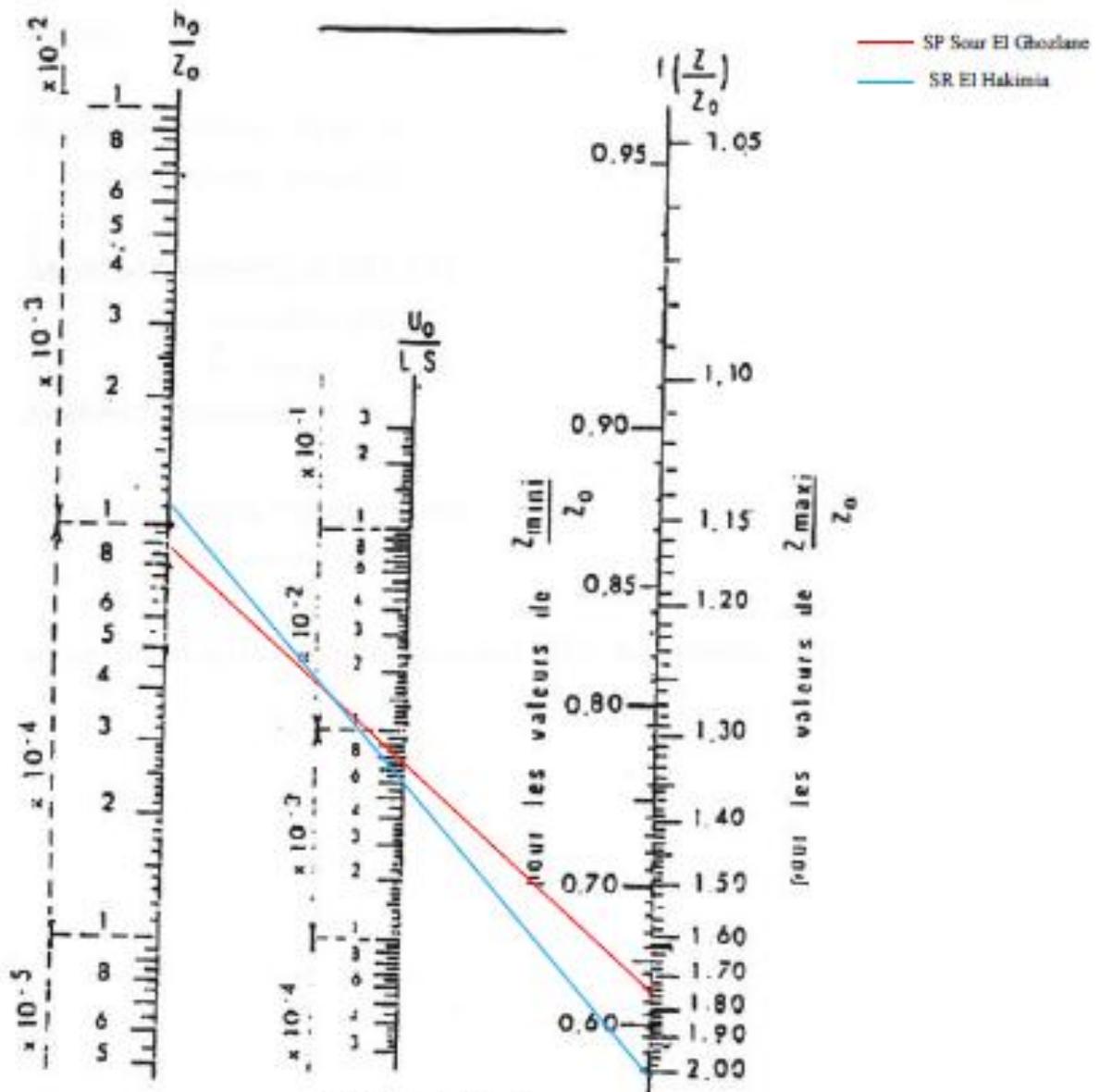


PLANCHE XXVII

## الملخص

ت تعاني كل من بلديتي الحاكمية و الحجره الزرقاء الواقعتين جنوب ولاية البويره من عجز كبير فيما يخص التزويد بماء الشرب و هذا بسبب عدم كفاية الموارد المائية الموجودة في المنطقتين المذكورتين (منابع مائيه، آبار).

لمعالجة هذه الوضعية الصعبة، سوف نقوم في هذا العمل بإنشاء نظام للتزويد بماء الشرب من خزان سور الغزلان ذو السعة المقدره (2 × 6000) م<sup>3</sup> و الذي يتم تزويده بالماء من سد كودية اسردون. سنقوم اخيرا بدراسة محطات الضخ والخزانات التي سوف تنجز ضمن هذا المشروع.

## Résumé

Les deux communes d'El Hakimia et Hadjera Zerga, se situant au sud de la wilaya de Bouira, accusent un déficit très important en matière d'alimentation en eau potable du fait de l'insuffisance des ressources existantes (sources, forages et puits). Pour remédier à cette situation déplorable, nous projetons dans ce travail un système d'adduction en eau potable vers les deux communes, et ce à partir du réservoir de Sour El Ghozlane ayant une capacité de (2x6000) m<sup>3</sup> et dont l'eau provient du barrage de Koudiet Acerdoune. Nous étudions également les stations de pompage ainsi que les réservoirs à projeter.

## Abstract

The two towns of El Hakimia and Hadjera Zerga, situated in the south of the state of Bouira, show a very important deficit in the supply of drinking water due to the insufficiency of existing resources (sources, drillings and wells). To remedy this deplorable situation, we project in this work a system of drinking water supply to both towns, and this from the reservoir of Sour El Ghozlane with a capacity of (2x6000) m<sup>3</sup> and whose water comes from Koudiet Acerdoune dam. The pumping stations as well as the tanks to project are also studied.