

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction de la commune de Chigara à partir du captage de la source de R'mail (w. Mila ).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-16

APA Citation ( توثيق APA):

Boumezbeur , Hamza (2016). Etude de l'adduction de la commune de Chigara à partir du captage de la source de R'mail (w. Mila )[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
ARBAOUI ABDELLAH

**DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Option : Alimentation en Eau Potable**

**THEME :**

**ETUDE DE L'ADDUCTION DE LA COMMUNE DE CHIGARA A  
PARTIR DU CAPTAGE DE LA SOURCE DE R'MAIL (W.MILA)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : BOUMEZBEUR Hemza**

**Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> . KHOUDJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M <sup>me</sup> .BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> .DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
M <sup>me</sup> .TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> .KAHLERRAS Malika	M.A.A	Promotrice

**Juin 2016**

# Remerciements

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

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

*Mes chers parents, mon frère et ma sœur pour les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.*

*Ma promotrice M<sup>me</sup> M.KAHLERRAS pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.*

*A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.*

*Mes remerciements vont également à tout le personnel de :*

- L'École Nationale Supérieure de l'Hydraulique ;*
- La DRE de MILA, en particulier Mr A.CHEROUAL ;*

*J'adresse également mes sincères remerciements à :*

*Mr. O. KHODJET-KESBA qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.*

*Aux membres de jury :*

- Mr M.GJELLAB*
- Mme S.BERBACHE*
- Mme L.TAFAT*

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

# Dédicace

*Du fond du cœur, je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :*

*A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez, que Dieu tout puissant les bénisse et me les garde en bonne et parfaite santé.*

*A mon frère et Ma Sœur qui m'ont soutenu et aidé de manière tant physique que morale*

*A tous mes amis d'enfance sans exception.*

*A tous mes amis de l'ENSH.*

*Enfin, A La mémoire de tous ceux qui sont morts pour une Algérie de demain meilleure.*

## ملخص :

يهدف هذا المشروع لتزويد بلدية الشبقارة بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من آبار المياه الجوفية المتواجدة بمنطقة الرمايل. حيث تعرف هاته المنطقة حاليا نقصا كبيرا في المياه الصالحة للشرب وهذا النقص راجع إلى قلة الموارد المائية و تطور الحياة المعيشية.

تتكون هذه الدراسة في أول الأمر من تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجاتها من الماء, تطرقنا بعدها إلى تحديد أبعاد الأنابيب , حجم الخزانات , محطات الضخ , ووضع وسيلة لحماية أنابيب الدفع خاصة من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية و تحديد طريقة انجاز المشروع مع استعراض مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

## Résumé :

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la commune de Chigara à partir du captage de R'mail. La région concernée recense un manque accrue d'eau potable, et ce en raison de l'explosion démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

L'étude dans sa globalité renferme en premier lieu la présentation de la zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, ensuite elle consiste à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

## Abstract:

The purpose of our project is to supply the city of Chigara with drinking water by accessing R'mail's underground water. This area suffers from a lack of drinking water due to the important demographic explosion as well as to the development of the living standards. The study contains the first presentation of the study area and the estimation of water needs, then it consists in dimensioning the adduction system (including the storage tanks, and the pumping station), to protect our conduits against the water hammer and implement an action plan for the execution of the project.

# Sommaire

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

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

Introduction .....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Situation topographique.....	2
I.3. Situation géologique et géotechnique.....	4
I.4. Situation climatique.....	4
I.5. Situation démographique .....	5
I.6. Situation hydraulique actuelle.....	6
I.6.1. Ressources .....	6
I.6.2. Réservoirs .....	8
Conclusion.....	14

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

Introduction.....	10
II.1. Evolution démographique.....	10
II.2. Catégorie des besoins en eau .....	12
II.3. Choix de la norme unitaire de consommation.....	13
II.4. Évaluation de la consommation moyenne journalière.....	13
II.5. Etude des variations de la consommation .....	18
II.6. Calcul de déficit de consommation.....	27
Conclusion.....	28

## **Chapitre III: Etude des Réservoirs**

Introduction.....	29
III.1. Fonction générale des réservoirs.....	29
III.2. Classification des réservoirs.....	29
III.3. Equipement des réservoirs.....	30
III.4. Entretien des réservoirs.....	30

III.5. Hygiène et sécurité.....	31
III.6. Capacités des réservoirs.....	31
III.7. Forme des réservoirs.....	44
Conclusion.....	46

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

Introduction.....	47
IV.1. Les conduites d'adduction.....	47
IV.2. Choix du tracé .....	47
IV.3. Choix de type de canalisation.....	48
IV.4. Etude de l'adduction principale.....	48
IV.4.1. Etude des variantes.....	48
IV.4.2. Dimensionnement de l'adduction principale pour les deux variantes.....	52
IV.5. Etude d'adduction secondaire (écoulement gravitaire).....	76
Conclusion.....	78

#### **Chapitre V : Etude de pompage**

Intoduction.....	79
V.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	79
V.2. Situation des ouvrages.....	79
V.3. Choix du type de pompe.....	79
V.4. Les modes de couplage des pompes.....	80
V.5. Choix du nombre de pompes.....	80
V.6. Description des pompes choisit.....	83
V.7. Courbes caractéristiques des pompes.....	83
V. 8. Point de fonctionnement.....	85
V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	89
V.10. Etude de la cavitation.....	91
V.11. Equipements auxiliaires.....	98
V.12. Choix du moteur électrique.....	98
V.13. Dimensionnement du bâtiment de la station pompage.....	100
Conclusion.....	102

## Chapitre VI : Protection des conduites

Introduction.....	103
VI.1. Définition .....	103
VI.2. Causes du coup de bélier.....	103
VI.3. Risques dus aux coups de bélier.....	104
VI.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	104
VI.5. Calcul des réservoirs d'air.....	104
VI.6. Application de la méthode de VIBERT .....	106
VI.7. Installation du réservoir d'air.....	108
Conclusion.....	108

## Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	109
VII.1. Pose des canalisations.....	109
VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations.....	109
VII.1.2. Accessoires.....	109
VII.2. Différents travaux à entreprendre.....	110
VII.3. Choix des engins.....	110
VII.4. Estimation quantitative du projet.....	111
VII.4.1. Les travaux des stations de pompage.....	111
VII.4.1. Les travaux de l'adduction.....	112
VII.5. Estimation financière.....	113
Conclusion.....	114
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>115</b>

## Bibliographie

## **Annexes**

Annexe II.1. Variation du coefficient Variation du coefficient min ,max en fonction du nombre d'habitant

Annexe II.2. Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Annexe IV.1. Prix du ML des conduites en fonte ductile selon ELECTROSTEEL ALGERIE

Annexe IV.2. Prix du ML des conduites en PEHD de gamme PN 16

Annexe IV.3. Prix du ML des conduites en PEHD de gamme PN 10

Annexe VI.1. Abaque de Vibert pour calculer les réservoirs d'airs

Annexe VI.2. Catalogue Hydrochoc CHARLATTE pour les réservoirs d'air gamme 10 bars

Annexe VI.3. Catalogue Hydrochoc CHARLATTE pour les réservoirs d'air gamme 16 bars

## LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau I.1 : Température moyennes, minimales et maximales mensuelles.....	5
Tableau I.2 : les précipitations moyennes mensuelles.....	5
Tableau I.3 : Population par village à l'année de recensement 2008.....	6
Tableau I.4 : Les sources et les bornes fontaine de la commune de chigara.....	7
Tableau I.5 : Récapitulatif des forages.....	8

### Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau Potable

Tableau II.1: Estimation de la population à moyen et long terme .....	11
Tableau II.2: Consommation moyenne de la population à l'horizon de calcul .....	14
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	15
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaire.....	15
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins socio-culturels.....	16
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	16
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.....	17
Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières des villages.....	17
Tableau II.9: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ .....	19
Tableau II.10: Variation du débit horaire pour le village de Houari .....	21
Tableau II.11: Variation du débit horaire pour le village de Kikba .....	22
Tableau II.12: Variation du débit horaire pour le village de Lamssal.....	23
Tableau II.13: Variation du débit horaire pour le village de Sfisfa .....	24
Tableau II.14: Variation du débit horaire pour le village de Makhat.....	25
Tableau II.15: Variation du débit horaire pour le village de Chigara centre.....	26
Tableau II.16: Le déficit journalier pour chaque localité.....	27

### Chapitre III: Etude des Réservoirs

Tableau III.1: Fonctions d'un réservoir .....	29
Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Houari (R1).....	33

Tableau III.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Kikba (R2).....	34
Tableau III.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Lamssal (R3).....	35
Tableau III.5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Chigara centre(R4).....	36
Tableau III.6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Boussafi (R5) .....	38
Tableau III.7: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Makhat (R6).....	39
Tableau III.8: Evaluation du volume résiduel du réservoir de station de pompage SP.....	41
Tableau III.9: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise SR1.....	42
Tableau III.10: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise SR2.....	43
Tableau III.11: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux à projeté.....	44
Tableau III.12: Les dimensions des différents réservoirs terminaux .....	45
Tableau III.13 : les dimensions des bâches de reprise.....	45

#### **Chapitre IV: Etude De L'adduction**

Tableau IV.1: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau .....	52
Tableau IV.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	56
Tableau IV.3: Appellations des infrastructures pour la variante V1.....	57
Tableau IV.4: Les diamètres avantageux pour le tronçon R3–A0–SR2 (V 1.M 1) .....	58
Tableau IV.5: Les diamètres avantageux pour le tronçon R3–A0–SR2 (V 1.M 2).....	58
Tableau IV.6: Les diamètres avantageux de tronçon réservoir tampon–R5 (V 1.M 1).....	59
Tableau IV.7: Les diamètres avantageux de tronçon réservoir tampon–R5 (V 1.M 2).....	59
Tableau IV.8: Frais d'investissement de l'adduction gravitaire de la variante V 1.....	60
Tableau IV.9: calcul de la HMT du tronçon SP–SR1( V1.M1) .....	61
Tableau IV.10: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1–SR1 (V1.M1)....	62
Tableau IV.11: Bilan pour le tronçon SP–SR1 (V1.M1).....	62
Tableau IV.12: calcul de la HMT du tronçon SP –SR1 (V1.M2).....	63
Tableau IV.13: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP–SR1 (V1.M2)....	63
Tableau IV.14: Bilan pour le tronçon SP1–SR1 (V1.M2).....	63
Tableau IV.15: Calcul de la HMT du tronçon SR1–R3 (V1.M1).....	64
Tableau IV.16: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR1–R3 (V1.M1).....	64
Tableau IV.17: Bilan pour le tronçon SP1–SR1(V1.M1).....	65
Tableau IV.18 : Calcul de la HMT du tronçon SR1–R3(V1.M2).....	65
Tableau IV.19 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR1–R3(V1.M2)....	65
Tableau IV.20 : Bilan pour le tronçon SR1–R3( V1.M2).....	66

Tableau IV.21: Calcul de la HMT du tronçon SR2–Réservoir tampon (V1.M1).....	66
Tableau IV.22: Frais d’investissement et d’exploitation pour le tronçon SR2–Réservoir tampon (V1.M1).....	66
Tableau IV.23: Bilan pour le tronçon SR2–Réservoir tampon (V1.M1).....	67
Tableau IV.24: calcul de la HMT du tronçon SR2 – Réservoir tampon (V1.M2).....	67
Tableau IV.25: Frais d’investissement et d’exploitation pour le tronçon SR2–Réservoir tampon (V1.M2).....	67
Tableau IV.26: Bilan pour le tronçon SR1–R3(V1.M2).....	68
Tableau IV.27: Bilan totale de l’adduction principale pour la variante V 1.....	68
Tableau VI.28 : Appellations des infrastructures pour la variante V2.....	69
Tableau VI.29 : Les diamètres avantageux de tronçon réservoir tampon – R5(V 2.M1).....	70
Tableau VI.30 : Les diamètres avantageux de tronçon réservoir tampon – R5(V 2.M2).....	70
Tableau VI.31 : Frais d’investissement de l’adduction gravitaire de la variante V2.....	71
Tableau IV.32: calcul de la HMT du tronçon SP– R3 (V2.M1).....	71
Tableau IV.33: Frais d’investissement et d’exploitation pour le tronçon SP-R3 (V2.M1) ....	72
Tableau IV.34: Bilan pour le tronçon SP-R3 (V2.M1).....	72
Tableau IV.35: calcul de la HMT du tronçon SR1– Réservoir tampon (V2.M1) .....	73
Tableau IV.36: Frais d’investissement et d’exploitation pour le tronçon SR-Réservoir tampon (V2.M1).....	73
Tableau IV.37: Bilan pour le tronçon SP-R3 (V2.M1).....	73
Tableau IV.38: calcul de la HMT du tronçon SR1– Réservoir tampon (V2.M2).....	74
Tableau IV.39: Frais d’investissement et d’exploitation pour le tronçon SR-Réservoir tampon (V2.M2).....	74
Tableau IV.40: Bilan pour le tronçon SP-R3 (V2.M2).....	74
Tableau IV.41: Bilan totale de l’adduction principale pour la variante V2.....	75
Tableau IV.42: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	76
Tableau IV.43: Les altitudes des différents points de l'adduction .....	76
Tableau IV.44: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.....	77
Tableau IV.45: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction .....	77
Tableau IV.46 : Frais d’investissement de l’adduction secondaire .....	78

## **Chapitre V: Etude De Pompage**

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station SP.....	81
Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station SR2.....	82

Tableau V.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station SR2.....	82
Tableau V.4 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	92

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

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	107
Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement..	
.....	107
Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.	107
Tableau VI.4: Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	108

### **Chapitre VII : Organisation de chantier**

Tableau VII.1: Calcul des volumes pour les stations de pompage .....	112
Tableau VII.2 : Calcul des volumes pour l'adduction .....	112
Tableau VII.3: Devis estimatif des travaux .....	113
Tableau VII.4: Devis estimatif de la pose et fourniture des conduites.....	113

# LISTE DES FIGURES

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

Figure I.1 : Plan de situation de la commune de Chigara.....3

## Chapitre II: Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1 : Préviation des populations à desservir aux horizons 2025 et 2045 .....12

Figure II.2 : La répartition des besoins en eau potable par village.....27

## Chapitre III: Les réservoirs

Figure III.1 : Méthode graphique.....32

## Chapitre IV: Etude de l'adduction

Figure IV.1 : Schéma explicatif de la première variante proposée.....50

Figure IV.2 : Schéma explicatif de la deuxième variante proposée.....50

Figure IV.3 : Schéma explicatif du tracé final.....75

## Chapitre V: Etude du pompage

Figure V.1: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type CAPRARI PM 100/8A.....83

Figure V.2: Les courbes caractéristiques de la pompe (SR1) de type CAPRARI PM80/3A.....84

Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR2) de type CAPRARI HMU40-2/5B.....84

Figure V.4: Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage SP.....86

Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de la SR1.....87

Figure V.6 : Point de fonctionnement des pompes de la SR2.....88

Figure V.7 : Roues soumise à la cavitation.....92

Figure V.8 : Calage de la pompe en charge.....93

Figure V.9 : Calage de la pompe en aspiration.....94

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N° 1 :** Vue en plan de l'adduction de CHIGARA W.MILA

**Planche N° 2 :** Profil en long de l'adduction principale de CHIGARA W .MILA

**Planche N° 3 :** Profil en long de l'adduction secondaire (Réservoir de la SP – R3) de CHIGARA W.MILA

**Planche N° 4 :** Plan de réservoir R3 LAMSSAL

**Planche N° 5 :** Plan de la station de pompage SP

# Introduction générale

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente la 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique et la Pollution.

L'eau étant toujours une ressource extraordinaire, nous ne nous rendons pas compte de l'importance qu'elle revêt jusqu'au jour où elle vient à manquer, que ce soit pour nos besoins quotidiens, l'exploitation industrielle ou en des lieux où la sécheresse sévit. Alors qu'on la gaspille dans les pays occidentaux, ailleurs, elle peut s'avérer plus précieuse que l'or ou le pétrole

Au temps présent, l'état Algérien a fait de la protection et de la restauration de la quantité et de la qualité des ressources en eau, une préoccupation majeure afin de parvenir à un bon état d'approvisionnement et de faire face au problème d'insuffisance d'eau, et de demande croissante. En raison de la balance déficitaire qui particularise l'état Algérien et qui se base essentiellement sur la réserve atmosphérique, et devant une telle situation de surexploitation des nappes et de mal répartition des eaux de précipitation, le pays s'engage dans un vaste programme de réalisation d'ouvrages hydrotechniques de stockage en vue de mobiliser les apports hydriques, et de permettre aux nappes de se recharger.

Dans ce mémoire de fin d'études, nous allons présenter l'étude d'adduction en eau potable de la commune de CHIGARA (W.MILA) à partir de captage de source de R'mail, ce projet est de moyenne ampleur, mais il s'inscrit tout de même dans le cadre de la valorisation de la ressource hydrique et d'approvisionnement des populations lancé par le gouvernement Algérien.

Cette étude comportera quatre phases définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste en la collecte des données nécessaires pour avoir une bonne connaissance de l'aire d'étude.
- Une estimation des besoins en eau permettant le calcul du déficit pour lequel nous dimensionnerons notre adduction.
- Une étude de conception du système de l'adduction proprement dit.
- Une étude de conception des systèmes annexes : réservoir, station de pompage, anti bélier avec calcul de coût, de durée et un inventaire des moyens à utiliser.

## **Introduction**

L'agglomération reconnaît actuellement un problème majeur dans le domaine d'alimentation en eau potable vu l'accroissement démographique et le développement incessant des équipements sanitaires.

Dans ce contexte ce chapitre portera sur, l'étude de toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données hydrauliques propres au réseau d'alimentation en eau potable et des ressources en eau, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de mener à bien notre travail.

### **I.1. Situation géographique**

Constituant l'une des trente-deux communes de la Wilaya de Mila La commune de Chigara rattachée à la daïra de Sidi Merouane, qui est située au Nord de la wilaya s'étale sur une superficie de 63,7 km<sup>2</sup> dont la majorité est à vocation agricole.

Sur le plan administratif, Chigara est limitée:

- ❖ **Au Nord** : par les communes d'ouled Rabah et Sidi Maarouf (Wilaya de Jijel)
- ❖ **Au Sud** : par les communes de zeghaia et Sidi Merouane.
- ❖ **A l'Est** : par les communes de Hamala et Grarem Gouga.
- ❖ **A l'Ouest** : par la commune de Terrai Beinen.

### **I.2. Situation topographique**

Le relief de notre région est relativement montagneux, elle est caractérisée par :

- ❖ Commune montagneuse des monts du Nord, Chigara affiche une altitude qui s'élève en diagonale et graduellement du Sud- Est au Nord-Ouest de 200m à plus de 1200 m avec un point culminant de 1292 m au niveau de Djebel Moul el M'cid, Les classes altitudinales les plus fréquentes sont celles comprises entre (200 et 800) m.
- ❖ Les pentes présentes au niveau de cet espace sont généralement supérieures à 25% et couvrent environ tout le territoire de la commune.
- ❖ Les caractéristiques de ce relief constituent une contrainte pour le développement des activités agricoles notamment les grandes cultures (céréales, légumes secs ...) et génèrent des surcoûts considérables pour toute opération d'aménagement du Territoire.

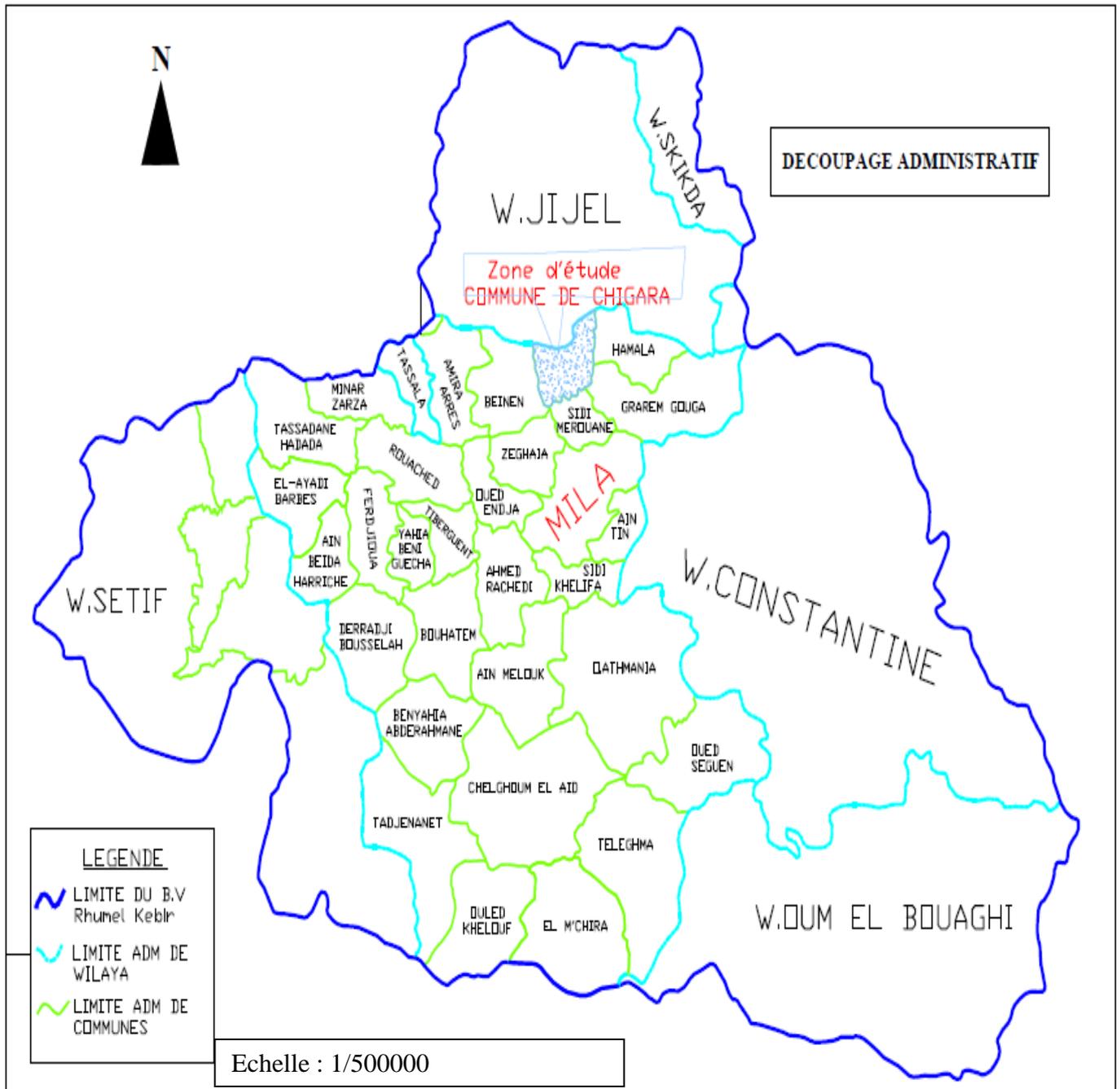


Figure I.1 : Plan de situation de la commune de Chigara.

### **I.3. Situation géologique et géotechnique**

L'étude géotechnique, à savoir la pente, structure géologique et possibilité de présence de nappe phréatique a permis de dégager différents types de terrain.

- ❖ L'air de Chigara occupe les zones des basses collines de l'atlas tellien oriental. Elle est cernée par L'OUED ENDJA au côté sud et comme d'une manière générale les montagnes d'ALGERIE, sont en majorité formées de roches sédimentaires ,d'où une prédisposition naturelle de cette air à l'érosion sous l'action du facteur climatique en particulier. Ces derniers (les roches) sont facilement érable les marnes, les argiles gréseuses, les argiles schisteuse et le gypse .ce pendant l'alternance des roches dures, grés et calcaire, limite la fragilité du matériau par endroits. [1]

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

Les données climatiques de notre zone d'étude sont représentées par deux stations pluviométriques, la station de Hamala(Grarem) et celle de KOUDIAT TENDART(Mila).

#### **I.4.1. Climat**

Selon la carte climatique de l'ANRH, Chigara se caractérise par un climat de type :

- Humide frais pour sa partie nord djbel Moul el M'cid.
- Humide doux au niveau de la forêt de Makhat.
- Sub-humide doux pour sa partie sud qui correspond aux rives d'Oued Endja et Oued el Kebir ainsi que le lac du barrage de Beni Haroun.
- Ce type de climat est favorable au développement d'une agriculture pluviale, à l'arboriculture et à certaines cultures maraîchères à cycle court s'étalant entre mars et juin.
- Les principaux aléas observés sont les gelées, la grêle et le Sirocco .

#### **I .4.2. Température**

La température influe directement sur le régime d'écoulement, elle augment l'évaporation et l'évapotranspiration durant les périodes chaudes. Pour notre zone d'étude les températures maximales, moyennes et minimales sont mentionnées ci-après (Tableau N°I-2) :

Tableau I.1 : Température moyennes, minimales et maximales mensuelles (2000-2012).

Mois	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	T <sub>moy</sub> annuel
T(C°) Moy	7,1	8,6	10,6	13,1	16,8	25,3	25,3	25,5	15,7	22,8	17	11,9	16,6
T(C°) Min	2,9	3,6	5,4	7,3	10,5	15,1	12,1	12,1	16,4	11,8	6,8	3,4	6,0
T(C°) Max	11,3	13,3	15,8	18,9	23,1	28	32,8	32,8	29,2	22,7	17	12,1	21,4

Source : station météorologique de KOUDIAT TENDART.

### I.4.3.La pluviométrie

Les précipitations montrent un rythme pluviométrique mensuel et annuel irrégulier d'une année à l'autre, elles varient entre 500 et 1200 mm/an.

En moyenne, les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de décembre et janvier (131,08 - 122,2 ) qui marquent la saison hivernale. Par contre, les précipitations les plus basses correspondent aux mois de Aout et Juin (11,3 - 19,03) qui marquent la saison estivale.

les précipitations moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau N°I-3 ci-après :

Tableau I.2 : les précipitations moyennes mensuelles (2000-2012).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
<b>Pluv.MOY (mm)</b>	29,5	53,25	62,85	131,08	122,2	92,09	59,6	63,6	35,07	19,03	22,2	11,3	701,77

Source : Station de Hamala-Grarem.

### I.5. situation démographique

D'après les données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) effectué en 2008. La population de notre région d'étude est de 14116 habitants.

La commune de Chigara est une région montagneuse avec des agglomérations rurales et éloignées (Mechtas), elle est divisée en deux secteurs principales "**Chigara**" et "**Houari et Kikba**" répartie comme suit :

Tableau I.3: Population par village à l'année de recensement 2008

Secteur	Villages	Population (2008)
Houari et Kikba	Houari	1215
	Kikba	2036
Chigara	Chigara centre	6790
	Lamsal	1058
	Sfisfa	1823
	Makhat	1194

DRE de MILA

## I.6. Situation hydraulique actuelle

Une multitude de sources existent à travers territoire de Chigara, ainsi qu'un réseau hydrographique très dense où les pluies hivernales et la fonte des neiges ravinent et érodent excessivement les sols car aucune action de protection n'est entreprise . alors que leur captage pourrait être bénéfique pour la petite hydraulique et la mise en valeur de petits périmètres irrigués.

### I.6.1. Ressources

Le système d'alimentation en eau potable actuel de la commune Chigara est composé de deux types de ressource : ressources superficiels et ressources souterrains.

#### I.6.1.1. Ressources superficielles

Les ressources superficielles sont regroupées dans le tableau ci-après.

Tableau I.4 : Les sources et les bornes fontaine de la commune de chigara.

Secteur	Origine de la source	Nature	Débit (l/s)	Affectation
<b>I</b>	Ain laancer	Gravitaire	1,5	Kikba
	Ain el R'mail	Gravitaire	1,4	Houari
	Ain El - Hamma	Gravitaire	2,7	
<b>II</b>	Ain Meguelet	Gravitaire	0.5	Lamsal
	Ain Zeguiben+ Ain Lamsal	BF sur place	0.8	
	Ain El kerma	Gravitaire	0.5	Centre chigara
	Ain Merdj rahal	BF sur place	0.9	
	Ain Mchamaa	Gravitaire	3	
	Ain dardara	Gravitaire	1,5	
	Ain Boukhouiet	BF sur place	0.5	Sfisfa
	Ain Agdale	Gravitaire	0.5	makhat
	Ain Moander	BF sur place	0.7	

DRE de Mila

Généralement le débit de ces sources est faible, et peuvent facilement être tariées. Ainsi leur captages n'est envisagé qu'en l'absence d'autres possibilités.

En plus de la dite raison La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, à cet effet la DRE de Mila, a lancé un projet pour l'alimenter à partir du captage des eaux souterraine de R'mail qui représentent une solution adéquate.

**I.6.1.2. Ressources souterraines**

- ❖ **Forage de Staif** : Sert au remplissage de réservoir de tête existant (1000m<sup>3</sup>) **Boussafi**, il est exploité depuis 18-02-2006 avec un débit de 06 l/s.
- ❖ **Forages de R'mail** : Il représente le nouveau captage exploité pour satisfaire les besoins en eau potable de la zone d'étude, il est composé de de forage R'mail 1 et R'mail 2, les deux forages se sont situés à R'mail au nord-ouest de village **Houari et Kikba**.

Les caractéristiques des 3 forages sont dans le tableau ci-après :

Tableau I.5 : Récapitulatif des forages.

<b>Forage</b>	<b>Staif</b>	<b>R'mail 1</b>	<b>R'mail 2</b>
Coordonnées (m)	X=815.811 Y=369.885 Z=800,2	X=819.867 Y=372.974 Z=584	X=819.947 Y=372.978 Z=570
Année de mise en service	2006	2014	2014
Nature de tubage	Acier	Acier	Acier
Profondeur (m)	48	200	120
DN (mm)	90	80	90
Profondeur statique (m)	0	17	16
Profondeur dynamique (m)	35.86	20.5	19.32
Débit théorique (l/s)	8	25	50
Débit exploité(l/s)	6	22	Selon les besoins

Source : DRE de Mila

### **I.6.2. Réservoirs**

La capacité de stockage actuelle est de 1400 m<sup>3</sup> repartit comme suite :

#### **❖ Village Houari et Kikba**

Actuellement le stockage d'eau potable pour les mechtas « Houari et Kikba » est assuré par (01) réservoir & (02) bâches : un réservoir tampon 100m<sup>3</sup>, une bâche à eau d'une capacité de 10m<sup>3</sup> et une autre de capacité 20m<sup>3</sup>.

#### **❖ Chigara**

##### **1-Chigar centre :**

-Le stockage est assuré par un seul réservoir de 100 m<sup>3</sup> avec un CTN de 780 m

- Il est alimenté par la source d'Ain Mchamaa et Ain dardara.

##### **2- Sfisfa et makhat**

Le village de Sfisfa et Makhat comptent actuellement 2 réservoirs, un réservoir de 1000 m<sup>3</sup> situé à localité Sfisfa et un réservoir jumelée 2 ×100 m<sup>3</sup> à localité Makhat .

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Cette étape constitue la phase la plus importante, elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier leurs fiabilité pour une prise de décisions correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit à la présentation des caractéristiques du réseau existant (état des lieux).

## Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit, ...etc.).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, ...etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

### II.1. Evolution démographique

Le nombre d'habitants à l'année de recensement est estimé à 14116 habitants, réparti comme suit :

☞ Chigara : 10865 habitants.

☞ Houari et Kikba : 3251 habitants.

D'après la DRE de la wilaya de Mila, le taux d'accroissement est de **2%**.

La population par villages et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \quad (\text{II.1})$$

$P_n$  : La population à l'horizon de calcul ;

$P_0$  : La population à l'année de recensement 2008 ;

$T$  : Le taux d'accroissement démographique, pris égal à 2%

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

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Estimation de la population à moyen et long terme.

Secteurs	Villages		Population			
			2008	2015	2030	2045
<b>Houari et Kikba</b>	Houari		1215	1396	1879	2529
	Kikba		2036	2339	3148	4237
<b>Totale de Houari et Kikba</b>			<b>3251</b>	<b>3735</b>	<b>5027</b>	<b>6766</b>
<b>Chigara</b>	Lamsal		1058	1215	1636	2201
	Chigara centre	Ouarziz	2139	2457	3307	4451
		Zouabi	3055	3509	4723	6356
		Oualjet Boukhlelif	1033	1187	1597	2149
		Habassa	563	647	870	1171
	Sfisfa		1823	2094	2818	3793
	Makhat		1194	1372	1846	2484
<b>Totale de Chigara</b>			<b>10865</b>	<b>12480</b>	<b>16797</b>	<b>22607</b>

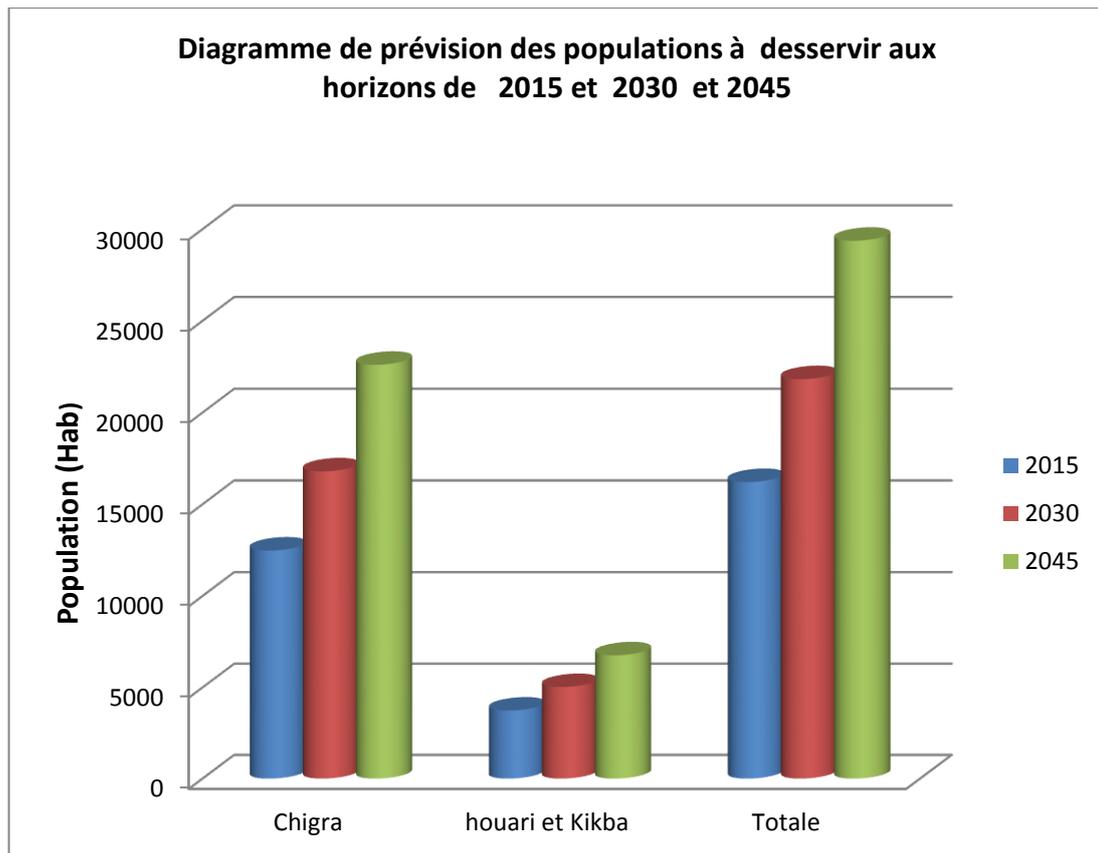


Figure II.1 : Prévision des populations à desservir aux horizons 2025,2030 et 2045 .

## II.2. Catégorie des besoins en eau

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

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

- ✓ Besoins domestiques ;
- ✓ Besoins scolaires ;
- ✓ Besoins sanitaires ;
- ✓ Besoins administratifs ;
- ✓ Besoins socioculturels ;
- ✓ Besoins du bétail.

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

### II.3. Choix de la norme unitaire de consommation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

### II.4. Évaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière désignée par  $Q_{moy,j}$  est donnée par :

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

Avec :

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

N: nombre de consommateurs

Dot: dotation moyenne en litre/jour/consommateur.

#### II.4. 1.La consommation moyenne journalière domestique

La dotation varie pour les petites agglomérations de 60 à 100 l/j/hab et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Vu le caractère semi- rural de la zone à alimenter, les besoins en eau seront estimés à la base d'une dotation de **150 l/j/hab**. Il est jugé qu'une dotation de 150 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population pour le long terme (source : la D.R.E de Mila).les résultats sont représentés dans le tableau II.1ci après :

Tableau II.2: Consommation moyenne de la population à l'horizon de calcul.

Secteur	Village	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/Hab)	débit moy (m <sup>3</sup> /j)	débit moy (l /s)
<b>Houari et Kikba</b>	Houari	2529	150	379,35	4,39
	Kikba	4237	150	635,55	7,36
<b>Chigara</b>	Lamssal	2201	150	330,2	3,82
	Chigara centre	14127	150	2119,1	24,53
	Sfisfa	3793	150	568,55	6,59
	makhat	2484	150	372,6	4,31
-----	Totale	29371	150	4405,7	50,99

#### II.4.2. La consommation moyenne journalière des différents équipements

Notre plan d'occupation possède des équipements existants, projetés, et d'autres en cours de Réalisation.

##### II.4.2.1. Besoins scolaires

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc...

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

Secteurs	Villages	Nombre d'établissement	Effectif (eleves +perssones)	Dotation (l/j)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Houari et Kikba	Kikba	2 Primaire	475	10	4,75
		1 CEM (qantine)	380	20	7,6
		1 Lycée	300	20	6
	Houari	2 Primaire	150	10	1,5
Chigara	Lamssal	1 Primaire	140	10	1,4
	Chigara centre	3 Primaire	800	10	8
		1 CEM (qantine)	768	20	15,36
		1 Lycée	1000	20	20
	Sfisfa	1 Primaire	200	10	2
1 CEM (qantine)		300	20	6	
Makhat	1 Primaire	200	10	2	

#### II.4.2.2 Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaire.

Secteurs	Villages	Type d'équipement	Unité(malade ou lit)	Dotation (l/j/ unité)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Houari et Kikba	Kikba	1 centre de santé	20	15	0,3
Chigara	Chigara centre	1 centre de santé	60	15	0,9
		Maternité	10	500	5
	Sfisfa	1 centre de santé	30	15	0,45

**II.4.2.3. Besoins socio-culturels**

Les équipements socio-culturels et leurs besoins en eau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins socio-culturels.

Secteurs	Villages	Type d'équipement	Unité (fidèle ou m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/ unité)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Houari et Kikba	Houari et	1 Mosqué	200	10	2
	Kikba	1 Mosqué	500	10	5
Chigara	Lamssal	1 Mosqué	300	10	3
	Chigara centre	2 Mosqués	900	10	9
		1 Stade	3500 m <sup>2</sup>	4	14
Sfisfa	1 Mosqué	600	10	6	

**II.4.2.4. Besoins administratifs**

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Secteurs	Villages	Type d'équipement	Unité(N <sup>bre</sup> . d'employés)	Dotation (l/j/ employé)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Houari et Kikba	Kikba	1 post (ptt)	5	15	0,075
Chigara	Chigara centre	1 Post (ptt)	20	15	0,3
		APC	32	15	0,48
		Gendarmerie	25	40	1

## II.4.2.5. Besoins du bétail

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes, Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès DRE de Mila.

Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.

Village	Bovins		Ovins		Volailles		Débit (m <sup>3</sup> /j)
	Nombre de tête	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Nombre de tête	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Nombre de tête	Débit (m <sup>3</sup> /j)	
Houari	30	2,4	200	1,6	-	-	<b>4</b>
Kikba	40	3,2	300	2,4	-	-	<b>5,6</b>
Lamssal	120	9,3	200	1,6	20000	20	<b>30,9</b>
Makhat	60	4,8	-	-	-	-	<b>4,8</b>

## II.4.3. Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale

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

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières des villages.

Villages	Besoins domestiques (m3/j)	Besoins scolaires (m3/j)	Besoins sanitaires (m3/j)	Besoins administratifs (m3/j)	Besoins Socio-culturels (m3/j)	Besoins bétail (m3/j)	Totale (m3/j)
Houari	379,35	1,5	-	-	2	4	<b>386,9</b>
Kikba	635,55	18,35	0,3	0,075	5	5,6	<b>664,9</b>
Lamssal	330,2	1,4	-	-	3	30,9	<b>365,5</b>
Chigar centre	2119,1	43,36	5,9	1,78	23	-	<b>2193,1</b>
Sfisfa	568,55	8	0,45	-	6	-	<b>583</b>
Makhat	372,6	2	-	-	-	4,8	<b>379,4</b>
<b>Totale (m3/j)</b>						<b>4573,3</b>	

## II.5. Etude des variations de la consommation

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations d'un jour à d'autre et même d'une heure à autre, il existe des journées où la consommation d'eau est maximale; et il existe des heures où elle est minimale

### II.5.1. Etude de la variation journalière

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation, Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $K_{\max j}$  et  $K_{\min j}$ . [2]

$K_{\max j}$  : consommation maximale journalière.

$K_{\min j}$  : consommation minimale journalière.

$$K_{\max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

#### II.5.1.1. La consommation maximale journalière ( $Q_{\max,j}$ ) :

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

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-3})$$

Avec :

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

$K_{\max,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{\max,j} = (1,1 \text{ et } 1,3)$ . [2]

**NB** : pour notre étude on prend  $K_{\max,j} = 1,3$  ;

#### II.5.1.2. La Consommation minimale journalière ( $Q_{\min,j}$ ) :

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-4})$$

Avec :

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

$K_{\max,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière minimum ,  $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$  [2]

NB : pour notre étude on prend  $K_{min,j}=0,7$ .

**II.5.1.3. Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable**

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{min j}$  ;  $Q_{moy j}$  ;  $Q_{max j}$

Secteurs	Villages	$Q_{moyj}(m^3/j)$	$K_{min j}$	$Q_{min j}(m^3/j)$	$K_{max j}$	$Q_{max j}(m^3/j)$
Houari Kikba	Houari	386,9	0,7	270,8	1,3	503
	Kikba	664,9	0,7	465,4	1,3	864,4
Chigara	Lamssal	365,5	0,7	255,9	1,3	475,2
	Chigara centre	2193,1	0,7	1535,2	1,3	2851,1
	Sfisfa et	583	0,7	408,1	1,3	757,9
	Makhat	379,4	0,7	265,6	1,3	493,2
Total		4572,8	0,7	3201	-	<b>5944,8</b>

En intégrant les coefficients d’irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner l’adduction en fonction du débit maximum journalier qui est égal à  $Q_{maxj}=5944,8$  (m<sup>3</sup>/j) c’est-à-dire  $Q_{maxj}=68,81$  l/s

**II.5.2. Etude de la variation horaire**

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des Variations horaires. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons L’annexe II.1 qui montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier.et cela en fonction du nombre d’habitants donc :

$$Q_h = (P\% * Q_{moy,j})/100.....en (m^3/h) \tag{II-5}$$

Avec :

$Q_h$  = débit horaire nécessaire  
 $P\%$  = pourcentage horaire.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ( $K_{max,h}$  ,  $K_{min,h}$ ) qui tiennent compte explicitement de l’aménagement des bâtiments, du niveau de développement d’équipement sanitaire, du régime du travail et d’autres conditions locales.

**II.5.2.1. Consommation maximale horaire**

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\max j}/24 \quad (\text{II-6})$$

$K_{\max h}$  : coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{II-7})$$

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient  $\alpha_{\max}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient  $\beta_{\max}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

**II.5.2.2. Consommation minimale horaire**

Détermination de la consommation minimale horaire :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\min j}/24 \quad (\text{II-8})$$

$K_{\min h}$  : coefficient d'irrégularité horaire minimale donné par la formule :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II-8})$$

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient  $\alpha_{\min}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient  $\beta_{\min}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

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

Etant donné que la zone d'étude comprend quatre localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

Seulement le village de Chigara qui compte une population dépassant le 10 000 et les autres sont moins de 10 000.

Les résultats sont représentés dans les Tableaux ci-après :

Tableau II.10: Variation du débit horaire pour le village de Houari

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 503 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0-1	01	5,03	1	5,03
1-2	01	5,03	2	10,06
2-3	01	5,03	3	15,09
3-4	01	5,03	4	20,12
4-5	02	10,06	6	30,18
5-6	03	15,09	9	45,27
6-7	05	25,15	14	70,42
7-8	6.5	32,695	20,5	103,115
8-9	6.5	32,695	27	135,81
9-10	5.5	27,665	32,5	163,475
10-11	4.5	22,635	37	186,11
11-12	5.5	27,665	42,5	213,775
12-13	07	35,21	49,5	248,985
13-14	07	35,21	56,5	284,195
14-15	5.5	27,665	62	311,86
15-16	4.5	22,635	66,5	334,495
16-17	05	25,15	71,5	359,645
17-18	6.5	32,695	78	392,34
18-19	6.5	32,695	84,5	425,035
19-20	5.0	25,15	89,5	450,185
20-21	4.5	22,635	94	472,82
21-22	03	15,09	97	487,91
22-23	02	10,06	99	497,97
23-24	01	5,03	100	503

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le village de Houari est de **35,21  $\text{m}^3/\text{h}$**  et survient entre 12h et 14h. Par contre le  $Q_{\min, h}$  est de **5,03  $\text{m}^3/\text{h}$**  survient entre 23h-04h.

Tableau II.11: Variation du débit horaire pour le village de Kikba

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=864,4 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
<b>0-1</b>	01	8,6	1	8,6
<b>1-2</b>	01	8,6	2	17,3
<b>2-3</b>	01	8,6	3	25,9
<b>3-4</b>	01	8,6	4	34,6
<b>4-5</b>	02	17,3	6	51,9
<b>5-6</b>	03	25,9	9	77,8
<b>6-7</b>	05	43,2	14	121,0
<b>7-8</b>	6.5	56,2	20,5	177,2
<b>8-9</b>	6.5	56,2	27	233,4
<b>9-10</b>	5.5	47,5	32,5	280,9
<b>10-11</b>	4.5	38,9	37	319,8
<b>11-12</b>	5.5	47,5	42,5	367,4
<b>12-13</b>	07	60,5	49,5	427,9
<b>13-14</b>	07	60,5	56,5	488,4
<b>14-15</b>	5.5	47,5	62	535,9
<b>15-16</b>	4.5	38,9	66,5	574,8
<b>16-17</b>	05	43,2	71,5	618,0
<b>17-18</b>	6.5	56,2	78	674,2
<b>18-19</b>	6.5	56,2	84,5	730,4
<b>19-20</b>	5.0	43,2	89,5	773,6
<b>20-21</b>	4.5	38,9	94	812,5
<b>21-22</b>	03	25,9	97	838,5
<b>22-23</b>	02	17,3	99	855,8
<b>23-24</b>	01	8,6	100	864,4

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le village de Houari est de **60,5  $\text{m}^3/\text{h}$**  et survient entre 12h et 14h. Par contre le  $Q_{\min, h}$  est de **8,6  $\text{m}^3/\text{h}$**  survient entre 23h-04h.

Tableau II.12: Variation du débit horaire pour le village de Lamssal.

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=475,2 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
<b>0-1</b>	01	4,8	1	4,8
<b>1-2</b>	01	4,8	2	9,5
<b>2-3</b>	01	4,8	3	14,3
<b>3-4</b>	01	4,8	4	19,0
<b>4-5</b>	02	9,5	6	28,5
<b>5-6</b>	03	14,3	9	42,8
<b>6-7</b>	05	23,8	14	66,5
<b>7-8</b>	6.5	30,9	20,5	97,4
<b>8-9</b>	6.5	30,9	27	128,3
<b>9-10</b>	5.5	26,1	32,5	154,4
<b>10-11</b>	4.5	21,4	37	175,8
<b>11-12</b>	5.5	26,1	42,5	202,0
<b>12-13</b>	07	<b>33,3</b>	49,5	235,2
<b>13-14</b>	07	<b>33,3</b>	56,5	268,5
<b>14-15</b>	5.5	26,1	62	294,6
<b>15-16</b>	4.5	21,4	66,5	316,0
<b>16-17</b>	05	23,8	71,5	339,8
<b>17-18</b>	6.5	30,9	78	370,7
<b>18-19</b>	6.5	30,9	84,5	401,5
<b>19-20</b>	5.0	23,8	89,5	425,3
<b>20-21</b>	4.5	21,4	94	446,7
<b>21-22</b>	03	14,3	97	460,9
<b>22-23</b>	02	9,5	99	470,4
<b>23-24</b>	01	4,8	100	475,2

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le village de Lamssal est de **33,3  $\text{m}^3/\text{h}$**  et survient entre 12h et 14h. Par contre le  $Q_{\min, h}$  est de **4,8  $\text{m}^3/\text{h}$**  survient entre 23h-04h.

Tableau II.13: Variation du débit horaire pour le village de Sfisfa

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 757,9 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
<b>0-1</b>	01	7,6	1	7,6
<b>1-2</b>	01	7,6	2	15,2
<b>2-3</b>	01	7,6	3	22,8
<b>3-4</b>	01	7,6	4	30,3
<b>4-5</b>	02	15,2	6	45,5
<b>5-6</b>	03	22,8	9	68,3
<b>6-7</b>	05	37,9	14	106,2
<b>7-8</b>	6.5	49,3	20,5	155,5
<b>8-9</b>	6.5	49,3	27	204,8
<b>9-10</b>	5.5	41,7	32,5	246,5
<b>10-11</b>	4.5	34,1	37	280,7
<b>11-12</b>	5.5	41,7	42,5	322,4
<b>12-13</b>	07	53,1	49,5	375,5
<b>13-14</b>	07	53,1	56,5	428,6
<b>14-15</b>	5.5	41,7	62	470,3
<b>15-16</b>	4.5	34,1	66,5	504,5
<b>16-17</b>	05	37,9	71,5	542,4
<b>17-18</b>	6.5	49,3	78	591,7
<b>18-19</b>	6.5	49,3	84,5	641,0
<b>19-20</b>	5.0	37,9	89,5	678,9
<b>20-21</b>	4.5	34,1	94	713,1
<b>21-22</b>	03	22,8	97	735,8
<b>22-23</b>	02	15,2	99	751,0
<b>23-24</b>	01	7,6	100	758,6

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le village de Sfisfa est de **53,1  $\text{m}^3/\text{h}$**  et survient entre 12h et 14h. Par contre le  $Q_{\min, h}$  est de **7,6  $\text{m}^3/\text{h}$**  survient entre 23h-04h.

Tableau II.14: Variation du débit horaire pour le village de Makhat

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 493,2 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0-1	01	4,9	1	4,9
1-2	01	4,9	2	9,9
2-3	01	4,9	3	14,8
3-4	01	4,9	4	19,7
4-5	02	9,9	6	29,6
5-6	03	14,8	9	44,4
6-7	05	24,7	14	69,0
7-8	6.5	32,1	20,5	101,1
8-9	6.5	32,1	27	133,2
9-10	5.5	27,1	32,5	160,3
10-11	4.5	22,2	37	182,5
11-12	5.5	27,1	42,5	209,6
12-13	07	34,5	49,5	244,1
13-14	07	34,5	56,5	278,7
14-15	5.5	27,1	62	305,8
15-16	4.5	22,2	66,5	328,0
16-17	05	24,7	71,5	352,6
17-18	6.5	32,1	78	384,7
18-19	6.5	32,1	84,5	416,8
19-20	5.0	24,7	89,5	441,4
20-21	4.5	22,2	94	463,6
21-22	03	14,8	97	478,4
22-23	02	9,9	99	488,3
23-24	01	4,9	100	493,2

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le village de Makhat est de **34,5  $\text{m}^3/\text{h}$**  et survient entre 12h et 14h. Par contre le  $Q_{\min, h}$  est de **4,9  $\text{m}^3/\text{h}$**  survient entre 23h-04h.

Tableau II.15: Variation du débit horaire pour le village de Chigara centre

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 2851,1 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0-1	1.5	42,8	1,5	42,8
1-2	1.5	42,8	3	85,5
2-3	1.5	42,8	4,5	128,3
3-4	1.5	42,8	6	171,1
4-5	2.5	71,3	8,5	242,3
5-6	3.5	99,8	12	342,1
6-7	4.5	128,3	16,5	470,4
7-8	5.5	156,8	22	627,2
8-9	6.25	178,2	28,25	805,4
9-10	6.25	178,2	34,5	983,6
10-11	6.25	178,2	40,75	1161,8
11-12	6.25	178,2	47	1340,0
12-13	5	142,6	52	1482,6
13-14	5	142,6	57	1625,1
14-15	5.5	156,8	62,5	1781,9
15-16	6	171,1	68,5	1953,0
16-17	6	171,1	74,5	2124,1
17-18	5.5	156,8	80	2280,9
18-19	5	142,6	85	2423,4
19-20	4.5	128,3	89,5	2551,7
20-21	4	114,0	93,5	2665,8
21-22	3	85,5	96,5	2751,3
22-23	2	57,0	98,5	2808,3
23-24	1.5	42,8	100	2851,1

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le secteur d'Ath-Mendes est de  **$178,2 \text{ m}^3/\text{h}$**  et survient entre 8h et midi. Par contre le  $Q_{\min, h}$  est de  **$42,8 \text{ m}^3/\text{h}$**  survient entre 23h-04h.

**II.6. Calcul de déficit de consommation**

Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en Eau à l'horizon d'étude (2045), il est nécessaire de calculer le déficit.

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

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

Tableau II.16: Le déficit journalier pour chaque localité

Villages	Besoins en eau à l'an 2045 (m3/j)	Production en eau existante (m3/j)	Déficit (m3 /j)
Houari	503	233,28	269,72
Kikba	864,4	129,6	734,8
Lamssal	475,2	Non disponible	475,2
Chigara centre	2851,1	388,8	2462,3
Sfisfa	757,9	432	325,9
Makhat	493,2	43,2	450
<b>Total</b>	<b>5944,8</b>	<b>1226,9</b>	<b>4717,9</b>

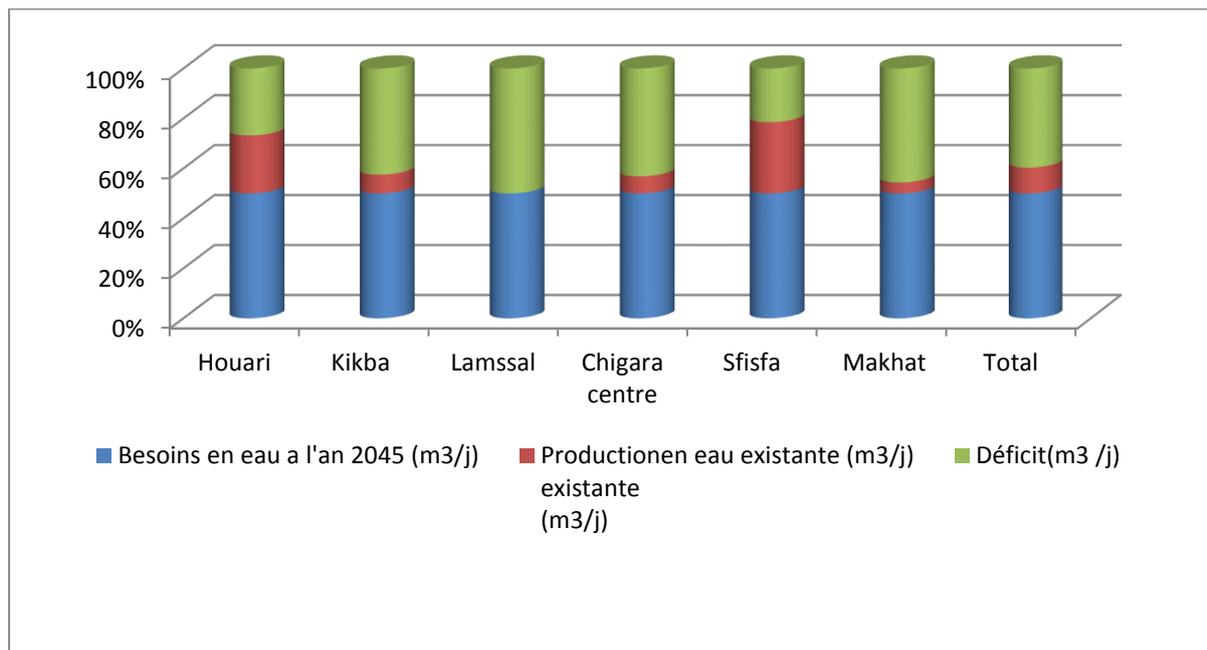


Figure II.2 : Evolution du déficit par village.

A partir du bilan de comparaison entre la production et le débit moy.j de l'agglomération de la commune de Chigara un déficit en matière de production en eau potable par rapport au besoins en eau de l'agglomération de la commune de Chigara est de 4717,9 m<sup>3</sup>/j c a d 54,61 l/s . Qui implique le renforcement du système d'A.E.P de la commune.

### Conclusion :

Les ressources mobilisées actuellement, sont insuffisantes pour alimenter en eau potable la population de la région d'étude, du fait que la somme de débit des sources n'est que de 14,2 l/s, pendant la période estivale, ce qui représente que 21% des besoins maximum journalier à l'horizon 2045.

A cet effet, on procédera à un renforcement du système d'alimentation de cette région, en gardant les ressources actuelles avec un débit de renforcement de **54,61 l/s** assuré par captage de R'mail pour satisfaire les besoins a l'horizon 2045 qui sont estimés de **68,81l/s**.

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

**Introduction**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

Ils sont des ouvrages qui permettent de relier aussi entre deux régimes différents au cours d'une même journée, à savoir : le débit d'apport d'eau qui est uniforme et celui de consommation qui est variable. Donc l'étude de dimensionnement de ces derniers doit être approfondie afin d'assurer un bon fonctionnement.

**III.1. Fonction générale des réservoirs**

Les réservoirs de stockage d'eau potable peuvent avoir une multitude de tâches à résoudre à la fois techniques et économiques ces fonctions sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.1 : Fonctions d'un réservoir

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Régulation des débits</li> <li>- Sécurité d'approvisionnement</li> <li>- Régulation de la pression</li> <li>- Simplification de l'exploitation</li> <li>- Réacteur participant au traitement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Réduction des investissements sur les ouvrages de production</li> <li>- Réduction des investissements sur le réseau de distribution</li> <li>- Réduction des dépenses d'énergie</li> </ul>

[3]

**III.2. Classification des réservoirs**

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

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

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

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

[4]

### III.3. Equipement des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de :

#### III.3.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction

Peut-être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux peut être soit :

- a- Par le haut (chute libre).
- b- En bas (siphon noyé).

#### III.3.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite prend son départ entre 15 et 20 cm au-dessus du radier et doit être munie d'une crépine courbée pour éviter l'entraînement d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir et obvier au phénomène de vortex qui permet la pénétration d'air dans la conduite.

#### III.3.3. Conduite de trop plein

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur.

#### III.3.4. Conduite de vidange

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir.

#### III.3.5. Conduite By-pass

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

#### III.3.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

### III.4. Entretien des réservoirs

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés ;

[2]

### III.5. Hygiène et sécurité

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- ✓ Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- ✓ Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- ✓ Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- ✓ Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau. [2]

### III.6. Capacités des réservoirs

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique ;
- ✓ La méthode graphique.

#### III.6.1. Méthode analytique

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} V_T = \frac{Q_{\max} + R_{\max}}{100} \quad (m^3) \quad (III.1)$$

$V_r$ : capacité résiduelle ( $m^3$ ),

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

$Q_{\max j}$ : La consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (III.2)$$

$V_T$ : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

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

**III.6.2. Méthode graphique**

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

Donc :

$$R_{max} = |V|^+ + |V|^- \quad (\%) \quad (III.3)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{max,j} \cdot R_{max}}{100} \quad (m^3) \quad (III.4)$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (III.5)$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

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

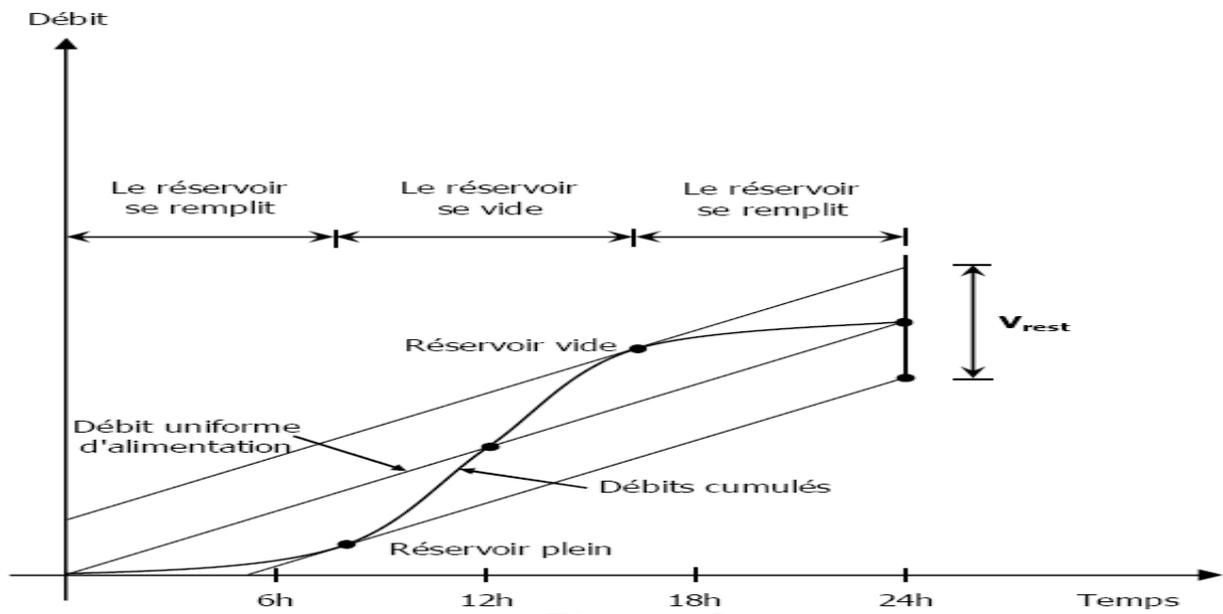


Figure III.1 : Méthode graphique

## III.6.3. Dimensionnement des réservoirs terminaux

Pour le dimensionnement des réservoirs terminaux on utilise la méthode analytique.

## a). Réservoir de Houari (R1)

Le réservoir de Houari, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de la station de pompage de R'mail SP1 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du réservoir de Kikba(R2) et le village de Houari.

Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Houari.

Heure	Arrivée à R1	Départ vers le R2	Départ vers village de Houari	Totale départ	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	4,17	2,97	0,29	3,26	0,91	--	2,83
1-2	4,17	2,97	0,29	3,26	0,91	--	3,74
2-3	4,17	2,97	0,29	3,26	0,91	--	4,65
3-4	4,17	2,97	0,29	3,26	0,91	--	5,56
4-5	4,17	2,97	0,58	3,55	0,62	--	6,19
5-6	4,17	2,97	0,86	3,83	0,34	--	<b>6,52</b>
6-7	4,17	2,97	1,44	4,41	--	0,24	6,28
7-8	4,17	2,97	1,87	4,84	--	0,67	5,61
8-9	4,17	2,97	1,87	4,84	--	0,67	4,94
9-10	4,17	2,97	1,58	4,55	--	0,38	4,56
10-11	4,17	2,97	1,29	4,26	--	0,09	4,47
11-12	4,17	2,97	1,58	4,55	--	0,38	4,09
12-13	4,17	2,97	2,01	4,98	--	0,81	3,28
13-14	4,17	2,97	2,01	4,98	--	0,81	2,47
14-15	4,17	2,97	1,58	4,55	--	0,38	2,09
15-16	4,17	2,97	1,29	4,26	--	0,09	2
16-17	4,17	2,97	1,44	4,41	--	0,25	1,75
17-18	4,17	2,97	1,87	4,84	--	0,68	1,07
18-19	4,17	2,97	1,87	4,84	--	0,68	0,39
19-20	4,17	2,97	1,44	4,40	--	0,24	0,15
20-21	4,17	2,97	1,35	4,32	--	0,15	<b>0</b>
21-22	4,17	2,96	0,86	3,82	0,34	--	0,34
22-23	4,17	2,96	0,58	3,54	0,62	--	0,96
23-24	4,17	2,96	0,29	3,25	0,91	--	1,87
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>71,23%</b>	<b>28,77%</b>	<b>100,00%</b>	--	--	--

Le débit  $Q_{R1}$  arrivant à ce réservoir est représenté le déficit du secteur Houari et Kikba .  
 $\Rightarrow Q_{r1} = 1031,52 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{6,52 * 1031,52}{100} \Rightarrow V_r = 67,25 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 67,25 + 120 \Rightarrow V_t = 187,25 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 200 \text{ m}^3$ .

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de  $100 \text{ m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $186,84 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $86,84 \text{ m}^3$ . Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité  $100 \text{ m}^3$ , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

**b). Réservoir de Kikba (R2)**

Le réservoir de Kikba R2, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de tête de Houari R1 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du village Kikba

Tableau III.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Kikba (R2) :

Heure	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
<b>0-1</b>	4,17	1	3,17	--	9,65
<b>1-2</b>	4,17	1	3,17	--	12,82
<b>2-3</b>	4,17	1	3,17	--	15,99
<b>3-4</b>	4,17	1	3,17	--	19,16
<b>4-5</b>	4,17	2	2,17	--	21,33
<b>5-6</b>	4,17	3	1,17	--	<b>22,50</b>
<b>6-7</b>	4,17	5	--	0,83	21,67
<b>7-8</b>	4,17	6,5	--	2,33	19,34
<b>8-9</b>	4,17	6,5	--	2,33	17,01
<b>9-10</b>	4,17	5,5	--	1,33	15,68
<b>10-11</b>	4,17	4,5	--	0,33	15,35
<b>11-12</b>	4,17	5,5	--	1,33	14,02
<b>12-13</b>	4,17	7	--	2,83	11,19
<b>13-14</b>	4,17	7	--	2,83	8,36
<b>14-15</b>	4,17	5,5	--	1,33	7,03
<b>15-16</b>	4,17	4,5	--	0,33	6,70
<b>16-17</b>	4,17	5	--	0,84	5,86
<b>17-18</b>	4,17	6,5	--	2,34	3,52
<b>18-19</b>	4,17	6,5	--	2,34	1,18
<b>19-20</b>	4,17	5	--	0,84	0,34
<b>20-21</b>	4,17	4,5	--	0,34	<b>0</b>
<b>21-22</b>	4,17	3	1,16	--	1,16
<b>22-23</b>	4,17	2	2,16	--	3,32
<b>23-24</b>	4,17	1	3,16	--	6,48
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	--	--	--

Le débit  $Q_{R1}$  arrivant à ce réservoir est représenté le déficit du village Kikba .  
 $\Rightarrow Q_{r1} = 734,8 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,5 * 734,8}{100} \Rightarrow V_r = 165,33 \text{ m}^3$
  - La capacité totale sera :  $V_t = 165,33 + 120 \Rightarrow V_t = 285,33 \text{ m}^3$
  - La capacité normalisée sera :  $V_n = 300 \text{ m}^3$ .
- Le village de Kikba ne contient aucun réservoir d'eau, donc ce nouveau sera projeté avec un volume  $V_n = 300 \text{ m}^3$ .

### c). Réservoir de Lamssal (R3)

Le réservoir de Lamssal R3, reçoit l'eau refoulé par la station de repris SR1 qui se fonctionne 20h/24h et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du village Lamssal et la bache d'eau de la deuxième station de repris et le réservoir de chigara centre.

Tableau III.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Lamssal (R3).

Heure	Arrivée a R3	Départ vers Lamssa l	Départ t vers SR2	Départ vers R4	Totale départ t	Surpl us	Défici t	Résidu s
	%	%	%		%	%	%	%
<b>0-1</b>	5	0,13	0,87	2,77	3,76	1,24	--	4,59
<b>1-2</b>	5	0,13	0,87	2,77	3,76	1,24	--	5,82
<b>2-3</b>	5	0,13	0,87	2,77	3,76	1,24	--	7,06
<b>3-4</b>	5	0,13	0,87	2,77	3,76	1,24	--	8,29
<b>4-5</b>	5	0,26	0,87	2,77	3,89	1,11	--	9,40
<b>5-6</b>	5	0,38	0,87	2,77	4,02	0,98	--	10,38
<b>6-7</b>	5	0,64	0,87	2,77	4,28	0,72	--	11,10
<b>7-8</b>	5	0,83	0,87	2,77	4,47	0,53	--	11,64
<b>8-9</b>	5	0,83	0,87	2,77	4,47	0,53	--	12,17
<b>9-10</b>	5	0,70	0,87	2,77	4,34	0,66	--	12,83
<b>10-11</b>	5	0,58	0,87	2,77	4,21	0,79	--	13,61
<b>11-12</b>	5	0,70	0,87	2,77	4,34	0,66	--	14,27
<b>12-13</b>	5	0,90	0,87	2,77	4,53	0,47	--	14,74
<b>13-14</b>	5	0,90	0,87	2,77	4,53	0,47	--	15,21
<b>14-15</b>	5	0,70	0,87	2,77	4,34	0,66	--	15,87
<b>15-16</b>	5	0,58	0,87	2,77	4,21	0,79	--	16,66
<b>16-17</b>	5	0,64	0,87	2,76	4,27	0,73	--	<b>17,39</b>
<b>17-18</b>	0	0,83	0,87	2,76	4,46	--	4,46	12,93
<b>18-19</b>	0	0,83	0,87	2,76	4,46	--	4,46	8,47
<b>19-20</b>	0	0,64	0,87	2,76	4,27	--	4,27	4,20
<b>20-21</b>	0	0,58	0,87	2,76	4,20	--	4,20	0
<b>21-22</b>	5	0,38	0,87	2,76	4,01	0,99	--	0,99
<b>22-23</b>	5	0,26	0,87	2,76	3,88	1,12	--	2,10
<b>23-24</b>	5	0,13	0,87	2,76	3,76	1,24	--	3,35
<b>Total</b>	<b>100%</b>	12,80	<b>20,89</b>	66,31	<b>100%</b>	--	--	--

Le débit  $Q_{R3}$  arrivant à ce réservoir est représenté le déficit du secteur Chigara .  
 $\Rightarrow Q_{r1} = 3713,38 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{17,39 * 3713,38}{100} \Rightarrow V_r = 645,76 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 645,76 + 120 \Rightarrow V_t = 765,76 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 1000 \text{ m}^3$ .

➤ Le village de Lamssal ne contient aucun réservoir d'eau, donc ce nouveau sera projeté avec un volume  $V_n = 1000 \text{ m}^3$ .

### c). Réservoir de Chigara centre (R4)

Le réservoir de Chigara centre R4, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de Lamssal R3 et des sources locales (Ain Mchamaa et Ain Dardara) et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du village de Chigara centre.

Tableau III.5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Chigara centre(R4).

Heure	Arrivé par Piquage1	Arrivé par Source locaux	Totale Arrivé a R4	Départ	Surplus	Déficit	Résidus
	%			%	%	%	%
0-1	3,6	0,57	4,17	1,5	2,67	--	8,81
1-2	3,6	0,57	4,17	1,5	2,67	--	11,48
2-3	3,6	0,57	4,17	1,5	2,67	--	14,15
3-4	3,6	0,57	4,17	1,5	2,67		16,82
4-5	3,6	0,57	4,17	2,5	1,67	--	18,49
5-6	3,6	0,57	4,17	3,5	0,67	--	<b>19,16</b>
6-7	3,6	0,57	4,17	4,5	--	0,33	18,83
7-8	3,6	0,57	4,17	5,5	--	1,33	17,50
8-9	3,6	0,57	4,17	6,25	--	2,08	15,42
9-10	3,6	0,57	4,17	6,25	--	2,08	13,34
10-11	3,6	0,57	4,17	6,25	--	2,08	11,26
11-12	3,6	0,57	4,17	6,25	--	2,08	9,18
12-13	3,6	0,57	4,17	5	--	0,83	8,35
13-14	3,6	0,57	4,17	5	--	0,83	7,52
14-15	3,6	0,57	4,17	5,5	--	1,33	6,19
15-16	3,6	0,57	4,17	6	--	1,83	4,36
16-17	3,6	0,57	4,17	6	--	1,84	2,52
17-18	3,6	0,57	4,17	5,5	--	1,34	1,18
18-19	3,6	0,57	4,17	5	--	0,84	0,34
19-20	3,6	0,57	4,17	4,5	--	0,34	0,00
20-21	3,59	0,56	4,17	4	0,16		0,16
21-22	3,59	0,56	4,17	3	1,16	--	1,32
22-23	3,59	0,56	4,17	2	2,16	--	3,48
23-24	3,59	0,56	4,17	1,5	2,66	--	6,14
<b>Total</b>	<b>84,36%</b>	<b>13,64</b>	<b>100,00</b>	<b>100%</b>	--	--	--

Le débit  $Q_{R3}$  arrivant à ce réservoir représente le débit maximum journalier à l'horizon du village Chigara centre.

$$\Rightarrow Q_{r1} = 2851,1 \text{ m}^3/\text{j}.$$

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{19,16 * 2851,1}{100} \Rightarrow V_r = 546,27 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 546,27 + 120 \Rightarrow V_t = 666,27 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 750 \text{ m}^3$ .

**Remarque**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de  $100 \text{ m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $666,27 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $566,27 \text{ m}^3$ . Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité  **$750 \text{ m}^3$** , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

**e). Réservoir tampon**

Le réservoir tampon projeté, reçoit l'eau refoulée par la station de reprise N°2 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable de réservoir existant  $1000 \text{ m}^3$  boussafi R5  
Le volume du réservoir tampon est déterminé selon la formule suivante :

$$\text{Pour un instant (t), le débit sera } Q = Q_0 - Q_0 \frac{t}{T}. \tag{III.6}$$

Donc le volume dv du réservoir sera :

$$dv = \int_0^T Q_0 (1 - \frac{t}{T}) dt \tag{III.7}$$

Après intégration on trouve le volume suivant :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_0 * T}{2} \tag{III.8}$$

Avec :

T: le temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne (T = 0.5h).

$$V_{\text{bâcheSR}} = \frac{0.5 * 32,33}{2} = 8,08 \text{ (m}^3\text{)}.$$

Soit un volume normalisé sera de  **$50\text{m}^3$**

**Remarque**

Le réservoir tampon projeté est destiné juste pour recevoir l'eau provenant de SP2 et assure gravitairement l'alimentation de réservoir existant  $1000 \text{ m}^3$  boussafi R5, c'est pourquoi on a intérêt à ne pas augmenter le volume calculé du volume d'incendie.

## f). Réservoir de Boussafi(R5)

Le réservoir de boussafi R5, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir tampon projeté et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable réservoir existant de Makhat et l'alimentation de du village Sfisfa.

Tableau III.6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Boussafi (R5).

Heure	Arrivé Par Réservoir tampon	Arrivé du Forage staif	Totale arrivé à R5	Départ Vers Sfisfa	Départ vers R6	Totale Départ	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0-1	2,68	1,79	4,47	0,63	1,55	2,18	2,29	--	7,20
1-2	2,68	1,79	4,47	0,63	1,55	2,18	2,29	--	9,49
2-3	2,68	1,79	4,47	0,63	1,55	2,18	2,29	--	11,78
3-4	2,68	1,79	4,47	0,63	1,55	2,18	2,29		14,08
4-5	2,68	1,79	4,47	1,25	1,55	2,80	1,67	--	15,74
5-6	2,68	1,79	4,47	1,88	1,55	3,43	1,04	--	<b>16,78</b>
6-7	2,68	1,79	4,47	3,14	1,55	4,69	--	0,22	16,56
7-8	2,68	1,79	4,47	4,08	1,55	5,63	--	1,16	15,40
8-9	2,68	1,79	4,47	4,08	1,55	5,63	--	1,16	14,25
9-10	2,68	1,79	4,47	3,45	1,55	5,00	--	0,53	13,72
10-11	2,68	1,79	4,47	2,82	1,55	4,37	0,10	--	13,81
11-12	2,68	1,79	4,47	3,45	1,55	5,00	--	0,53	13,28
12-13	2,68	1,79	4,47	4,39	1,55	5,94	--	1,47	11,81
13-14	2,68	1,79	4,47	4,39	1,55	5,94	--	1,47	10,34
14-15	2,68	1,79	4,47	3,45	1,55	5,00	--	0,53	9,81
15-16	2,68	1,79	4,47	2,82	1,55	4,37	0,10	--	9,90
16-17	2,68	1,79	4,45	3,14	1,55	4,69	--	0,24	9,67
17-18	2,68	0	2,68	4,08	1,55	5,63	--	2,96	6,71
18-19	2,68	0	2,68	4,08	1,55	5,64	--	2,97	3,74
19-20	2,68	0	2,68	3,14	1,55	4,70	--	2,03	1,71
20-21	2,68	0	2,68	2,82	1,55	4,38	--	1,71	0,00
21-22	2,68	1,79	4,47	1,88	1,55	3,44	1,01	--	1,01
22-23	2,68	1,79	4,47	1,25	1,55	2,81	1,64	--	2,64
23-24	2,68	1,79	4,47	0,63	1,55	2,19	2,26	--	4,91
<b>Total %</b>	64,24	35,76	100	62,74	37,26	100	--	--	--

Le débit arrivant à ce réservoir représente le débit maximum journalier de village Sfisfa plus le débit de renforcement du village Makhat et égale 1207,9 m<sup>3</sup>/j.

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{16,78 * 1207,9}{100} \Rightarrow V_r = 202,69 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 202,69 + 120 \Rightarrow V_t = 322,68 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

**Remarque**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de 1000 m<sup>3</sup>, alors que le volume calculé est estimé à 322,68 m<sup>3</sup>, donc la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un surplus de 433,73 m<sup>3</sup>. Car le réservoir existant était destinée premièrement a alimenter toute le secteur de chigara .

**f). Réservoir de Makhat(R6)**

Le réservoir de Makhat R6, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de Boussafi de 1000 m<sup>3</sup> et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du village de Makhat.

Tableau III.7: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Makhat (R6).

Heure	Arrivé par R5	Arrivé par Source locaux	Totale Arrivé a R6	Départ	Surplus	Déficit	Résidus
	%			%	%	%	%
<b>0-1</b>	3,8	0,36	4,17	1	3,16	--	9,70
<b>1-2</b>	3,8	0,36	4,17	1	3,16	--	12,86
<b>2-3</b>	3,8	0,36	4,17	1	3,16	--	16,02
<b>3-4</b>	3,8	0,36	4,17	1	3,16	--	19,18
<b>4-5</b>	3,8	0,36	4,17	2	2,16	--	21,34
<b>5-6</b>	3,8	0,36	4,17	3	1,16	--	<b>22,50</b>
<b>6-7</b>	3,8	0,36	4,17	5	--	0,84	21,66
<b>7-8</b>	3,8	0,36	4,17	6,5	--	2,34	19,32
<b>8-9</b>	3,8	0,36	4,17	6,5	--	2,34	16,98
<b>9-10</b>	3,8	0,36	4,17	5,5	--	1,34	15,64
<b>10-11</b>	3,8	0,36	4,17	4,5	--	0,34	15,30
<b>11-12</b>	3,8	0,36	4,17	5,5	--	1,34	13,96
<b>12-13</b>	3,8	0,36	4,17	7	--	2,83	11,13
<b>13-14</b>	3,8	0,36	4,17	7	--	2,83	8,30
<b>14-15</b>	3,8	0,36	4,17	5,5	--	1,33	6,97
<b>15-16</b>	3,8	0,36	4,17	4,5	--	0,33	6,64
<b>16-17</b>	3,8	0,36	4,17	5	--	0,83	5,81
<b>17-18</b>	3,8	0,36	4,17	6,5	--	2,33	3,48
<b>18-19</b>	3,8	0,36	4,17	6,5	--	2,33	1,15
<b>19-20</b>	3,8	0,36	4,17	5	--	0,83	0,32
<b>20-21</b>	3,8	0,36	4,17	4,5	--	0,32	0
<b>21-22</b>	3,8	0,36	4,17	3	1,18	--	1,18
<b>22-23</b>	3,8	0,36	4,17	2	2,18	--	3,36
<b>23-24</b>	3,8	0,36	4,17	1	3,18	--	6,54
<b>Total</b>	<b>91,24</b>	<b>8,76</b>	<b>100,00</b>	<b>100</b>	<b>22,50</b>	<b>22,50</b>	--

Le débit arrivant à ce réservoir représente le débit maximum journalier de village de Makhat qui égale  $Q_{\max.j} = 493,2 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,5 * 493,2}{100} \Rightarrow V_r = 110,97 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 110,97 + 120 \Rightarrow V_t = 230,97 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 300 \text{ m}^3$ .

#### Remarque

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de  $200 \text{ m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $230,97 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $30,97 \text{ m}^3$ . Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité  $50 \text{ m}^3$ , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

### III.6.4. Dimensionnement des Bâches de reprises des différentes stations de pompage

#### a) Bâche de la station de pompage : n°1 (B<sub>SP1</sub>)

La station de pompage N°1 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau refoulé par les deux forage de R'mail(1 et 2) avant d'être refoulée vers la bâche de la station de repris N°1 et assura gravitaire ment l'alimentation de le réservoir de Kikba (R1).

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de reprise N°1 et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement.

Tableau III.8: Evaluation du volume résiduel du réservoir de station de pompage SP.

Heure	Arrivée	Départ vers le R1	Départ Vers la Bach de S.Repris 1	Total Départ	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
<b>0-1</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	3,66
<b>1-2</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	3,40
<b>2-3</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	3,14
<b>3-4</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	2,88
<b>4-5</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	2,62
<b>5-6</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	2,36
<b>6-7</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	2,10
<b>7-8</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	1,84
<b>8-9</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	1,58
<b>9-10</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	1,32
<b>10-11</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	1,06
<b>11-12</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	0,80
<b>12-13</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	0,54
<b>13-14</b>	5	0,89	4,37	5,27	--	0,27	0,27
<b>14-15</b>	5	0,89	4,37	5,27	--	0,27	0,00
<b>15-16</b>	5	0,89	0,00	0,89	4,11	--	4,11
<b>16-17</b>	5	0,89	0,00	0,89	4,11	--	8,22
<b>17-18</b>	0	0,89	0,00	0,88	--	0,88	7,34
<b>18-19</b>	0	0,89	0,00	0,88	--	0,88	6,46
<b>19-20</b>	0	0,89	0,00	0,88	--	0,88	5,58
<b>20-21</b>	0	0,89	0,00	0,88	--	0,88	4,70
<b>21-22</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	4,44
<b>22-23</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	4,18
<b>23-24</b>	5	0,89	4,37	5,26	--	0,26	3,92
<b>Total</b>	<b>100,00</b>	21,29	<b>78,71</b>	<b>100,00</b>	--	--	--

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{8,22 * 4717,9}{100} \Rightarrow V_r = 387,81 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

b) Bâche de la station de Repris n °1 (B<sub>SR1</sub>)

La station de repris (SR1) se situe dans le village Lamssal La bâche de reprise de Cette station refoule l'eau vers le réservoir de tête de Lamssal.

## ➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau III.9: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise SR1.

Heure	arrivé	Départ	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
<b>0-1</b>	5,55	5,00	0,55	--	2,30
<b>1-2</b>	5,55	5,00	0,55	--	2,85
<b>2-3</b>	5,55	5,00	0,55	--	3,40
<b>3-4</b>	5,55	5,00	0,55	--	3,95
<b>4-5</b>	5,55	5,00	0,55	--	4,50
<b>5-6</b>	5,55	5,00	0,55	--	5,05
<b>6-7</b>	5,55	5,00	0,55	--	5,60
<b>7-8</b>	5,55	5,00	0,55	--	6,15
<b>8-9</b>	5,55	5,00	0,55	--	6,70
<b>9-10</b>	5,55	5,00	0,55	--	7,25
<b>10-11</b>	5,55	5,00	0,55	--	7,80
<b>11-12</b>	5,55	5,00	0,55	--	8,35
<b>12-13</b>	5,55	5,00	0,55	--	8,90
<b>13-14</b>	5,55	5,00	0,55	--	9,45
<b>14-15</b>	5,55	5,00	0,55	--	<b>10,00</b>
<b>15-16</b>	0	5,00	--	5,00	5,00
<b>16-17</b>	0	5,00	--	5,00	0,00
<b>17-18</b>	0	0,00	--	--	0,00
<b>18-19</b>	0	0,00	--	--	0,00
<b>19-20</b>	0	0,00	--	--	0,00
<b>20-21</b>	0	0,00	--	--	0,00
<b>21-22</b>	5,55	5,00	0,55	--	0,55
<b>22-23</b>	5,55	5,00	0,6	--	1,15
<b>23-24</b>	5,55	5,00	0,6	--	1,75
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100,00</b>	<b>10,00</b>	<b>10,00</b>	--

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{10 * 3713,38}{100} \Rightarrow V_r = 371,34 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

b) Bâche de la station de Repris n °2 (B<sub>SR2</sub>)

La station de repris (SR2) se situe dans le village de Chigara La bâche de reprise de Cette station refoule l'eau vers le réservoir tampon projeté et alimenté gravitairement par le réservoir de Lamssal.

## ➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau III.10: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise SR2.

Heure	arrivé	Départ	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	5,00	0,83	--	3,35
1-2	4,17	5,00	0,83	--	4,18
2-3	4,17	5,00	0,83	--	5,01
3-4	4,17	5,00	0,83	--	5,84
4-5	4,17	5,00	0,83	--	6,67
5-6	4,17	5,00	0,83	--	7,50
6-7	4,17	5,00	0,83	--	8,33
7-8	4,17	5,00	0,83	--	9,16
8-9	4,17	5,00	0,83	--	9,99
9-10	4,17	5,00	0,83	--	10,82
10-11	4,17	5,00	0,83	--	11,65
11-12	4,17	5,00	0,83	--	12,48
12-13	4,17	5,00	0,83	--	13,31
13-14	4,17	5,00	0,83	--	14,14
14-15	4,17	5,00	0,83	--	14,97
15-16	4,17	5,00	0,83	--	15,80
16-17	4,17	5,00	0,83	--	16,64
17-18	4,17	0,00	--	4,17	12,48
18-19	4,17	0,00	--	4,17	8,32
19-20	4,17	0,00	--	4,17	4,16
20-21	4,17	0,00	--	4,17	0,00
21-22	4,17	5,00	0,83	--	0,84
22-23	4,17	5,00	0,83	--	1,68
23-24	4,17	5,00	0,83	--	2,52
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100,00%</b>	<b>16,64%</b>	<b>16,64%</b>	--

Le débit arrivant à cette bâche représente le débit déficit de village de Makhat et Sfisfa qui égale  $Q_{max.j} = 775,9 \text{ m}^3/j$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{16,64 * 775,9}{100} \Rightarrow V_r = 129,11 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 150 \text{ m}^3$ .

Les volumes trouvés sont portés sur le tableau suivant

Tableau III.11: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux à projeté.

Réservoirs	$Q_{\max,j}$	$a$	$V_{inc}$	$V_{total}$	Capacité réservoir existant	Volume normalise	Côte
	( $m^3/j$ )	(%)	( $m^3$ )	( $m^3$ )	( $m^3$ )	( $m^3$ )	(m N.G.A)
R1	1031,52	6,48	120	187	100	100	
R2	734,8	22,5	120	285	Non disponible	300	
R3	3713,38	17,39	120	766	Non disponible	1000	
R4	2851,1	19,16	120	666	100	750	
R5	1207,9	16,97	120	323	1000	existant	
R6	493,2	22,5	120	231	200	50	
Réservoir tampon	--	--	--	8.08	Non disponible	50	

### III.7.Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à  $10\ 000\ m^3$ , ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

➤ **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (III.9)$$

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

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

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

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

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

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (III.10)$$

➤ **La section de la cuve :**

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (III.11)$$

➤ **La hauteur totale H du réservoir :**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule:

$$H = h + R \quad (III.12)$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1m

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (III.13)$$

$h_{inc}$  : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

**Remarque :**

-Tous les réservoirs terminaux projetés sont des réservoirs jumelés (sauf le réservoir de tête de Kikba R1 et de Lamssal R3).

-La réserve d'incendie dans chaque réservoir projeté est assurée par le réservoir projeté lui-même sauf pour R1 et R6.

-Pour le réservoir R1 le volume d'incendie est partagé au réservoir projeté de 100 m<sup>3</sup> et l'autre existant de 100 m<sup>3</sup>.

Tableau III.12 : Les dimensions des différents réservoirs terminaux

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	$h_{inc}$ (m)	R (m)	H (m)
R1	100	6	28,26	3,54	2,12	0,5	4,0
R2	300	10	78,5	3,82	1,53	0,5	4,5
R3	1000	18	254,34	3,93	0,47	0,5	4,5
R4	750	16	200,96	3,73	0,6	0,5	4,5
R6	50	4	12,56	3,98	---	0,5	4,5
tampon	50	4	12,56	3,98	---	---	4

Les dimensions des bâches de reprise sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau III.13 : les dimensions des bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	$h_{inc}$	R	H (m)
SP 1	500	13	132,67	3,77	0,9	0,5	4,5
SR 1	500	13	132,67	3,77	----	0,5	4,5
SR 2	150	7	38,47	3,9	----	0,5	4,5

## Conclusion

Le débit destiné à l'alimentation de la région d'étude, sera transféré par le biais de plusieurs réservoirs répartis sur l'ensemble de la région.

Deux stations de Repris projetées **SR1** et **SR2** équipée chacune d'elle d'un réservoir de transit **Rsp1** et **Rsp2** implantée respectivement sur des côtes de 716,00m N.G.A. et 828 m N.G.A. Avec une capacité de 500 m<sup>3</sup> et 150 m<sup>3</sup>.

-Une station de pompage projetée au niveau de captage de R'mail équipée d'un réservoir de transit de 500 m<sup>3</sup>

-Des réservoirs de transit et de stockage **R1** et **R3** projetés respectivement à une cote de 551 m.N.G.A et 846 m.N.G.A au village de Houari et Lamssal , d'une capacité de 100m<sup>3</sup> et de 1000 m<sup>3</sup>.

-des réservoirs de stockage **R2.R4.R6** projetés respectivement à une cote de 480 m.N.G.A et 769 m.N.G.A et 780 m.N.G.A, au village de Kikba ,Chigara centre et Makhat ,d'une capacité de 300 m<sup>3</sup> ,750 m<sup>3</sup> et de 50 m<sup>3</sup>.

-Un réservoir de transit projeté a une cote de 855 m.N.G.A, d'une capacité de 50 m<sup>3</sup>.

- Tandis que le réservoir de transit et de stockage existants de Boussafi (**R5**) d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> peut répondre suffisamment aux besoins de leurs populations, donc il est inutile de projeter d'autre réservoir.

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités à l'horizon d'étude 2045.



## Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

### IV.1. Les conduites d'adduction

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être aisé : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

#### IV.1.2. Types d'adduction

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

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

##### IV.1.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. [2]

##### IV.1.2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. [2]

##### IV.1.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. [2]

### IV.2. Choix du tracé [4]

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- ✓ Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques ;
- ✓ Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- ✓ Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible ;
- ✓ Choisir un terrain stable le long du tracé ;

- ✓ Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement.
- ✓ Eviter de traverser les forêts.

Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

### IV.3. Choix de type de canalisation

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- 1- Métalliques** : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable.
- 2- A base de ciment** : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint.
- 3- En matière thermoplastiques** : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

### Interpretation

Les constatations faites à partir des caractéristiques techniques de chaque type de matériau des conduites en analysant de près leurs différents avantages et inconvénients, en prenant en considération le fait que le terrain soit agressif et pour des raisons économiques nous poussent à choisir deux variantes de type de matériau des conduites à savoir le PEHD et la fonte ductile, et ce, pour leur adaptabilités, leurs performances leurs résistance et bien entendu leur disponibilité sur le marché local.

### IV.4. Etude de l'adduction principale

La chaîne à projeter est composée d'une partie refoulement pour transférer le débit calculé à partir du point des forages de R'mail jusqu'au réservoir de tête de Boussafi R5 existant à une côte de 819 m N.G.A.

#### IV.4.1. Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de (s) station(s) de pompage.

Notre projet d'étude consistera à raccorder les secteurs de Houari et Kikba et de Chigara à partir de captage de source R'mail.

##### IV.4.1.1. Proposition de variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que le tracé de la conduite est imposé par faute de données (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude et que les variantes sont émises en jouant sur les côtes d'implantation des stations de pompage sur le tracé imposé (schéma directeur de l'adduction réalisé par le bureau des études et consultations sur l'eau (B.E.C.E) – Mila.

#### a) Variante N°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué d'une partie gravitaire et une autre par refoulement, qui est également constituée **d'une seule(01) station de pompage et deux(02) stations de reprise.**

- La station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bêche de la première station de reprise (SR1) par l'intermédiaire d'une conduite de 565m de longueur à une hauteur d'environ 131 m.
- la première station de reprise (SR1) refoule l'eau au réservoir de Lamssal avec une cote de 846 mNGA, par l'intermédiaire d'une conduite de 889m de longueur.
- La deuxième station de reprise (SR2) refoule l'eau au réservoir tampon projeté sur une cote de 861 m, par l'intermédiaire d'une conduite de 417 m de longueur (figure IV.3).

**b) Variante N<sup>o</sup>2 :**

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une seule (01) stations de pompage et une station (01) de reprise.

- la station de pompage (SP) refoule l'eau vers le réservoir de Lamssal par l'intermédiaire d'une conduite de 1450 m de longueur à une hauteur d'environ 263,5 m.
- La station de reprise (SR) refoule l'eau vers le réservoir tampon projeté sur une cote de terrain de 855 mNGA par l'intermédiaire d'une conduite de 341 m de longueur à une hauteur d'environ 29 m (figure IV.4).

Dans ce qui suit les appellations suivantes sont à connaitre :

V1 : Variante 1

V2 : Variante 2

M 1: Micro variante 1

M 2 : Micro variante 2

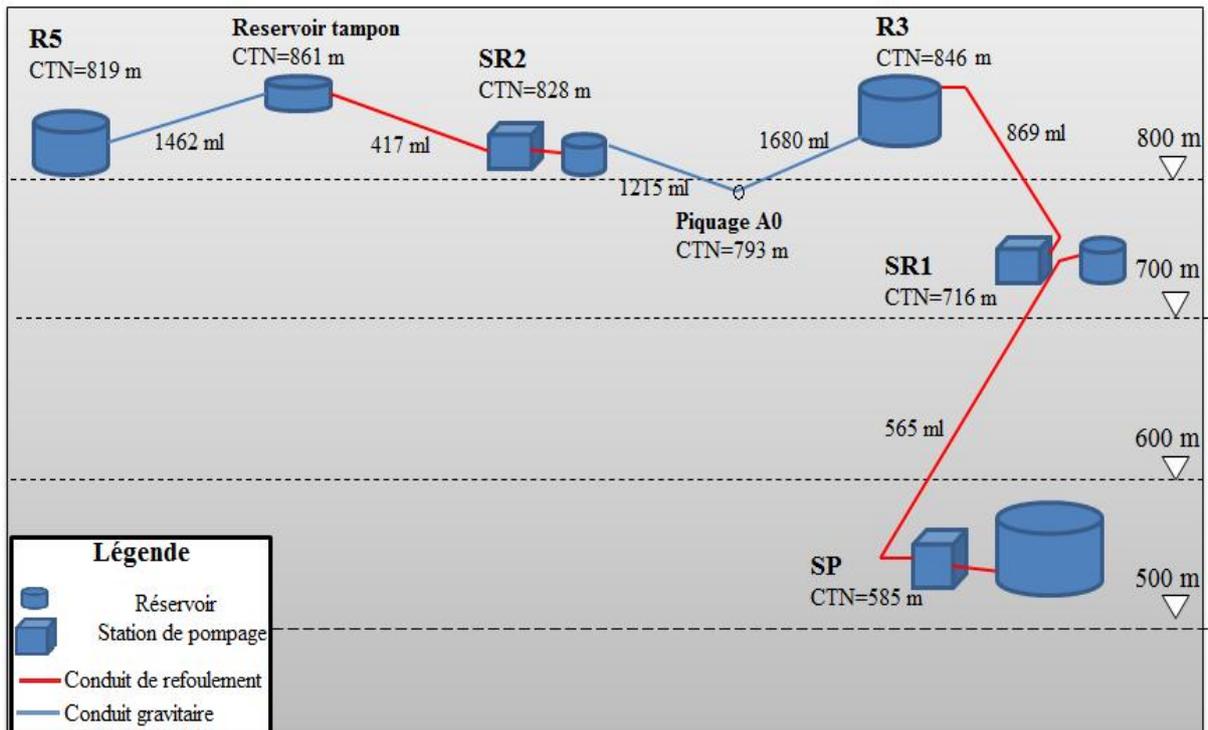


Figure IV.1 : Schéma explicatif de la première variante proposée.

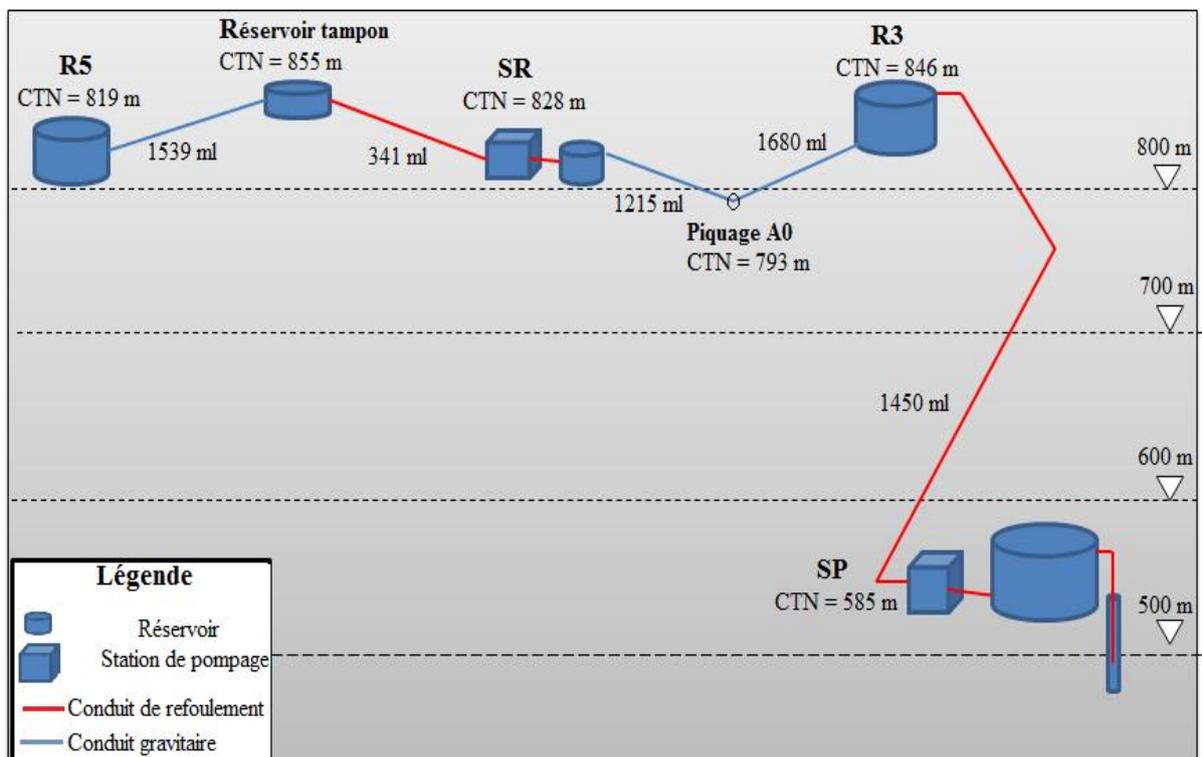


Figure IV.2 : Schéma explicatif de la deuxième variante proposée.

**IV.4.1.2. Analyse et choix de la variante**

La deuxième variante contient une station de reprise et une de pompage pour élever l'eau à une hauteur totale de 290 m soit une hauteur d'élévation d'environ 263 m pour la station de pompage, ce qui est déconseillé vue la nécessité de mise en place des groupes électropompes prototypes et surtout que le débit est n'est pas important (absence des pompes avec un débit faible et HMT important dans le marché algérienne selon le maitre d'ouvrage). En plus de cet inconvénient, la première partie de refoulement c.à.d. à partir de la station de pompage vers le réservoir de Lamssal ayant un terrain très accidenté sur une longueur importante ce qui provoque des problèmes parmi lesquels :

En cas d'arrêt brusque de la pompe, il provoque un coup de bélier très important soit avec une forte pression ou une pression négative :

- 1- Implosion de la conduite
- 2- L'aspiration des joints
- 3- Fissuration de la conduite
- 4-Décollement de l'enduit interne de protection

Si une panne apparait le long de ce tronçon, elle est difficile à détecter et trouver, donc les communes à alimenter restent sans eau pendant la durée de détection et puis d'entretien.

Contrairement à la variante N°1, elle nous donne la longueur de refoulement la plus courte avec une hauteur de refoulement acceptable malgré qu'elle contienne des travaux de génie civil plus que la deuxième variante, mais elle est économique.

Vue ses avantages, la variante N°1 est la meilleure du point de vue technique.

Le choix de la variante définitive reste après le calcul des frais d'exploitation et d'amortissement des deux variantes, on est obligé de dimensionner selon les deux variantes.

#### IV.4.2. Dimensionnement de l'adduction principale pour les deux variantes

Pour l'adduction principale on a proposé deux variantes selon le tracé et le type de matériaux.

##### IV.4.2.1. Méthode de calcul

###### a) Cas gravitaire :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.1)$$

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

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

$$L_e = L_g + L_{e_e} \quad (IV.2)$$

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

$L_{e_e}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g \quad (IV.3)$$

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

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

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $m^3/s$ ) ;

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

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

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et  **$\beta$**  sont donnés dans le tableau IV.2

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

Tuyau	<b>K'</b>	<b>m</b>	<b><math>\beta</math></b>
<b>Acier et fonte</b>	0,00179	5,1	1,9
<b>Amiante-ciment</b>	0,00118	4,89	1,85
<b>Plastique</b>	0,001052	4,774	1,774

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV.4) \quad [5]$$

### b) Cas de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

#### -Formule de BRESS :

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (IV.5)$$

#### -Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (IV.6)$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

#### Remarque :

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

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

### ❖ Calcul des pertes de charge :

#### ➤ Pertes de charge linéaires :

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

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

$$\Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \quad (IV.7)$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

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

ΔH<sub>l</sub>: Pertes de charge linéaires en (m) ;

I: gradient hydraulique en (m/m).

[2]

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \operatorname{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{IV.8}) \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left( \frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV.9}) \quad (\text{Formule Colebrook})$$

$\varepsilon$  : Rugosité absolue de la conduite ;

- Pour les conduites neuves en fonte ductile le coefficient de rugosité  $\varepsilon$  est pris égal à 0,03 mm
- Pour les conduites en PEHD :
  - 0,01 mm pour les conduites neuves de diamètre extérieur  $\leq$  à 200 mm,
  - 0,02 mm pour les conduites neuves de diamètre extérieur  $>$  à 200 mm

$R_e$  : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV-10})$$

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

$D$  : diamètre de la conduite (m) ;

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).

La viscosité cinématique prise pour le calcul du nombre de Reynolds est celle d'une eau à une température de 20°C, elle est déterminée par la formule de Poiseuille. A 20°C, la viscosité cinématique est égale à : 1,01022 E-06 m<sup>2</sup>/s [5]

Remarque :

Dans les calculs le coefficient  $\lambda$  est estimé par la formule (IV-8)

#### ➤ Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,....) , Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités est estimé entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires. [2]

Pour notre cas on prendra :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{IV.11})$$

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

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

$$\begin{aligned}\Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l\end{aligned}$$

❖ **Calcul de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement, donnée par la relation suivante :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (IV.12)$$

Hg: la hauteur géométrique ;

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

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

❖ **Puissance absorbée par la pompe :**

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (IV.13)$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $n=80\%$ )

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

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

❖ **Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (IV.14)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure);

P: puissance de la pompe en (kW)

❖ **Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (IV.15)$$

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

e: prix unitaire d'un KWh varie trois fois par jour selon le tableau.

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

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

Source SONELGAZ

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

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

$$e = \frac{1,34 * 11 + 0,74 * 9}{24} \Rightarrow e = 1,272 \text{ DA}$$

#### ❖ Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV.16})$$

$P_{rc}$ : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.17})$$

i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement,  $n = 30$  ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,08883 = 8,88 \%$$

#### IV.4.2.2. Dimensionnement de l'adduction principale pour la variante N°1

Le détail de tracé N°1 est présenté dans le tableau au-dessous :

Tableau VI.3 : Appellations des infrastructures pour la variante V1.

Le point	La cote	Longueur (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)
SP	CTN=585 Cp=587,5 Cr=583	565	0,05731
SR1	CTN=716 Cp=718,5 Cr=714	889	0,05158
R3 (Lamssal)	CTN=846 Cp=848,5 Cr=844		
A0 (piquage)	CTN=793	1680	0,03748
SR2	CTN=828 Cp=830,5 Cr=826	1215	0,00898
Réservoir tampon	CTN=861 Cp=863 Cr=859	417	0,010776
R5 (boussafi)	CTN=819 Cp=821 Cr=817	1462	0,00898

##### IV.4.2.2.1. Les diamètres avantageux pour la Variante V 1

L'adduction principale est composée d'une partie gravitaire et d'une partie de refoulement dont le dimensionnement de partie gravitaire est comme suite :

##### a).Le tronçon Réservoir de Lamssal (R3) →Piquage (A0)→Bâche de SR2 :

Dans notre cas d'étude le réseau est considéré ramifié avec des cotes de trop plein des réservoirs terminaux connues (imposées), alors on procède pour le calcul de gradient hydraulique moyen  $Imoy = \frac{\Delta Hd}{L}$  m/m tel que la charge disponible  $\Delta Hd = Cr(R3) - Cp(SR2)$  et  $L = 1,15 * Lt$ .

A.N :

$$\Delta Hd = 844 - 830,5 = 13,58 \text{ m et } L = 1,15 * 2895 = 3329,25\text{m}$$

$Imoy = 0,00408 = 4,08$  pour mille. Par la formule développée de Darcy-Weisbakh, on

calculera les diamètres correspondant aux tronçons :  $D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$

1) micro variante 1 : fonte ductile (V 1 .M 1)

Tableau VI.4 : Les diamètres avantageux pour le tronçon R3-A0-SR2 (V 1.M )

tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	Lg (m)	Le (m)	I moy (m/m)	φ cal (m)	φ normalisé (m)	V (m/s)	ΔH (m)	Cpi (m)	H (m)
R3-A0	0,03748	1680	1932	0,00408	0,25033	250	0,76	7,94	836,06	43,06
A0-SR2	0,00898	1215	1397,25	0,00408	0,14701	150	0,51	5,14	830,92	2,92

2) micro variante 2 : PEHD (V 1 .M 2)

Tableau VI.5. Les diamètres avantageux pour le tronçon R3-A0-SR2 (V 1.M 2)

tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Lg (m)	Le (m)	I moy(m/m)	Φ int calculé (m)
R3-A0	0,03748	1680	1932	0,00408	0,22219
A0-SR2	0,00898	1215	1397,25	0,00408	0,13066

Pour le tronçon R3→A0 : Φ normalisé=250.

A0→SR2 : Φ normalisé=125 < Φ calculé < Φ normalisé=160

Dans ce cas pour satisfaire les conditions imposées, on peut écrire par hypothèse que la charge disponible est égale à la perte de charge pour des diamètres normalisés imposées, ce qui donne :

$$C1-C2=A Q^n ((L-X)/ D_{n1}^m )+X/ Dn2^m)=\Delta H \quad [2]$$

Pour le tronçon A0→réservoir tampon on trouve X= 75,76m (X géométrique=65,88)

On remarque que 65,88<<1149,12 on prend directement le diamètre normalisé

Φ normalisé=160 (aucun intérêt économique)

tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	φ normalisé (m)	Lg	Leq	V (m/s)	ΔH (m)	Cpi (m)	H (m)
R3-A0	0,03748	250	1680	1932	1,01	8,79	835,21	42,21
A0-SR2	0,00898	160	1215	1397,25	0,6	4,27	830,94	2,94

**b).La tronçon Réservoir tampon →R5 (réservoir de Boussafi) :**

**1) V 1.M 1**

Tableau VI.6 : Les diamètres avantageux de tronçon réservoir tampon - R5 (V1.M1)

tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Lg	Le (m)	ΔH <sub>d</sub> (m)	Φ calculé (m)
R tampon→R5	0,00898	1462	1681,3	38	0,10509

$$100 < D_{av} < 125mm$$

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

Avec :  $L_1 + L_2 = L_r$  ;  $D_1 = 100mm$  et  $D_2 = 125mm$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.00179 * (0.00898)^{1,9} \left( \frac{L_1}{0.1^{5.3}} + \frac{L_2}{0.125^{5.3}} \right) = 38m \\ L_1 + L_2 = 1681,3m \quad L_2 = 1681,3 - L_1 \end{array} \right. \implies L_1 = 1128,34m ; L_2 = 552,96m$$

φ normalisé (m)	V (m/s)	Lg (m)	Le (m)	ΔH (m)	C <sub>pi</sub> (m)	H (m)
100	1.14	981,17	1128,34	32,85	821	2
125	0,73	480,83	552,96	5,15		

**2) V 1.M2**

Tableau VI.7 : Les diamètres avantageux de tronçon réservoir tampon - R5 (V 1.M 2)

tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Lg (m)	Le (m)	ΔH <sub>d</sub> (m)	Φ int calculé (m)
R tampon→R5	0,00898	1462	1681,3	38	0,09129

A0→SR2 : Φ normalisé=110mm

tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	φ normalisé (m)	Lg	Leq	V (m/s)	ΔH (m)	C <sub>pi</sub> (m)	H (m)
R tampon- R5	0,00898	110	1462	1681,3	1,3	31,1	827,9	8,9

L'estimation des frais d'investissement est récapitulée dans le tableau ci-après :

**Rq :**

Les prix des conduites sont récapitulés dans l'Annexe VI.1 et VI.2 et IV3.

Tableau VI.8 : Frais d'investissement de l'adduction gravitaire de la variante V 1

Tronçon	Diamètre	Longueur	Prix	F amortissement (DA)
R3→A0	250	1680	2937,81	438274,25
A0→SR2	160	1215	1209,53	130498,61
Rtampon→R5	110	1462	579,62	75249,51
			<b>Totale PEHD</b>	<b>644022,37</b>
Tronçon	Diamètre	Longueur	Prix	F amortissement (DA)
R3→A0	250	1680	11542,36	1 721935,43
A0→SR2	150	1215	8534,23	1 920775,14
Rtampon→R5	125	480,83	7836,22	916804,21
	100	981,17	6682,31	
			<b>Totale Fonte</b>	<b>4 559514,78</b>

**IV.4.2.2.2. Détermination des diamètres économiques**

La partie de refoulement est composée de trois tronçons.

**a) Refoulement : SP → bêche de la SR1 :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : le débit déficit  $Q = 3713,38 \text{ m}^3/\text{j}$   
 $L = 565 \text{ m}$   
 $H_g = 133,5 \text{ m}$

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{déficit}}}{t * 3600} \quad (\text{IV.18})$$

$Q_{\text{exp}}$  : Débit d'exploitation ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$Q_{\text{max,j}}$  : Débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;  $Q_{\text{max,j}} = 5817,01 \text{ m}^3/\text{j}$

$t$  : Durée de fonctionnement de la station par jour,  $t = 18 \text{ h}$ .

A.N :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{3713,38}{18 * 3600} = 0,05731 \text{ l/s}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la (IV.6) et (IV.5)

A.N :

$$D = \sqrt{0,05731} = 0,240\text{m} \text{ Donc } D=240\text{mm}$$

$$D = 1,5 * \sqrt{0,05731}$$

$$D=359 \text{ mm}$$

**1) V1.M1**

Tableau IV.9: calcul de la HMT du tronçon SP– SR1 (V1.M1)

<b>D</b> <b>(mm)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	$\lambda$	<b>I</b> <b>(m/m)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	$\Delta H_t$ <b>(m)</b>	<b>H<sub>g</sub></b> <b>(m)</b>	<b>HMT</b> <b>(m)</b>
150	3,24	486709	0,0140	0,0499	649,75	32,44	133,5	165,94
200	1,83	365032	0,0132	0,0112	649,75	7,27	133,5	140,77
250	1,17	292025	0,0126	0,0035	649,75	2,28	133,5	135,78
300	0,81	243355	0,0122	0,0014	649,75	0,88	133,5	134,38
350	0,60	208590	0,0118	0,0006	649,75	0,40	133,5	133,90
400	0,46	182516	0,0115	0,0003	649,75	0,20	133,5	133,70
450	0,36	162236	0,0113	0,0002	649,75	0,11	133,5	133,61

Tableau IV.10: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1–SR1(V1.M1).

D (mm)	L (m)	Annuité %	Prix de ml(DA)	HMT (m)	P (KWh)	E (KWh)	Fexp (DA)	Fam (DA)
150	565	8,88	8534,23	165,94	116,62	766171,19	974569,76	428179,39
200	565	8,88	10323,1	140,77	98,93	649944,25	826729,08	517930,57
250	565	8,88	11542,36	135,78	95,42	626916,69	797438,03	579103,29
300	565	8,88	12336,05	134,38	94,44	620475,71	789245,11	618924,30
350	565	8,88	13521,23	133,90	94,10	618226,56	786384,19	678387,15
400	565	8,88	14910,06	133,70	93,96	617309,23	785217,34	748067,53
450	565	8,88	15982,11	133,61	93,89	616889,50	784683,44	801854,42

Tableau IV.11 : Bilan pour le tronçon SP–SR1 (V1.M1).

D (mm)	Fexp(DA)	Fam(DA)	Bilan(DA)
150	974569,76	428179,39	1402749,14
<b>200</b>	<b>826729,08</b>	<b>517930,57</b>	<b>1344659,65</b>
250	797438,03	579103,29	1376541,32
300	789245,11	618924,30	1408169,41
350	786384,19	678387,15	1464771,34
400	785217,34	748067,53	1533284,87
450	784683,44	801854,42	1586537,86

**Rq :**

Dans ce qui suite le diamètre choisit doit satisfaites les deux conditions suivantes :

-moins couteux.

-donne une vitesse dans la fourchette (0,5-2) m/s.

## 2) V 1.M 2.

Tableau IV.12: calcul de la HMT du tronçon SP –SR1 (V1.M2).

Dext (mm)	e (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
160	16,2	127,6	4,48	572150,23	0,01163	0,09344644	649,75	60,72	133,5	194,22
200	20,2	159,6	2,87	457433,39	0,01116	0,02929582	649,75	19,03	133,5	152,53
250	25,1	199,8	1,83	365397,24	0,01218	0,01039407	649,75	6,75	133,5	140,25
315	31,6	251,8	1,15	289937,92	0,01166	0,00313054	649,75	2,03	133,5	135,53
400	40,1	319,8	0,71	228287,58	0,01116	0,00090663	649,75	0,59	133,5	134,09

Tableau IV.13: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP–SR1 (V1.M2)

Dext (mm)	L (m)	Annuité%	Prix de ml(DA)	HMT (m)	P (KWh)	E (KWh)	Fexp (DA)	Fam (DA)
160	565	8,88	1786,51	194,22	136,49	896729,88	1140640,41	89632,78
200	565	8,88	2805,48	152,53	107,20	704278,10	895841,74	140756,54
250	565	8,88	4340,56	140,25	98,57	647572,88	823712,70	217774,58
315	565	8,88	6881,37	135,53	95,25	625782,29	795995,07	345252,10
400	565	8,88	11116,05	134,09	94,23	619110,57	787508,64	557714,46

Tableau IV.14: Bilan pour le tronçon SP1–SR1 V1.M2

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan
160	1140640,41	89632,78	1230273,19
200	895841,74	140756,54	1036598,28
<b>250</b>	<b>823712,70</b>	<b>217774,58</b>	<b>1041487,27</b>
315	795995,07	345252,10	1141247,17
400	787508,64	557714,46	1345223,10

**b) Refoulement : SR1 →R3 (lamssal) :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : le débit déficit  $Q = 3713,38 \text{ m}^3/\text{j}$

$$L = 889\text{m}$$

$$H_g = 132,5 \text{ m}$$

$t$  : Durée de fonctionnement de la station par jour,  $t = 20\text{h}$ .

$$Q_{\text{exp}} = 0,05158 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$D = \sqrt{0,05158} = 0,227\text{m} \quad D=227 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{0,05158} = 0,341\text{m} \quad D=341\text{mm}$$

**1) V 1.M 1**

Tableau IV.15 : Calcul de la HMT du tronçon SR1–R3 V1.M1.

<b>D</b> <b>(mm)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	$\lambda$	<b>I</b> <b>(m/m)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	$\Delta H_t$ <b>(m)</b>	<b>H<sub>g</sub></b> <b>(m)</b>	<b>HMT</b> <b>(m)</b>
150	2,92	438047	0,0140	0,0404	1022,35	41,35	132,5	173,85
200	1,64	328535	0,0132	0,0091	1022,35	9,26	132,5	141,76
250	1,05	262828	0,0126	0,0028	1022,35	2,91	132,5	135,41
300	0,73	219023	0,0122	0,0011	1022,35	1,13	132,5	133,63
350	0,54	187734	0,0118	0,0005	1022,35	0,51	132,5	133,01
400	0,41	164268	0,0115	0,0002	1022,35	0,25	132,5	132,75

Tableau IV.16: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR1–R3 V1.M1

<b>D</b> <b>(mm)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>Prix</b> <b>ml(DA)</b>	<b>HMT</b>	<b>P</b> <b>(KWh)</b>	<b>E</b> <b>(KWh)</b>	<b>F<sub>exp</sub></b> <b>(DA)</b>	<b>F<sub>am</sub></b> <b>(DA)</b>
150	889	8534,23	173,85	109,96	802691,09	1021023,06	673719,43
200	889	10323,10	141,76	89,66	654551,74	832589,81	814938,55
250	889	11542,36	135,41	85,64	625201,52	795256,33	911190,83
300	889	12336,05	133,63	84,52	616992,04	784813,87	973847,26
350	889	13521,23	133,01	84,13	614125,34	781167,44	1067409,16
400	889	14910,06	132,75	83,97	612956,14	779680,21	1177047,85

Tableau IV.17: Bilan pour le tronçon SP1–SR1 (V1.M1)

<b>D</b> <b>(mm)</b>	<b>Fexp</b> <b>(DA)</b>	<b>Fam</b> <b>(DA)</b>	<b>Bilan</b> <b>(DA)</b>
150	1021023,06	673719,43	1694742,49
<b>200</b>	<b>832589,81</b>	<b>814938,55</b>	<b>1647528,36</b>
250	795256,33	911190,83	1706447,17
300	784813,87	973847,26	1758661,14
350	781167,44	1067409,16	1848576,60
400	779680,21	1177047,85	1956728,06

## 2) V 1.M 2

Tableau IV.18 : Calcul de la HMT du tronçon SR1–R3 (V1.M2)

<b>Dext</b> <b>(mm)</b>	<b>e</b> <b>(mm)</b>	<b>Dint</b> <b>(mm)</b>	<b>V</b> <b>( m/s)</b>	<b>Re</b>	$\lambda$	<b>I</b> <b>(m/m)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	$\Delta H_t$ <b>(m)</b>	<b>Hg</b> <b>(m)</b>	<b>HMT</b> <b>(m)</b>
160	16,2	127,6	4,04	514945	0,011635	0,075694	1022,35	77,39	132,5	209,89
200	20,2	159,6	2,58	411698	0,011167	0,023730	1022,35	24,26	132,5	156,76
250	25,1	199,8	1,65	328864	0,012182	0,008419	1022,35	8,61	132,5	141,11
315	31,6	251,8	1,04	260949	0,011664	0,002535	1022,35	2,59	132,5	135,09
400	40,1	319,8	0,64	205463	0,011163	0,00073	1022,35	0,75	132,5	133,25

Tableau IV.19 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR1–R3 (V1.M2)

<b>Dext</b> <b>(mm)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>Annuité%</b>	<b>Prix de</b> <b>ml(DA)</b>	<b>HMT</b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(KWh)</b>	<b>E</b> <b>(KWh)</b>	<b>Fexp</b> <b>(DA)</b>	<b>Fam</b> <b>(DA)</b>
160	889	8,88	1786,51	209,89	132,75	969097,24	1232691,6	141032,8
200	889	8,88	2805,48	156,76	99,15	723804,02	920678,7	221473,5
250	889	8,88	4340,56	141,11	89,25	651529,26	828745,2	342657,6
315	889	8,88	6881,37	135,09	85,45	623755,64	793417,1	543237,3
400	889	8,88	11116,05	133,25	84,28	615252,07	782600,6	877536,5

Tableau IV.20: Bilan pour le tronçon SR1–R3 (V1.M2)

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
160	1232691,69	141032,82	1373724,50
200	920678,71	221473,57	1142152,28
<b>250</b>	<b>828745,22</b>	<b>342657,70</b>	<b>1171402,92</b>
315	793417,18	543237,37	1336654,55
400	782600,63	877536,56	1660137,19

**b) Refoulement : SR2 – Réservoir tampon :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : le débit déficit  $Q = 775,872 \text{ m}^3/\text{j}$

t : Durée de fonctionnement de la station par jour,  $t = 20\text{h}$ .

$L = 417\text{m}$

$H_g = 35 \text{ m}$

$$Q_{\text{exp}} = 0,010776 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{0,010776} = 0,104\text{m} \quad D=104 \text{ mm}$$

**1) V 1.M 1**

Tableau IV.21: Calcul de la HMT du tronçon SR2–Réservoir tampon (V1.M1)

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)	HMT (m)
60	3,81	228789	0,016968	0,209586	479,55	100,51	35	135,51
80	2,14	171592	0,015925	0,046678	479,55	22,38	35	57,38
100	1,37	137274	0,015181	0,014580	479,55	6,99	35	41,99
125	0,88	109819	0,014487	0,004559	479,55	2,19	35	37,19
150	0,61	91516	0,013956	0,001765	479,55	0,85	35	35,85

Tableau IV.22: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR2–Réservoir tampon (V1.M1)

D (mm)	L (m)	Prix de ml(DA)	HMT (m)	P (KWh)	E (KWh)	Fexp (DA)	Fam (DA)
60	417	4200	135,51	17,91	130713,8	166267,9	155524,3
80	417	5443,08	57,38	7,58	55354,9	70411,3	201555,1
100	417	6682,31	41,99	5,55	40506,9	51524,7	247443,3
125	417	7836,22	37,19	4,91	35871,2	45628,1	290172,1
150	417	8534,23	35,85	4,74	34578,5	43983,8	316019,1

Tableau IV.23: Bilan pour le tronçon SR2–Réservoir tampon (V1.M1)

<b>D</b> <b>(mm)</b>	<b>Fexp</b> <b>(DA)</b>	<b>Fam</b> <b>(DA)</b>	<b>Bilan</b> <b>(DA)</b>
60	166267,98	155524,32	321792,3
80	70411,389	201555,08	271966,46
<b>100</b>	<b>51524,739</b>	<b>247443,27</b>	<b>298968,01</b>
125	45628,166	290172,09	335800,26
150	43983,848	316019,12	360002,97

## 2) V 1.M 2

Tableau IV.24: calcul de la HMT du tronçon SR2 – Réservoir tampon (V1.M2)

<b>Dext</b> <b>(mm)</b>	<b>e</b> <b>(mm)</b>	<b>Dint</b> <b>(mm)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	$\lambda$	<b>I</b> <b>(m/m)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	$\Delta H_t$ <b>(m)</b>	<b>Hg</b> <b>(m)</b>	<b>HMT</b> <b>(m)</b>
75	6,3	62,4	3,53	219990	0,01335	0,13551	479,55	64,99	35	99,9
90	6,1	77,8	2,27	176445	0,01278	0,04307	479,55	20,65	35	55,6
110	7,4	95,2	1,51	144195	0,01229	0,01510	479,55	7,24	35	42,2
125	8,3	108,4	1,17	126636	0,0111	0,00769	479,55	3,69	35	38,6
160	10,6	138,8	0,71	98901	0,01146	0,00214	479,55	1,02	35	36,0

Tableau IV.25: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR2–Réservoir tampon (V1.M2)

<b>Dext</b> <b>(mm)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>Prix de</b> <b>ml(DA)</b>	<b>HMT</b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(KWh)</b>	<b>E</b> <b>(KWh)</b>	<b>Fexp</b> <b>(DA)</b>	<b>Fam</b> <b>(DA)</b>
75	417	329,13	99,99	13,2122692	96449,56	122683,85	12187,55
90	417	392,5	55,65	7,35423473	53685,91	68288,48	14534,12
110	417	579,62	42,24	5,58186603	40747,62	51830,98	21463,10
125	417	738,42	38,69	5,11271663	37322,83	47474,64	27343,40
160	417	1209,53	36,02	4,76026904	34749,96	44201,95	44788,41

Tableau IV.26: Bilan pour le tronçon SR1–R3 (V1.M2)

<b>Dext (mm)</b>	<b>Fexp (DA)</b>	<b>Fam (DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
75	122683,85	12187,55	134871,40
90	68288,48	14534,12	82822,60
<b>110</b>	<b>51830,98</b>	<b>21463,10</b>	<b>73294,07</b>
125	47474,64	27343,40	74818,04
160	44201,95	44788,41	88990,37

Tableau IV.27: Bilan totale de l'adduction principale pour la variante V 1

	<b>Micro variant 1(Fonte)</b>	<b>Micro variant 2 (PEHD)</b>
<b>Gravitaire</b>	4 559514,78	644022,37
<b>Refoulement</b>	3 291156,02	2286184,26
<b>Bilan totale</b>	<b>7 850670,8</b>	<b>2 930206,63</b>

## IV.4.2.3. Dimensionnement de l'adduction principale pour la variante N°2 :

Le détail de tracé N°2 est présenté dans le tableau au-dessous :

Tableau VI.28 : Appellations des infrastructures pour la variante V2.

Le point	La cote	Longueur(m)	Débit
SP1	CTN=585 Cp=587,5 Cr=583	1450	0,05731
R3	CTN=846 Cp=848,5 Cr=844	1680	0,03748
A0	CTN=792	1215	0,00898
SR1	CTN=828 Cp=830,5 Cr=826	341	0,10776
Réservoir tampon	CTN=855 Cp=857 Cr=853		
R5	CTN=819 Cp=821 Cr=817	1539	0,00898

Dans cette variante on a proposé d'implanter une seule station de pompage pour refouler l'eau vers le réservoir R3, on a gardé la deuxième station de reprise et changé la cote du réservoir tampon projeté pour avoir la cote donnant le tracé le plus économique.

**IV.4.2.3.1. Les diamètres avantageux pour la Variante N°2 :**

L'adduction principale est composée d'une partie gravitaire et d'une partie de refoulement dont le dimensionnement de partie gravitaire est comme suite :

**a). Le réservoir tampon → R5 :**

**1) V 2.M 1**

tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Lg	Le (m)	ΔH <sub>d</sub> (m)	Φ calculé (m)
R tampon → R5	0,00898	1539	1769,85	32	0,10979

$\Phi$  normalisé=100 <  $\Phi$  calculé <  $\Phi$  normalisé=125

On trouve X= 782,93m (X géométrique= 680,81 m)

Tableau VI.29 : Les diamètres avantageux de tronçon réservoir tampon – R5 (V 2.M1)

Tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	φ normalisé (m)	Lg	Leq	V (m/s)	ΔH (m)	Cpi (m)	H (m)
R tampon-R5	0,00898	125	858,19	986,92	0,7	9,21	821	2
		100	680,81	782,93	1,1	22,79		

**2) V 2.M 2**

tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Lg (m)	Le (m)	ΔH <sub>d</sub> (m)	Φ int calculé (m)
R tampon → R5	0,00898	1539	1769,85	32	0,0951

A0 → SR2 :  $\Phi$  calculé =  $\Phi$  normalisé=110mm

Tableau VI.30 : Les diamètres avantageux de tronçon réservoir tampon – R5 (V 2.M2)

tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	φ normalisé (m)	Lg	Leq	V (m/s)	ΔH (m)	Cpi (m)	H (m)
R tampon-R5	0,00898	110	1539	1769,85	1,3	32	821	2

Tableau VI.31: Frais d'investissement de l'adduction gravitaire de la variante V2

Tronçon	Micro variant 1	Micro variant2
R3→A0→SR	3 642710,57	568772,86
Rtampon→R5	1 001162,2	79212,72
<b>Bilan total</b>	<b>4 643872,77</b>	<b>647985,58</b>

**IV.4.2.3. Détermination de diamètre économique de la variant N°2**

La partie de refoulement est composée de deux tronçons.

**a)Refoulement : SP1 – R3 :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : le débit déficit  $Q = 3713,38 \text{ m}^3/\text{j}$   
 $L = 1450 \text{ m}$   
 $H_g = 263,5 \text{ m}$

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{déficit}}}{t * 3600} \quad (\text{IV.18})$$

$$Q_{\text{exp}} = \frac{3713,38}{18 * 3600} = 0,0573 \text{ l / s}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la (IV.6).

$$D = \sqrt{0,05731} = 0,240 \text{ m} \quad \text{Donc } D=240 \text{ mm}$$

Pour ce tronçon on va utiliser seulement la fonte ductile (micro variant 1) puisque le PEHD est déconseillé pour les pressions plus élevés.

**1) V2.M 1.**

Tableau IV.32: calcul de la HMT du tronçon SP– R3 (V2.M1)

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	Leq (m)	ΔHt (m)	Hg (m)	HMT (m)
150	3,24	486709	0,0140	0,0499	1667,5	83,25	263,5	346,75
200	1,83	365032	0,0132	0,0112	1667,5	18,65	263,5	282,15
250	1,17	292025	0,0126	0,0035	1667,5	5,85	263,5	269,35
300	0,81	243355	0,0122	0,0014	1667,5	2,27	263,5	265,77
350	0,60	208590	0,0118	0,0006	1667,5	1,02	263,5	264,52
400	0,46	182516	0,0115	0,0003	1667,5	0,51	263,5	264,01

Tableau IV.33: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP-R3 (V2.M1)

<b>D</b> <b>(mm)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>Prix de</b> <b>ml(DA)</b>	<b>HMT</b> <b>(m)</b>	<b>P</b> <b>(KWh)</b>	<b>E</b> <b>(KWh)</b>	<b>Fexp</b> <b>(DA)</b>	<b>Fam</b> <b>(DA)</b>
150	1450	8534,2	335,9	236,05	1550875,62	1972713,79	1098867,45
200	1450	10323,1	279,7	196,58	1291500,36	1642788,46	1329202,36
250	1450	11542,4	268,6	188,75	1240111,44	1577421,76	1486194,27
300	1450	12336,1	265,5	186,57	1225737,57	1559138,19	1588389,80
350	1450	13521,2	264,4	185,80	1220718,32	1552753,70	1740993,57
400	1450	14910,1	263,9	185,49	1218671,17	1550149,73	1919819,33
450	1450	15982,1	263,7	185,30	1217406,17	1548540,65	2057856,48

Tableau IV.34: Bilan pour le tronçon SP-R3 (V2.M1)

<b>Diamètre</b> <b>en (mm)</b>	<b>Fexp(DA)</b>	<b>Fam(DA)</b>	<b>Bilan(DA)</b>
150	1972713,79	1098867,45	3071581,25
<b>200</b>	<b>1642788,46</b>	<b>1329202,36</b>	<b>2971990,82</b>
250	1577421,76	1486194,27	3063616,03
300	1559138,19	1588389,80	3147527,99
350	1552753,70	1740993,57	3293747,27
400	1550149,73	1919819,33	3469969,05
450	1548540,65	2057856,48	3606397,13

**b) Refoulement : SR1- Réservoir tampon :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : le débit déficit  $Q = 775,9 \text{ m}^3/\text{j}$

$$L = 341 \text{ m}$$

$$H_g = 29 \text{ m}$$

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{775,938}{20 * 3600} = 0,010776 \text{ l / s}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la (IV.6) et (IV.7).

$$D = \sqrt{0,010776} = 0,104m$$

Donc  $D=104mm$

$$D = 1,5 * \sqrt{0,010776} = 0,156m$$

$D=156 mm$

1) **V2.M1.**

Tableau IV.35: calcul de la HMT du tronçon SR1– Réservoir tampon (V2.M1)

<b>D (mm)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>I (m/m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>ΔHt (m)</b>	<b>Hg (m)</b>	<b>HMT (m)</b>
60	3,81	228789,8	0,016968	0,209586	392,15	82,19	29	111,19
80	2,14	171592,4	0,015925	0,046679	392,15	18,31	29	47,31
100	1,37	137273,9	0,015181	0,014581	392,15	5,72	29	34,72
125	0,88	109819,1	0,014488	0,004560	392,15	1,79	29	30,79
150	0,61	91515,9	0,013956	0,001765	392,15	0,69	29	29,69

Tableau IV.36: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR-Réservoir tampon (V2.M1)

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Prix de ml(DA)</b>	<b>HMT (m)</b>	<b>P (KWh)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>Fexp (DA)</b>	<b>Fam (DA)</b>
60	341	4200	111,19	14,69	107256,2	136429,8	127179,36
80	341	5443,08	47,31	6,25	45631,7	58043,5	164820,82
100	341	6682,31	34,72	4,59	33489,8	42599,1	202345,7
125	341	7836,22	30,79	4,07	29699,01	37777,2	237287,01
150	341	8534,23	29,69	3,92	28641,9	36432,5	258423,3

Tableau IV.37: Bilan pour le tronçon SP-R3 (V2.M1)

<b>D (mm)</b>	<b>Fexp (DA)</b>	<b>Fam (DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
60	136429,85	127179,36	263609,21
80	58043,527	164820,82	222864,34
<b>100</b>	<b>42599,048</b>	<b>202345,69</b>	<b>244944,74</b>
125	37777,15	237287,01	275064,16
150	36432,516	258423,31	294855,83

## 2) V2.M 2.

Tableau IV.38: calcul de la HMT du tronçon SR1– Réservoir tampon (V2.M2)

Dext (mm)	e (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
75	6,3	62,4	3,53	219990,2	0,01335	0,13552	392,15	53,14	29	82,14
90	6,1	77,8	2,27	176444,6	0,01278	0,04307	392,15	16,89	29	45,89
110	7,4	95,2	1,51	144195,3	0,01229	0,01510	392,15	5,92	29	34,92
125	8,3	108,4	1,17	126636,4	0,0111	0,0077	392,15	3,02	29	32,02
160	10,6	138,8	0,71	98900,5	0,01146	0,00214	392,15	0,84	29	29,84

Tableau IV.39: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR-Réservoir tampon (V2.M2)

Dext (mm)	L (m)	Prix de ml(DA)	HMT (m)	P (KWh)	E (KWh)	Fexp (DA)	Fam (DA)
75	341	329,13	82,14	10,8543454	79236,72	100789,11	9966,32
90	341	392,5	45,89	6,06396229	44266,92	56307,53	11885,21
110	341	579,62	34,92	4,61461522	33686,69	42849,47	17551,36
125	341	738,42	32,02	4,23097027	30886,08	39287,10	22359,95
160	341	1209,53	29,84	3,94275773	28782,13	36610,87	36625,54

Tableau IV.40: Bilan pour le tronçon SP-R3 (V2.M2)

Dext (mm)	Fexp(DA)	Fam(DA)	Bilan(DA)
75	100789,11	9966,32	110755,43
90	56307,53	11885,21	68192,74
<b>110</b>	<b>42849,47</b>	<b>17551,36</b>	<b>60400,83</b>
125	39287,10	22359,95	61647,05
160	36610,87	36625,54	73236,41

Tableau IV.41: Bilan totale de l'adduction principale pour la variante V2

	Micro variant 1(Fonte)	Micro variant 2 (PEHD)
<b>Gravitaire</b>	4 663872,77	647985,58
<b>Refolement</b>	3 216935,55	3032391,65
<b>Bilan totale</b>	<b>7 880808,32</b>	<b>3680377,23</b>

**Interprétation :**

-Après la comparaison entre les deux variant on peut conclure que la variant V1 est le plus économique.

-la cote du réservoir tampon la plus économique est de 855 m donc on peut réduire le cout de la variant économique V1 (on implante le réservoir tampon a une cote de 855 au lieu de 861).

-Les frais totales de l'adduction principale a projeté est estimées à **2 917313,9DA.**

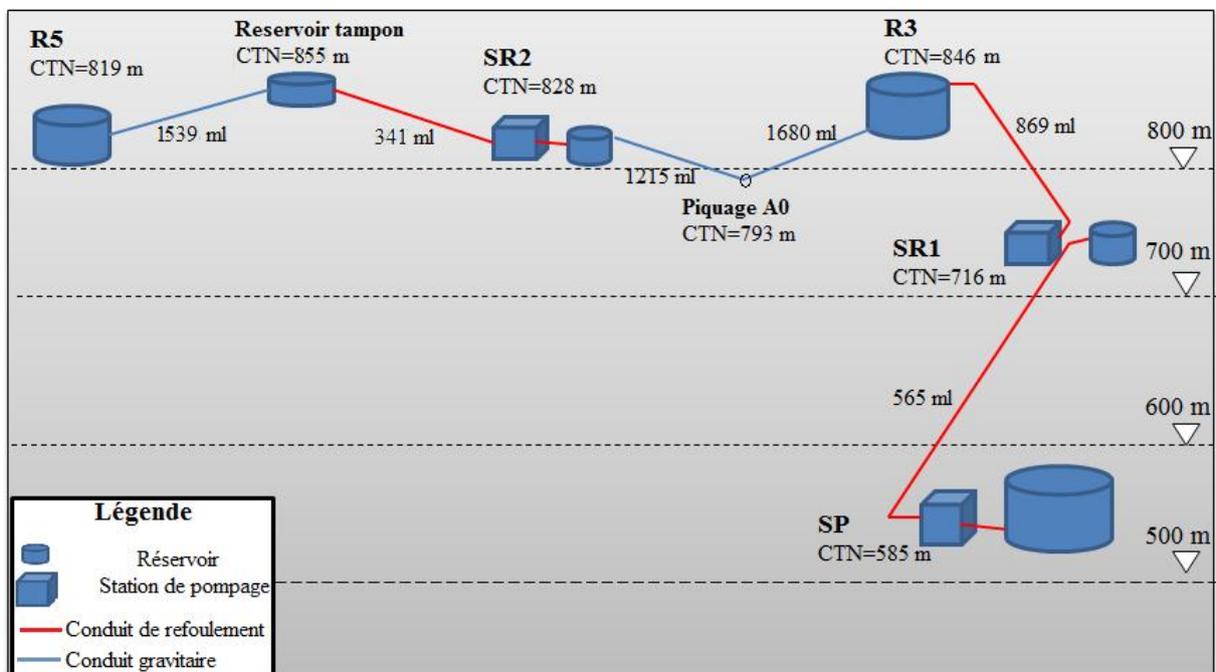


Figure IV.3 : Schéma explicatif du tracé final.

### IV.5. Etude d'adduction secondaire (écoulement gravitaire)

L'adduction secondaire est de 3715 m de longueur et relie entre l'adduction principale et les réservoirs terminaux.

#### IV.5.1. Calcul des longueurs des différents tronçons :

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

Tableau IV.42: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique	Longueur équivalente
SP(bâche) →R1	Réservoir de La station de pompage SP1	Réservoir existant R1de Houari	568	653,2
R1→R2	Réservoir existant R1de Houari	Réservoir projeté R2de Kikba	1422	1635,3
A0→R4	Le piquage A0	Réservoir existant R4de chigara centre	430,5	495,075
R5→R6	Réservoir existant R5de Boussafi	Réservoir existant R6de Makhat	810	931,5

#### IV.5.2. Les caractéristiques des différents points :

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

Tableau IV.43: Les altitudes des différents points de l'adduction :

Point	Côte de terrain naturel (mNGA)
Réservoir existant R1de Houari	551
Réservoir projeté R2de Kikba	480
Réservoir existant R4de chigara centre	769
Réservoir existant R6de Makhat	780

#### IV.5.3. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule(IV.4).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux pour chaque tronçon sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.44: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	Débit du tronçon	Longueur géométrique	Longueur équivalente	$\Delta H_i$ (m)	Dcalculé (mm)
SP→R1	11,63	568	653,2	30	0,08662
R1→R2	8,505	1422	1635,3	66,5	0,07911
A0→R4	28,5	430,5	495,075	54,4	0,10068
R5→R6	5,21	810	931,5	34,5	0,06724

**IV.5.4. Normalisation des diamètres avantageux :**

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

- SP→R1 Déxt=90 mm <math>D\_{normalisé} < Déxt=110mm</math>  
O prend Déxt=110mm pour garder la vitesse dans la marge admissible. ( Déxt=90 mm →v>2m/s)
- R1→R2  $D_{normalisé} = D_{calculé}$   
O prend Déxt=90mm.
- A0→R4 on prend directement Déxt 160 mm
- R5→R6 Déxt=75mm <math>D\_{normalisé} < Déxt=90mm</math>  
A partir de la formule précédent on trouve X=361,95 m

Tableau IV.45: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon	Déx (mm)	Lgeo (m)	Leq (m)	V (m/s)	$\Delta H_i$ (m)	Cp (m)	P (m)
SP→R1	11,63	110	568	653,2	1,6	19,12	563,88	12,88
R1→R2	8,505	90	1422	1635,3	1,7	65,31	483,69	3,69
A0→R4	28,5	160	430,50	495,075	1,9	11,74	823,47	54,47
R5→R6	5,21	90	495,26	569,55	1,1	12,63	785,22	5,22
		75	314,74	361,95	1,7	19,15		

**IV.5.6. Les frais d'investissement de l'adduction secondaire :**

Les frais d'investissement des conduites gravitaire de l'adduction secondaire figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV.46: Frais d'investissement de l'adduction secondaire.

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
160	1209.53	430,50	46238,40
110	579.62	568	29235,11
90	392.5	1917,26	66824,12
75	329.13	314,74	9198,19
<b>Investissement (DA)</b>			<b>151495,82</b>

**Conclusion :**

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit :

- ❖ une adduction principal de 6229 m de longueur, constituée de :
  - une partie gravitaire de 4434 m de longueur.
  - une partie par refoulement constitué d'une station de pompage et deux stations de reprise, Le premier tronçon SP1→bâche de la SR1 à une longueur de 565 m avec un diamètre de 250 mm, le deuxième tronçon SR1→R3 à une longueur de 889 m avec diamètre de 250 mm, le troisième tronçon SR2→Réservoir tampon à une longueur de 341 m avec diamètre de 110 mm.
- ❖ Une adduction secondaire (écoulement gravitaire) de 3715,075m de longueur des différents diamètres (160mm, 110mm, 90mm et 75mm).

Le bilan total des frais d'investissement et d'exploitation de l'adduction principale et secondaire est de **3 068809,21 DA.**



## Introduction :

Ce chapitre a donc pour but, l'étude et le choix du système pompage idéal adapté à l'usage de notre projet, ce qui nous permettra donc d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction.

Cette étude comprendra le dimensionnement des pompes et le choix des moteurs qui vont avec, ainsi que le réglage et le calage de chaque pompe.

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

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

- ❖ Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.
- ❖ Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage.
- ❖ Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- ❖ Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- ❖ Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue. [4]

### V.2. Situation des ouvrages

- La station de pompage se trouve dans le village Houari, à une côte de 585 mNGA.
- La première station de reprise se trouve dans le village de Lamssal, à une côte de 716mNGA
- La deuxième station de reprise se trouve dans le village de Chigara (haute), à une côte de 828mNGA

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

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

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

- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ; [10]

Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes de marque CAPRARI qui sont fabriquées en série.

#### V.4. Les modes de couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

##### V.4.1. Couplage en parallèle :

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

##### V.4.2. Couplage en série

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

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

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise ( $NPSH_r$ ), minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale. [10]

**V.5.1. Refoulement SP–bâche de la SR1**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1 :

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station SP

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	206,32	140,25	PM 150/ 5 B	78,6	178	1450	5	125	2,48
2	103,16	140,25	PM 100/ 3 D	76,3	166	2900	2	63,2	3,7
<b>3</b>	<b>68,77</b>	<b>140,25</b>	<b>PM 100/ 8 A</b>	<b>75,9</b>	<b>164</b>	<b>1450</b>	<b>8</b>	<b>34,1</b>	<b>1,92</b>
4	51,58	140,25	PM 100/ 9 B	75,7	162	1450	9	31,5	1,91
5	41,26	140,25	PM 80/ 12 A	73,6	185	1450	12	24	1,53

A partir du tableau V.1 on déduit que la variante de une seule pompe est la meilleure du point de vue rendement, et nombre de pompes en parallèle avec une légère différence quant aux autres par rapport à NPSH r.

Conclusion:

Malgré la variant N°1 est le meilleur mais techniquement n'est pas fiable car les paramètres appelés (débit et HMT) se trouve hors la zone applicable.

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM 100/ 8 A**.

**V.5.2. Refoulement SR1–réservoir R3 (Lamssal)**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.2 :

Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station SR2

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	185,69	140,11	PM 150/ 7 E	77,5	186	1450	7	124	2,38
<b>2</b>	<b>92,84</b>	<b>140,11</b>	<b>PM 80/ 3 A</b>	<b>75,6</b>	<b>181</b>	<b>2900</b>	<b>3</b>	<b>46,5</b>	<b>3,98</b>
3	61,9	140,11	PM 80/ 5 E	73,2	169	2900	5	35,8	2,91
4	46,42	140,11	PM 80/ 12 A	73,6	185	1450	12	24,1	1,54
5	37,14	140,11	PM 80/ 11 A	73,6	185	1450	12	23,8	1,51

A partir du tableau V.2 on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM 80/ 3 A**.

### V.5.3. Refoulement SR2-réservoir tampon

Tableau V.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station SR2

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	38,79	34,9	PM 100/ 2 B	68,3	36	1450	3	5,7	1,89
2	19,4	34,9	HMU50-1/ 4B	69,6	43,7	1450	4	2,88	1,6
<b>3</b>	<b>12,93</b>	<b>34,9</b>	<b>HMU40-2/ 5B</b>	<b>69,6</b>	<b>40,3</b>	<b>1450</b>	<b>5</b>	<b>1,77</b>	<b>1,49</b>
4	9,7	34,9	HMU40-2/ 5C	68,5	36,5	1450	5	1,5	1,46
5	7,76	34,9	HMU40-1/ 6B	66,8	38,7	1450	6	1,16	1,05

A partir du tableau V.3 on déduit que la variante de trois pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et NSPH.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **HMU40-2/ 5B**.

### V.6. Description des pompes choisit

On a opté pour des pompes centrifuges grâce à leurs performances et leurs adaptabilités.

**a)Pour la station SP et SR1 :**

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

**b)Pour la station SR2 :**

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiratio : en fonte
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

### V.7. Courbes caractéristiques des pompes

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

Ces courbes sont Représentées par la figure V.6 pour la première station de pompage et la figure V.7 pour la première station de repris et V.8 pour la deuxième station de repris.

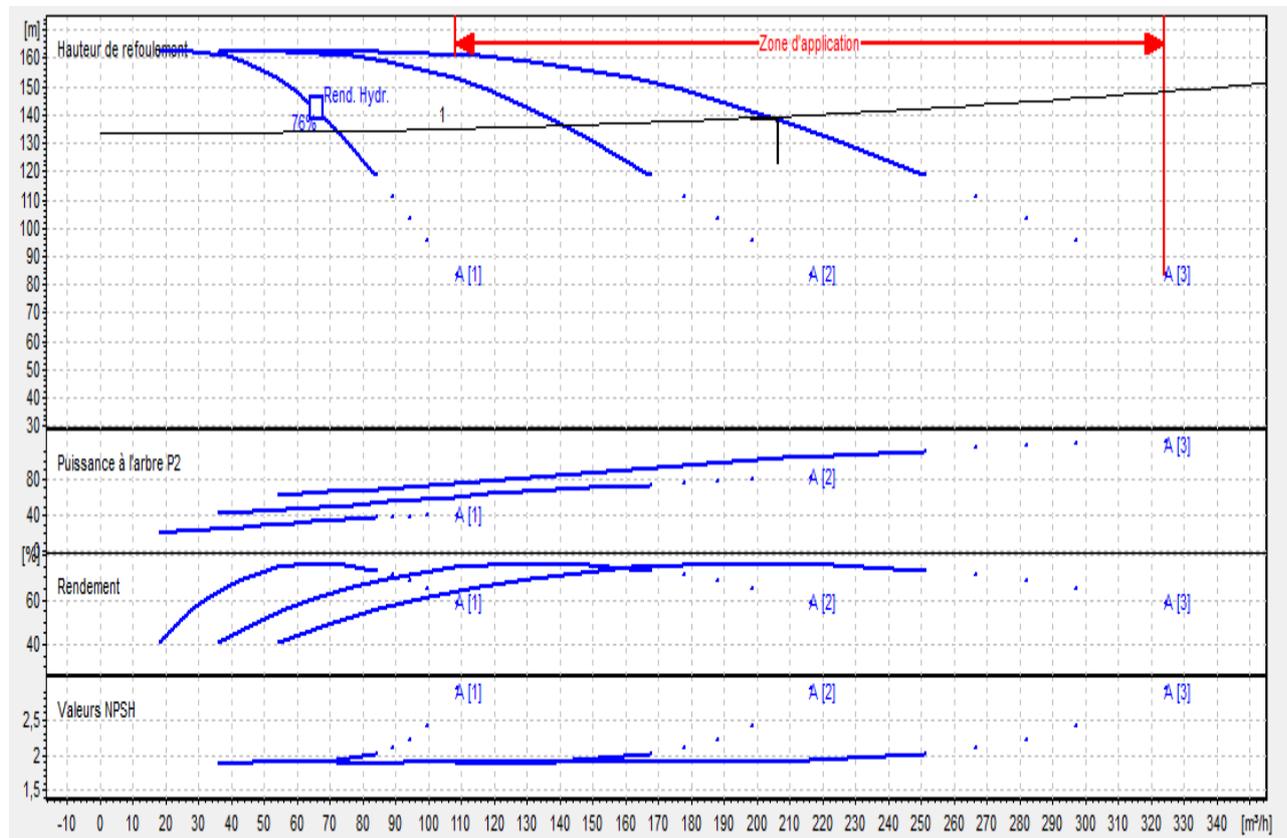


Figure V.1. Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type CAPRARI PM 100/ 8A

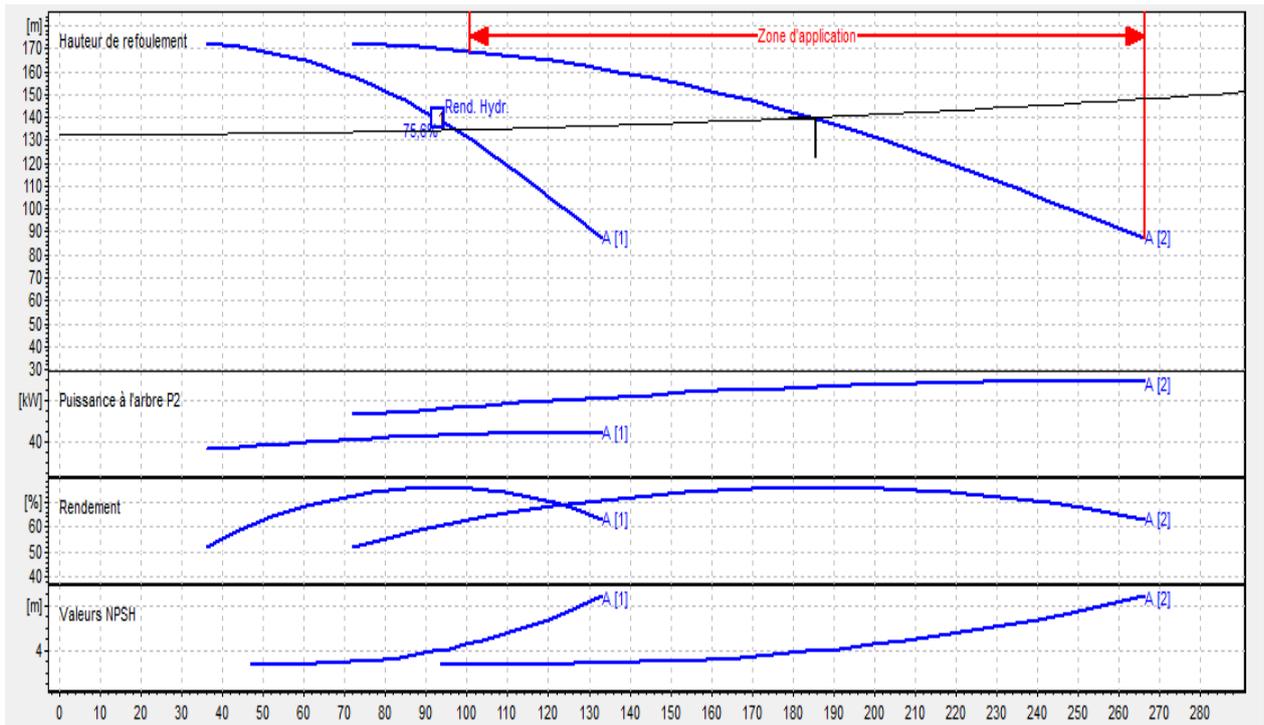


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR1) de type CAPRARI PM80/3A.

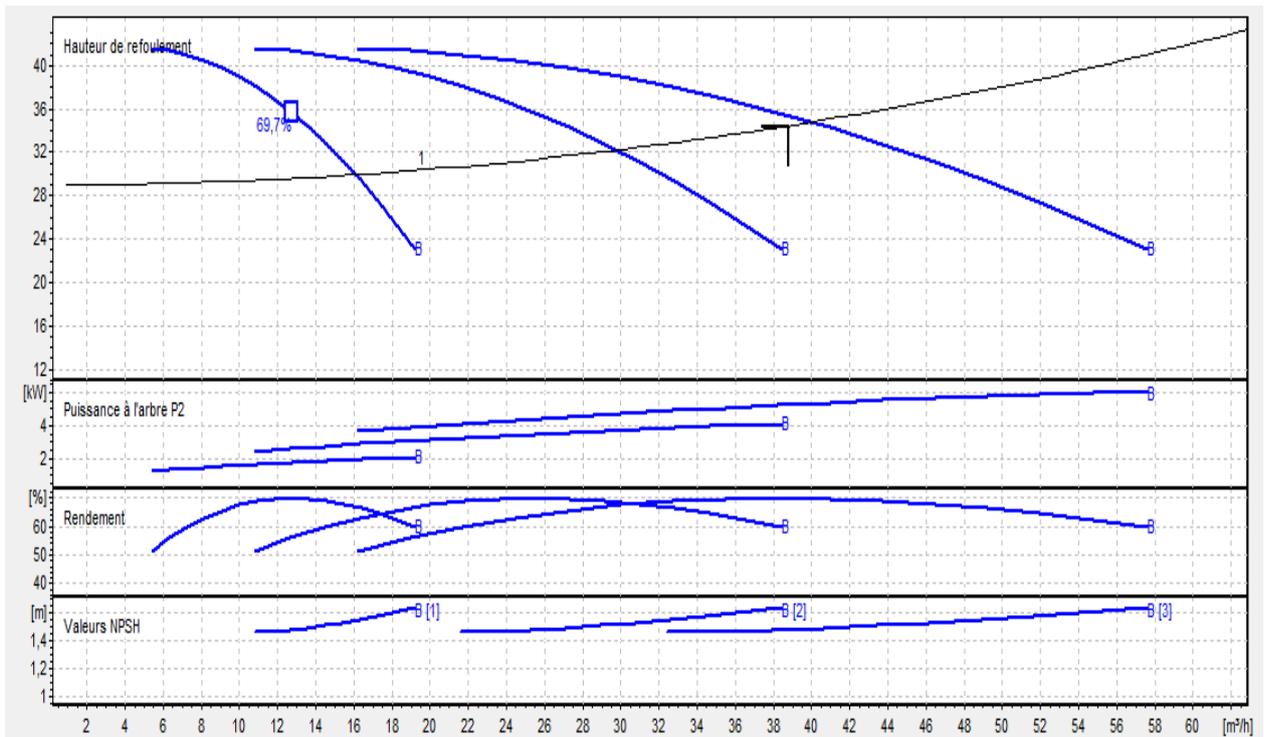


Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR2) de type CAPRARI HMU40-2/ 5B.

### V. 8. Point de fonctionnement

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement qui est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] avec la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [H<sub>c</sub>-Q].

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

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

#### ➤ Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m)

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (\text{V.3})$$

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

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

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

$D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

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

#### Rq :

On a utilisé le logiciel CAPRARI pour déterminer le point de fonctionnement de chaque pompe.

**V.8.1. Refoulement SP1–bâche de la SR1**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (B) de la pompe sont donnés sur la figure V.9 elle est représenté directement à partir de CAPRARI.

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

$$\begin{cases} Q_B = Q_{app} = 206.32m^3 / h \\ H_B = H_{app} = 140,25m \end{cases}$$

Conclusion :

Le point de fonctionnement coïncide avec les deux paramètres appelés, les pompes alors sont adaptées aux conditions de fonctionnement.

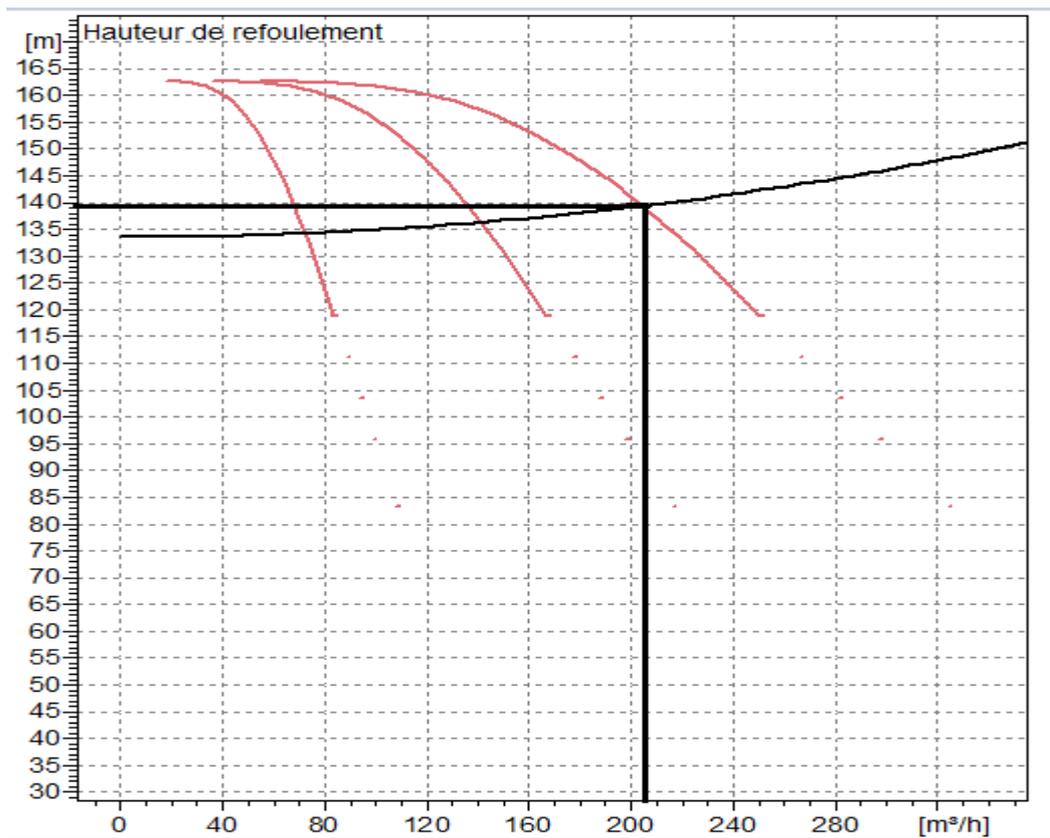


Figure V.4. Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage SP

### V.8.2. Refoulement SR1-réservoir de Lamssal R3 :

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (B) de la pompe sont donnés sur la figure V.10.

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

$$\begin{cases} Q_B = 186,69 \text{ m}^3 / \text{h} = Q_{app} = 186,69 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_B = 140,11 \text{ m} = H_{app} = 140,11 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

Le point de fonctionnement coïncide avec les deux paramètres appelés, les pompes alors sont adaptées aux conditions de fonctionnement.

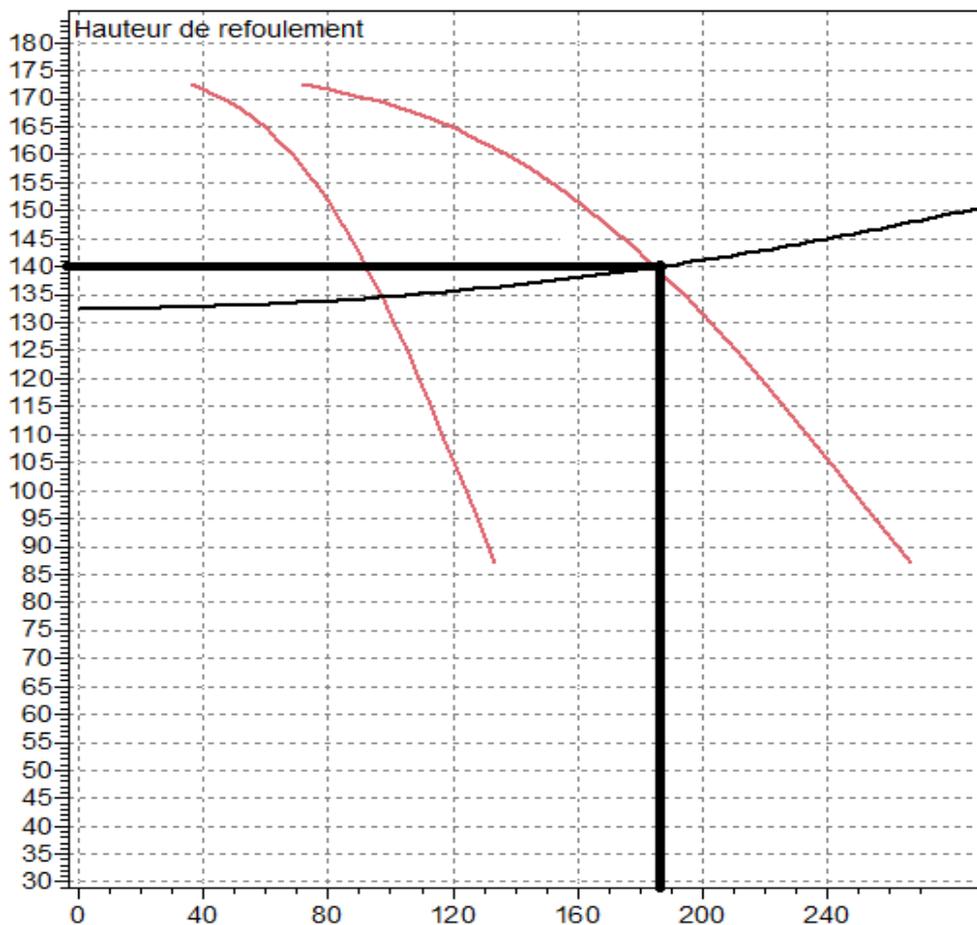


Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de la SR1

**V.8.3. Refoulement SR2–Réservoir tampon :**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (B) de la pompe sont donnés sur la figure V.11.

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

$$\begin{cases} Q_B = 40\text{m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 38,79\text{m}^3 / \text{h} \\ H_B = 35\text{m} > H_{app} = 34,9\text{m} \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit et la hauteur correspondants au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs aux débits et hauteur appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

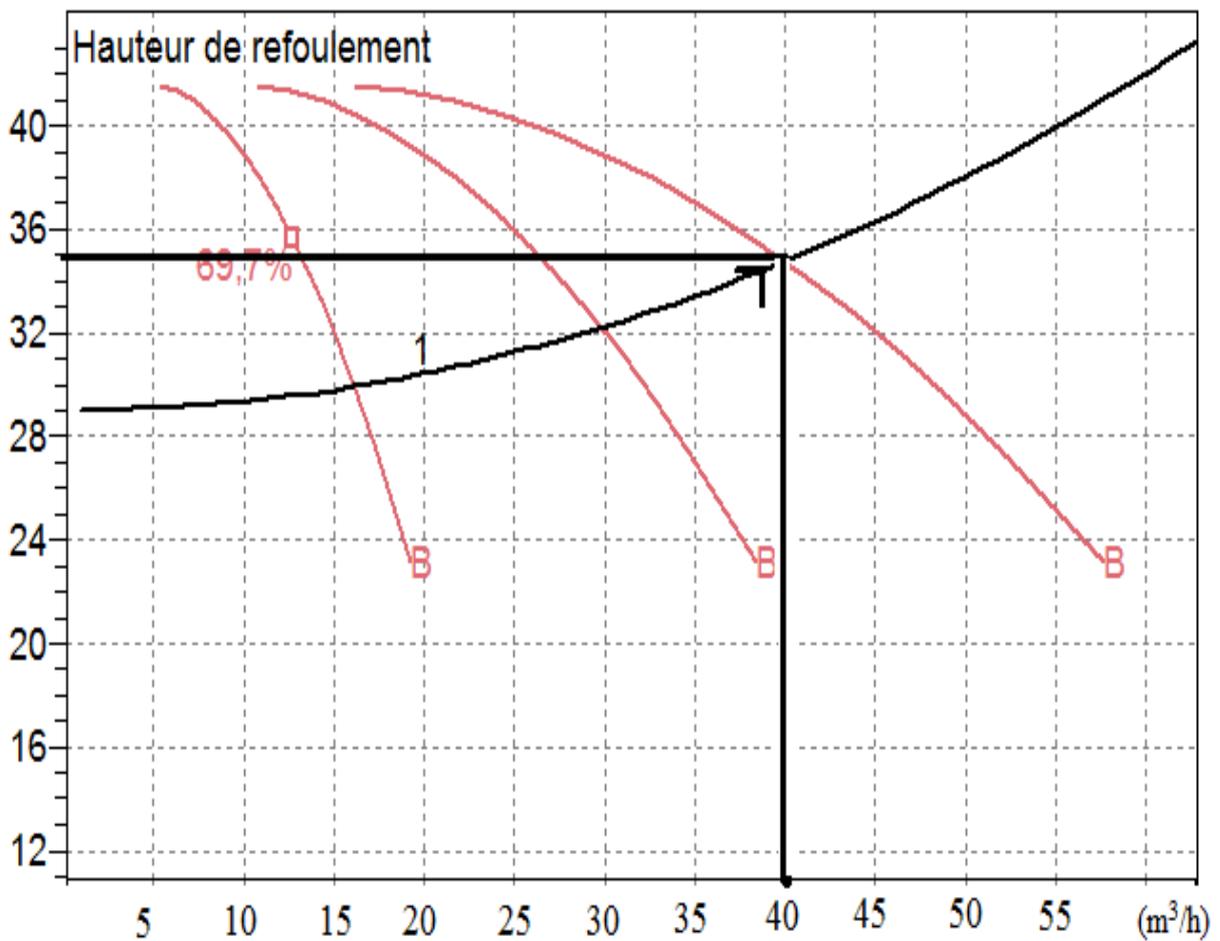


Figure V.6 : Point de fonctionnement des pompes de la SR2

### V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

#### a) Débit disponible > Débit appelé :

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

**-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.

**-Réglage quantitatif :** appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

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

Où :

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

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

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

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H'_c$  et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V.5)$$

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

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude... etc.)

➤ **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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V.6)$$

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

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

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

➤ **Changement du type de la pompe :** dans le cas où c'est possible.

**b) Débit disponible < Débit appelé :**

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- On peut aussi aboutir à l'augmentation de temps de pompage comme mode de réglage.
- **Changement de type de pompe.**

**Rq :**

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

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage et le changement du temps de pompage.

**V.9.1. Refoulement : SR1 – Réservoir tampon**

On utilise deux modes de réglages, la diminution du temps de pompage et le vannage.

**a) Diminution du temps de pompage**

- Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{38,79}{40} * 20 \Rightarrow t' = \mathbf{19h\ 24min}$$

- Le rendement correspondant au débit  $Q_{app}=38,79\ m^3/h$  est : **69,7%** ;  
Moyennant la formule IV.12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que :  $Q = \frac{Q_A}{n}$  avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{40}{3} \Rightarrow Q = 13,33\ m^3 / h$$

Ainsi :

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 13,33 * 35}{0,697 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{1,82\ KWh.}$$

**b) Vannage**

- $H_c' = 35,5m$  (figure V.6).

- $h_v = 35,5 - 34,9 \Rightarrow h_v = 0,6\ m.$

- $\eta_{inst\ av,van} = 69,6\%$  (tableau V.2).

- $\eta_{inst\ ap,van} = 69,6 * \frac{34,9}{34,9 + 0,6} \Rightarrow \eta_{inst\ ap,van} = \mathbf{68,42\%}$

Moyennant la formule IV.12 (chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

$$\text{que : } Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle.

$$Q = \frac{38,79}{3} \Rightarrow Q = 19,395 m^3 / h.$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 19,395 * 35}{0,6842 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 2,7 \text{ Kw.}$$

On opte pour le réglage par diminution de temps de pompage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

### V.10. Etude de la cavitation

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

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

- ◆ la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte;
- ◆ implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue;
- ◆ vibrations anormales;
- ◆ bruit anormal (pompage de caillou);
- ◆ destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations;
- ◆ arrachement de matière dans les zones d'implosion;
- ◆ chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation. [4]



Figure V.7 : Roues soumises à la cavitation.

✚ Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :  
 $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.8)$$

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

On prend :  $r = 0,3 \text{ m}$ .

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir. [2]

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V.9)$$

Avec :

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

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

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
<250	0,7-1
<=800	1-1,5
>800	1,5-1,8

$P_{at}$  : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V.10)$$

H : altitude de la station.

$T_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

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

$T^\circ (\text{°C})$	5	10	20	30	40	50	80	100
$T_v \text{ (m.c.e)}$	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.11)$$

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (V.12)$$

Avec :

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 10 m ;

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

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V.13)$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

D : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.15)$$

Avec :

DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

### V.10.1. Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge :

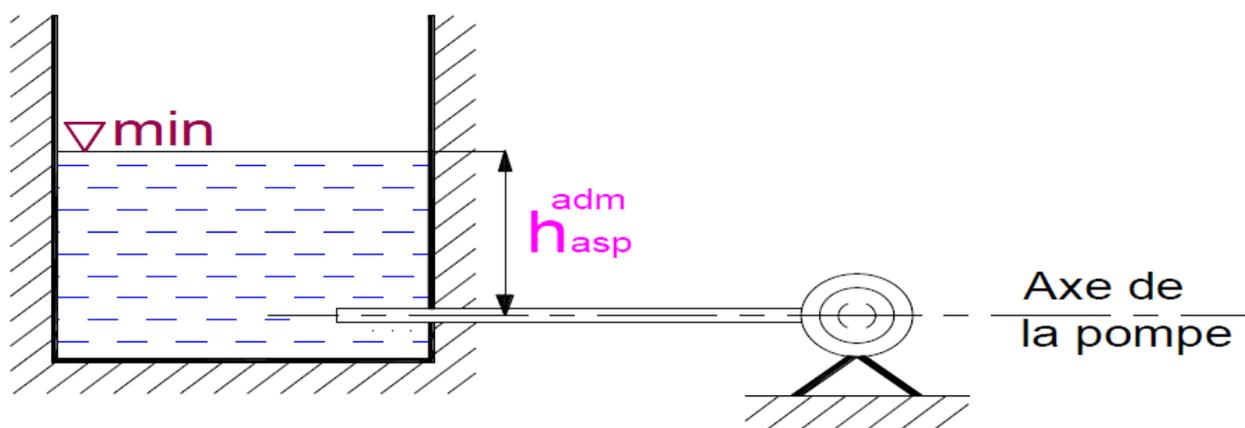


Figure V.8: Calage de la pompe en charge.

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V.16)$$

Avec :

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V.17)$$

Avec :

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

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

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

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

Pour les installations en aspiration :

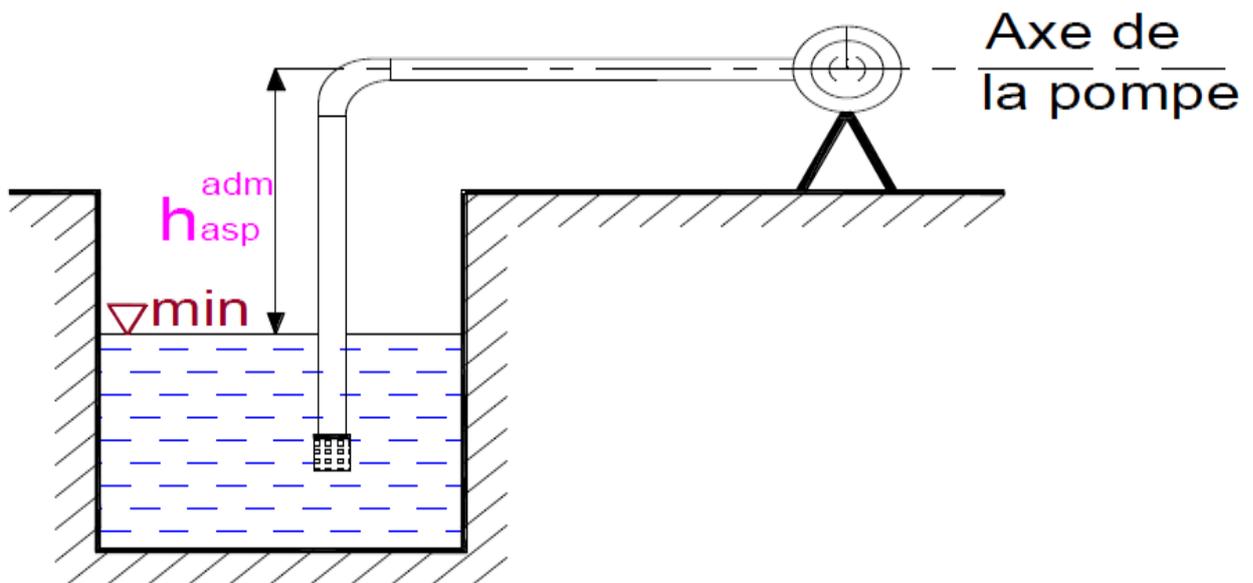


Figure V.9 : Calage de la pompe en aspiration.

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (V.18)$$

: Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

: Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

(V.17)

Avec :

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

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

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

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

**V.10.2. Refoulement SP 1 - bêche de la (SP2) :**

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 1,92m$ .
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 585 \Rightarrow P_{at} = 9,52mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^{\circ}=20^{\circ}C$  :  $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150mm$$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 68,77}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,08m/s$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,29m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,18 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,32m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1,92 + 0,3 - 9,52 + 0,24 + \frac{1,08^2}{2 * 9,81} + 0,32 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,68 \text{ m}$$

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

$$\text{A.N : } h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (\text{V.18})$$

$$h_{asp}^{adm} = 9,52 - 1,92 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,08^2}{2 * 9,81} - 0,32 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 6,68m$$

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

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

$$(NPSH)_d = P_{at} - T_v - \left( \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} + h_{asp}^{adm} \right)$$

$$(NPSH)_d = 2,22m \text{ notre pompe est loin du risque de cavitation.}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 583,5mNGA$$

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 583,5 + 6,68 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 589,88mNGA$$

**V.10.3. Refoulement SR1-réservoir de tête de Lamssal R3 :**

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 3,98m$ .
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 716 \Rightarrow P_{at} = 9,33 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^{\circ} = 20 \text{ }^{\circ}C$  :  $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,5 * 100 \Rightarrow D_a = 150mm$$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 92,85}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,46m/s$

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,10m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,11m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,98 + 0,3 - 9,33 + 0,24 + \frac{1,46^2}{2 * 9,81} + 0,11 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,59 \text{ m}$$

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

$$h_{asp}^{adm} = 4,59 \text{ m}$$

$(NPSH)_d = 4,28 \text{ m} > (NPSH)_r$ , notre pompe est loin du risque de cavitation.

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 714,5 \text{ mNGA}$$

La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 714,5 + 4,59 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 718,79 \text{ mNGA}$

#### V.10.4. Refoulement SR2-réservoir Tampon

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 1,49 \text{ m}$ .
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 828 \Rightarrow P_{at} = 9,18 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ \text{ C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,2 * DN1$

DN1 = 65 mm

Donc :  $D_a = 1,2 * 100 \Rightarrow D_a = 80 \text{ mm}$

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 12,93}{3,14 * 0,08^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,72 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,052 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,052 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,057 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1,49 + 0,3 - 9,18 + 0,24 + \frac{0,72^2}{2 * 9,81} + 0,057 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -7,07 \text{ m}$$

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

$$h_{asp}^{adm} = 7,07 \text{ m}$$

- $(NPSH)_d = 1,79 > (NPSH)_r$  notre pompe est loin du risque de cavitation.
- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 826,5 \text{ mNGA}$$

La côte de l'axe de la pompe : La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{\text{axe}} = 826,5 + 7,07 - 0,3 \Rightarrow$

$$\nabla_{\text{axe}} = 833,27 \text{ mNGA}$$

### V.11. Equipements auxiliaires

Chaque pompe est équipée par des accessoires dont les plus importants sont :

#### V.11.1. Equipements en amont

##### a) Longueur du convergent

$$l_{\text{con}} = (3,5 - 4) (D_a - d_a) \dots \dots \dots (V.16)$$

Prenons:  $l_c = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 * (150 - 125) = \mathbf{87.5 \text{ mm}}$

##### b) Dimension du tronçon

$$l_{\text{tr}} = 2.D_a \dots \dots \dots (V.17)$$

$$l_{\text{trasp}} = 2 * 150 = 300 \text{ mm}$$

#### V.11.2. Equipements en aval

Comme pour l'amont nous aurons les équipements suivants : Le divergent, Tronçon, Conduite de refoulement ,Ventouse ,Vidange de fond.... .

$$l_{\text{tr}} = 2 * 150 = \mathbf{300 \text{ mm}}$$

$$d_v = 0,25 D_r \quad \Rightarrow \quad d_v = 0,25 * 150 = \mathbf{37.5 \text{ mm}}$$

$$l_{\text{div}} = (3,5 - 4)(D_r - d_r) \quad \Rightarrow \quad l_{\text{div}} = 3,5 * (150 - 100) = \mathbf{175 \text{ mm}}$$

### V.12. Choix du moteur électrique

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

#### V.12.1. Critères de choix du moteur

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

#### V.12.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{\text{moteur}} = N_{\text{pompe}} \pm 200 \text{ tr/mn.} \quad (V.19)$$

### V.12.3. La puissance du moteur

La puissance que doit développer le moteur d'entraînement doit, en principe, être égale à celle absorbée par la pompe fonctionnant à un régime bien déterminé, puissance qui, à vitesse constante, varie avec le débit et la hauteur d'élévation ainsi qu'avec l'état d'usure de la machine. La puissance absorbée par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\omega \times Q_a \times HMT \times K}{\eta_p \times \eta_{acc} \times \eta_m} \quad (V.20)$$

Avec :

Q<sub>a</sub> : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

p : rendement de la pompe

acc : rendement d'accouplement, acc = 100 % ;

m : rendement du moteur, m = (92 - 95) %, Nous prendrons un rendement de 95 %

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur.

### V.12.4. Caractéristiques des moteurs électriques :

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

#### a)- Station de pompage SP

<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

**b)- Station de reprise SR1**

<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	55 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

**c)-Station de reprise SR2**

<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	2,2 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

**V.13.Dimensionnement du bâtiment de la station pompage**

Dans notre cas nous avons opté pour un bâtiment de type surface.

**a) Hauteur du bâtiment**

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots \text{ (V.18) } \quad \text{d' où :}$$

$$H_5 = H_p + H_s + H_r$$

$H_p$  : hauteur de la pompe.

$$\text{A.N : } H_p = 0.74\text{m.}$$

$H_s$  : hauteur du socle = (0.3 -05) m,  $H_s=0.5\text{m.}$

$H_r$  : hauteur de réserve  $H_r = 0,5\text{m.}$

$$\text{A.N : } H_5 = 0.74 + 0.5 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.74 \text{ m.}$$

$H_6$  : hauteur réservée à l'homme,  $H_6=2,2 \text{ m.}$

$H_7$  : hauteur du chariot,  $H_7 = 0,3\text{m.}$

$H_8$  : hauteur profilée,  $H_8 = 0,8 \text{ m.}$

$H_9$  : hauteur de sécurité,  $H_9 = 0,5\text{m.}$

$$\text{A.N : } H_b = 1.74 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.54\text{m.}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 - 9.6 -12.6 - 14 m).

Nous prendrons donc comme hauteur du bâtiment **Hb =8.4 m**.

**b) Longueur du bâtiment**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int} (n-1) + L_{pf} + L_1 \dots \dots \dots (V.19)$$

n: nombre de pompes, n = 4 (tenant compte la pompe de secours).

L : largeur de la pompe et celle du moteur,

A.N :  $L = 1 \text{ m} \rightarrow 4 * L = 4 \text{ m}$ .

L<sub>int</sub> : distance entre deux pompes voisines, L<sub>int</sub> = (0,8-2) m.

Nous prendrons : L<sub>int</sub>= 2 m.

L<sub>pf</sub>: longueur de la plate- forme de montage, L<sub>pf</sub> =4 m.

l<sub>1</sub> : distance entre mur et premier organe de la pompe, l<sub>1</sub> = 4 m.

$$L_b = n \times L + L_{int} (n-1) + L_{pf} + L_1$$

A.N :  $L_b = 2 + 4 + 4 + 6 + 4 = L_b = 18 \text{ m}$ .

La station de pompage aura une longueur de **18 m**.

**c) Largeur du bâtiment**

Elle est donnée par la relation :

$$L_b = l_1 + l_2 + L_p + L_r + L_P + L_3 + L_4 + L_5 \dots \dots \dots (V.20)$$

l<sub>1</sub> : distance entre mur et premier organe de la pompe, l<sub>1</sub>=0.95 m.

l<sub>2</sub>=distance entre mur et dernière organe de la pompe,l<sub>2</sub>=1.6m.

L<sub>p</sub> : longueur des bureaux des personnes, On prend : L<sub>p</sub> = 5 m ;

L<sub>P</sub> : longueur de la pompe et le moteur.

Nous prendrons: L<sub>p</sub> = 2 m.

L<sub>3</sub> : longueur des accessoires d'aspiration.

l<sub>4</sub> : longueur des accessoires de refoulement.

A.N:  $L_3 + L_4 = 0.0875 + 0.3 + 0.3 + 0.0375 + 0.3 = 1,025 \text{ m}$ .

L<sub>5</sub>=2 m, la distance entre les bureaux de personne et la salle des pompes.

A.N:  $L_b = 11, 56$

La station de pompage aura une largeur de **12 m**.

**f) Dimensionnement du pont roulant**

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

$$m=1,2*P \text{ (pompe + moteur)}$$

Vu que la pompe PM 100/ 2 E et son moteur pèsent tous deux 675 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever **810 kg**

**Conclusion**

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage.

- la SP1 sera équipée de trois pompes de type **CAPRARI PM 100/ 8 A** et une autre identique de secours ;
- la SR1 sera équipée de deux pompes de type **CAPRARI PM 80/ 3 A** et une autre identique de secours.
- la SR2 sera équipée de trois pompes de type **CAPRARI HMU40-2/ 5B** et une autre identique de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation.

## Introduction

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

En plus de la dégradation, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets.

### VI.1. Définition

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

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

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau. [4] [5]

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

### VI.2. Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;

- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine. [9]

### VI.3. Risques dus aux coups 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 dont les plus néfastes sont :

a) Cas de la surpression

b) Cas de dépression

c) Fatigue de la canalisation [6]

### VI.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier, parmi ses moyens le soupape de décharge, cheminée d'équilibre, réservoir d'air, volant d'inertie.

dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression.
- il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- Il est simple à installer. [9]

### VI.5. Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ **Méthode de VIBERT**

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

✓ **Méthode de BERGERON**

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

**VI. 5.1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT**

➤ Pour un fonctionnement normal on a :

Le volume d'air  $U_0$  dans la cloche est donné par la formule suivante:

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

Avec :

L : longueur de la conduite à protéger(m) ;

S : section de la conduite à protéger ( $m^2$ );

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

g: l'accélération de pesanteur.

$Z_0$  : la pression absolue au refoulement en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (VI.3)$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique(m).

Et en posant :  $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (VI.4)$$

➤ Dans le cas de coup de bélier :

✓ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (VI.5)$$

$V_0$ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \quad (VI.6)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule de **Mr B. SALAH** pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (VI.7)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,05 * 10^9$  Pascal ;

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

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite,  $E_m = 1400\text{MPa}$  pour le PEHD ;

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

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau,  $\nu_m = 0,46$  pour la PEHD ;

$\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite,  $\nu_s = 0.33$  ;

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m) ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI.1})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

$U_{\max}$ : volume du réservoir d'air. [2]

## VI.6. Application de la méthode de VIBERT

✓ **Les données de base :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de station	Type de matériau	D ext	S	V	L	Hg
		(mm)	(m <sup>2</sup> )	(m/s)	(m)	(m)
SP 1	PEHD	250	0,031	1,83	565	133,5
SR 1	PEHD	250	0,031	1,65	889	132,5
SR 2	PEHD	110	0,0071	1,51	341	29

✓ **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde 'C' sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de station	K (*10 <sup>9</sup> )	P	a	$\nu_m$	$\nu_s$	E <sub>s</sub> (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (*10 <sup>9</sup> )	e <sub>m</sub>	C
	(Pa)	(Kg/m <sup>3</sup> )	(m)	-	-	(Pa)	(Pa)	(m)	(m/s)
SP 1	2,05	1000	0,1023	0,46	0,33	2	1,4	0,0251	532,48
SR 1	2,05	1000	0,1023	0,46	0,33	2	1,4	0,0251	532,48
SR 2	2,05	1000	0,0476	0,46	0,33	2	1,4	0,0074	480,76

✓ **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.

N° de station	Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	Volume normalisé
SP	143,5	242,83	0,1707	1,19E-03	0,01	0,64	0,177	0,276	300
SR1	142,5	232,06	0,1388	9,74E-04	0,0095	0,66	0,264	0,400	500
SR2	39	113,00	0,1162	2,98E-03	0,017	0,57	0,041	0,073	100

✓ **Caractéristiques finales du réservoir d'air :**

D'après l'annexe (VI.2) et (VI.3) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.4: Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

N° de station	Volume normalisé (Litre)	Ø D (mm)	A (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	Poids sans sortie (kg)
<b>SP</b>	300	630	1450	54	50	560	160
<b>Sr1</b>	500	630	2076	54	50	560	222
<b>Sr2</b>	100	630	783	54	50	560	71

**VI.7.Installation du réservoir d'air**

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire.

Pour notre projet, nous avons opté pour l'installation de réservoirs d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier et ce juste à la sortie des stations de pompage SP et les deux stations de repris SR1 et SR2, ayant des capacités respectives de 300 et 500 et 100 litres d'air.

## Introduction

Dans Ce chapitre nous allons mettre en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour la bonne exécution de notre projet, allant du management de ce dernier jusqu'à la protection et sécurité du travail en passant par la pose de canalisation et l'organisation du chantier.

### VII.1. Pose des canalisations

Les conduites se posent généralement en terre, dans une fouille dont le fond est garni d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau.

#### VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre.
- Pose en mauvais terrains.
- Pose en galerie.
- Pose en pentes.
- Traversée de rivière. [7]

#### VII.1.2. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour assurer un bon écoulement, Régulariser les pressions et mesurer les débits. Changer la direction.....

##### VII.1.2.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation on distingue trois types.

**a) Les vannes d'isolement** : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir

**b) Les vannes à clapets de non-retour** : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

**c) Les vannes de réduction de pression** : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

##### VII.1.2.2. 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 et à la conduite et a l'écoulement en lui-même. [2]

##### VII.1.2.3. Crépines

Les crépines sont des cylindres perforés qui évitent l'entrée de particules solides dans le corps de la pompe. [2]

##### VII.1.2.4. 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 verrouille.
- Le joint à brides. [2]

**VII.1.2.5. Organes de mesure**

Les organes de mesure permettent de mesurer le débit et la pression.

**a) Mesure de débit**

Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont : le diaphragme, le venturi.

**b) Mesure de pression**

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont : Manomètres à aiguilles, Manomètres à soufflet.

**VII.2. Différents travaux à entreprendre**

Les travaux principaux à entreprendre sont : les travaux de l'adduction, des stations de pompage et des réservoirs.

**VII.2.1. Travaux concernant l'adduction**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- a) Exécution des tranchées.
- b) Construction des regards.
- d) Pose des conduites.
- e) Epreuve de joint et de la canalisation
- f) Remblaiement des tranchées.
- g) Nivellement et compactage.

**VII.2.2. Travaux concernant les stations de pompage**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux stations de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton.
- Maçonnerie et finition générale.

**VII. 2.3. Travaux concernant les réservoirs**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont

- Excavation.
- Coulage du béton.
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

**VII.3. Choix des engins**

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines commune dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements. [8]

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

## VII.4. Estimation quantitative du projet

On a deux travaux a estimé les travaux des stations de pompage et les travaux d'adduction.

### VII.4.1. Les travaux des stations de pompage

On doit estimer les volumes des différentes taches pour la réalisation du trois stations.

#### a) Calcul du volume du décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à découper est de 10 cm et elle s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

Donc le volume de décapage d'une seule station est estimé à 17 m<sup>3</sup> ainsi le totale est de 51 m<sup>3</sup>

#### b) Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant à surface. Le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles.

La fouille ayant le volume de 1,5\*1,5\*1,5 m<sup>3</sup> donc Le volume à excaver est de 3,375 m<sup>3</sup>.

Le nombre de fouilles étant de 16, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 54 m<sup>3</sup> ainsi le volume totale des déblais pour les trois station est de 162 m<sup>3</sup>.

#### c) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est de 1,5x1,5x 1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté ça donne une profondeur de 1m), le volume est de 2,25 m<sup>3</sup>. Le nombre de fouilles étant de 16 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : 108 m<sup>3</sup> pour les trois stations.

#### d) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage les murs extérieurs et intérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30 x 20 x 10 cm, on laissant une lame d'aire de 10 cm d'épaisseur.

La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles. Donc la surface extérieur et intérieur totale à couvrir est de :

D'où le nombre de briques nécessaire est de :

$(670,4/(0.3*0.2))*3 = 33520$  briques pour les trois stations de pompage.

Tableau VII.1 : Calcul des volumes pour les stations de pompage

Éléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*I*h (m3)	Vtotale (m3)
Semelles	1,5	1,5	0,4	16	14,4	43,2
Béton de propreté	1,5	1,5	0,1	16	3,6	10.8
Avants poteaux	0,25	0,25	0,75	16	0.75	2.25
Poteaux	0,25	0,25	8.4	10	5,25	21.39
	0,25	0,25	5	6	1.88	
Longrine	23	0,40	0,45	/	18,28	56,16
Poutres	23	0,40	0,45	/	18,28	56,16
Éléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Hauteur (m)	N	V=S*H (m3)	Vtotal (m3)	
Dalle supérieur	167	0,12	/	20,04	60,12	
Chape inférieure	167	0,12	/	20,04	60,12	

VIII.4.2. les travaux de l'adduction

Les résultats du calcul de volume des travaux d'adduction sont regroupés dans ce tableau .

Tableau VII.2 : Calcul des volumes pour l'adduction

D	Surface	L	Htr	B	Vexc	Vcon	V lit de sable	V rem	Veva
(mm)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)
250	0,049	3114	1,2	0,75	2802,60	152,59	350,33	2299,69	1343,69
160	0,02	1645,5	1,11	0,66	1205,49	32,91	162,90	1009,68	557,46
110	0,0095	2448	1,06	0,61	1582,88	23,26	223,99	1335,63	722,11
90	0,0064	1918	1,04	0,59	1176,88	12,28	169,74	994,87	535,08

## VII.5. Estimation financière

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction et des différents réservoirs sont les tableaux suivants :

Tableau VII.3 : Devis estimatif des travaux

Désignation de travaux	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Décapage	m3	350	51	17850
Les déblais	m3	450	162	72900
Le lit de sable	m3	600	934,13	560479,95
Les remblais	m3	700	5904,96	4 133473,1
Evacuation	m3	700	3242,60	2 269819,2
Béton de propreté	m3	22 000	10,8	237600
Béton armé	m3	37 000	183,69	6 796530
Maçonnerie	Briques	30	33520	1 005600
<b>Total</b>			<b>15 094252,25</b>	

Tableau VII.4 : Devis estimatif de la pose et fourniture des conduites.

Désignation de conduites	Unité	Prix unitaire DA	Longueur	Montant DA
250	ML	920	3114	2864880
160	ML	850	1645,5	1398675
110	ML	790	2448	1933920
90	ML	743,82	1918	1426646,76
75	ML	650,68	315	204964,2
<b>Total</b>	<b>7 829085,96</b>			

### Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de l'adduction il est estimé environ de **22 923338,21 DA**. En premier lieu, nous avons fait une étude des volumes de travaux, puis nous avons établi une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Enfin le choix des engins les plus appropriée pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau du captage de source de R'mail vers la zone d'étude.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2045, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 29373 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 5944,8 m<sup>3</sup>/j soit 68,81 l/s sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2045).

Vu l'importance de la chaîne d'adduction et la faible capacité de stockage existante nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter sept réservoirs, dont trois d'entre eux seront jumelés aux réservoirs existants.

La grande différence d'altitude entre la source et les différents villages a exigé l'implantation de trois stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à ces derniers.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité avec des conduites en PEHD, la protection de ce réseau est prise en considération pour augmenter la durée de vie de ce dernier, elle consiste à faire une protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

## Références bibliographiques

- [1] **M.DJOUAD** « Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de BEINENE (W.MILA) » 3.4. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2012 .
- [2] **B. SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable des agglomérations », p.67, 70,71,73, 74, 97,98.
- [3] **F.VALIRON** « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I, 2003.
- [4] **A. Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.
- [5] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [6] **M. AIT AHCENE** « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) ». Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2009.
- [7] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.10, 16, 18, 25.
- [8] **A.BADACHE** « Adduction d'eau potable a partir du barrage EL AGREM pour l'alimentation des villes TAHER, TLETA et BAZOUL (W.JIJEL) ».146. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2014.
- [9] Publications de « S a v o i r - f a i r e » par **K S B**, v o l u m e 1: le coup de bélier,mars 2012.
- [10] **O.KHODJET-KESBA**, cours de la deuxième année SC «pompe et stations de pompage»,2014.

## Logiciels et Catalogues

CAPRARI, CHARLATTE

**Annexe II.1.Variation du coefficient  $\beta_{\min, \max}$  en fonction du nombre d'habitant**

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

**Annexe II.2.Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier**

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

**Annexe IV.1. Prix du ML des conduites en fonte ductile selon  
ELECTROSTEEL ALGERIE**

<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Prix du ML (DA)</b>
100	6682,31
125	7836,22
150	8534,23
200	10323,1
250	11542,36
300	12336,05
350	13521,23
400	14910,06
450	15982,11
500	17885,15
600	22831,78
700	27777,32
800	31722,86
900	35668,4

## Annexe IV.2.Prix du ML des conduites en PEHD de gamme PN 16

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	enMM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.7	PE80	16 Bars	29,61	34,64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.4	PE80	16 Bars	48,03	56,20
11 004 0321	Tube PEHD	32	4.1	PE80	16 Bars	75,47	88,30
11 004 0401	Tube PEHD	40	5.1	PE80	16 Bars	116,64	136,47
11 004 0501	Tube PEHD	50	6.3	PE80	16 Bars	180,68	211,40
11 004 0631	Tube PEHD	63	8.0	PE80	16 Bars	288,17	337,16
11 004 0751	Tube PEHD	75	9.4	PE80	16 Bars	404,81	473,63
11 008 0901	Tube PEHD	90	9.2	PE100	16 Bars	488,62	571,69
11 008 1101	Tube PEHD	110	11.1	PE100	16 Bars	721,62	844,30
11 008 1251	Tube PEHD	125	12.7	PE100	16 Bars	934,26	1 093,08
11 008 1601	Tube PEHD	160	16.2	PE100	16 Bars	1 526,93	1 786,51
11 008 2001	Tube PEHD	200	20.2	PE100	16 Bars	2 397,85	2 805,48
11 008 2501	Tube PEHD	250	25.1	PE100	16 Bars	3 709,88	4 340,56
11 008 3151	Tube PEHD	315	31.6	PE100	16 Bars	5 881,51	6 881,37
11 008 4001	Tube PEHD	400	40.1	PE100	16 Bars	9 500,90	11 116,05
11 008 5001	Tube PEHD	500	50.1	PE100	16 Bars	14 816,89	17 335,76

### Annexe IV.3. Prix du ML des conduites en PEHD de gamme PN 10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	enMM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	10 Bars	26,31	30,78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.3	PE80	10 Bars	33,85	39,60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.8	PE80	10 Bars	52,60	61,54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.5	PE80	10 Bars	82,33	96,33
11 003 0501	Tube PEHD	50	4.2	PE80	10 Bars	125,79	147,17
11 003 0631	Tube PEHD	63	5.3	PE80	10 Bars	198,97	232,79
11 003 0751	Tube PEHD	75	6.3	PE80	10 Bars	281,31	329,13
11 007 0901	Tube PEHD	90	6.1	PE100	10 Bars	335,47	392,50
11 007 1101	Tube PEHD	110	7.4	PE100	10 Bars	495,40	579,62
11 007 1251	Tube PEHD	125	8.3	PE100	10 Bars	631,13	738,42
11 007 1601	Tube PEHD	160	10.6	PE100	10 Bars	1 033,79	1 209,53
11 007 2001	Tube PEHD	200	13.2	PE100	10 Bars	1 617,42	1 892,38
11 007 2501	Tube PEHD	250	16.4	PE100	10 Bars	2 510,95	2 937,81
11 007 3151	Tube PEHD	315	20.7	PE100	10 Bars	4 003,95	4 684,62
11 007 4001	Tube PEHD	400	26.2	PE100	10 Bars	6 424,42	7 516,57
11 007 5001	Tube PEHD	500	500	PE100	10 Bars	10 021,19	11 724,79
11 007 6301	Tube PEHD	630	----	PE 100	10 Bars	15 153,49	17 729,58

# Annexe VI.1. Abaque de Vibert pour calculer les réservoirs d'airs

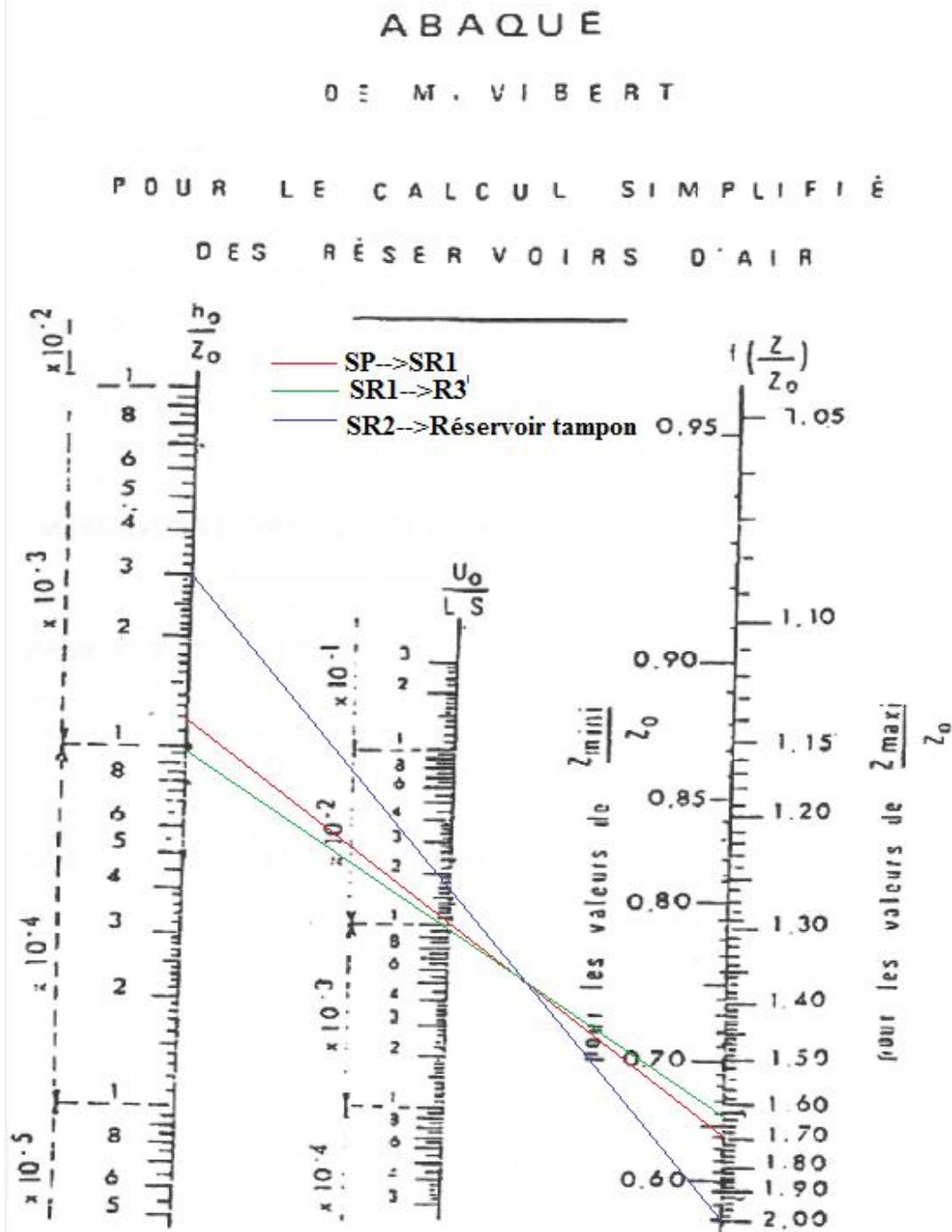


PLANCHE XXVII

Abaque de VIBERT

## Annexe VI.2. Catalogue Hydrochoc CHARLATTE pour les réservoirs d'air gamme 10 bars

### Gamme eaux claires

Surpression - Régulation - Protection anti-bélier

## Hydrochoc

type CAR\* - 100 à 2000 L

Le réservoir anti-bélier Hydrochoc est un accumulateur hydropneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.

FABRICATION SELON CODAP



#### PEINTURE

**Interne.** Primaire antirouille glycérophthalique, couleur ocre rouge, épaisseur 30 microns.  
**Externe.** Laque monocouche résine uréthane, acrylique couleur orange, épaisseur 30 microns.



#### VESSIE

Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).



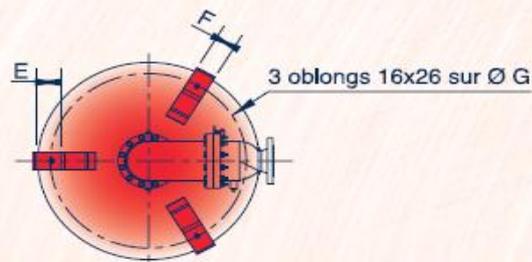
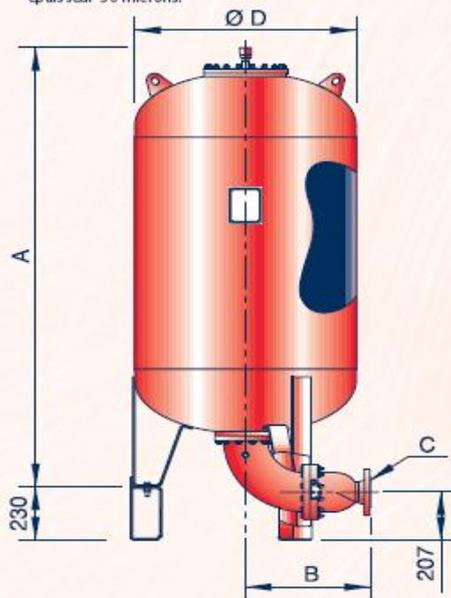
#### GARANTIE

"Hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation."



#### EMBALLAGE

Bull-pack pour les réservoirs  
Carton pour les différents équipements et/ou pièces détachées.



Vue de dessous

Sortie C	B	Pds sortie (KG)
DN50	476	32
DN80	480	35
DN100	460	34
DN125	450	35
DN150	457	37

### Gamme 10/15 bars

Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

Code	Vol.	A (mm)	Ø D (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
HC-100-10/15-VF	100	783	630	54	50	560	71
HC-200-10/15-VF	200	1093	630	54	50	560	93
HC-300-10/15-VF	300	1418	630	54	50	560	116
HC-500-10/15-VF	500	2068	630	54	50	560	163
HC-750-10/15-VF	750	1863	850	80	80	755	261
HC-1000-10/15-VF	1000	2363	850	80	80	755	330
HC-1500-10/15-VF	1500	2414	1000	80	100	905	444
HC-2000-10/15-VF	2000	3114	1000	80	100	905	557

\*CAR : Clapet Anti-Retour avec shunt incorporé réglable

**CHARLATTE**  
RÉSÉRVUOIRS  
FAYAT GROUP

**motralec**

4 rue Lavoisier, ZA Lavoisier, 95223 HERBLAY CEDEX  
Tel. : 01.39.97.65.10 / Fax. : 01.39.97.68.48

Demande de prix / e-mail : [service-commercial@motralec.com](mailto:service-commercial@motralec.com)

[www.motralec.com](http://www.motralec.com)

## Annexe VI.3. Catalogue Hydrochoc CHARLATTE pour les réservoirs d'air gamme 16 bars

### Gamme eaux claires

Surpression - Régulation - Protection anti-bélier

## Hydrochoc

Sortie fond - 100 à 2000 L

Gamme 16 bars

Le réservoir anti-bélier Hydrochoc est un accumulateur hydropneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.



#### PEINTURE

Interne : Epoxy alimentaire épaisseur 100 microns.  
Externe : Laque monocouche hydro acrylique polyuréthane épaisseur 50 microns, couleur orange RAL 2002.  
Pour d'autres systèmes de peinture, nous consulter.



#### VESSIE

Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).



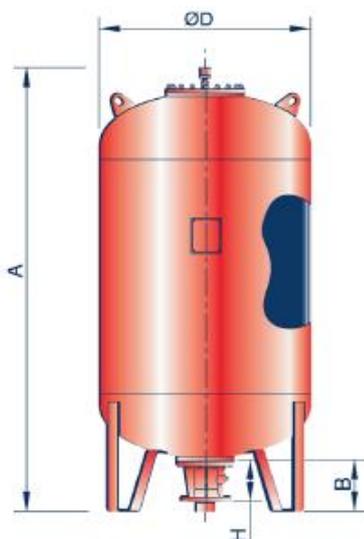
#### GARANTIE

12 mois hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation.  
Disponibilité pièces détachées assurée 30 ans.

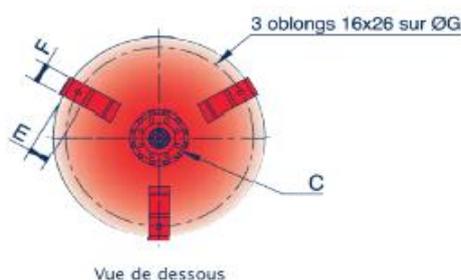


#### Accessoires

Consulter notre site Internet



La hauteur de la sortie par rapport au sol = B - H



Sortie C	H	Pds sortie (kg)
DN50	180	12
DN80	176	14
DN100	167	12
DN125	167	13
DN150	170	14

#### Gamme 16 bars

Vol.	A	B	ØD	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
	(mm)	(mm)	(mm)				
100	791	220	630	54	50	560	90
200	1101	220	630	54	50	560	122
300	1450	220	630	54	50	560	160
500	2076	220	630	54	50	560	222
750	1893	220	850	80	80	755	362
1000	2393	215	850	80	80	755	451
1500	2472	215	1000	80	100	905	637
2000	3178	215	1000	80	100	905	818

Cotes données à titre indicatif, peuvent être modifiées sans préavis.  
Calculs selon CODAP. Nous consulter pour tout autre code de construction.