

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



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BENMAHIDDINE Nora

AMIR Sara

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**ETUDE DE LA CHAINE D'ADDUCTION DE LA
COMMUNE DE SIDI AYAD WILAYA DE BEJAIA**

Soutenu le **28 /06 /2015** devant le jury composé de :

- Président : **M^r A.SAOU**
- Promoteur: **M^r I.BENDAHMANE**
- Examineur : **M^r H.BEDJOU**



Remerciements

Avant tout, on tient à remercier le bon Dieu de nous avoir accordé le courage et la patience pour mener à terme ce travail.

*On remercie également notre promoteur **Mr I. BENDAHMANE** de nous avoir encadré, guidé et accompagné dans ce travail ainsi que sa compréhension, ses précieux conseils, et surtout pour sa patience.*

*On témoigne notre reconnaissance aussi à tous les enseignants du département d'Hydraulique qui ont participé à notre formation, particulièrement **Mr BREKSI**.*

*Comme nous remercions **Mr. CHALABI**, de nous avoir proposé ce thème, et pour son aide.*

*Et un très grand merci pour le technicien des pompes
Mr. MOUHAMED*

*Nos remerciements sont destinés aussi aux membres du jury **Mr SAOU** ainsi que **Mr BEDJOU** de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.*

Nora ♥ **Sara**

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail pour mes très chers
parents, que Dieu les protège.*

A mes très chers frère Sami Rami Akram

A mes chères tantes Fadila Nabila

A mon futur mari Hamza

*A mes grands-parents et à la mémoire de ma chère
grand-mère*

A tout les membres de ma famille

A ma très chère binôme Nora

A ma chère belle sœur Houda

A tous mes amis (es) particulièrement Lydia,

Mina, Sissa, Fatma, Dalia, kenza,

Mouhamed, Abdenour, Kamel

*A tous mes amis de la promotion 2010
d'hydraulique*

Sara

Dédicace



*Je dédie ce modeste travail pour mes très chers
parents, que Dieu les protège.*

A mon très cher frère Amirouche

A ma très chère sœur Lamia

A ma chère belle sœur Nesrine

A mes chers cousins et cousines

*A la mémoire de mes grands-parents et à ma chère
grand-mère Taous*

A tout les membres de ma famille

A ma très chère binôme Sara

A tous mes amis (es) particulièrement Lydia,

, Meriam, Ryma, Rekia, Dalia, Fatma,

Mouhamed, Abdenour, kamel

*A tous mes amis de la promotion 2010
d'hydraulique*

Nora

Sommaire

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Annexes	
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du site	2
I.2.1. Situation géographique	2
I.2.2. Situation topographique	3
I.2.3. Situation climatique	3
I.2.4. Situation hydraulique	4
I.2.4.1. Ressources disponibles	4
I.2.4.2. Réservoirs existants	4
I.3. Estimation des besoins en eau	5
I.3.1. Situation démographique	5
I.3.2. Estimation de la population	5
I.3.3. choix de la norme de consommation.....	6
I.3.4. Evaluation des besoins en eau.....	6
I.3.4.1. Consommation moyenne journalière	6
A. Besoins domestiques	7
B. Besoins administratifs	7
C. Besoins scolaires	8
D. Besoins sanitaires	8
E. Besoins socioculturels	9
F. Besoins sportifs	9
G. Besoins agricoles	9
H. Besoins publics.....	10
I.3.4.2. Consommation moyenne journalière totale	10
I.3.4.3. Majoration de la consommation journalière	11
I.3.4.4. Variation de la consommation journalière.....	12
I.3.4.5. Variation de la consommation horaire.....	13
A. Débit maximal horaire (débit de pointe)	14
I.4. Bilan ressources - besoins.....	15
I.5. Conclusion	15

Chapitre II : Réservoirs

II.1. Introduction.....	16
II.2. Classification des réservoirs	16
II.3. Emplacement du réservoir	16
II.4. Choix du type du réservoir	16
II.5. Equipements du réservoir	17
II.5.1. Conduite d'adduction	17
II.5.2. Conduite de départ.....	18
II.5.3. Conduite de trop-plein	19
II.5.4. Conduite de vidange	19
II.5.5. Conduite de By-pass	19
II.5.6. Matérialisation de la réserve incendie	19
II.5.6.1. Système à deux prises	19
II.5.6.2. Système à siphon.....	20
II.6. Capacité du réservoir	20
II.6.1. Volume de régulation	20
II.6.2. Détermination de P_{max}	21
II.6.3. Volume total du réservoir	21
II.7. Calcul de la capacité des réservoirs existants	23
II.7.1. Réservoir de Mâala « R1 »	23
II.7.2. Réservoir de Hammam Sidi-Ayad « R2 »	24
II.7.3. Réservoir d'Iftissen « R3 »	25
II.7.4. Réservoir de Takhlichth N'Igrane Harath et Tadarth Azrou « R4 »	26
II.7.5. Réservoir de Timezrit « R5 »	27
II.7.5.1. Détermination du diamètre et de la hauteur d'incendie	28
II.8. Dimensionnement des stations de reprise.....	28
II.9. Conclusion	28

Chapitre III: Adduction

III.1. Introduction.....	29
III.2. Choix du tracé	29
III.3. Choix du type des conduites	29
III.4. Description du schéma d'adduction.....	29
III.5. Diamètre économique	30
III.6. Vitesse d'écoulement	30
III.7. Pertes de charge	30
III.7.1. Pertes de charge linéaire (H_l).....	30
III.7.2. Les pertes de charge singulières (H_s).....	31

III.7.3. Les pertes de charge totales (H_T).....	31
III.8. Hauteur manométrique totale (HMT)	31
III.9. Puissance absorbée par la pompe.....	32
III.10. Energie consommée par la pompe	32
III.11. Frais d'exploitation	32
III.12. Frais d'amortissement :	32
III.13. Détermination du diamètre économique pour les différents tronçons	33
III.13.1. Tronçon 1 : Forage – SR1.....	33
III.13.2. Tronçon 2 : SR1 – SR 2.....	34
III.13.3. Tronçon 3 : SR2 – SR3.....	35
III.13.4. Tronçon 4 : SR3 – R3 (adduction gravitaire)	36
III.13.5. Tronçon 5: SR3 – SR4.....	37
III.13.6. Tronçon 6: SR4 – SR5.....	38
III.13.7. Tronçon 7: SR5 – R5	39
III.14. Conclusion	40

Chapitre IV: Pompes

IV.1. Introduction.....	41
IV.2. Choix de la pompe	41
IV.3. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge	41
IV.4. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	42
IV.5. Couplage des pompes	42
IV.5.1. Couplage en série.....	42
IV.5.2. Couplage en parallèle	43
IV.6. Point de fonctionnement	43
IV.7. Recherche du point de fonctionnement.....	43
IV.7.1. Première variante : Variation du temps de pompage.....	43
IV.7.2. Deuxième variante : Variation de la vitesse de rotation.....	44
IV.7.3. Troisième variante : Régulation par vannage	44
IV.7.4. Quatrième variante : Rognage de la roue de la pompe.....	44
IV.8. Etude de la cavitation.....	45
IV.9. Choix des pompes	46
IV.10. Conclusion	52

Chapitre V: Phénomène du coup de bélier

V.1. Introduction.....	53
V.2. Les causes du phénomène.....	53
V.2.1. Cas de la surpression	53
V.2.2. Cas de la dépression	53

V.3. Analyse physique du phénomène	53
V.4. Les systèmes de protection des conduites (anti-bélier)	54
V.4.1. Le réservoir d'air	54
V.4.2. Soupape de décharge	55
V.4.3. Cheminée d'équilibre	55
V.4.4. Le volant d'inertie	56
V.5. Valeur numérique du coup de bélier	56
V.5.1. Cas d'une fermeture brusque	56
V.5.2. Cas d'une fermeture lente	57
V.6. Vérification du coup de bélier	57
V.7. Calcul d'un réservoir d'air	58
V.7.1. Principe de calcul	58
V.7.1.1. Calcul des pertes de charge dans la tuyère	58
A. Cas de la montée	58
B. Cas de la descente	59
V.8. Dimensionnement d'un réservoir d'air	62
V.9. Conclusion	62
Conclusion générale	63
Références bibliographiques	

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Capacité des réservoirs existants.....	4
Tableau (I.2) : Répartition de la population sur la commune de Sidi-Ayad en 2008.....	5
Tableau (I.3) : Estimation de la population à court et long terme.....	6
Tableau (I.4) : Besoins domestiques aux différents horizons pour chaque localité.....	7
Tableau (I.5) : Les besoins administratifs de chef-lieu (Hammam Sidi-Ayad).....	7
Tableau (I.6) : besoins scolaires de chaque localité.....	8
Tableau (I.7) : Besoins sanitaires de chaque localité.....	8
Tableau (I.8) : Besoins socioculturels de chaque localité.....	9
Tableau (I.9) : Besoins sportifs de chaque localité.....	9
Tableau (I.10) : Besoins agricoles de chaque localité.....	9
Tableau (I.11) : Besoins publics de chaque localité.....	10
Tableau (I.12) : Récapitulation des besoins en eaux journaliers des différentes localités.....	11
Tableau (I.13) : Majoration de la consommation moyenne journalière à l'horizon 2045.....	12
Tableau (I.14) : Consommation maximale et minimale journalière à l'horizon 2045.....	13
Tableau (I.15) : Valeurs du coefficient β_{\max}	14
Tableau (I.16) : Coefficient de variation maximale horaire de chaque localité à l'horizon 2045.....	14
Tableau (I.17) : Bilan des ressources besoins.....	15
Tableau (II.1) : Débit entrant aux réservoirs.....	21
Tableau (II.2) : Dimensionnement du réservoir R1.....	23
Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir R2.....	24
Tableau (II.4) : Dimensionnement du réservoir R3.....	25
Tableau (II.5) : Dimensionnement du réservoir R4.....	26
Tableau (II.6) : Dimensionnement du réservoir R5.....	27
Tableau (III.1) : Formule de calcul du coefficient de perte de charge.....	31
Tableau (III.2) : Débit véhiculé dans les tronçons.....	31
Tableau (III.3) : Calcul de la HMT.....	33
Tableau (III.4) : Calcul des frais d'exploitation.....	33
Tableau (III.5) : Calcul des frais d'amortissement.....	33
Tableau (III.6) : Calcul du bilan.....	33
Tableau (III.7) : Calcul de la HMT.....	34
Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation.....	34
Tableau (III.9) : Calcul des frais d'amortissement.....	34
Tableau (III.10) : Calcul du bilan.....	34
Tableau (III.11) : Calcul de la HMT.....	35
Tableau (III.12) : Calcul des frais d'exploitation.....	35
Tableau (III.13) : Calcul des frais d'amortissement.....	35
Tableau (III.14) : Calcul du bilan.....	35
Tableau (III.15) : Calcul de la H_T	36
Tableau (III.16) : variation de l'angle d'ouverture en fonction de ξ	36
Tableau (III.17) : Calcul de la HMT.....	37
Tableau (III.18) : Calcul des frais d'exploitation.....	37
Tableau (III.19) : Calcul du bilan.....	37
Tableau (III.20) : Calcul de la HMT.....	38
Tableau (III.21) : Calcul des frais d'exploitation.....	38
Tableau (III.22) : Calcul des frais d'amortissement.....	38
Tableau (III.23) : Calcul du bilan.....	38
Tableau (III.24) : Calcul de la HMT.....	39
Tableau (III.25) : Calcul des frais d'exploitation.....	39

Tableau (III.26) : Calcul des frais d'amortissement.....	39
Tableau (III.27) : Calcul du bilan.....	39
Tableau (III.28) : récapitulation des résultats.....	40
Tableau (IV.1) : Caractéristiques de la pompe du forage	46
Tableau (IV.2) : Caractéristiques de la pompe de SR1	47
Tableau (IV.3) : caractéristiques de la pompe de SR2.....	48
Tableau (IV.4) : caractéristiques de la pompe de SR3.....	49
Tableau (IV.5) : Caractéristiques de la pompe de SR4.....	49
Tableau (IV.6) : caractéristiques de la pompe de SR5.....	51
Tableau (V.1) : Les valeurs du coup de bélier des différents tronçons.....	57

Liste des figures

Figure (I.1) : La délimitation géographique de la commune de « SIDI AYAD»	3
Figure (I.2) : Le diagramme climatique de la région de Sidi Ayad	4
Figure (II.1) : Réservoir semi-enterré	17
Figure (II.2) : Adduction avec chute libre	18
Figure (II.3) : Adduction noyée.....	18
Figure (II.4) : Départ de la distribution	18
Figure (II.5) : Trop-plein et vidange	19
Figure (II.6) : By-pass	19
Figure (II.7) : Système à deux prises.....	20
Figure (II.8) : Système à siphon	20
Figure (II.9) : Schéma d'adduction	22
Figure (IV.1) : Pompe centrifuge	42
Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	42
Figure (IV.3) : point de fonctionnement d'une pompe	43
Figure (IV.4) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	45
Figure (IV.5) : Effet de la cavitation sur la roue	46
Figure (IV.6) : Courbe caractéristique de la pompe du forage.....	47
Figure (V.1) : Réservoir d'air « réservoir anti bélier »	54
Figure (V.2) : Soupape de décharge	55
Figure (V.3) : Cheminée d'équilibre	55
Figure (V.4) : Volant d'inertie	56
Figure (V.5) : Les résultats de calcul du réservoir d'air du tronçon SR3-SR4	60
Figure (V.6) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR3-SR4	61
Figure (V.7) : Variation de la pression absolue en fonction du temps.....	61

Liste des symboles

- A** : amortissement annuel.
a : célérité de l'onde (m/s).
B : La valeur du coup de bélier (m).
C, C': coefficient de perte de charge dans la tuyère.
D' : Diamètre de la veine contractée (m).
D : diamètre de la conduite (m).
d : Diamètre de la tuyère(m).
E : énergie consommée par la pompe (Kwh).
e : épaisseur de la conduite (mm)
g : accélération de la pesanteur (m/s^2).
H' : La distance entre Q_d et l'intersection de la verticale passant par le même point Q_d avec la caractéristique de la pompe.
h : la perte de charge créer par le vannage (m).
HMT : hauteur manométrique total (m).
i : taux d'intérêt annuel (annuité).
J : perte de charge en mètre par mètre de conduite.
K : rugosité absolue de la conduite. Pour les tubes en PEHD.
L : longueur de la conduite (m).
m: coefficient de rognage.
n : nombre d'année d'amortissement.
p : prix d'un Kwh (Da).
q : Dotation moyenne journalière en l/j.habitant.
Q : débit transitant dans le tronçon (m^3/s)
r : le pourcentage du rognage.
R : résistance de la conduite.
Re : nombre de Reynolds.
S : section du réservoir (m^2).
T : Taux d'accroissement.
t : temps de service.
 α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie de la population et du confort des bâtiments.
 α : coefficient de vieillissement, il est déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMON.
 β_{max} : coefficient qui dépend de nombre d'habitants.
 η : rendement de la pompe (%).
 θ : angle d'inclinaison du papillon
 λ : le coefficient de perte de charge qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.
 ξ : coefficient d'ouverture de la vanne.
 ρ : masse volumique de l'eau.
 ν : viscosité cinématique de l'eau, elle est donnée par la formule de stocks.
D_{BONNIN}, D_{BRESS} : diamètre de la conduite (m).
D_e : Le diamètre extérieur des tuyaux en PEHD (m).
D_i : Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD (m).
D_t : diamètre de la tubulure (m).
F_{am} : frais d'amortissement (Da).
F_{exp} : frais d'exploitation (Da).
H_d : la charge disponible (m).
H_{dep} : la dépression maximale (m).
H_g : hauteur géométrique (m).
h_{inc} : hauteur d'incendie.

H_l : perte de charge linéaire (m).
H_l : Pertes de charge linéaire (m).
H_p : la courbe caractéristique de la pompe.
H_s : perte de charge singulière (m).
H_{sur} : la surpression maximale (m).
H_T : les pertes de charge totale (m).
h_v : c'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.
Ja : Perte de charge à l'aspiration(m)
J_v : perte de charge dans la vanne.
K_{max.h} : coefficient de variation maximale horaire.
K₀ : rugosité absolue de conduites neuves (mm).
K_c : coefficient qui dépend du matériau constituant la canalisation.
K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération.
K_{min.j} : Coefficient d'irrégularité minimale.
K_r, K_r' : Coefficient du rapport de vitesse.
N_i : Nombre de consommateurs.
NPSH_d : la charge nette disponible à l'aspiration.
NPSH_r : la charge nette requise à l'aspiration.
P_{max} : Résidu maximum dans le réservoir (%).
Q_{max.j} : Débit de consommation maximale du jour le plus chargé de l'année (m³/j).
Q_{min.j} : Débit de consommation minimale du jour le moins chargé de l'année (m³/j).
Q_{moy.h} : consommation moyenne horaire (m³/j).
Q_{moy.j} : Débit de consommation moyenne journalière (m³/j).
Q_p : Le débit de pointe (m³/j).
t₁ : temps de pompage réduit.
T_f : temps de fermeture des vannes (1/4 h).
t_p : temps de pompage (h).
U_{max} : le volume maximal dans le réservoir d'air (m³).
U_{min} : le volume minimal dans le réservoir d'air (m³).
U₀ : le volume d'air initial (m³).
V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m³).
V : vitesse d'écoulement (m/s).
V₁ : Vitesse dans la tuyère (m/s).
V_f : Vitesse finale choisie (m/s).
V_n : Volume normalisé du réservoir (m³)
V_R : Volume de régulation du réservoir (m³).
V_{SR} : Volume de station de reprise (m³).
V_T : volume total du réservoir (m³).
CA : La côte du plan d'aspiration(m).
CP : La côte de l'axe de la pompe (m).
CR : côte radier (m)
CTN : côte terrain naturel (m)
CTP : côte trop plein (m)
SR : station de reprise (m)

Annexes

- Annexe 1 : Distribution du débit journalier sur les heures du jour.
- Annexe 2 : Abaque de MOODY.
- Annexe 3 : Diamètres et prix des tubes en PEHD eau potable.
- Annexe 4 : Courbes caractéristiques de la pompe du forage.
- Annexe 5 : Courbes caractéristiques de la pompe SR1.
- Annexe 6 : Courbes caractéristiques de la pompe SR2.
- Annexe 7 : Courbes caractéristiques de la pompe SR3.
- Annexe 8 : Courbes caractéristiques de la pompe SR4.
- Annexe 9 : Courbes caractéristiques de la pompe SR5.
- Annexe 10 : Abaque des coefficients de perte de charge C et C' dans une tuyère.
- Annexe 11 : Profil en long de le conduite Forage – SR1. (Adduction refoulement)
- Annexe 12 : Profil en long de la conduite SR3–R4. (Adduction gravitaire)

Introduction générale

De tout temps, se procurer une eau saine, en quantité suffisante sans avoir à parcourir une longue distance, a toujours été une priorité absolue pour l'homme, en raison de l'utilité de cette ressource dans la plupart des secteurs d'activités humaine. Pour cela, diverses actions sont entreprises dans le but, non seulement d'assurer l'accès à l'eau aux populations, mais surtout d'œuvrer à faire en sorte que cette eau soit potable.

L'ingénieur a toujours le souci de couvrir les besoins des consommateurs, en quantité suffisantes et assurer une bonne qualité en respectant les critères d'une eau potable. Il a aussi le souci de veiller à la bonne gestion et à la perfection de toutes les infrastructures concourant l'approvisionnement en eau.

Dans ce contexte s'inscrit notre projet de fin d'études qui vise à étudier l'alimentation en eau de la commune de Sidi-Ayad vu les problèmes enregistrés au niveau du réseau de la zone d'étude (le réseau est détérioré, construit depuis 1985, il présente des fuites très importantes), corrosion et détérioration du matériel électromécanique, et des dégradation de génie civil des réservoirs de stockage, aussi au niveau des chambres de pompes, les besoins en eau qui ne cessent de croître avec la croissance démographique.

De ce fait, notre étude s'articule sur cinq chapitres de la manière suivante :

- ☞ Nous débuterons par la présentation de la commune de Sidi Ayad. Par la suite on procède à l'estimation des besoins en eau de la population de la commune de Sidi Ayad et des trois localités de la commune de Timezrit.
- ☞ Le deuxième chapitre consiste à dimensionner les réservoirs de stockage et les comparer avec la capacité des réservoirs existants.
- ☞ Par la suite, dans le troisième chapitre on dimensionnera les conduites d'adduction en déterminant leurs diamètres économiques.
- ☞ Le quatrième chapitre sera consacré au choix des pompes adéquates répondant aux caractéristiques du projet.
- ☞ La protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier fait l'objet du chapitre cinq.
- ☞ On termine par une conclusion générale.

I.1. Introduction

Pour répondre aux besoins en eau des localités de la commune de Sidi-Ayad, il est nécessaire de présenter le site du projet, à savoir : situation géographique, topographique, climatique et situation démographique.

Les besoins de la population en eau sont de plusieurs ordres: les usages artisanaux, industriels, domestiques, etc.

L'évaluation des quantités d'eau nécessaires pour une agglomération urbaine ou rurale n'est jamais faite avec certitude, car chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est très difficile à cerner.

I.2. Présentation du site

I.2.1. Situation géographique

La commune de « Sidi Ayad » est l'une des 52 communes de la wilaya de Bejaïa, elle est située à l'allant tours de 80 à 750 mètres d'altitude, et sa localisation du chef lieu de la wilaya de Bejaïa est d'environ 45 Km au sud-ouest.

Elle s'étend sur une superficie de 9.06 km², et dépend administrativement de la daïra de « Sidi Aich », c'est une commune née du découpage administratif du 05/02/1984 de la daïra de « Sidi Aich ».

Le village Hammam Sidi-Ayad jadis nommé « **Agueni** », c'est le chef lieu de la commune qui regroupe les villages de : Tadarth Sidi ayad (Azrou), Takhlichth N'Igrane-Harath, Iftissen et Maala. [1]

La commune de Sidi Ayad est délimitée du :

- ☞ Nord, par « Oued Soummam »
- ☞ L'Est, par les communes de Timezrit. « Ighzer Nait Youcef »
- ☞ Sud par, les communes de M'cisna et une petite partie d'Elflaye
- ☞ L'Ouest par la commune de Sidi Aich.

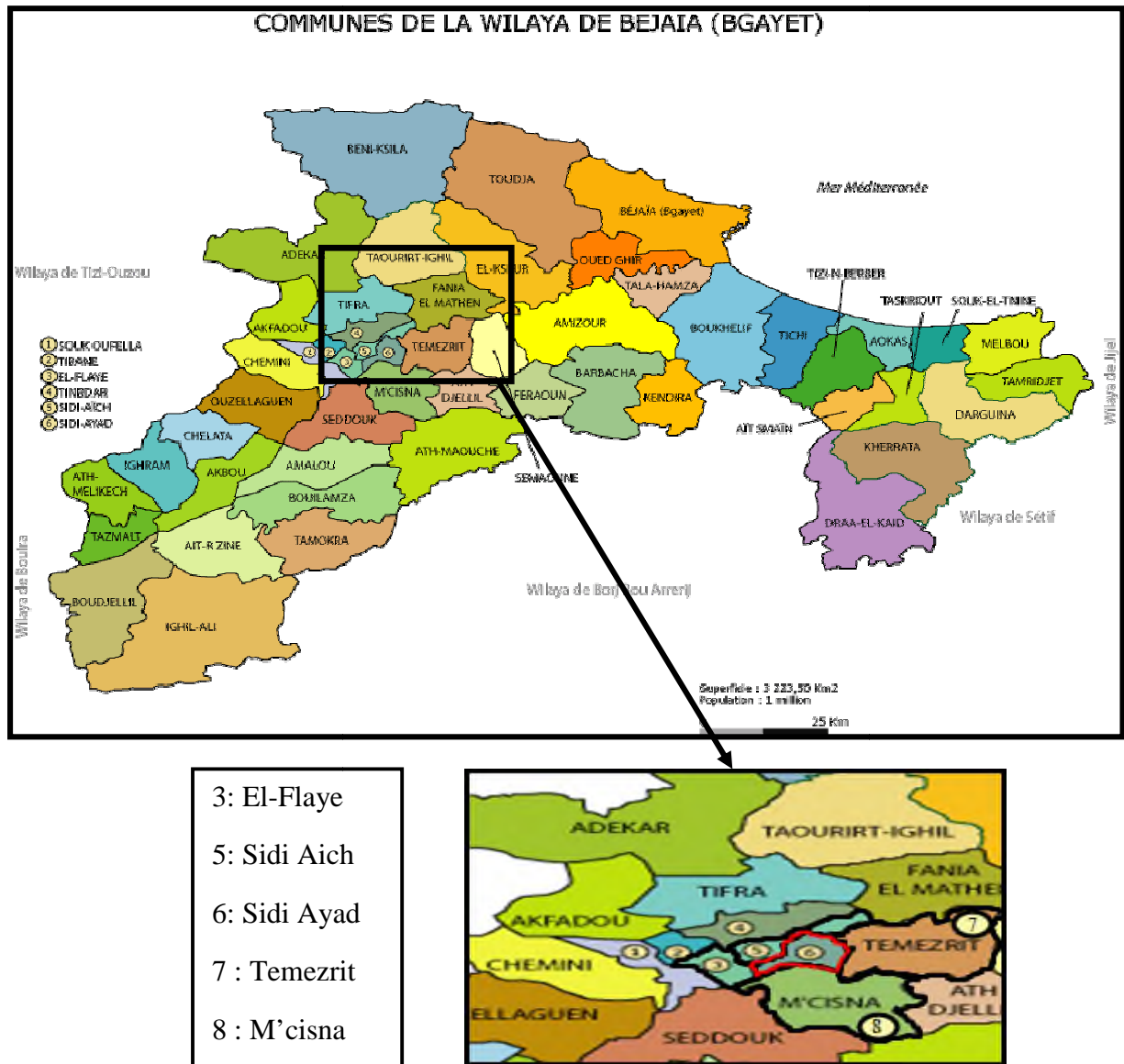


Figure (I.1) : La délimitation géographique de la commune de « SIDI AYAD »

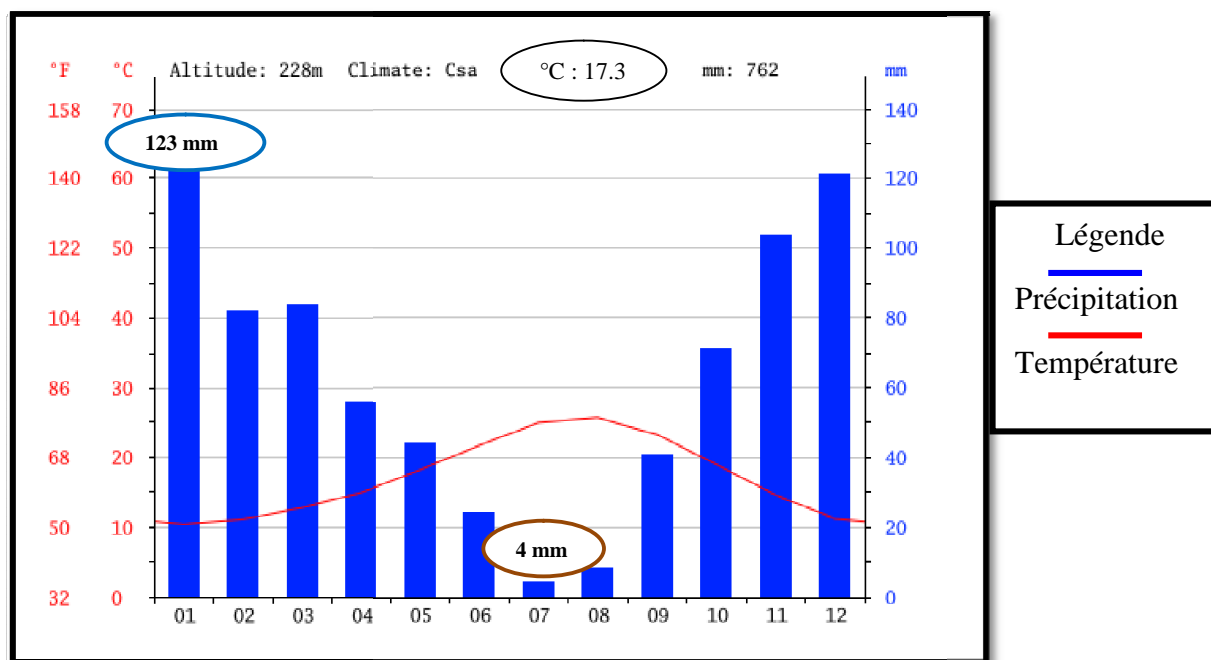
I.2.2. Situation topographique

La commune de Sidi Ayad est dominée par un relief montagneux et accidenté à une pente moyenne entre (20 à 40 %) en sa majorité à l'exception de quelques petites superficies sous forme de collines à faibles pentes au chef lieu (Hammam Sidi ayad).

I.2.3. Situation climatique

Le climat de Sidi Ayad est dit tempéré chaud. En hiver, les pluies sont bien plus importantes qu'elles ne le sont en été.

Sur l'année, la température moyenne est de 17.3 °C, et les précipitations sont en moyenne de 762 mm



Figure(I.2) : Le diagramme climatique de la région de Sidi Ayad

Le mois le plus sec est celui de Juillet avec seulement 4 mm, et une moyenne de 123 mm, c'est le mois de Janvier qui enregistre le plus haut taux de précipitations. [1]

I.2.4. Situation hydraulique

I.2.4.1. Ressources disponibles

La commune de Sidi Ayad est actuellement alimentée par un forage implantés sur la rive droite de l'Oued Soummam situé a une cote de 90.96 m d'une capacité de 23 l/s, ce dernier est par la suite refoulé par l'intermédiaire de cinq stations de reprises implantées sur des niveaux altimétriques ascendants, en démarrant du forage jusqu'au dernier réservoir destiné pour l'alimentation de trois villages de la commune de Timezrit.

I.2.4.2. Réservoirs existants

Le tableau ci-dessous nous montre la capacité des réservoirs existants.

Tableau (I.1) : Capacité des réservoirs existants

Zones	Localités	Capacité (m ³)
Zone 1	Hammam Sidi Ayad	100 ,250 et 300
Zone 2,3	Azrou et Igrane Harrath	250 et 50
Zone 4	Iftissen	200
Zone 5	Maâla	150 et 250
Zone 6, 7, 8	Commune Timezrit	200

Les conduites d'adduction existantes sont en acier noir, elles sont en mauvais état (présence d'importante fuites).

I.3. Estimation des besoins en eau

I.3.1. Situation démographique

La commune de Sidi-Ayad est constituée de l'agglomération chef lieu nommé Hammam Sidi-Ayad ainsi les quatre villages : Tadarth (Sidi Ayad village), Takhlichth N'Igrane Harath, Iftissen et Maala.

Selon le recensement général de la population et de l'habitat RGPH(2008), La population totale de la commune de Sidi-Ayad est de 5292 habitants. [2]

La répartition de la population en 2008 est résumée dans le tableau suivant :

Tableau (I.2) : Répartition de la population sur la commune de Sidi-Ayad en 2008

Zones	Localité	Population RGPH (2008)
Zone 1	Hammam Sidi-Ayad	2708
Zone 2	Tadarth (Azrou)	493
Zone 3	Takhlichth N'Igrane Harath	695
Zone 4	Iftissen	390
Zone 5	Maala	1006
Zone 6	Thadarth-Mokrane	550
Zone 7	Elkalâa	400
Zone 8	Imzouagh	250
Total	- - -	6492

Il est impératif d'inclure les besoins en eau des villages de la commune Timezrit (Thadarth-Mokrane, Elkalâa et Imzouagh).

Pour cela l'estimation de la population des ces villages a divers horizons doit être reconnue, afin d'avoir un bon dimensionnement des chaines d'adduction de la zone d'étude.

I.3.2. Estimation de la population

La population future de la zone d'étude est estimée en appliquant la formule des intérêts composés, en prenant un taux d'accroissement annuel de la population (T=2.07 %) [3]

Cette loi tient compte du taux de naissance, du taux d'immigration et celui de mortalité.

La loi est donnée comme suit : $P_n = P_0 (1+T)^n$ (I.1)

Où :

- ☞ P_n : Population future à l'horizon considéré.
- ☞ P_0 : Population de l'année de référence.
- ☞ T : Taux d'accroissement. (T=2.07 %)
- ☞ n: Intervalle d'année séparant P_n et P_0 .

Dans le cas de notre étude on va estimer la population actuel (2015) et à long terme (2045).

Le tableau suivant représente les résultats obtenus pour l'évaluation de la population aux différents horizons des zones concernées de la commune de Sidi-Ayad et les trois localités de la commune de Timzrit (Thadarth-Mokrane, Elkalâa et Imzouagh)

Tableau (I.3) : Estimation de la population à court et long terme

Zones	Référence 2008	Taux d'accroissement	Nombre d'habitants 2015	Nombre d'habitants 2045
Zone 1	2708	2.07%	3126	5780
Zone 2	493	2.07%	569	1052
Zone 3	695	2.07%	802	1483
Zone 4	390	2.07%	450	832
Zone 5	1006	2.07%	1161	2147
Zone 6	550	2.07%	635	1174
Zone 7	400	2.07%	462	854
Zone 8	250	2.07%	289	534
Total	6492	2.07%	7494	13856

I.3.3. choix de la norme de consommation

Le choix de la dotation est effectué selon le mode de vie de la région ainsi que le nombre d'habitants des villes, comme les localités de la commune de Sidi Ayad sont classé dans la catégorie des zones rurales sauf le Chef-lieu (hammam Sidi Ayad), alors on opte pour une dotation de 125 l/j/habitant. Vue l'amélioration du niveau de vie et du développement de la consommation individuelle, il est nécessaire de majorer la dotation fournie précédemment à 20% comme une marge de sécurité, la norme de consommation deviendra 150 l/j.habitant.

I.3.4. Evaluation des besoins en eau

I.3.4.1. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière, se détermine en tenant compte des différents types de consommations :

- ☞ Domestiques.
- ☞ Administratives.
- ☞ Scolaires, Socioculturelles et Sportives.
- ☞ Industrielles et Agricoles.
- ☞ Publics.

Cette consommation est donnée par la formule suivante : $Q_{\text{moy.j}} = \sum \left(\frac{q \times N_i}{1000} \right) \text{ (m}^3\text{/j)}$ (I.2)

Où :

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs (m³/j)

q : Dotation moyenne journalière en l/j.habitant.

N_i : Nombre de consommateurs.

A. Besoins domestiques**Tableau (I.4) : Besoins domestiques aux différents horizons pour chaque localité**

Zones	Populations		Dotation (l/j/habitant)	consommation (m ³ /j)	
	2015	2045		2015	2045
Zone 1	3126	5780	150	468.9	867
Zone 2	569	1052	150	85.35	157.8
Zone 3	802	1483	150	120.3	222.45
Zone 4	450	832	150	67.5	124.8
Zone 5	1161	2147	150	174.15	322.05
Zone 6	635	1174	150	95.25	176.1
Zone 7	462	854	150	69.3	128.1
Zone 8	289	534	150	43.35	80.1
Total	7494	13856	150	1124.1	2078.4

B. Besoins administratifs**Tableau (I.5) : Les besoins administratifs de chef-lieu (Hammam Sidi-Ayad)**

Zones	Types d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/employé)	Consommation (m ³ /j)
Zone 1	Siège APC	25	30	0.75
	Poste	10	30	0.3
	Parc communal	25	40	1
Total	---	60	---	2.05

C. Besoins scolaires**Tableau (I.6) : Besoins scolaires de chaque localité.**

Zones	Type d'équipement	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Consommation (m ³ /j)
Zone 1	CEM	400	30	12
	École primaire	300	30	9
	Salle de lecture	30 lecteurs/jour	15	0.45
Zone 2	École primaire	80	30	2.4
Zone 3	École primaire	100	30	3
Zone 4	École primaire	100	30	3
Zone 5	Institue de formation	300	30	9
	École primaire	200	30	6
Zone 6	École primaire	100	30	3
Zone 7	École primaire	23	30	0.69
Zone 8	École primaire	40	30	1.2
Total	---	1673	---	49.74

D. Besoins sanitaires**Tableau (I.7) : Besoins sanitaires de chaque localité.**

Zones	Type d'équipement	Nombre de patients	Dotation (l/j/patient)	Consommation (m ³ /j)
Zone 1	Salle de soin	30	30	0.9
Zone 2	Salle de soin	8	30	0.24
Zone 3	Salle de soin	8	30	0.24
Zone 5	Salle de soin	15	30	0.45
Zone 6	Salle de soin	8	30	0.24
Total	---	69	---	2.07

E. Besoins socioculturels**Tableau(I.8) : Besoins socioculturels de chaque localité**

Zones	Type d'équipements	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usagers)	Consommation (m ³ /j)
Zone 1	(2) mosquées	200 fideles/j	30	6
	Maison de jeunes	50 visiteurs/j	15	0.75
Zone 2	Mosquée	50 fideles/j	30	1.5
Zone 3	Mosquée	80 fideles/j	30	2.4
Zone 5	Mosquée	150 fideles/j	30	4.5
Zone 6	Mosquée	50 fideles/j	30	1.5
Zone 7	Mosquée	50 fideles/j	30	1.5
Zone 8	Mosquée	50 fideles/j	30	1.5
Total	---	680	---	19.65

F. Besoins sportifs**Tableau (I.9) : Besoins sportifs de chaque localité**

Zones	Type d'équipement	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation (m ³ /j)
Zone 1	Piscine	250	10	2.5
	Salle de boxe	200	5	1
	Stade de proximité	4000	2.5	10
Total	---	4450	---	13.5

G. Besoins agricoles**Tableau (I.10) : Besoins agricoles de chaque localité**

Zones	Type D'équipement	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation (m ³ /j)
Zone 1	Poulailler	5	3500	17.5
Zone 3	Poulailler	3	3500	10.5
Zone 4	Poulailler	8	3500	28
Total	---	16	---	56

H. Besoins publics**Tableau (I.11) : Besoins publics de chaque localité**

Zones	Type d'équipements	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Consommation (m ³ /j)
Zone 1	Menuiseries	4	50	0.2
	Mécaniciens	3	50	0.15
	Cafeterias	4	400	1.6
	Huileries	2	500	1
	Dépôt de boissons	1	200	0.2
	Pharmacies	2	40	0.08
	Soudures	4	100	0.4
	Tôleries	2	100	0.2
	Alimentations générale	15	40	0.6
	Locaux commerciaux	10	40	0.4
Zone 2	Alimentation générale	1	40	0.04
Zone 3	Cafeteria	1	400	0.4
	Alimentation générale	3	30	0.12
Zone 4	Alimentation générale	1	40	0.04
Zone 5	Menuiserie	3	200	0.6
	Mécanicien	2	100	0.2
	Cafeteria	2	400	0.8
	Pharmacie	1	30	0.03
	Soudure	3	200	0.6
	Quinquillerie	1	40	0.04
	Alimentation générale	3	40	0.12
Total	- - -	68	- - -	7.82

I.3.4.2. Consommation moyenne journalière totale

Après l'estimation détaillée des équipements et de leurs besoins, on obtient une demande en eau des équipements de 150.83 m³/j pour l'année 2015.

Et pour estimer les besoins des équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins des équipements et les besoins domestiques, et à la base de ce rapport on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon (2045).

$$\frac{Q_{\text{équip}} 2015}{Q_{\text{dom}} 2015} = \frac{Q_{\text{équip}} 2045}{Q_{\text{dom}} 2045} \quad (\text{I.3})$$

Tableau (I.12) : Récapitulation des besoins en eaux journaliers des différentes localités

Zones	Types de besoins	Besoins (m ³ /j)	
		2015	2045
Zone 1	Domestiques	468.9	867
	Equipements	66.98	123.84
	Total	535.88	990.84
Zone 2	Domestiques	85.35	157.8
	Equipements	4.18	6.31
	Total	89.53	164.11
Zone 3	Domestiques	120.3	222.45
	Equipements	16.66	28.92
	Total	136.96	251.37
Zone 4	Domestiques	67.5	124.8
	Equipements	31.04	56.16
	Total	98.54	180.96
Zone 5	Domestiques	174.15	322.05
	Equipements	22.34	38.65
	Total	196.49	360.7
Zone 6	Domestiques	95.25	176.1
	Equipements	4.74	7.04
	Total	99.99	183.14
Zone 7	Domestiques	69.3	128.1
	Equipements	2.19	3.84
	Total	71.49	131.94
Zone 8	Domestiques	43.35	80.1
	Equipements	2.7	4.81
	Total	46.05	84.91
Toute la zone d'étude	Domestiques	1124.1	2078.4
	Equipements	150.83	269.57
	Total	1274.93	2347.97

I.3.4.3. Majoration de la consommation journalière

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers, et cela dans le but de compenser les fuites physiques au niveau des conduites.

Tableau (I.13) : Majoration de la consommation moyenne journalière à l'horizon 2045

Zones	Horizon	Besoin (m ³ /j)	Perte (m ³ /j)	Besoin majorée (m ³ /j)
Zone 1	2015	535.88	107.18	643.06
	2045	990.84	198.17	1189.01
Zone 2	2015	89.53	17.91	107.44
	2045	164.11	32.82	196.93
Zone 3	2015	136.96	27.39	164.35
	2045	251.37	50.27	301.64
Zone 4	2015	98.54	19.71	118.25
	2045	180.96	36.19	217.15
Zone 5	2015	196.49	39.3	235.79
	2045	360.7	72.14	432.84
Zone 6	2015	99.99	20	119.99
	2045	183.14	36.63	219.77
Zone 7	2015	71.49	14.3	85.79
	2045	131.94	26.39	158.33
Zone 8	2015	46.05	9.21	55.26
	2045	84.91	16.98	101.89
Total	2015	1274.93	255	1529.93
	2045	2347.97	469.59	2817.56

Donc le débit moyen journalier majoré de 20% à l'horizon 2015 est de **1529.93m³/j** soit **17.71 l/s**.

Et celui à l'horizon 2045 est de **2827.56 m³/j** soit **32.61 l/s**

I.3.4.4. Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau potable quotidienne n'est pas régulière, elle varie en présentant des minimums et des maximums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités : $K_{\min,j}$ et $K_{\max,j}$.

$$K_{\min,j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.4})$$

$$K_{\max,j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.5})$$

De ces deux formules on obtient respectivement :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{I.6})$$

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{I.7})$$

D'où :

$Q_{\min,j}$: Débit de consommation minimale du jour le moins chargé de l'année.

$Q_{\max,j}$: Débit de consommation maximale du jour le plus chargé de l'année.

$Q_{\text{moy},j}$: Débit de consommation moyenne journalière.

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimale, il varie entre 0.7 et 0.9.

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération, il varie entre 1.1 et 1.3.

Dans notre étude on prend : $K_{\min,j}=0.8$ et $K_{\max,j}=1.2$

Tableau(I.14) : Consommation maximale et minimale journalière à l'horizon 2045

Zones	Horizon	Besoins majorés (m ³ /j)	Q _{min,j} (m ³ /j)	Q _{max,j} (m ³ /j)
Zone 1	2015	643.06	514.45	771.67
	2045	1189.01	951.21	1426.81
Zone 2	2015	107.44	85.95	128.93
	2045	196.93	157.54	236.32
Zone 3	2015	164.35	131.48	197.22
	2045	301.64	241.31	361.97
Zone 4	2015	118.25	94.6	141.9
	2045	217.15	173.72	260.59
Zone 5	2015	235.79	188.63	282.95
	2045	432.84	346.27	519.41
Zone 6	2015	119.99	95.99	143.99
	2045	219.77	175.82	263.72
Zone 7	2015	85.79	68.63	102.95
	2045	158.33	126.66	190
Zone 8	2015	55.26	44.21	66.31
	2045	101.89	81.51	122.27
Total	2015	1529.93	1224.94	1835.92
	2045	2817.56	2254.04	3381.09

Le débit maximum journalier à l'horizon 2015 est de **1835.92 m³/j** soit **21.25 l/s**.

Le débit maximum journalier à l'horizon 2045 est de **3381.09 m³/j** soit **39.13 l/s**.

I.3.4.5. Variation de la consommation horaire

Le débit journalier subit des variations durant les 24h heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{\min,h}$ et $K_{\max,h}$, qui sont respectivement coefficient de variation minimale, maximale horaire.

$$K_{\min,h} = \frac{\text{Consommation minimale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} \quad (\text{I.8})$$

$$K_{\max,h} = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} \quad (\text{I.9})$$

A. Débit maximal horaire (débit de pointe)

Ce débit nous donne la consommation horaire la plus élevée de la journée et qui nous permet ainsi de dimensionner le réseau de distribution, il ressort de la formule (I.9):

$$Q_p = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{I.10})$$

Où :

$$Q_{\text{moy},h} : \text{consommation moyenne horaire (m}^3/\text{h)} \quad Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 \quad (\text{I.11})$$

$K_{\max,h}$: coefficient de variation maximale horaire.

$$\text{On détermine } K_{\max,h} \text{ par la formule suivante : } K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{I.12})$$

Où :

α_{\max} : coefficient qui dépend du niveau de vie de la population et du confort des bâtiments, il varie entre [1.2 ; 1.4]

Dans le cas de notre étude on prend $\alpha_{\max} = 1.3$

β_{\max} : coefficient qui dépend de nombre d'habitants.

Tableau(I.15) : Valeurs du coefficient β_{\max}

N ^{bre} d'habitants $\times 10^3$	< 1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	> 10 ³
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

A l'horizon 2015, la population est estimée à 7494 habitants qui est comprise entre 6000 et 10 000 habitants, par interpolation on trouve $\beta_{\max} = 1.36$

A l'horizon 2045, la population est estimée à 13855 habitants qui est comprise entre 10 000 et 20 000 habitants, par interpolation on trouve $\beta_{\max} = 1.26$

Tableau (I.16) : Débit de pointe de chaque localité à l'horizon 2045

Zones	Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	Q_p (m ³ /h)
Zone 1	5780	1.3	1.41	1.83	59.45	108.79
Zone 2 et 3	2535	1.3	1.59	2.067	24.93	51.53
Zone 4	832	1.3	2	2.6	10.86	28.24
Zone 5	2147	1.3	1.67	2.17	21.64	46.96
Zone 6, 7,8	2562	1.3	1.59	2.067	24	49.61
Total	13856	1.3	1.26	1.64	140.88	231.04

Le débit de pointe à l'horizon 2045 est **231.04 m³/h** soit **64.18 l/s**.

I.4. Bilan ressources - besoins

- a- Ressources mobilisées : $Q_{\text{forage}} = 23 \text{ l/s}$
- b- Besoins actuel (2015) : $Q = 21.25 \text{ l/s}$
- c- Besoins future (2045) : $Q = 39.13 \text{ l/s}$

Tableau(I.17) : Bilan des ressources besoins

Ressources mobilisées		Besoins actuel (2015)		Besoins futur (2045)		Bilan actuel		Bilan futur	
(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)
23	1987.2	21.25	1836	39.13	3380.8	1.75	151.2	-16.13	-1393.89

I.5. Conclusion

On résulte de ce chapitre, que dans le but d'une bonne élaboration du projet, l'acquisition des caractéristiques générales de la commune de Sidi-Ayad s'avère indispensable.

Et nous avons aussi estimé les différents besoins de toutes les localités en touchant à toutes les catégories de consommation.

D'après le bilan ressources-besoins, le débit des ressources mobilisées ne peuvent pas couvrir les besoins de la zone d'étude à l'horizon 2045, pour cela les services techniques proposent un renforcement par un piquage dans la conduite d'AEP du couloir Akbou-Bejaia du barrage de Tichy-Haf d'un débit de 1393.89 m³/j.

II.1. Introduction

Un réservoir est l'un des importants ouvrages hydraulique dans une alimentation en eau potable, il est aménagé pour stocker de l'eau. Les réservoirs présentent plusieurs fonctions à savoir [4] :

- ☞ ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- ☞ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations...)
- ☞ Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- ☞ Simplification de l'exploitation.
- ☞ Régularité des pressions dans le réseau.
- ☞ Réserve incendie garantie (une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie).

II.2. Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés d'après [4] :

- ☞ La nature des matériaux, on distingue :
 - ☞ Les réservoirs métalliques.
 - ☞ Les réservoirs en maçonnerie.
 - ☞ Les réservoirs en béton armé.
- ☞ La situation des lieux, ils peuvent être :
 - ☞ Enterrés.
 - ☞ Semi-enterrés.
 - ☞ Surélevés, sur tour.

II.3. Emplacement du réservoir

- ☞ L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe.
- ☞ Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.
- ☞ L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur par rapport à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- ☞ Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- ☞ La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.

Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie. [4]

II.4. Choix du type du réservoir

Le choix du réservoir sera porté sur des réservoirs circulaires, semi enterrés vu les avantages suivants [4] :

- ☞ Economie sur les frais de construction.
- ☞ Etude architecturale très simplifiée.
- ☞ Etanchéité très facile à réaliser.
- ☞ Conservation de l'eau à une température constante.

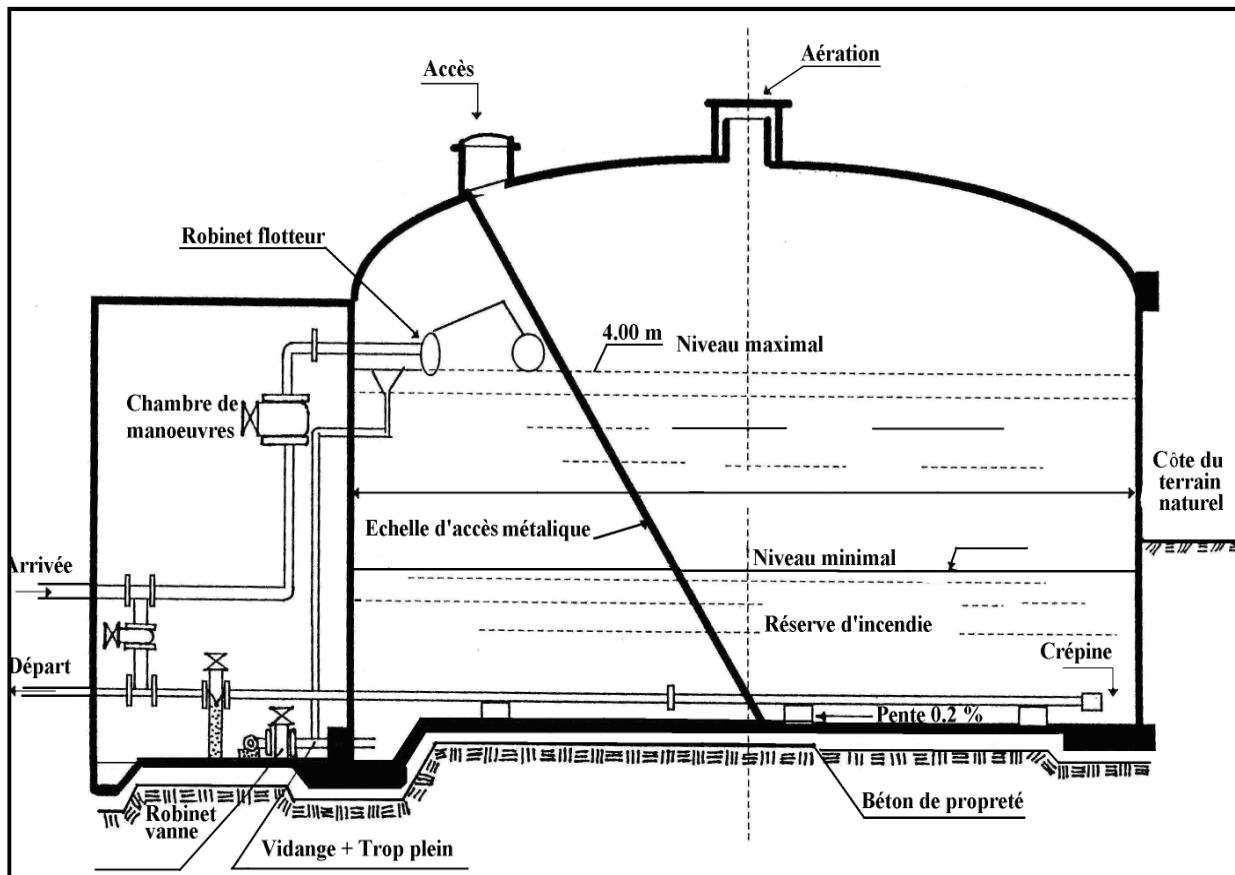


Figure (II.1) : Réservoir semi-enterré

II.5. Equipements du réservoir

Le réservoir est équipé de [4] :

- ☞ Conduite d'adduction.
- ☞ Conduite de distribution.
- ☞ Conduite de trop plein.
- ☞ Conduite de vidange.
- ☞ Conduite de by-pass.
- ☞ Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

II.5.1. Conduite d'adduction

L'arrivée de l'eau dans le réservoir se fait soit :

- ☞ Par adduction avec chute libre.
- ☞ Par adduction noyée.

L'installation du robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximum.

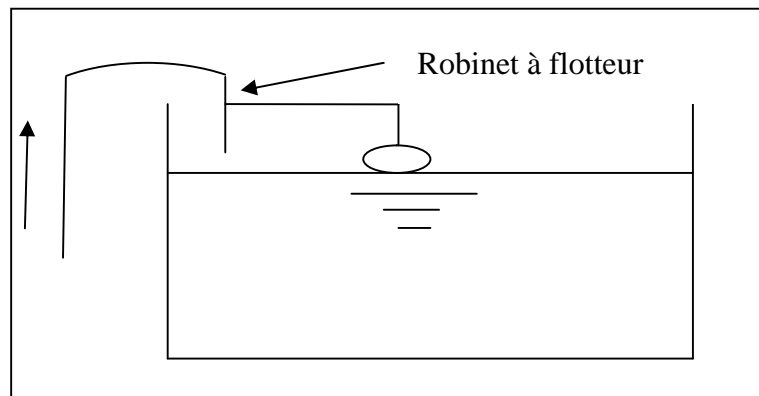


Figure (II.2) : Adduction avec chute libre

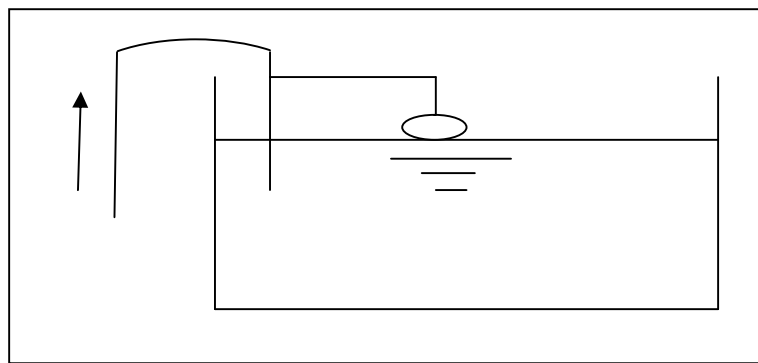


Figure (II.3) : Adduction noyée

II.5.2. Conduite de départ

Cette conduite sera placée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à quelques centimètres au dessus du radier (0.15 à 0.2 m) en vue d'éviter l'introduction des boues ou sables qui, éventuellement pourraient se décanter dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au dessus la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée.

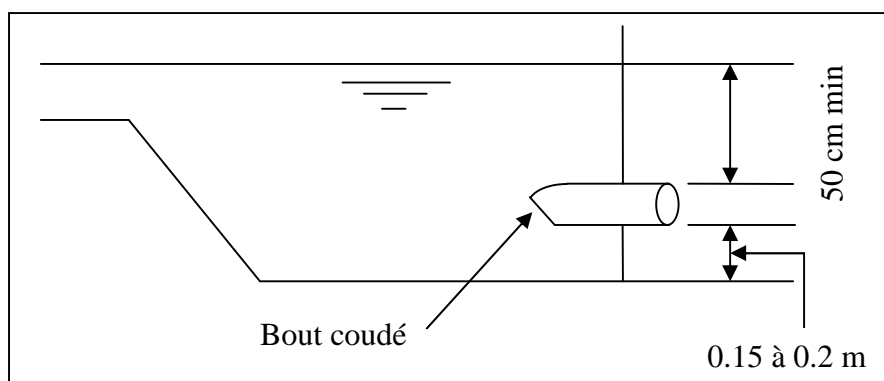


Figure (II.4) : Départ de la distribution

II.5.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'eau en cas de défaillance du robinet flotteur qui entraîne le non arrêt de la pompe. Elle ne comporte pas de robinet sur son parcours.

II.5.4. Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet-vanne.

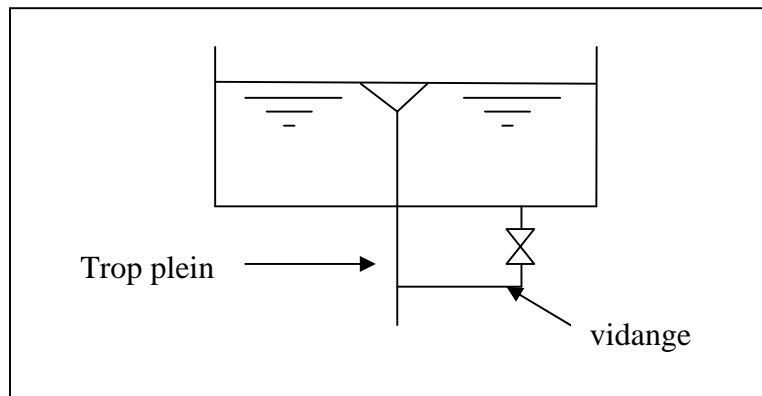


Figure (II.5) : Trop-plein et vidange

II.5.5. Conduite de By-pass

En cas de nettoyage ou de réparation du réservoir, il est bon de prévoir une communication entre la conduite d'adduction et de distribution. Elle s'effectue selon le schéma de la figure (II.6), en temps normal, 1 et 3 sont ouverts et 2 fermé. En by-pass, on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

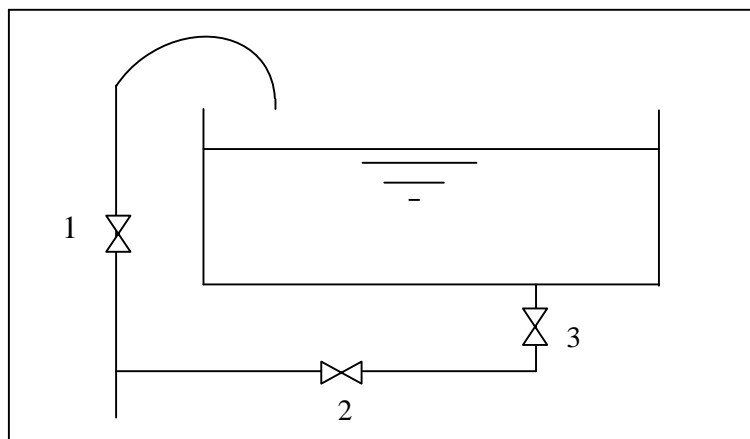


Figure (II.6) : By-pass

II.5.6. Matérialisation de la réserve incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois que le niveau d'incendie est atteint, on distingue :

II.5.6.1. Système à deux prises

En temps normal, 1 est fermé et 2 ouvert. En cas d'incendie, il suffit d'ouvrir 1. Mais il existe ainsi une tranche morte, ce qu'il faut éviter.

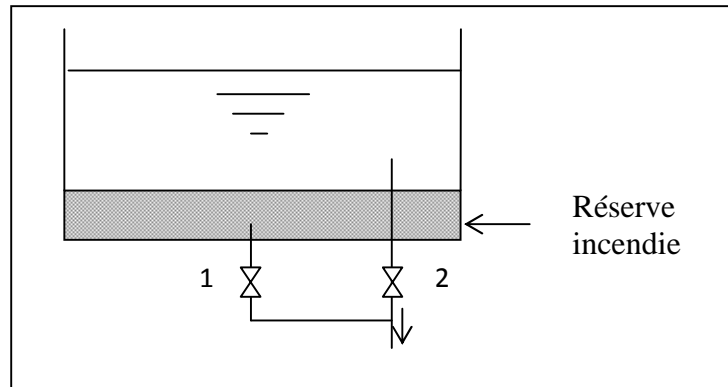


Figure (II.7) : Système à deux prises

II.5.6.2. Système à siphon

C'est le dispositif le plus souvent adopté, il est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint le minimum, en service normal, on ouvre 1 et 3, et on ferme 2. En cas d'incendie, on ouvre 2.

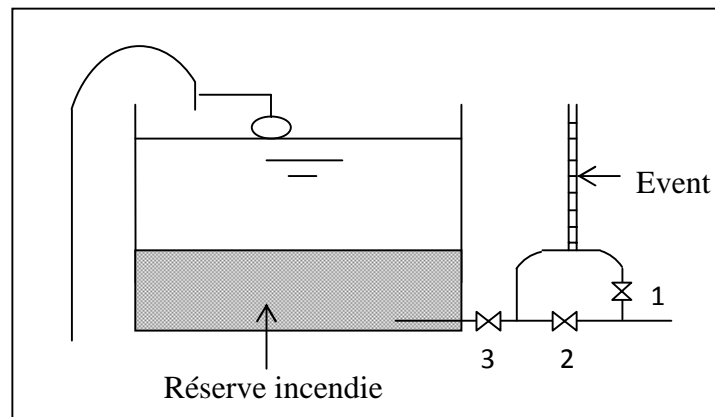


Figure (II.8) : Système à siphon

II.6. Capacité du réservoir

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations des débits entrant et sortant, en d'autre terme du mode de pompage (apport) et de la consommation journalière de l'agglomération.

II.6.1. Volume de régulation

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_R = P_{\max} \times \frac{Q_{\max.j}}{100} \quad (\text{II.1})$$

Où :

V_R : Volume de régulation du réservoir (m^3)

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

P_{\max} : Résidu maximum dans le réservoir (%)

II.6.2. Détermination de P_{\max}

On détermine la valeur de P_{\max} comme suit :

- ☞ Calcul du coefficient de variation maximal horaire $K_{\max,h}$, on l'a déjà calculé au chapitre II $K_{\max,h} = 1.76$.
- ☞ Se rapprocher d'un $K_{\max,h}$ normal du tableau de distribution du débit journalier sur les heures du jour (annexe 1).
- ☞ Répartition du débit pompé, qui se fait sur 20h pour le refoulement et de 10 h pour l'adduction gravitaire.
- ☞ Calcul de la différence entre l'apport et le débit de consommation, si l'apport est supérieur à la consommation pour une heure donnée, cela indique un surplus, dans le cas contraire on notera un déficit.
- ☞ On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée P_{\max} sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\max} \% = |\Delta V^{+ \max}| + |\Delta V^{- \max}| \quad (\text{II.2})$$

II.6.3. Volume total du réservoir

Il est donné par la formule suivante :

$$V_T = V_R + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.3})$$

Où :

V_T : volume total du réservoir.

V_R : Volume de régulation du réservoir (m^3).

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie, il est de 120 m^3 .

☞ Calcul du débit entrant aux réservoirs

Tableau (II.1) : Débit entrant aux réservoirs

Réservoirs	Q (m^3/j)	Q (l/s)
SR1	Q forage : $1987.2 \text{ m}^3/\text{j}$	23 l/s
R1	(Q piquage + Q forage) = $3381.09 \text{ m}^3/\text{j}$	39.13 l/s
R2	(Q piquage + Q forage) – Q Mâala = $2861.68 \text{ m}^3/\text{j}$	33.12 l/s
R3	Q Iftissen = $260.59 \text{ m}^3/\text{j}$	3.02 l/s
SR4	$2861.68 - (1426.81 + 260.59) = 1174.28 \text{ m}^3/\text{j}$	13.59 l/s
R4	$1174.28 \text{ m}^3/\text{j}$	13.59 l/s
R5	$1174.28 - Q(\text{Igran Harath, Azrou}) = 575.99 \text{ m}^3/\text{j}$	6.67 l/s

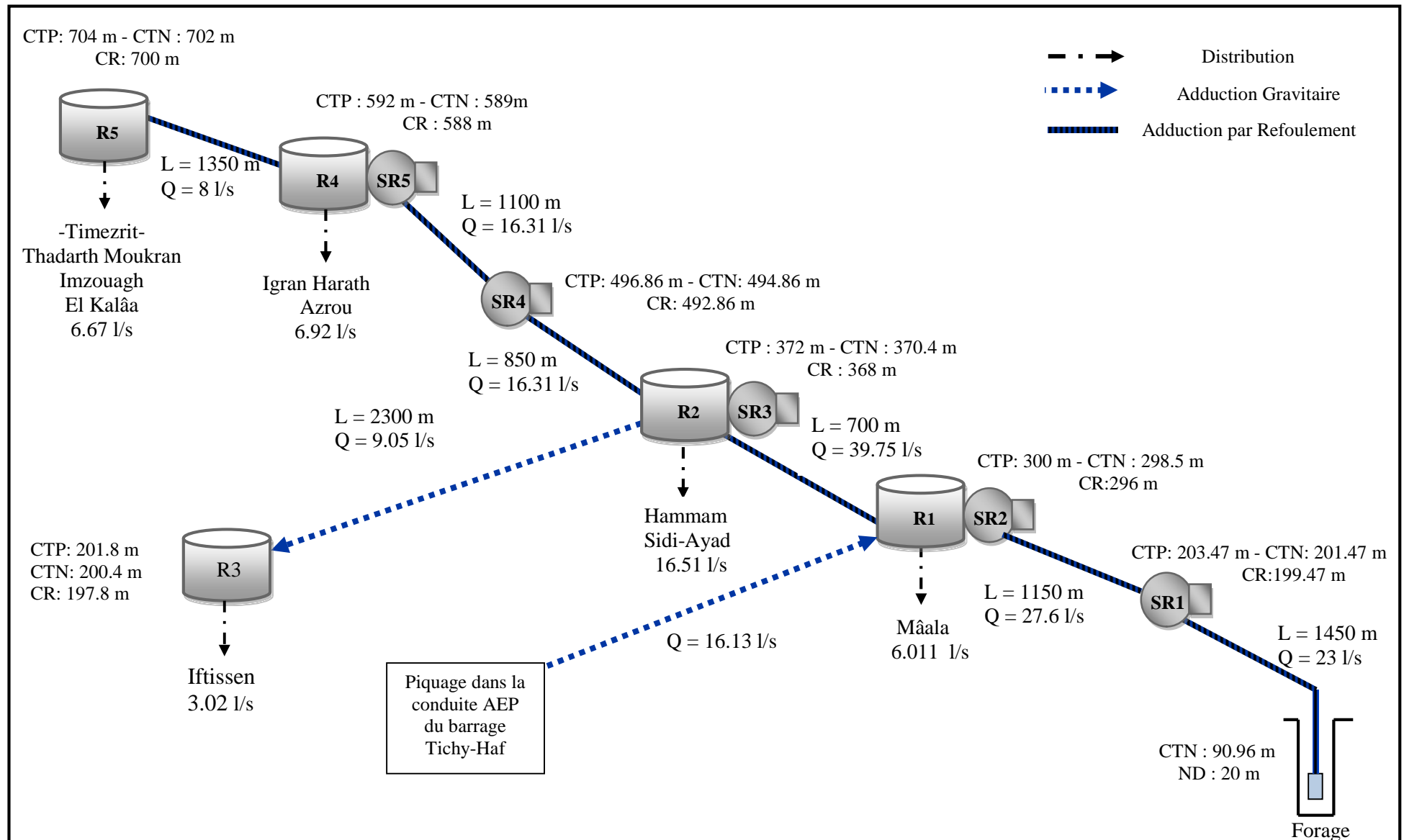


Figure (II.9) : Schéma d'adduction

II.7. Calcul de la capacité des réservoirs existants

II.7.1. Réservoir de Mâala « R1 »

Ce réservoir assure avec un débit de forage 1987.2 m³/j et d'un piquage de 1393.89 m³/j un refoulement vers le réservoir de Hammam Sidi-Ayad et une distribution vers la localité de Mâala qui a 2147 habitants, avec $K_{\max.h} = 2.17$, et une consommation de 519.41 m³/j.

Tableau(II.2) : Dimensionnement du réservoir R1

Heure	Apport		Apport total (%)	Dist (%)	Ref (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	forage	piquage							
0-1	2.93	1.71	4.64	0.12	4.23	4.35	0.29		0.29
1-2	2.93	1.71	4.64	0.12	4.23	4.35	0.29		0.58
2-3	2.93	1.71	4.64	0.16	4.23	4.39	0.25		0.83
3-4	2.94	1.71	4.65	0.16	4.23	4.39	0.26		1.09
4-5	2.94	1.71	4.65	0.46	4.23	4.69		-0.04	1.05
5-6	2.94	1.72	4.66	0.84	4.23	5.07		-0.41	0.64
6-7	2.94	1.72	4.66	0.84	4.23	5.07		-0.41	0.23
7-8	2.94	1.72	4.66	0.84	4.23	5.07		-0.41	-0.18
8-9	2.94	1.72	4.66	0.54	4.23	4.77		-0.11	-0.29
9-10	2.94	1.72	4.66	0.54	4.23	4.77		-0.11	-0.4
10-11	2.94	1.72	4.66	0.92	4.23	5.15		-0.49	-0.89
11-12	2.94	1.72	4.66	1.3	4.23	5.53		-0.87	-1.76
12-13	2.94	1.72	4.66	1.3	4.23	5.53		-0.87	-2.63
13-14	2.94	1.72	4.66	0.92	4.23	5.15		-0.49	-3.12
14-15	2.94	1.72	4.66	0.77	4.23	5		-0.34	-3.46
15-16	2.94	1.72	4.66	0.77	4.23	5		-0.34	-3.8
16-17	2.94	1.72	4.66	0.54	4.24	4.78		-0.12	-3.92
17-18	2.94	1.72	4.66	0.54	4.24	4.78		-0.12	-4.04
18-19	2.94	1.72	4.66	0.92	4.24	5.16		-0.5	-4.54
19-20	2.94	1.72	4.66	0.92	4.24	5.16		-0.5	-5.04
20-21		1.72	1.72	0.92		0.92	0.8		-4.24
21-22		1.72	1.72	0.46		0.46	1.26		-2.98
22-23		1.72	1.72	0.3		0.3	1.42		-1.56
23-24		1.72	1.72	0.16		0.16	1.56		0
Total	58.77	41.23	100	15.36	84.64	100			

$$P_{\max} \% = |\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max| = 1.09 + 5.04$$

$$P_{\max} \% = 6.13 \%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 6.13 \times \frac{3381.09}{100}$$

$$V_R = 207.26 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume total du réservoir : } V_T = 207.26 + 120$$

$$V_T = 327.26 \text{ m}^3$$

La capacité des réservoirs existant est de 150 et 250 m³ soit un total de 400 m³, alors que la capacité normalisée du réservoir est de 350 m³, donc ce dernier peut faire face à la demande future de la population de la localité de Mâala.

II.7.2. Réservoir de Hammam Sidi-Ayad « R2 »

Ce réservoir assure avec un débit de 2861.68 m³/j un refoulement vers la station de reprise 4, et une adduction gravitaire vers le réservoir Iftissen avec 832 habitants $K_{\max,h} = 2.6$ et une consommation de 260.59 m³/j, et une distribution vers Hammam Sidi-Ayad avec 5780 habitants qui donne $K_{\max,h} = 1.83$, et une consommation de 1426.81 m³/j.

Tableau(II.3) : Dimensionnement du réservoir R2

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Adduction gravitaire (%)	Refoulement (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,45		2.052	2.502	2.498		2.498
1-2	5	0,45		2.052	2.502	2.498		4.996
2-3	5	0,45		2.052	2.502	2.498		7.494
3-4	5	0,5		2.052	2.552	2.448		9.942
4-5	5	0,67		2.052	2.722	2.278		12.22
5-6	5	1,92	1.13	2.052	5.102		-0.102	12.118
6-7	5	2,59	1.13	2.052	5.772		-0.772	11.346
7-8	5	3,09	1.14	2.052	6.282		-1.282	10.064
8-9	5	2,74	1.14	2.052	5.932		-0.932	9.132
9-10	5	2,92		2.052	4.972	0.028		9.16
10-11	5	2,49		2.052	4.542	0.458		9.618
11-12	5	3,24		2.052	5.292		-0.292	9.326
12-13	5	3,74		2.052	5.792		-0.792	8.534
13-14	5	3,34		2.052	5.392		-0.392	8.142
14-15	5	2,67		2.052	4.722	0.278		8.42
15-16	5	2,32		2.052	4.372	0.628		9.048
16-17	5	2,24	1.14	2.052	5.432		-0.432	8.616
17-18	5	2,74	1.14	2.052	5.932		-0.932	7.684
18-19	5	3,14	1.14	2.052	6.332		-1.332	6.352
19-20	5	2,67	1.14	2.052	5.862		-0.862	5.49
20-21		2,49			2.49		-2.49	3
21-22		1,5			1.5		-1.5	1.5
22-23		1			1		-1	0.5
23-24		0,5			0.5		-0.5	0
Total	100	49.86	9.1	41.04	100			

$$P_{\max} \% = 12.118 \%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 12.118 \times \frac{2861.68}{100} \quad V_R = 346.78 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume total du réservoir : } V_T = 346.78 + 120 \quad V_T = 466.78 \text{ m}^3$$

La capacité des réservoirs existant est de 100, 250 et 300 m³, soit un total de 650 m³, alors que la capacité normalisée du réservoir est de 500 m³, donc il satisfera la demande future de la localité Hammam Sidi-Ayad.

II.7.3. Réservoir d'Iftissen « R3 »

Ce réservoir dessert la localité d'Iftissen avec 832 habitants, $K_{\max,h}=2.6$, et une consommation de $260.59 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (II.4) : Dimensionnement du réservoir R3

Heure	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1		0.6		-0.6	7.3
1-2		0.6		-0.6	6.7
2-3		1.2		-1.2	5.5
3-4		2		-2	3.5
4-5		3.5		-3.5	0
5-6	12.5	3.5	9		9
6-7	12.5	4.5	8		17
7-8	12.5	10.2	2.3		19.3
8-9	12.5	8.8	3.7		23
9-10		6.5		-6.5	16.5
10-11		4.1		-4.1	12.4
11-12		4.1		-4.1	8.3
12-13		3.5		-3.5	4.8
13-14		3.5		-3.5	1.3
14-15		4.7		-4.7	-3.4
15-16		6.2		-6.2	-9.6
16-17	12.5	10.4	2.1		-7.5
17-18	12.5	9.4	3.1		-4.4
18-19	12.5	7.3	5.2		0.8
19-20	12.5	1.6	10.9		11.7
20-21		1.6		-1.6	10.1
21-22		1		-1	9.1
22-23		0.6		-0.6	8.5
23-24		0.6		-0.6	7.9
Total	100	100			

$$P_{\max} \% = |\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max| = 19.3 + 9.6$$

$$P_{\max} \% = 28.9 \%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir : } V_R = 28.9 \times \frac{260.59}{100}$$

$$V_R = 75.31 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume total du réservoir : } V_T = 75.31 + 120$$

$$V_T = 195.31 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir existant est de 200 m^3 , et celle normalisée est de 200 m^3 , donc il peut faire face à la demande future de la population de la localité d'Iftissen.

II.7.4. Réservoir de Takhlichth N'Igrane Harath et Tadarth Azrou « R4 »

Ce réservoir assure une distribution vers Takhlichth N'Igrane Harath et Tadarth Azrou qui ont 2535 habitants, $K_{\max.h} = 2.067$, avec une consommation de $598.29 \text{ m}^3/\text{j}$, et un refoulement vers le réservoir de Timezrit.

Tableau(II.5) : Dimensionnement du réservoir R4

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Refoulement (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0.38	2.45	2.83	2,17		2.17
1-2	5	0.38	2.45	2.83	2,17		4.34
2-3	5	0.51	2.45	2.96	2,04		6.38
3-4	5	0.51	2.45	2.96	2,04		8.42
4-5	5	1.53	2.45	3.98	1,02		9.44
5-6	5	2.8	2.45	5.25		-0.25	9.19
6-7	5	2.8	2.45	5.25		-0.25	8.94
7-8	5	2.8	2.45	5.25		-0.25	8.69
8-9	5	1.78	2.45	4.23	0,77		9.46
9-10	5	1.78	2.45	4.23	0,77		10.23
10-11	5	3.06	2.45	5.51		-0.51	9.72
11-12	5	4.33	2.45	6.78		-1.78	7.94
12-13	5	4.33	2.45	6.78		-1.78	6.16
13-14	5	3.06	2.45	5.51		-0.51	5.65
14-15	5	2.55	2.45	5	0		5.65
15-16	5	2.55	2.46	5.01		-0.01	5.64
16-17	5	1.78	2.46	4.24	0,76		6.4
17-18	5	1.78	2.46	4.24	0,76		7.16
18-19	5	3.06	2.46	5.52		-0.52	6.64
19-20	5	3.06	2.46	5.52		-0.52	6.12
20-21		3.06		3.06		-3.06	3.06
21-22		1.53		1.53		-1.53	1.53
22-23		1.02		1.02		-1.02	0.51
23-24		0.51		0.51		-0.51	0
Total	100	50.95	49.05				

$P_{\max} \% = 10.23 \%$

Le volume de régulation du réservoir : $V_R = 10.23 \times \frac{1174.28}{100}$ $V_R = 120.13 \text{ m}^3$

Le volume total du réservoir : $V_T = 120.13 + 120$ $V_T = 240.13 \text{ m}^3$

La capacité des réservoirs existant est de 50 et 250 m^3 et la capacité normalisée du réservoir est de 250 m^3 , donc il peut faire face à la demande future des deux localités.

II.7.5. Réservoir de Timezrit « R5 »

Ce réservoir dessert les localités Thadarth-Mokrane, Elkalâa et Imzouagh de la commune de Timezrit avec 2562 habitants, $K_{\max.h} = 2.067$ et une consommation de $575.99 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau(II.6) : Dimensionnement du réservoir R5

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0.75	4.25		4.25
1-2	5	0.75	4.25		8.5
2-3	5	1	4		12.5
3-4	5	1	4		16.5
4-5	5	3	2		18.5
5-6	5	5.5		-0.5	18
6-7	5	5.5		-0.5	17.5
7-8	5	5.5		-0.5	17
8-9	5	3.5	1.5		18.5
9-10	5	3.5	1.5		20
10-11	5	6		-1	19
11-12	5	8.5		-3.5	15.5
12-13	5	8.5		-3.5	12
13-14	5	6		-1	11
14-15	5	5	0		11
15-16	5	5	0		11
16-17	5	3.5	1.5		12.5
17-18	5	3.5	1.5		14
18-19	5	6		-1	13
19-20	5	6		-1	12
20-21		6		-6	6
21-22		3		-3	3
22-23		2		-2	1
23-24		1		-1	0
Total	100	100			

$P_{\max} \% = 20 \%$

Le volume de régulation du réservoir : $V_R = 20 \times \frac{575.99}{100}$

$$V_R = 115.2 \text{ m}^3$$

Le volume total du réservoir : $V_T = 115.2 + 120$

$$V_T = 235.2 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir existant est de 200 m^3 et celle normalisée est de 250 m^3 , donc il ne peut pas faire face à la demande future des trois localités de Timezrit, donc on projettera un autre réservoir d'une capacité de 50 m^3 , qui sera jumelé avec le réservoir existant.

II.7.5.1. Détermination du diamètre et de la hauteur d'incendie

La hauteur du réservoir est comprise entre 4 et 6 m, on prend $h = 4$ m

On a:

$$V_n = S \times h = \frac{\pi \times D_r^2 \times h}{4} \Rightarrow D_r = \sqrt{\frac{V_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{50}{3.14}} \quad D_r = 3.99 \text{ m}$$

$$V_{inc} = S \times h_{inc} = \frac{\pi \times D_r^2 \times h_{inc}}{4} \Rightarrow h_{inc} = \sqrt{\frac{V_{inc} \times 4}{\pi \times D_r^2}} = \sqrt{\frac{120 \times 4}{3.14 \times 3.99^2}} \quad h_{inc} = 3 \text{ m}$$

II.8. Dimensionnement des stations de reprise**☞ Station de reprise 1**

Le dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Le temps de stockage sera de 4 heures.

$$V_{SR} = \frac{Q_{max,j} \times T_f}{t_p} \quad (\text{II.4})$$

Où :

V_{SR} : Volume de station de reprise (m^3)

$Q_{max,j}$: Débit entrant à la station (m^3/j)

T_f : temps de fermeture des vannes (1/4 h)

t_p : temps de pompage (20h).

$$V_{SR} = (1987.2 \times 4) / 24$$

$$V_{SR} = 331.2 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée du réservoir est de 350 m^3 .

☞ Station de reprise 4

Le dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 d'heure).

$$V_{SR} = \frac{Q_{max,j} \times T_f}{t_p} \quad (\text{II.5})$$

Où :

V_{SR} : Volume de station de reprise (m^3)

$Q_{max,j}$: Débit entrant à la station (m^3/j)

T_f : temps de fermeture des vannes (1/4 h)

t_p : temps de pompage (20h).

$$V_{SR} = (1174.29 \times 0.25) / 20$$

$$V_{SR} = 14.68 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée du réservoir est de 50 m^3 .

II.9. Conclusion

De ce chapitre, on résulte que la commune de Sidi Ayad contient des ouvrages de stockage d'eau suffisants jusqu'à l'horizon 2045, par contre les trois localités de la commune de Timezrit auront un manque, à cet effet on projette la réalisation d'un autre réservoir de capacité de 50 m^3 , d'un diamètre de 3.99 m qui sera jumelé avec le réservoir existant.

Vu que certains réservoirs de stockages sont dégradés, on suggère la réalisation d'ouvrages de stockages neufs.

III.1. Introduction

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution.

On distingue généralement deux types d'adduction:

- ∞ adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge): quand la cote de la source d'eau est supérieure à la cote du réservoir, il ne fait intervenir que l'action de la pesanteur.
- ∞ adduction par refoulement (écoulement en charge seulement) : quand la cote de la source d'eau est inférieure à la cote du réservoir, l'écoulement se fait par pompage en utilisant une station de pompage. [5]

III.2. Choix du tracé

- ∞ Rechercher le profil en long le plus régulier de façon à obtenir le tracé le plus direct et le plus court possible entre la source et le réservoir d'accumulation, raccordés par des courbes très ouvertes afin de réduire les frais d'investissement.
- ∞ Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air, et le profil sera étudié de façon que celui-ci puisse être évacué facilement car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide. [4]

III.3. Choix du type des conduites

Les critères à respecter pour faire le choix du type des conduites sont [6]:

- ∞ Prix d'achat.
- ∞ La pression à supporter.
- ∞ Disponibilité sur le marché.
- ∞ La durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- ∞ La nature du terrain.
- ∞ La longueur des conduites.

Dans notre projet, le choix s'est porté sur les conduites en PEHD (polyéthylène à haute densité) vu les avantages qu'il présente [7]:

- ∞ Bonnes propriétés hydrauliques (coefficient de rugosité très faibles).
- ∞ Insensible aux mouvements de terrain.
- ∞ Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- ∞ Résistance à la corrosion interne, externe et microbiologique.
- ∞ Fiable au niveau de branchements, pas de fuites
- ∞ se raccorde facilement auxiliaire réseaux existants (fonte, acier ...).
- ∞ Longue durabilité (50 ans à 20°C).

III.4. Description du schéma d'adduction

L'alimentation en eau de la commune de Sidi-Ayad et les trois localités de Timezrit se fera à partir d'un forage qui se situe à une cote de 90.96 m qui refoule un débit de 23 l/s vers la station de reprise 1 qui se situe à une cote de 201.47 m, de son tour elle refoule vers le réservoir de Mâala, il entre aussi à ce réservoir un débit de 16.13 l/s à partir d'un piquage dans la conduite d'alimentation en eau potable du couloir Akbou – Bejaia du barrage Tichy – Haf, par la suite vers le réservoir de Hammam Sidi Ayad qui lui aussi assure une adduction gravitaire vers le réservoir d'Iftissen à une cote de 200.4 m et un refoulement vers le réservoir de Timezrit passant par deux stations de reprise.

III.5. Diamètre économique

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont les suivantes :

$$\text{☞ Formule de BONNIN : } D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.1})$$

$$\text{☞ Formule de BRESS : } D_{\text{BRESS}} = 1.5 \sqrt{Q} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.2})$$

Où :

D_{BONNIN} , D_{BRESS} : diamètre de la conduite (m)

Q : débit transitant dans le tronçon (m^3/s)

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS qui est plus économique.

III.6. Vitesse d'écoulement

Elle est déterminée par la formule suivante :
$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.3})$$

Où :

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m^2/s).

Q : débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

D : diamètre de la conduite (m).

La vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5m/s et 1.5 m/s

III.7. Pertes de charge

La perte de charge est une perte de pression irréversible que subit un liquide lors de son passage dans une canalisation car la perte de charge est transformée en chaleur ou bruits que l'on ne sait pas retransformer en pression et cela sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. [8]

Elles se présentent sous formes :

☞ Pertes de charges linéaires.

☞ Pertes de charges singulières.

III.7.1. Pertes de charge linéaire (H_1)

Les Pertes de Charge linéaire représentent les pertes d'énergies dues aux frottements du fluide dans une conduite de section constante. [8]

On définit la perte de charge linéaire H_1 (m) par l'expression suivante :

(Formule de Darcy Weisbach) :
$$H_1 = J \times L = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \times L \quad (\text{III.4})$$

Où :

H_1 : Pertes de charge linéaire (m).

J : perte de charge en mètre par mètre de conduite.

L : longueur du tronçon considéré.

λ : le coefficient de perte de charge, qui dépend de la rugosité relative (K/D) et du régime d'écoulement. (Annexe 2)

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

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

D : diamètre choisi (m).

Tableau (III.1) : Formule de calcul du coefficient de perte de charge

Formule de COLEBROOK	valeur initiale de λ formule de NIKURADZE
$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.7 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right]$	$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K}{D} \right)^{-2}$

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu}$$

(III.5)

Où :

K : rugosité absolue de la conduite. Pour les tubes en PEHD.

K = 0.01 mm si $D \leq 200$ mmK = 0.02 mm si $D > 200$ mm

Re : nombre de Reynolds.

 ν : viscosité cinématique de l'eau, elle est donnée par la formule de stocks

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337t + 0.000221t^2)} \text{ [Stocks]} \quad (\text{III.6})$$

Sa valeur est de $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ pour une température de 20°C **III.7.2. Les pertes de charge singulières (H_s)**

Les pertes de charges singulières sont des pertes de pression provoquées par le passage de l'eau dans des obstacles comme des vannes, raccords, élargissement, sortie de réservoir ...[8]

Elles sont estimées à :

$$\propto 10\% \text{ des pertes de charge linéaires pour le PEHD : } H_s = 0.1 \times H_l \quad (\text{III.7})$$

 H_s : perte de charge singulière (m) H_l : perte de charge linéaire (m)**III.7.3. Les pertes de charge totales (H_T)**

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charges linéaire et singulières.

$$\propto \text{Pour le PEHD : } H_T = H_l + H_s = 1.1 \times H_l \quad (\text{III.8})$$

III.8. Hauteur manométrique totale (HMT)Elle est calculé comme suit : $HMT = H_g + H_T$

Où :

 H_g : hauteur géométrique (m). H_T : pertes de charge totales (m).

III.9. Puissance absorbée par la pompe

Elle s'exprime par la relation suivante :
$$P_a = \frac{9.81 \times Q \times \text{HMT}}{\eta} \quad (\text{III.9})$$

Où :

P_a : puissance absorbée par la pompe (kw).

Q : débit à transiter (m^3/s).

HMT : hauteur manométrique total (m).

η : rendement de la pompe. ($\eta = 70\%$)

III.10. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par cette formule : $E = P_a \times t_p \times 365 \quad (\text{III.10})$

Où :

E : énergie consommée par la pompe (Kwh).

P_a : puissance absorbée par la pompe (kw).

t_p : temps de pompage (h).

III.11. Frais d'exploitation

Ils sont donnés par la formule suivante : $F_{\text{exp}} = E \times p \quad (\text{III.11})$

Où :

F_{exp} : frais d'exploitation (Da).

E : énergie consommée par la pompe (Kwh).

p : prix d'un Kwh ($p = 4.179 \text{ Da/kwh}$).

III.12. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{III.12})$$

Où :

F_{am} : frais d'amortissement (Da).

P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml). (Annexe 3)

L : longueur de la conduite (m).

A : amortissement annuel :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.13})$$

Où :

i : taux d'intérêt annuel (annuité). $i=8\%$.

n : nombre d'année d'amortissement. $n=30$ ans

Donc $A = 0.089$

☞ Calcul du débit véhiculé dans les tronçons

Tableau (III.2) : Débit véhiculé dans les tronçons

Tronçons	Débit véhiculé (l/s)
Forage – SR1	23 l/s
SR1 – SR2	$23 \times (24/20) = 27.6 \text{ l/s}$
SR2 – SR3	$33.12 \times (24/20) = 39.74 \text{ l/s}$
SR3 – R3	$3.02 \times (24/8) = 9.06 \text{ l/s}$
SR3 – SR4	$13.59 \times (24/20) = 16.31 \text{ l/s}$
SR4 – SR5	$13.59 \times (24/20) = 16.31 \text{ l/s}$
SR5 – R5	$6.67 \times (24/20) = 8 \text{ l/s}$

III.13. Détermination du diamètre économique pour les différents tronçons

III.13.1. Tronçon 1 : Forage – SR1

On a :

- ∞ $Q = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ∞ $L = 1450 \text{ m}$.
- ∞ $H_g = 132.51 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BONNIN}} = 0.15 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BRESS}} = 0.23 \text{ m}$.
- ∞ Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD $D_i = D_e - 2e$.
- ∞ Les diamètres normalisés choisis selon le fabriquant sont : 0.2m, 0.25m, 0.315 m.

A. Calcul de HMT

Tableau (III.3) : Calcul de la HMT

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_l	H_T	H_g	HMT
0.1552	1,216	188785	0,0163	0,0079	11,48	12,63	132.51	145,14
0.1942	0,777	150872	0,0169	0,0027	3,88	4,27	132.51	136,78
0.2446	0,490	119785	0,0178	0,0009	1,29	1,42	132.51	133,93

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau (III.4) : Calcul des frais d'exploitation

D_e (m)	Pa (kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F _{exp} (Da)
0.2	46,78	409825,57	4.179	1712661,07
0.25	44,09	386211,52	4.179	1613977,93
0.315	43,17	378161,08	4.179	1580335,15

C. Calcul des frais d'amortissement

Tableau (III.5): Calcul des frais d'amortissement

D_e (m)	P_u (Da/ml)	L (m)	A	F _{am} (Da)
0.2	3630,07	1450	0.089	468460,53
0.25	5646,78	1450	0.089	728716,96
0.315	8586,56	1450	0.089	728716,96

D. Calcul du bilan

Tableau (III.6) : Calcul du bilan

D_e (m)	F _{exp} (Da)	F _{am} (Da)	Bilan (Da)
0.2	1712661,07	468460,53	2181121,6
0.25	1613977,93	728716,96	2342694,89
0.315	1580335,15	728716,96	2309052,11

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.6), le diamètre économique est de 200 mm du fait qu'il représente le plus petit bilan, avec une vitesse raisonnable de 1,216 m/s, et le HMT est de 145.14 m.

III.13.2. Tronçon 2 : SR1 – SR 2

On a :

- ∞ $Q = 0.0276 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ∞ $L = 1150 \text{ m}$.
- ∞ $H_g = 99.53 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BONNIN}} = 0.17 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BRESS}} = 0.25 \text{ m}$.
- ∞ Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD $D_i = D_e - 2e$.
- ∞ Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.2 m, 0.25 m, 0.315m.

A. Calcul de HMT**Tableau (III.7) : Calcul de la HMT**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_l	H_T	H_g	HMT
0.1636	1,314	214910	0,016	0,0080	9,89	10,88	99.53	110,41
0.2046	0,840	171844	0,0168	0,0025	3,40	3,73	99.53	103,26
0.2578	0,529	136382	0,0174	0,0006	1,11	1,22	99.53	100,75

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation**

D_e (m)	Pa (kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	Fexp (Da)
0.2	42,71	311756,67	4.179	1302831,11
0.25	39,94	291577,93	4.179	1218504,16
0.315	38,97	284471,55	4.179	1188806,59

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.9) : Calcul des frais d'amortissement**

D_e (m)	P_u (Da/ml)	L (m)	A	F_{am} (Da)
0.2	3016,17	1150	0.089	308705,00
0.25	4666,52	1150	0.089	477618,32
0.315	7166,95	1150	0.089	733537,33

D. Calcul du bilan**Tableau (III.10) : Calcul du bilan**

D_e (m)	Fexp (Da)	F_{am} (Da)	Bilan (Da)
0.2	1302831,11	308705	1611536,11
0.25	1218504,16	477618,32	1696122,48
0.315	1188806,59	733537,33	1922343,92

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.10), le diamètre économique est de 200 mm, avec une vitesse raisonnable de 1.314 m/s, et le HMT est de 110.41 m.

III.13.3. Tronçon 3 : SR2 – SR3

On a :

- ∞ $Q = 0.03975 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ∞ $L = 700 \text{ m}$.
- ∞ $H_g = 75 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BONNIN}} = 0.2 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BRESS}} = 0.3 \text{ m}$.
- ∞ Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD $D_i = D_e - 2e$.
- ∞ Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.25m, 0.315m, 0.4m.

A. Calcul de HMT**Tableau (III.11) : Calcul de la HMT**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_l	H_T	H_g	HMT
0.2046	1,210	247492	0,0159	0,0058	4,06	4,46	75	79,46
0.2578	0,762	196419	0,0163	0,00187	1,31	1,44	75	76,44
0.3274	0,472	154664	0,0169	0,00059	0,41	0,45	75	75,45

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.12) : Calcul des frais d'exploitation**

D_e (m)	Pa (kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F _{exp} (Da)
0.25	44,27	323142,56	4.179	1350412,76
0.315	42,58	310852,40	4.179	1299052,18
0.4	42,03	306833,10	4.179	1282255,52

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.13) : Calcul des frais d'amortissement**

D_e (m)	P_u (Da/ml)	L (m)	A	F _{am} (Da)
0.25	4666,52	700	0.089	290724,20
0.315	7166,95	700	0.089	446500,99
0.4	11577,38	700	0.089	721270,77

D. Calcul du bilan**Tableau (III.14) : Calcul du bilan**

D_e (m)	F _{exp} (Da)	F _{am} (Da)	Bilan (Da)
0.25	1350412,76	290724,20	1641136,96
0.315	1299052,18	446500,99	1745553,16
0.4	1282255,52	721270,77	2003526,29

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.14), le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse raisonnable de 1.21 m/s, et le HMT est de 79.46 m.

III.13.4. Tronçon 4 : SR3 – R3 (adduction gravitaire)

On a :

- ☞ $Q = 0.00905 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ☞ $L = 2300 \text{ m}$.
- ☞ $H_d = 167.2 \text{ m}$.
- ☞ $V = 0.5 \text{ m/s}$ $D = 0.1518 \text{ m}$
- ☞ $V = 1.5 \text{ m/s}$ $D = 0.0876 \text{ m}$
- ☞ Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD $D_i = D_e - 2e$.
- ☞ Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.125 m, 0.16 m, 0.2 m.

A. Calcul de H_T **Tableau (III.15) : Calcul de la H_T**

D_e (m)	D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_l	H_T	H_d
0.11	0.0854	1.58	134996	0.0177	0,0264	60.72	66.79	167.2
0.125	0.097	1.225	118825	0.018	0,0142	32.66	35.93	167.2
0.16	0.1242	0.747	92777	0.0187	0,0043	9.89	10.88	167.2

Pour que l'eau arrive au réservoir R3, il faut que : $H_T \leq H_d$.

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.15), le diamètre de la conduite est de 110 mm du fait que $H_d \geq H_T$ avec une vitesse de 1.58 m/s. la pression nominale selon le fabricant est de 25 bars.

La perte de charge H_T est très inférieure à la charge disponible H_d , pour faire augmenter ces pertes de charges il est impératif d'installer une vanne de type papillon.

☞ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne

On a:

$$J_v = H_d - H_T = 167.2 - 66.79 \quad J_v = 100.41 \text{ m}$$

$$J_v = \xi \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{d'où} \quad \xi = \frac{J_v \times 2g}{V^2} = \frac{100.41 \times 2 \times 9.81}{1.58^2}$$

$\xi = 789.15$, d'après le tableau (III.16) et par interpolation on aura l'angle d'ouverture de la vanne papillon $\theta = 71^\circ$

Où :

 J_v : perte de charge dans la vanne. ξ : coefficient d'ouverture de la vanne. θ : angle d'inclinaison du papillon**Tableau (III.16) : Variation de l'angle d'ouverture en fonction de ξ**

θ°	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400

III.13.5. Tronçon 5: SR3 – SR4

On a :

- ∞ $Q = 0.01631 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ∞ $L = 850 \text{ m}$.
- ∞ $H_g = 127.86 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BONNIN}} = 0.13 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BRESS}} = 0.19 \text{ m}$.
- ∞ Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD $D_i = D_e - 2e$.
- ∞ Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.16m, 0.2m, 0.25m.

A. Calcul de HMT**Tableau (III.17) : Calcul de la HMT**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	HI	HT	H_g	HMT
0.1308	1,214	158846	0,0169	0,00971	8,26	9,08	127.86	136,94
0.1636	0,776	126999	0,0175	0,00329	2,79	3,07	127.86	130,93
0.2046	0,496	101550	0,0185	0,00114	0,97	1,06	127.86	128,92

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.18) : Calcul des frais d'exploitation**

D_e (m)	Pa (kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F_{exp} (Da)
0.16	31,30	228497,25	4.179	954890,03
0.2	29,93	218470,68	4.179	912988,97
0.25	29,47	215116,23	4.179	898970,72

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.19) : Calcul des frais d'amortissement**

D_e (m)	P_u (Da/ml)	L (m)	A	F_{am} (Da)
0.16	1920,67	850	0.089	145298,69
0.2	3016,17	850	0.089	228173,26
0.25	4666,52	850	0.089	353022,24

D. Calcul du bilan**Tableau (III.20) : Calcul du bilan**

D_e (m)	F_{exp} (Da)	F_{am} (Da)	Bilan (Da)
0.16	954890,03	145298,69	1100188,71
0.2	912988,97	228173,26	1141162,23
0.25	898970,72	353022,24	1251992,96

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.20), le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse raisonnable de 1.214 m/s, et le HMT est de 136.94 m.

III.13.6. Tronçon 6: SR4 – SR5

On a :

- ∞ $Q = 0.01631 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ∞ $L = 1100 \text{ m}$.
- ∞ $H_g = 98.14 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BONNIN}} = 0.13 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BRESS}} = 0.19 \text{ m}$.
- ∞ La vitesse d'écoulement est comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s.
- ∞ Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD $D_i = D_e - 2e$.
- ∞ Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont : 0.16m, 0.2m, 0.25 m

A. Calcul de HMT**Tableau(III.21) : Calcul de la HMT**

D_i (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	H_l	H_r	H_g	HMT
0.1308	1,214	158846	0,0169	0,00971	10,68	11,75	98.14	109,89
0.1636	0,776	126999	0,0175	0,00329	3,61	3,98	98.14	102,12
0.2046	0,496	101550	0,0185	0,00114	1,25	1,37	98,14	99,51

B. Calcul des frais d'exploitation**Tableau (III.22) : Calcul des frais d'exploitation**

D_e (m)	Pa (kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	Fexp (Da)
0.16	25,12	183363,51	4.179	766276,12
0.2	23,34	170387,94	4.179	712051,22
0.25	22,75	166046,89	4.179	693909,97

C. Calcul des frais d'amortissement**Tableau (III.23) : Calcul des frais d'amortissement**

D_e (m)	P_u (Da/ml)	L (m)	A	F_{am} (Da)
0.16	1920,67	1100	0.089	188033,59
0.2	3016,17	1100	0.089	295283,04
0.25	4666,52	1100	0.089	456852,31

D. Calcul du bilan**Tableau (III.24) : Calcul du bilan**

D_e (m)	Fexp (Da)	F_{am} (Da)	Bilan (Da)
0.16	766276,12	188033,59	954309,717
0.2	712051,22	295283,04	1007334,26
0.25	693909,97	456852,31	1150762,28

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.24), le diamètre économique est de 160 mm du fait qu'il représente le plus petit bilan, avec une vitesse raisonnable de 1.214 m/s, et le HMT est de 109.89 m.

III.13.7. Tronçon 7: SR5 – R5

On a :

- ∞ $Q = 0.008 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ∞ $L = 1350 \text{ m}$.
- ∞ $H_g = 115 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BONNIN}} = 0.089 \text{ m}$.
- ∞ $D_{\text{BRESS}} = 0.134 \text{ m}$.
- ∞ La vitesse d'écoulement est comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s.
- ∞ Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont: 0.11m, 0.125, 0.16 m.

A. Calcul de HMT

Tableau (III.25) : Calcul de la HMT

Di (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	HI	HT	Hg	HMT
0.09	1,258	113234	0,0182	0,01632	22,03	24,23	115	139,23
0.1022	0,976	99717	0,0185	0,00878	11,86	13,04	115	128,04
0.1308	0,596	77913	0,0194	0,00268	3,62	3,98	115	118,98

B. Calcul des frais d'exploitation

Tableau (III.26) : Calcul des frais d'exploitation

D _e (m)	Pa (kw)	E (Kwh)	p (Da/Kwh)	F _{exp} (Da)
0.11	15,61	113949,40	4.179	476194,53
0.125	14,36	104794,97	4.179	437938,20
0.16	13,34	97379,92	4.179	406950,70

C. Calcul des frais d'amortissement

Tableau(III.27) : Calcul des frais d'amortissement

D _e (m)	P _u (Da/ml)	L (m)	A	F _{am} (Da)
0.11	916,21	1350	0.089	110082,63
0.125	1175,17	1350	0.089	141196,68
0.16	1920,67	1350	0.089	230768,50

D. Calcul du bilan

Tableau (III.28) : Calcul du bilan

D _e (m)	F _{exp} (Da)	F _{am} (Da)	Bilan (Da)
0.11	476194,53	110082,63	586277,163
0.125	437938,20	141196,68	579134,874
0.16	406950,70	230768,50	637719,198

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.28), le diamètre de la conduite est de 125 mm, avec une vitesse raisonnable de 0.976 m/s, et le HMT est de 128.04 m.

III.14. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons déterminé les diamètres économiques des différents tronçons de la chaîne d'adduction de la zone d'étude.

Les diamètres obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.29) : Récapitulation des résultats

Tronçons	Type d'adduction	D(m)	V (m/s)	HMT(m)	PN (bars)
F – SR1	Refoulement	0.2	1.216	145.14	20
SR1 – SR2	Refoulement	0.2	1.314	110.41	16
SR2 – SR3	Refoulement	0.25	1.21	79.46	16
SR3 – R3	Gravitaire	0.11	1.58	/	25
SR3 – SR4	Refoulement	0.16	1.214	136.94	16
SR4 – SR5	Refoulement	0.16	1.214	109.89	16
SR5 – R5	Refoulement	0.125	0.976	128.04	16

IV.1. Introduction

A chaque type de pompe correspondent une nature et un agencement particulier des pièces mobiles internes. Quel qu'en soit le type, une pompe hydraulique remplit essentiellement le même rôle, c'est celui de faire circuler un liquide d'un point à basse pression vers un point à haute pression. C'est une transformation de l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées pour le pompage de l'eau, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables avec un bon rendement, de plus leur simplicité et de leur faible coût. [9]

IV.2. Choix de la pompe

Le choix de pompe est opéré compte tenu de quatre paramètres [9] :

- ☞ Le débit à refouler.
- ☞ hauteur manométrique totale.
- ☞ Le rendement.
- ☞ La puissance absorbée.

Pour la station de pompage sur forage, on adaptera un groupe électropompe immergé vu les avantages qu'ils présentent, à savoir :

- ☞ Fiabilité
- ☞ Amorçage automatique.
- ☞ Rendement élevé.
- ☞ Entretien presque nul.

Pour les autres stations de pompage, notre choix se portera sur les pompes centrifuges.

IV.3. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Dans les pompes centrifuges le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge.

Une pompe centrifuge est constituée par:

- ☞ une roue à aubes tournant autour de son axe
- ☞ un distributeur dans l'axe de la roue
- ☞ un collecteur de section croissante, en forme de spirale appelée volute.

Le liquide est aspiré au centre du rotor par une ouverture appelée distributeur dont le rôle est de conduire le fluide depuis la conduite d'aspiration jusqu'à la section d'entrée du rotor.

La pompe étant amorcée, la vitesse du fluide qui entre dans la roue augmente et par conséquent la pression dans l'ouïe diminue et engendre ainsi une aspiration et maintient l'amorçage.

A la sortie du rotor, le fluide se trouve projeté dans la volute dont le but est de ramener le fluide dans la section de sortie. La section offerte au liquide étant de plus en plus grande, son énergie cinétique se transforme en énergie de pression. [10]

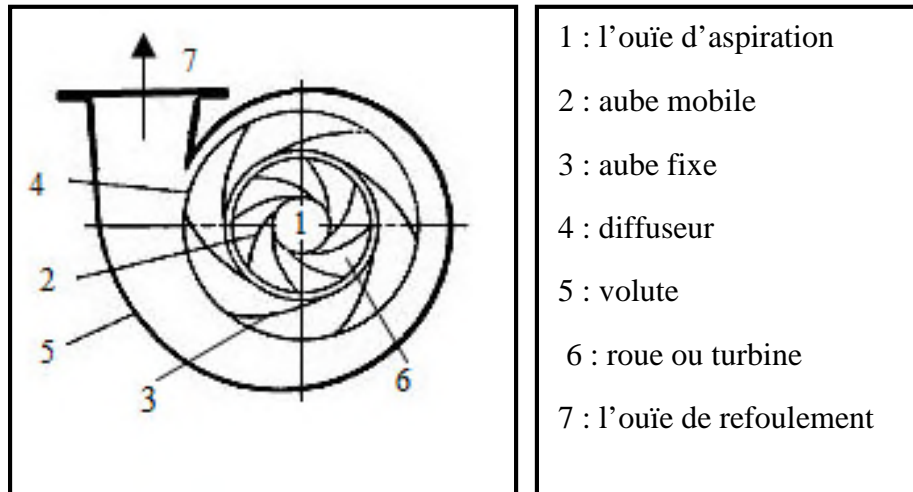


Figure (IV.1) : Pompe centrifuge

IV.4. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge sont comme suit :

- ∞ La courbe hauteur – Débit (Q, H), cette courbe représente la variation des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit. $H = f(Q)$
- ∞ La courbe de la puissance absorbée en fonction du débit $P_a = f(Q)$
- ∞ La courbe rendement – Débit (Q, η), elle exprime la variation du rendement de la pompe en fonction du débit. $\eta = f(Q)$

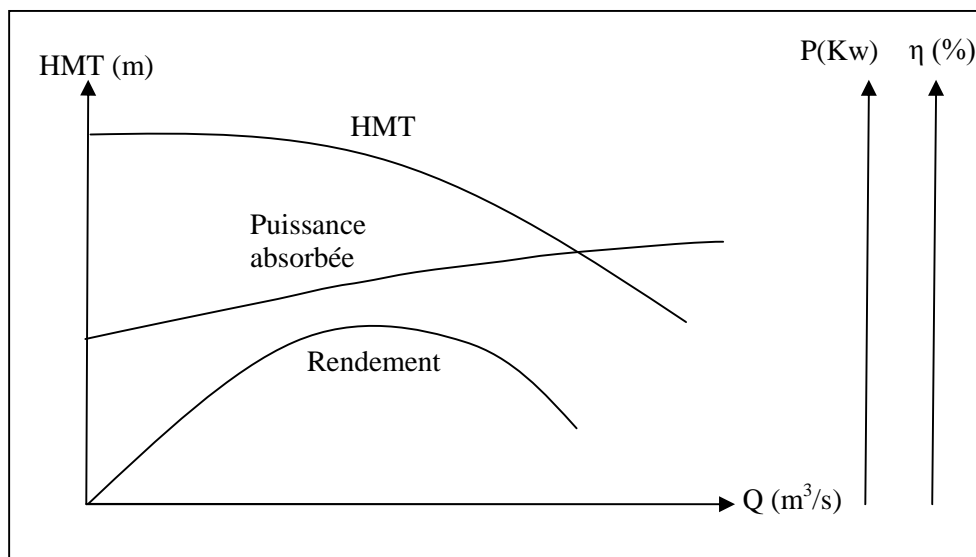


Figure (IV.2) : courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.5. Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon qu'il est recherché d'augmenter, la hauteur d'élévation ou le débit. [10]

IV.5.1. Couplage en série

Dans un couplage en série le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde, le même débit traverse les deux pompes, les hauteurs engendrées s'ajoutent.

IV.5.2. Couplage en parallèle

Dans ce type de couplage, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation et réunissent l'eau refoulé dans une même canalisation.

IV.6. Point de fonctionnement

Graphiquement, le point de fonctionnement est le point d'intersection entre la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe fournie par le constructeur $H = f(Q)$.

L'équation de la courbe caractéristique d'une conduite de refoulement est donnée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + H_T = H_g + RQ^2 \quad (IV.1)$$

Où :

H_g : hauteur géométrique (m)

R : résistance de la conduite. $R = \frac{8 \times \lambda \times L}{D^5 \times \pi^2 \times g}$ (IV.2)

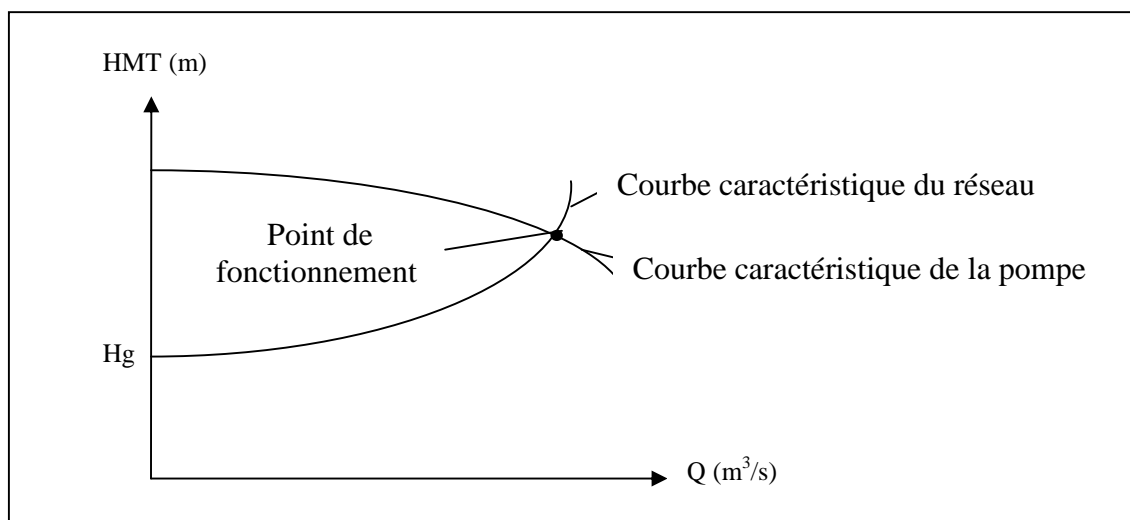


Figure (IV.3) : point de fonctionnement d'une pompe

IV.7. Recherche du point de fonctionnement

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, ce dernier peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter.

IV.7.1. Première variante : Variation du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement $P_1 (Q_1, H_1)$ (figure (IV.4)) obtenu et par ailleurs on aura un débit Q_1 supérieur à celui désiré Q_d et un temps de pompage réduit t_1 . Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$t_1 = \frac{t_p \cdot Q_d}{Q_1} \quad (IV.3)$$

Où :

t_p : temps de pompage.

t_1 : temps de pompage réduit.

La puissance absorbée sera : $Pa = \frac{g \times H_1 \times Q_1}{\eta_1}$ (IV.4)

IV.7.2. Deuxième variante : Variation de la vitesse de rotation

Ce cas consiste à varier la vitesse de rotation, donc on recherche une vitesse de rotation N' qui fera passer la caractéristique $H = f(Q)$ par le point désiré $P_d (Q_d, H_d)$. Pour cela on trace la parabole $H = aQ^2$ passant par l'origine et par le point désiré P_d et coupera la caractéristique de la pompe en un point $P_2 (Q_2, H_2)$ (figure (IV.4)).

$$\text{D'après les lois de similitudes} \quad \frac{H_2}{H_d} = \left(\frac{N}{N_d} \right)^2 \quad (\text{IV.5})$$

$$\frac{Q_2}{Q_d} = \frac{N}{N'} \quad (\text{IV.6})$$

$$\text{On aura :} \quad H_2 = \left(\frac{Q_2}{Q_d} \right)^2 H_d \quad (\text{IV.7})$$

$$\text{D'où l'équation de la courbe iso-rendement:} \quad H = \frac{H_d}{Q_d^2} Q^2 \quad (\text{IV.8})$$

$$\text{La vitesse de rotation sera : } N' = \frac{Q_d}{Q_2} \times N \quad (\text{IV.9})$$

$$\text{Et la puissance absorbée : } P_a = \frac{g \times H_d \times Q_d}{\eta_1} \quad (\text{IV.10})$$

IV.7.3. Troisième variante : Régulation par vannage

Elle consiste à vanner sur le refoulement pour créer des pertes de charges de façon à obtenir le débit désiré Q .

$$\text{La perte de charge sera calculée comme suit : } h = H' - H_d \quad (\text{IV.11})$$

Où :

h : la perte de charge créer par le vannage (m).

H' : La distance entre Q_d et l'intersection de la verticale passant par le même point Q_d avec la caractéristique de la pompe.

$$\text{La puissance absorbée sera : } P_a = \frac{g \times Q_d \times H'}{\eta_1} \quad (\text{IV.12})$$

IV.7.4. Quatrième variante : Rognage de la roue de la pompe

Il est possible de rogner la roue de la pompe, c'est-à-dire réduire son diamètre. Cette opération est effectuée en gardant la même vitesse de rotation, pour cela on trace une droite $H = bQ$ qui passe par l'origine et par le point désiré P_d , celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$ (figure (IV.4)) qui est le point homologue du point désiré.

$$\text{D'après les lois de similitudes on a :} \quad \frac{Q_d}{Q_3} = \frac{H_d}{H_3} \quad (\text{IV.13})$$

$$\text{D'où l'équation de la courbe iso-rendement} \quad H = \frac{H_d}{Q_d} \times Q \quad (\text{IV.14})$$

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \left(\frac{Q_d}{Q_3} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_d}{H_3} \right)^{1/2} \quad (\text{IV.15})$$

D_1 , D_3 représentent respectivement les diamètres de la roue avant et après le rognage :

$$D_3 = m \times D_1 \quad (\text{IV.16})$$

Où :

m : coefficient de rognage.

R : le pourcentage du rognage $R = 1 - m$

$$\text{La puissance absorbée de la pompe sera : } P_a = \frac{g \times Q_d \times H_d}{\eta_1} \quad (\text{IV.17})$$

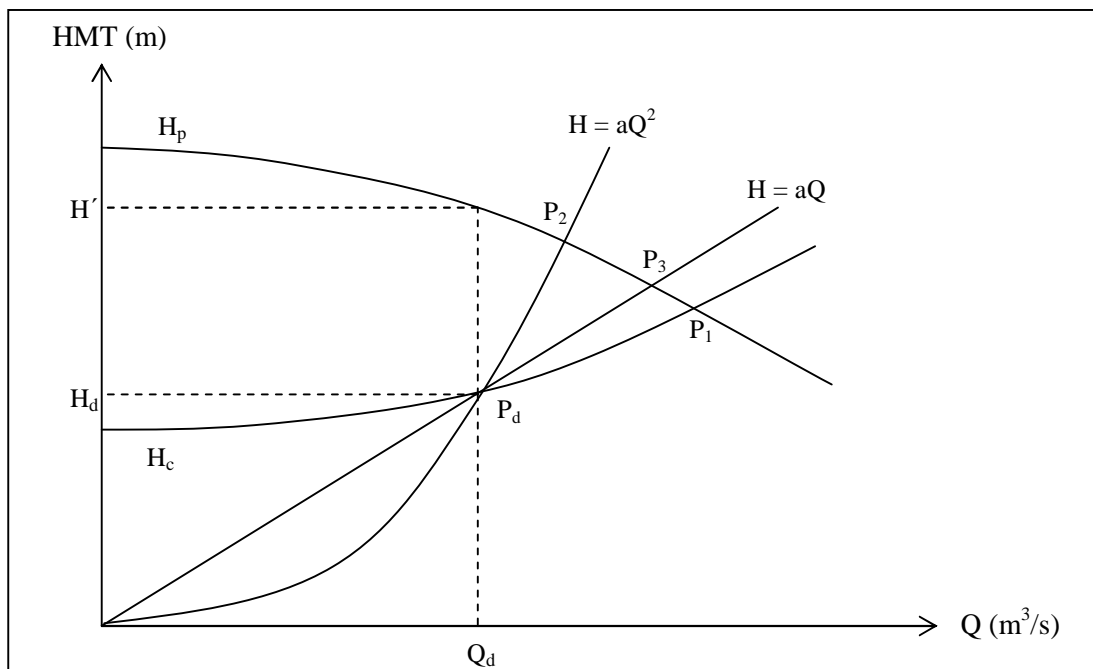


Figure (IV.4) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

IV.8. Etude de la cavitation

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

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression absolue tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit de la création de bulles d'air dissous dans le liquide.

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

- ☞ La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- ☞ Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.
- ☞ vibrations anormales.
- ☞ Bruit anormal.
- ☞ Arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- ☞ Chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation. [11]

Pour éviter ce phénomène il faut que la pression absolue à l'ouïe d'aspiration se maintienne largement au dessus de la tension de vapeur du liquide. Soit la condition de non cavitation.

$$NPSH_d > NPSH_r$$

$NPSH_d$: « Net Positive Suction Head » que l'on peut traduire par « charge nette d'aspiration ». La charge nette d'aspiration disponible est la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe. Elle est déterminée par l'utilisateur.

$$\text{œ Pour une aspiration en charge : } NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + h_v) \quad (IV.17)$$

$$\text{œ Pour une aspiration en dépression : } NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + h_v) \quad (IV.18)$$

Où :

$\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression au point d'aspiration (m)

H_a : Hauteur d'aspiration (m)

J_a : Perte de charge à l'aspiration (m)

h_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

$$h_v = 0.24 \text{ à } T = 20 \text{ °C}$$

$NPSH_r$: chaque constructeur possède pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur du NPSH requis en fonction du débit.



Figure (IV.5) : Effet de la cavitation sur la roue

IV.9. Choix des pompes

IV.9.1. Forage

Caractéristiques de la conduite :

- œ $Q = 23 \text{ l/s}$.
- œ $L = 1450 \text{ m}$.
- œ $H_g = 132.51 \text{ m}$.
- œ $HMT = 145.14 \text{ m}$.
- œ $D = 200 \text{ mm}$.
- œ $V = 1.216 \text{ m/s}$.

D'après le catalogue des pompes KSB (Annexe 4), on a opté pour une pompe immergée de type UPA 200B-80/ 7c UMA 200D 55/21, et on prévoit une deuxième pompe de secours en cas de panne.

Tableau(IV.1) : Caractéristiques de la pompe du forage

N (tr/min)	η (%)	Pa (Kw)	$NPSH_r$ (m)	P_1 (Q_1, H_1)	P_d (Q_d, H_d)
2933	78.4	41.91	4.53	(23, 146.28)	(23, 145.14)

P_1 : Point de fonctionnement, P_d : Point désiré

∞ Le point de fonctionnement de la pompe choisie coïncide avec le point désiré, par conséquent, elle répond aux caractéristiques requise et ne nécessite aucune modification.

IV.9.2. Station de reprise 1

Caractéristiques de la conduite :

- ∞ $Q = 27.6$ l/s.
- ∞ $L = 1150$ m.
- ∞ $H_g = 99.53$ m.
- ∞ $HMT = 110.41$ m.
- ∞ $D = 200$ mm.
- ∞ $V = 1.314$ m/s.

D'après le catalogue des pompes KSB (Annexe 5), on a opté pour une pompe centrifuge multicellulaire haute pression à corps segmenté à axe horizontale de type Multitec A100/2-7.1 10.63, et on prévoit une deuxième pompe de secoure en cas de panne.

Tableau (IV.2) : Caractéristiques de la pompe de SR1

N (tr/min)	η (%)	Pa (Kw)	NPSH _r (m)	$P_1 (Q_1, H_1)$	$P_d (Q_d, H_d)$
2971	74.7	39.99	3.56	(27.6, 110.55)	(27.6, 110.41)

P_1 : Point de fonctionnement, P_d : Point désiré

∞ Le point de fonctionnement de la pompe choisie coïncide avec le point désiré, par conséquent, elle répond aux caractéristiques requises et ne nécessite aucune modification.

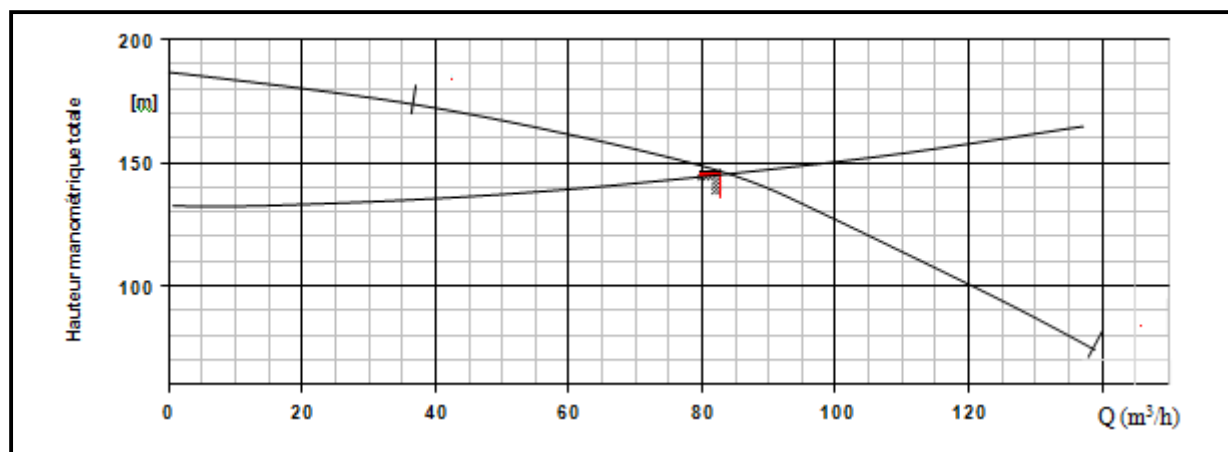


Figure (IV.6) : Courbe caractéristique de la pompe du forage

IV.9.2.1. Etude de cavitation

- ☞ La côte du plan d'aspiration $C_a = 200.47$ m
- ☞ La côte de l'axe de la pompe $C_p = 199.47$ m
- ☞ $NPSH_r = 3.56$ m

☞ Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_{Ca} = 10.33 - 0.0012 \times C_a = 10.33 - 0.0012 \times 200.47 \text{ m} \quad P_{Ca} = 10.09 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{Ca} + H_a - (J_a + h_v) = 10.09 + (1) - (0 + 0.24) = 10.85 \text{ m}$$

La condition de la non cavitation est vérifiée $NPSH_d > NPSH_r$

IV.9.3. Station de reprise 2

Caractéristiques de la conduite :

- ☞ $Q = 39.75$ l/s.
- ☞ $L = 700$ m.
- ☞ $H_g = 75$ m.
- ☞ $HMT = 79.46$ m.
- ☞ $D = 250$ mm.
- ☞ $V = 1.21$ m/s.

D'après le catalogue des pompes KSB (Annexe 6), on a opté pour une pompe Centrifuge multicellulaire haute pression à corps segmenté de type Multitec A125/4-10.2 10.63. Et on prévoit une deuxième pompe de secoure en cas de panne.

Tableau (IV.3) : Caractéristiques de la pompe de SR2

N (tr/min)	η (%)	Pa (Kw)	$NPSH_r$ (m)	$P_1 (Q_1, H_1)$	$P_d (Q_d, H_d)$
1478	79.7	38.81	1.98	(39.75, 79.53)	(39.75, 79.46)

P_1 : Point de fonctionnement, P_d : Point désiré

- ☞ Le point de fonctionnement de la pompe choisie coïncide avec le point désiré, par conséquent, elle répond aux caractéristiques requise et ne nécessite aucune modification.

IV.9.3.1. Etude de cavitation

- ☞ La côte du plan d'aspiration $C_a = 297$
- ☞ La côte de l'axe de la pompe $C_p = 296$
- ☞ La hauteur d'aspiration $H_a = 1$ m.
- ☞ $NPSH_r = 1.98$ m

☞ Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_{Ca} = 10.33 - 0.0012 \times C_a = 10.33 - 0.0012 \times 297 \text{ m} \quad P_{Ca} = 9.97 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{Ca} + H_a - (J_a + h_v) = 9.97 + (1) - (0 + 0.24) = 10.73 \text{ m}$$

La condition de la non cavitation est vérifiée $NPSH_d > NPSH_r$

IV.9.4. Station de reprise 3

Caractéristiques de la conduite :

- ∞ $Q = 16.31$ l/s.
- ∞ $L = 850$ m.
- ∞ $H_g = 127.86$ m.
- ∞ $HMT = 136.94$ m.
- ∞ $D = 160$ mm.
- ∞ $V = 1.214$ m/s.

D'après le catalogue des pompes Caprari (Annexe 7), on a opté pour une pompe Centrifuge monobloc de surface à axe vertical de type HV65 /2C+60. Et on prévoit une deuxième pompe de secours en cas de panne.

Tableau (IV.4) : Caractéristiques de la pompe de SR3

N (tr/min)	η (%)	Pa (Kw)	NPSH _r (m)	P ₁ (Q ₁ , H ₁)	P _d (Q _d , H _d)
2950	68.9	31.7	2.57	(16.31, 137)	(16.31, 136.94)

P₁ : Point de fonctionnement, P_d : Point désiré

- ∞ Le point de fonctionnement de la pompe choisie coïncide avec le point désiré, par conséquent, elle répond aux caractéristiques requise et ne nécessite aucune modification.

IV.9.4.1. Etude de cavitation

- ∞ La cote du plan d'aspiration Ca = 369
- ∞ La cote de l'axe de la pompe Cp = 368
- ∞ La hauteur d'aspiration Ha = 1 m.
- ∞ NPSH_r = 2.57 m

∞ Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_{Ca} = 10.33 - 0.0012 \times Ca = 10.33 - 0.0012 \times 369 \text{ m} \quad P_{Ca} = 9.89 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{Ca} + H_a - (J_a + h_v) = 9.89 + (1) - (0 + 0.24) = 10.65 \text{ m}$$

La condition de la non cavitation est vérifiée $NPSH_d > NPSH_r$

IV.9.5. Station de reprise 4

Caractéristiques de la conduite :

- ∞ $Q = 16.31$ l/s.
- ∞ $L = 1100$ m.
- ∞ $H_g = 98.14$ m.
- ∞ $HMT = 109.89$ m.
- ∞ $D = 160$ mm.
- ∞ $V = 1.34$ m/s.

D'après le catalogue des pompes KSB (Annexe 8), on a opté pour une pompe Centrifuge multicellulaire à axe horizontale de type Multitec A65/3c-5.1 10.63. Et on prévoit une deuxième pompe de secours en cas de panne.

Tableau (IV.5) : Caractéristiques de la pompe de SR4

N (tr/min)	η (%)	Pa (Kw)	NPSH _r (m)	P ₁ (Q ₁ , H ₁)	P _d (Q _d , H _d)
2963	74.6	24	2.51	(16.31, 112.27)	(16.31, 109.89)

P₁ : Point de fonctionnement, P_d : Point désiré

IV.9.5.1. Réalisation du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le désiré, pour cela on effectue l'une des modifications citées en section (IV.7).

∞ La deuxième variante : la variation de la vitesse de rotation

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit comme suit : $H_2 = \frac{H_d}{Q_d^2} \times Q^2$, $H_2 = 0.413 Q^2$

L'équation de la courbe caractéristique de la pompe est : $H_p = -0.135 Q^2 + 148.18$.

On pose $H_p = H_2$ on trouve $Q_2 = 16.44$ l/s, $H_2 = 111.68$ m, $P_2(16.44, 111.68)$

$$\text{Alors: } N' = \frac{Q_d}{Q_2} \times N = \frac{16.31}{16.44} \times 2963 = 2939.57 \text{ tr/min}$$

$$P_a = \frac{g \times H_d \times Q_d}{\eta_1} = \frac{9.81 \times 109.89 \times 0.01631}{0.746} = 23.57 \text{ kw}$$

∞ La troisième variante : le vannage

$$h = H' - H_d = 112.27 - 109.89 = 2.38 \text{ m, } P_a = \frac{g \times Q_d \times H'}{\eta_1} = \frac{9.81 \times 0.01631 \times 112.27}{0.746} = 24.08 \text{ kw}$$

∞ Quatrième variante : rognage de la roue

$$\text{L'équation de la courbe iso-rendement } H = \frac{H_d}{Q_d} \times Q \quad H = 6.74 Q$$

Le point homologue du point désiré est $P_3(16.67, 110)$

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \left(\frac{Q_d}{Q_3} \right)^{1/2} = \left(\frac{16.31}{16.67} \right)^{1/2} \quad m = 0.99$$

$$\text{Le pourcentage du rognage} \quad R = 1 - m = 1 - 0.99 \quad R = 1\%$$

$$\text{Le diamètre de la roue après le rognage : } D_3 = m \times D_1 = 0.99 \times 193 \quad D_3 = 191 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{g \times H_d \times Q_d}{\eta_1} = \frac{9.81 \times 109.89 \times 0.01631}{0.746} = 23.57 \text{ kw}$$

Note :

Notre choix se portera soit sur la variation de vitesse de rotation, soit sur le rognage de la roue, puisqu'elles représentent une même puissance minimale, donc la variante la plus économique.

IV.9.5.2. Etude de cavitation

∞ La cote du plan d'aspiration $C_a = 493.86$ m

∞ La cote de l'axe de la pompe $C_p = 492.86$ m

∞ La hauteur d'aspiration $H_a = 1$ m.

∞ $NPSH_r = 2.51$ m

∞ Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_{Ca} = 10.33 - 0.0012 \times C_a = 10.33 - 0.0012 \times 493.86 \text{ m} \quad P_{Ca} = 9.74 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{Ca} + H_a - (J_a + h_v) = 9.74 + (1) - (0 + 0.24) = 10.5 \text{ m}$$

La condition de la non cavitation est vérifiée $NPSH_d > NPSH_r$

IV.9.6. Station de reprise 5

Caractéristiques de la conduite :

- ∞ $Q = 8$ l/s.
- ∞ $L = 1350$ m.
- ∞ $H_g = 115$ m.
- ∞ $HMT = 128.04$ m.
- ∞ $D = 125$ mm.
- ∞ $V = 0.976$ m/s.

D'après le catalogue des pompes KSB (Annexe 9), on a opté pour une pompe Centrifuge multicellulaire à axe horizontale de type Multitec A50/4D-4.1 10.61. Et on prévoit une deuxième pompe de secoure en cas de panne.

Tableau(IV.6) : Caractéristiques de la pompe de SR5

N (tr/min)	η (%)	Pa (Kw)	NPSH _r (m)	P ₁ (Q ₁ , H ₁)	P _d (Q _d , H _d)
2956	70.2	14.96	1.75	(8, 134.29)	(8, 128.04)

P₁ : Point de fonctionnement, P_d : Point désiré

IV.9.6.1. Réalisation du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le désiré, pour cela on effectue l'une des modifications en section (IV.7).

∞ La deuxième variante : la variation de la vitesse de rotation

$$N' = \frac{Q_d}{Q_2} \times N \qquad P_a = \frac{g \times H_d \times Q_d}{\eta_1}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit comme suit : $H_2 = \frac{H_d}{Q_d^2} \times Q^2$, $H_2 = 2Q^2$

L'équation de la courbe caractéristique de la pompe est : $H_p = - 0.09 Q^2 + 140.05$.

On pose $H_p = H_2$ on trouve $Q_2 = 8.19$ l/s, $H_2 = 134.15$ m, $P_2(8.19, 134.15)$

$$\text{Alors: } N' = \frac{8}{8.19} \times 2956 = 2887 \text{ tr/min} \qquad P_a = \frac{9.81 \times 128.04 \times 0.008}{0.702} = 14.31 \text{ kw}$$

∞ La troisième variante : le vannage

$$h = H - H_d = 134.29 - 128.04 = 6.25 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{g \times Q_d \times H'}{\eta_1} = \frac{9.81 \times 0.008 \times 134.29}{0.702} = 15 \text{ kw}$$

∞ Quatrième variante : le rognage de roue

$$\text{L'équation de la courbe iso-rendement } H = \frac{H_d}{Q_d} \times Q \qquad H = 16 Q$$

Le point homologue du point désiré est P₃ (8.69, 132)

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \left(\frac{Q_d}{Q_3} \right)^{1/2} = \left(\frac{8}{8.69} \right)^{1/2} \qquad m = 0.96$$

Le pourcentage du rognage $R = 1 - m = 1 - 0.96 \quad R = 4\%$

Le diamètre de la roue après le rognage : $D_3 = m \times D_1 = 0.96 \times 173 \quad D_3 = 166 \text{ mm}$

La puissance absorbée est $P_a = \frac{9.81 \times 128.04 \times 0.008}{0.702} = 14.31 \text{ kw}$

Note :

Notre choix se portera soit sur la variation de vitesse de rotation, soit sur le rognage de la roue, puisqu'elles représentent une même puissance minimale, donc la variante la plus économique.

IV.9.6.2. Etude de cavitation

- ∞ La côte du plan d'aspiration $C_a = 589 \text{ m}$
- ∞ La côte de l'axe de la pompe $C_p = 588 \text{ m}$
- ∞ La hauteur d'aspiration $H_a = 1 \text{ m}$.
- ∞ $NPSH_r = 1.75 \text{ m}$

∞ Calcul de la pression à la côte d'aspiration :
 $P_{C_a} = 10.33 - 0.0012 \times C_a = 10.33 - 0.0012 \times 589 \text{ m} \quad P_{C_a} = 9.62 \text{ m}$
 $NPSH_d = P_{C_a} + H_a - (J_a + h_v) = 9.62 + (1) - (0 + 0.24) = 10.38 \text{ m}$
 La condition de la non cavitation est vérifiée $NPSH_d > NPSH_r$

IV.10. Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui correspondent aux caractéristiques des conduites de notre projet, et pour celles qui ne correspondent pas, on a réalisé le point de fonctionnement par la variante la plus économique.

V.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène résultant d'un écoulement transitoire dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit, chaque tranche d'eau dans la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse a des instants différents « propagation par onde », le coup de bélier est donc un phénomène oscillatoire.

Le fonctionnement en régime transitoire des installations hydrauliques peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. [4]

V.2. Les causes du phénomène

- ∞ Actions externes
 - ∞ Ouverture et fermeture des vannes.
 - ∞ Démarrage et arrêt des pompes.
- ∞ Actions internes
 - ∞ Réservoir en fin de remplissage.
 - ∞ Fermeture de clapet anti-retour.
 - ∞ Entrée et purge d'air.
- ∞ Sans actions
 - ∞ Cavitation dynamique.
 - ∞ Turbulence de l'écoulement. [4]

V.2.1. Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant a la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien a la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe, si la pression totale majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des conduites, y aura risque de rupture de ces dernières et déboitement des joints , les anneaux d'étanchéité seront détérioré. [4]

V.2.2. Cas de la dépression

C'est une autre conséquence du coup de bélier engendré par l'apparition d'une pression relativement négative, a la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produira une poche de cavitation, si le profil en long de la conduite est déformable la canalisation pourra être aplatie par implosion et les joints aspirés, le phénomène de cavitation, une fois apparu peut provoquer une détérioration de la couche d'enduit intérieur de la conduite. [4]

V.3. Analyse physique du phénomène

Considérons le cas d'une conduite de refoulement de longueur L et dont le débit ne soit brusquement plus fournit suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe. [12]

1ère phase :

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche, l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement à diminution élastique de son diamètre, l'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir avec une vitesse « a », le temps mis par cette onde pour l'atteindre est de L/a . Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

2ème phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial, à partir du réservoir les tranches successives de conduite se décontracte si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a , toute l'eau redescendue va se trouver arrêté par le clapet de non retour de la pompe qui est fermé. Ce retour engendre une surpression qui peut endommager la conduite.

Le phénomène se reproduirait infiniment s'il n'est pas amorti par les pertes de charge régulière. [12]

V.4. Les systèmes de protection des conduites (anti-bélier)

Dans le cas général, il est impossible de supprimer les effets du coup de bélier une fois créée, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier devront donc avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression. Les principaux types de protection anti-bélier sont explicités dans ce qui suit [12] :

V.4.1. Le réservoir d'air

Cet appareil de protection est sous forme d'un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure, ces appareils sont appelés aussi accumulateurs, cloche à air, ballon d'air ou réservoir anti-bélier, d'autres part un clapet anti-retour est souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air, ce dispositif est utilisé pour la protection contre la dépression et la surpression.

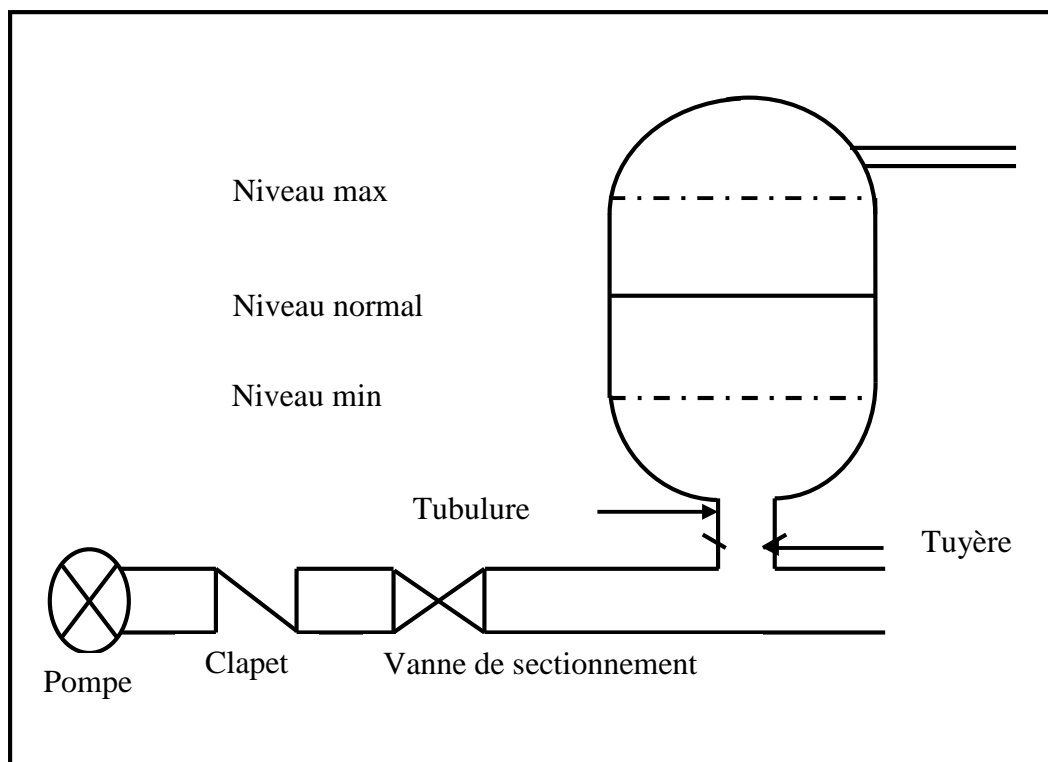


Figure (V.1) : Réservoir d'air « réservoir anti bélier »

V.4.2. Soupape de décharge

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée à environ 1.04 à 1.1 de la pression admissible, l'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement.

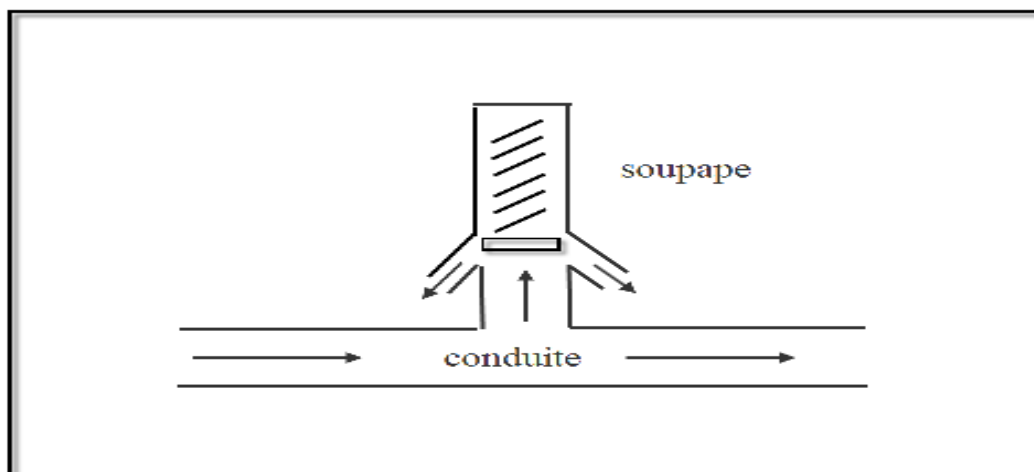


Figure (V.2) : Soupape de décharge

V.4.3. Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical, elle joue le même rôle que le réservoir d'air, mais malheureusement on arrive à des ouvrages de dimensionnement dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes et grandes, elle est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'aménée en charge et d'une condition forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier.

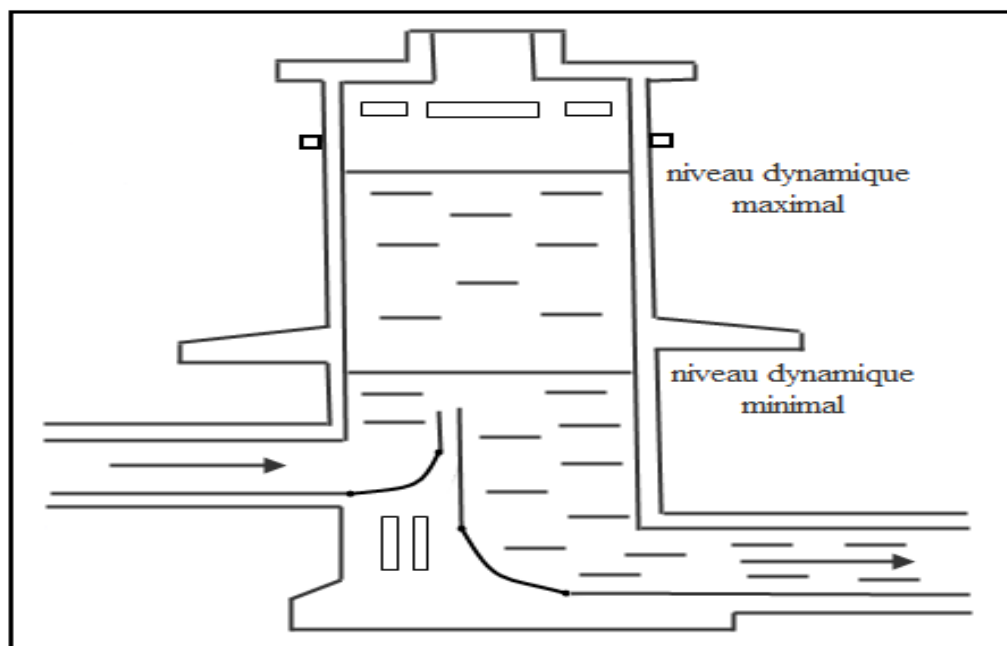


Figure 1 (V.3) : Cheminée d'équilibre

V.4.4. Le volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe, ce volant qui est placé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique qu'il a cumulé pendant la marche en régime normale au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

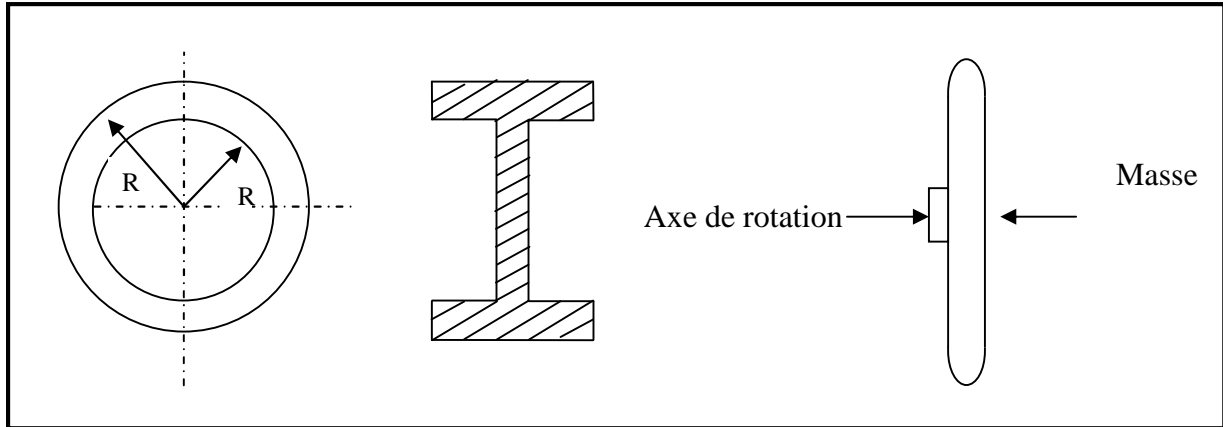


Figure (V.4) : Volant d'inertie

V.5. Valeur numérique du coup de bélier

La célérité est la vitesse de propagation des ondes, elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K_c \frac{D_i}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Où :

a : célérité de l'onde (m/s)

D : diamètre intérieur de la conduite (mm)

e : épaisseur de la conduite (mm)

K_c : coefficient qui dépend du matériau constituant la canalisation ($k_c=83$ pour le PEHD)

V.5.1. Cas d'une fermeture brusque

La fermeture brusque d'une vanne est caractérisée par un temps de fermeture T_f tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.2})$$

$\frac{2 \times L}{a}$: Le temps d'aller et retour de l'onde (s).

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V}{g} \quad (\text{V.3})$$

D'où :

B : La valeur du coup de bélier (m)

a : célérité de l'onde (m/s)

V : vitesse d'écoulement (m/s)

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

∞ La valeur de la surpression maximale sera : $H_{\text{sur}} = H_0 + B$ (V.4)

∞ La valeur de la dépression maximale sera : $H_{\text{dep}} = H_0 - B$ (V.5)

Avec : $H_0 = H_g + 10$ (V.6)

Où :

H_0 : pression absolue de la conduite avant apparition du coup de bélier (m).

H_g : hauteur géométrique (m).

10 : pression atmosphérique (m).

V.5.2. Cas d'une fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps de fermeture T_f tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.7})$$

Dans ce cas la valeur du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD

$$B = \frac{2 \times L \times V}{g \times T} \quad (\text{V.8})$$

Remarque :

Vu que le coup de bélier est plus important dans le cas de la fermeture brusque de la vanne, par conséquent nous limiterons nos calculs à ce cas seulement.

V.6. Vérification du coup de bélier

Tableau (V.1) : Les valeurs du coup de bélier des différents tronçons

Tronçons	Tronçon1	Tronçon2	Tronçon3	Tronçon4	Tronçon5	Tronçon6	Tronçon7
D_e (mm)	200	200	250	110	160	160	125
D_i (mm)	155.2	163.6	204.6	85.4	130.8	130.8	102.2
e (mm)	22.4	18.2	22.7	12.3	14.6	14.6	11.4
V (m/s)	1.216	1.314	1.21	1.58	1.214	1.214	0.976
L (m)	1450	1150	700	2300	850	1100	1350
H_g	132.51	99.53	75	167.2	127.86	98.14	115
a (m/s)	396.52	351.25	350.81	396.13	351.81	351.81	351.7
B (m)	49.15	47.05	43.27	63.8	43.54	43.54	34.99
H_0 (m)	142.51	109.53	85	177.2	137.86	108.14	125
H_{sur} (m)	191.66	156.58	128.27	241	181.4	151.68	159
H_{dep} (m)	93.36	62.48	41.73	113.4	94.32	64.6	90.01
PN (m)	200	160	160	250	160	160	160

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V.1), on remarque que la valeur de la surpression est inférieure à la pression nominale de service de la conduite en PEHD, donc les conduites ne nécessitent pas un anti-bélier, sauf pour le tronçon 5 on prévoit un réservoir d'air comme un moyen de protection contre les surpressions dans cette conduite vu que la valeur de la pression maximale dépasse la valeur de la pression de service.

Et pour les valeurs de la dépression sont toutes positives, donc il n'y a aucun risque d'aplatissement de la conduite.

V.7. Calcul d'un réservoir d'air

Dans notre étude, on opte pour un réservoir d'air pour les avantages qu'il présente en termes d'économie et d'efficacité. La cloche sera équipée à la base d'un étranglement (tuyère) qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

V.7.1. Principe de calcul

Le calcul consiste à déterminer la surpression et dépression maximale par approximation à l'aide de la méthode graphique de Louis BERGERON, en fixant au préalable le volume d'air initial U_0 « en fonctionnement normale » et de son dispositif d'étranglement, la méthode nécessite quelques tâtonnements mais assure une bonne précision.

V.7.1.1. Calcul des pertes de charge dans la tuyère

A. Cas de la montée

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D}{d^2} = K_r \quad (\text{V.9})$$

Où :

V_1 : Vitesse dans la tuyère (m/s).

V_f : Vitesse finale choisie (m/s).

D : Diamètre de la conduite (m)

d' : Diamètre de la veine contractée (m) ($d' = 0.92 \cdot d$).

d : Diamètre de la tuyère (m).

K_r : Coefficient du rapport de vitesse

A la montée de l'eau, la tuyère a un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, et le diamètre de la tuyère est pris aussi d'une manière à avoir le rapport de vitesse K_r compris entre 15 et 20.

Donc on aboutit à l'équation suivante :

$$15 < \frac{D^2}{d^2} < 20 \quad (\text{V.10})$$

Le diamètre de la tuyère sera, pour K_r pris entre 15 et 20 : $39 < d < 45$ on prend $d = 42$ mm

Le diamètre de la veine liquide contractée, aura pour valeur :

$$d' = 0.92 \cdot d = 0.92 \times 0.042 = 0.039 \text{ m} \quad \text{Donc : } K_r = \frac{D^2}{d^2} = \frac{0.16^2}{0.039^2} = 16.83.$$

$$V_1 = 16.83 \times V_f$$

∞ Calcul de la perte de charge ΔH_1 :

$$\Delta H_1 = C \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\text{On remplace } V_1 = K_r \times V_f$$

Où :

C : Coefficient de perte de charge dans la tuyère.

K_r : Le rapport de vitesse.

$$\text{On obtiendra : } \Delta H_1 = \frac{C \times K_r^2}{2g} \times V_f^2 \quad (\text{V.11})$$

Le coefficient de perte de charge C se détermine a partir de l'abaque des coefficients de perte de charge C et C' dans une tuyère (Annexe 10)

$$m = \frac{d'^2}{D_t^2} \Rightarrow \frac{(0.92 \times 0.042)^2}{0.08^2} \Rightarrow m = 0.23 \quad (\text{V.12})$$

Où :

D_t : diamètre de la tubulure (m).

D'après l'abaque $C = 0.6$

$$\Delta H_1 = \frac{0.6 \times 16.83^2}{2 \times 9.81} \times V_f^2 \Rightarrow \Delta H_1 = 8.66 \times V_f^2$$

B. Cas de la descente

Lors de la descente de l'eau, la tuyère joue le rôle d'un ajutage avec un coefficient de contraction de 0.5.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{D}{d^2} = K'_r \quad (\text{V.13})$$

Remarque [8] : dans la tuyère, K'_r est lié a K_r , il peut être facilement établi que K'_r est environ égale a $1.7 \times K_r$

Donc :

$$K'_r = 1.7 \times K_r = 1.7 \times 16.83 \quad K'_r = 28.61$$

$$\Delta H_2 = C' \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{V.14})$$

On remplace : $V_2 = K'_r \times V_f$

D'où :

C' : coefficient de perte de charge dans la tuyère.

K'_r : le rapport de vitesse.

$$\text{On obtiendra : } \Delta H_2 = \frac{C' \times K_r'^2}{2g} \times V_f^2 \quad (\text{V.15})$$

$$m = 0.5 \times \frac{d^2}{D_t^2} = 0.5 \times \frac{0.042^2}{0.08^2} \Rightarrow m = 0.14 \quad (\text{V.16})$$

D'après l'abaque $C' = 0.75$

$$\Delta H_2 = \frac{0.75 \times 28.61^2}{2 \times 9.81} \times V_f^2 \Rightarrow \Delta H_1 = 31.29 \times V_f^2$$

Les résultats obtenus du calcul ci-dessus sont saisis dans la figure (V.5) à fin d'obtenir le volume du réservoir d'air.

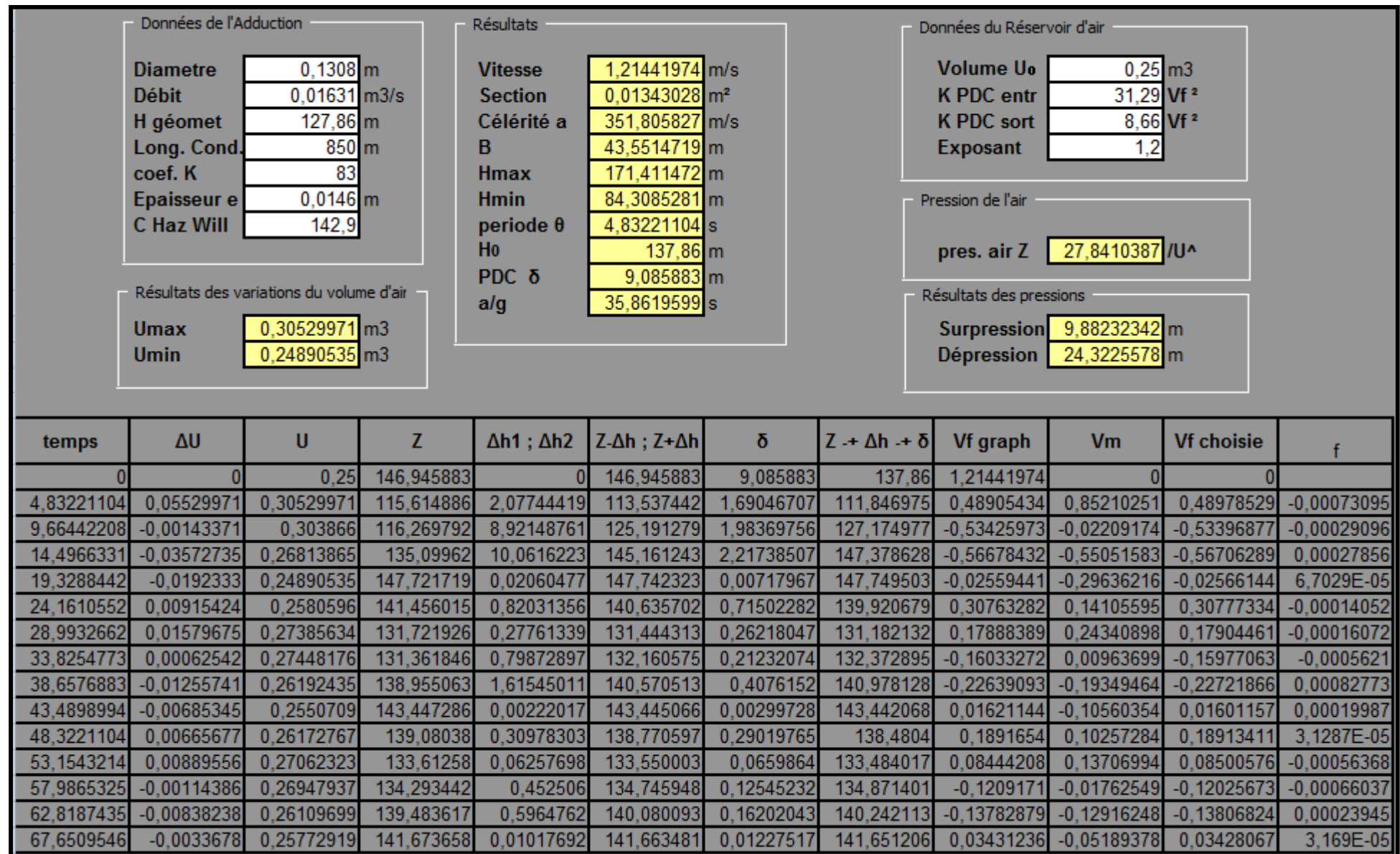


Figure (V.5) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air du tronçon SR3-SR4

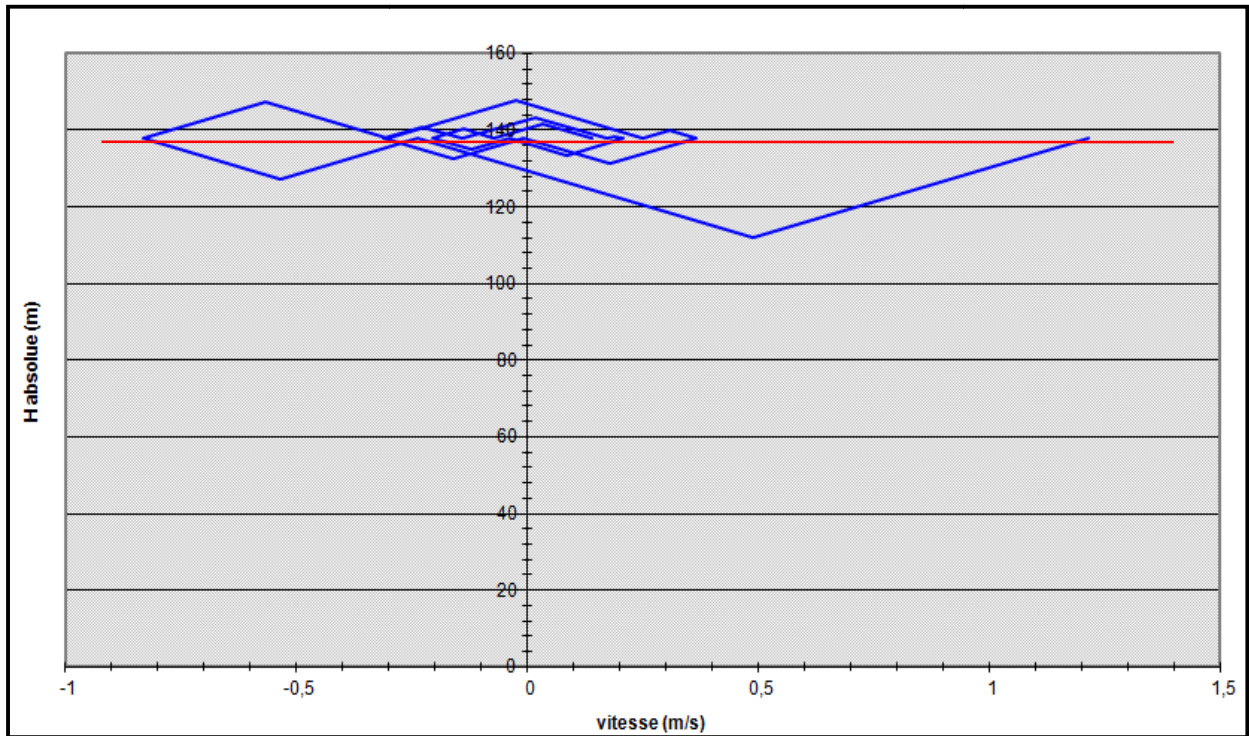


Figure (V.6) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR3-SR4

Le dimensionnement du réservoir d’air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier, l’explication graphique est figurée sur la courbe ci-dessous, qui montre d’une façon claire la dissipation progressive du front d’onde tout en protégeant la conduite.

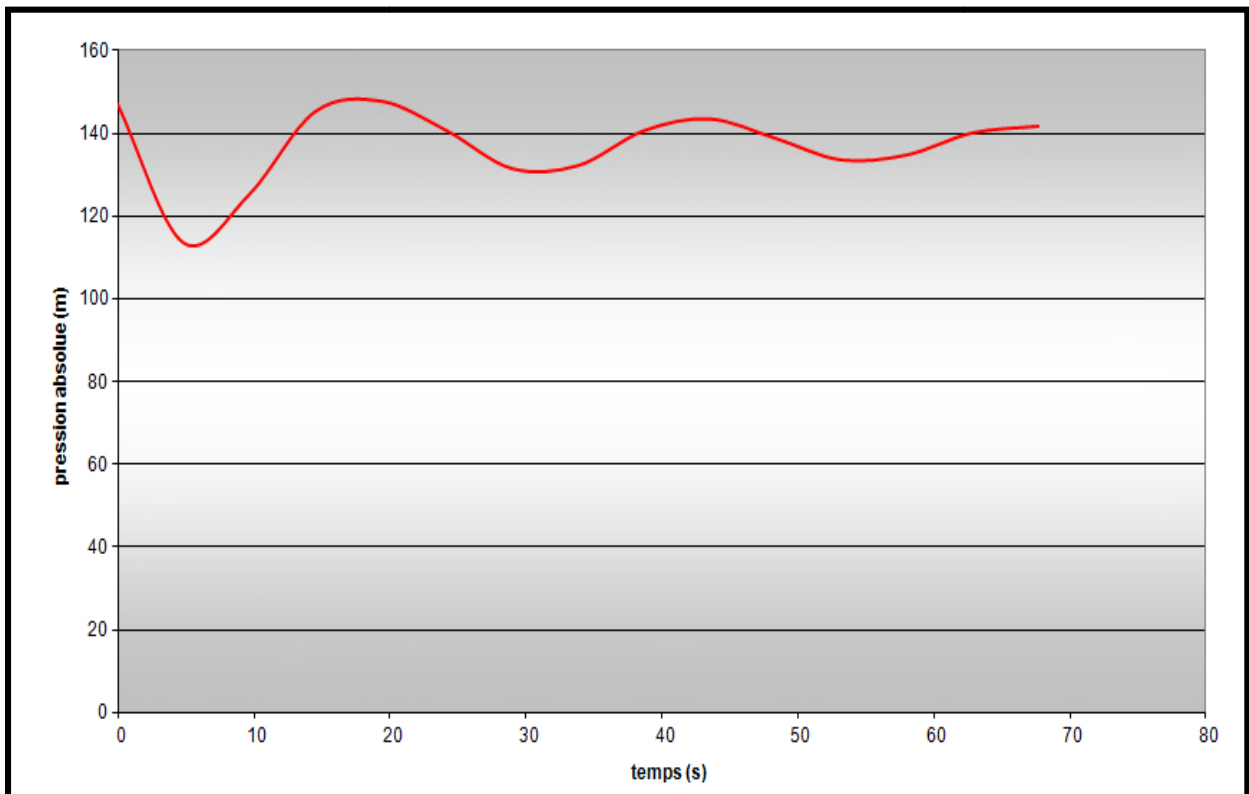


Figure (V.7) : Variation de la pression absolue en fonction du temps

V.8. Dimensionnement d'un réservoir d'air

Les caractéristiques du réservoir d'air du tronçon SR3-SR4 sont comme suite :

- ∞ $U_0 = 0.25 \text{ m}^3$
- ∞ $U_{\max} = 0.30 \text{ m}^3$
- ∞ $U_{\min} = 0.25 \text{ m}^3$

Le volume maximal du réservoir d'air sera majoré de 20% donc on obtiendra un volume de $U_{\max} = 0.36 \text{ m}^3$ donc dans ce cas on va opter pour un réservoir d'air normalisé de 1 m^3 .

V.9. Conclusion

La protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Afin de protéger le réseau de notre étude, on a opté pour des réservoirs d'air, pour les avantages qu'il présente en terme d'économie et d'efficacité, et vu leur large utilisation, peu encombrant.

Conclusion générale

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons englobé la majorité des points structurant l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la commune de Sidi Ayad et les trois localités de Timezrit.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que les besoins à long terme 2045 qui sont de **3381.09 m³/j** soit **39.13 l/s**, sont bien loin d'être suffisant par rapport au débit journalier fourni par le forage existant dans la zone d'étude qui est de **1987.2 m³/j** soit **23 l/s**.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été nécessaire de renforcer la chaîne d'alimentation en eau potable par un piquage de la conduite d'amenée gravitaire du barrage Tichy-Haf vers le réservoir situé à Mâala d'un débit d'exploitation de **1393.89m³/j** soit **16.13l/s**.

Afin d'assurer l'acheminement de l'eau, nous avons procédé à projeter un nouveau réservoir de capacité de **50 m³** pour les trois localités de Timezrit, par contre pour le reste des réservoirs leurs capacités sont suffisantes, mais dans le cas où ces réservoirs sont en mauvais état (fissurations, armatures rouillées...) donc on suggère la réalisation des réservoirs neufs.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir des diamètres respectifs de **200, 200, 250, 110, 160, 160, 125 mm**.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, a été déduit par un logiciel qui donne des résultats les plus précis sur les caractéristiques des pompes du projet présent.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, nous avons constaté que dans les tronçons (**SR3-SR4**) il y a une surpression, afin de protéger ce tronçon contre ce phénomène nous avons proposé d'installer un réservoir d'air ayant un volume normalisé de **1m³**.

Enfin, cette étude nous permet de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme référence.

Références bibliographiques

- [1] : Climat data ORG, climat de région du monde.
- [2] : Information requise au prés des services de l'APC de Sidi Aich sur la répartition de la population sur le territoire communal.
- [3] : Taux d'accroissement d'après les informations requise au prés des services de l'APC.
- [4] : DUPONT, A, 1979 « Hydraulique Urbaine » Tome II : ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux » Edition EYROLLES.
- [5] : Mahmoud Moussa professeur à l'école national d'ingénieur du TUNIS version 2002.
- [6] : MEDJEKDOUD Nedjma, étude de la chaine d'adduction de la ville de GRAREM W.MILA, juillet 2011.
- [7] : HAMDAOUI Houria, MERZOUGUI Kahina, raccordement de l'AEP de la commune de Bejaïa à partir du barrage Tichy-Hah W.Bejaia, juillet 2010.
- [8] : Mecaflux aide aux calculs des mécaniques des fluides, définition de perte charge, www.mecaflux.com
- [9] : MIZI Allaoua Lotfi, BOUZIT Nassima, Etude d'un réseau d'AEP de la ville nouvelle d'El Meneaa.2012 – 2013.
- [10] : CYRIL Gomella et HENRI Guerrée. La distribution d'eau dans les agglomérations Urbaines et rurales, 3^{ième} édition EYROLLES 1980 Tome II.
- [11] : OUCHAOUA Tarik, SOUIDI Larbi, Etude et distribution en eau du village Ighil Imoula, commune de Tizi N'Tleta (TIZI OUZOU) 2009.
- [12] : AMARA Lyes, BOUSMAR Idir, Etude de l'alimentation en eau des localités TOGHZA et CHOKRANE, commune de CHORFA, W de Bouira et report sur SIG.

Résumé

Dans le présent projet nous avons effectué une étude sur le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Sidi Ayad wilaya de Bejaia et les trois localités de Timezrit qui sont alimentées actuellement par un forage de 23l/s. Ces dernières vont rencontrer des problèmes de manque d'eau dans les années à venir, alors pour remédier à ce problème, on renforce cette ressource par un piquage dans la conduite d'alimentation en eau potable du couloir Akbou-Bejaia du barrage Tichy-Haf pour combler le déficit qui est de 1393.89 m³/j. Pour stocker ce volume d'eau on a implanté des ouvrages de stockage, par la suite nous avons procédé au dimensionnement des conduites d'adduction et au choix des pompes adéquates aux caractéristiques du projet, et ainsi une protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier.

Mots clés : Adduction, Pompes, Réservoir, Coup de bélier.

Abstract

In the present project, we conducted a study about the supply network of drinking water for the town of Sidi Ayad city of Bejaia and the three localities of Timezrit, which are currently supplied by a drill with 23l/s discharge. This last will meet the lack of water problems in the coming years, whereas to remedy this problem we reinforced this resource by pitting in the pipe of drinking water supply of Tichy-Haf dam, which the deficit is 1393.89 m³/day. To store this volume of water, were implanted storage structures, thereafter we proceeded to design the intake pipes and selection of pumps appropriate for the characteristics of the project, and thus we proceeded to the protection of the pipes for the water hammer phenomenon

Keys words: Intake, pumps, Tan, water hammer.

ملخص

في هذه الأطروحة أجرينا دراسة على إمدادات شبكة مياه الشرب لبلدية سيدي عياد ولاية بجاية وثلاثة مناطق من بلدية تيمزريت، والذي يتم تزويدهم بالمياه الجوفية، تقدر قيمة الضخ ب 23 لتر/ث. هذه الأخيرة سوف تواجه عدة مشاكل نقص المياه في المستقبل، إذن لمعالجة هذه المشكلة سنعزز هذا المورد عبر اتصال في خط إمداد مياه الشرب في الرواق أقبو بجاية من سد تيشي حاف لتعويض النقص الذي تقدر قيمته ب 1393.89 م³ في اليوم، و لتخزن هذه الكمية من الماء تم بناء هياكل التخزين، بعد ذلك انتقلنا إلى تصميم أنابيب السحب واختيار لمضخات التي تناسب خصائص مشروعنا، وبالتالي حماية أنابيب المياه ضد ظاهرة المطرقة المائية.

كلمات المفاتيح : السحب, مضخات, خزانات, المطرقة المائية.