



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BENSAFIA WASSIM

BACHIR YOUNES

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE ETUDE ET DIAGNOSTIC DE LA CHAINE DE REFOULEMENT A LA LOCALITE DE SIDI-ALI COMMUNE D'AKBOU WILAYA DE BEJAIA

Soutenu le 12 /10 /2020 devant le jury composé de :

-Président : **Mr.BRAKENI.**

-Promoteur (s) : **Mr. YAKOUBI.**

-Examineur (s) : **Mr. IKNI.**

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier Dieu tout puissant de nous avoir donné la force le courage et la patience de pouvoir accomplir ce travail,

Nous remercions aussi toutes les personnes qui ont contribué et qui nous a aidés lors de la rédaction de ce mémoire.

Dans un premier temps nous voudrions remercier notre promoteur **Monsieur YAKOUBS** pour sa patience sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexions.

Nous témoignent aussi notre reconnaissance à tous les enseignants du département d'Hydraulique qui ont participé dans ma formation et également toute l'équipe pédagogique de l'université de Bejaia.

Nos remerciements vont également à tout le personnel de :

- La Subdivision d'Hydraulique d'Alkhou
- APC d'Alkhou

Nous remercions nos chers parents pour leur soutien constant et leurs encouragements.

Dédicace

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chers frères, pour leur appui et leur encouragement,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

A tous mes amis sans exception,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,
Merci d'être toujours là pour moi.

Wassim



Dédicace

Au terme de toutes ces années d'études, je dédie ce modeste travail en
Signe d'amour et de respect, de reconnaissance et de remerciement :

- A mes chers parents.
- A mes sœurs.
- A toutes la famille.
- A mes amies.

Younes

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	2
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE	2
<i>I.2.1. Délimitation de la zone d'étude.....</i>	<i>3</i>
I.3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE	5
I.4. SITUATION CLIMATIQUE	5
I.5. L'HYDROLOGIE DE LA REGION.....	5
<i>I.5.1. Oued Illoula.....</i>	<i>6</i>
<i>I.5.2. Oued Tifrit :.....</i>	<i>6</i>
<i>I.5.3. Oueds Mechaab et Tisiar.....</i>	<i>6</i>
I.6. HYDROGEOLOGIE DE LA REGION	6
I.7. INFRASTRUCTURES	7
<i>I.7.1 Existantes.....</i>	<i>7</i>
<i>I.7.2 Projetés.....</i>	<i>8</i>
I.8. SITUATION DEMOGRAPHIQUE	8
I.9. SITUATION DU RESEAU D'AEP ACTUEL :	9
I.10. CONCLUSION	9
CHAPITRE II :DIAGNOSTIC DU RESEAU D'AEP EXISTANT	10
II.1. INTRODUCTION.....	10
II.2. LES INFRASTRUCTURES DU RESEAU D'AEP ACTUEL	10
<i>II.2.1. Les ressource en eau.....</i>	<i>10</i>
<i>II.2.2. Stations de pompage et ouvrages de stockage.....</i>	<i>10</i>
II.2.2.a. La station de pompage intermédiaire de SIDI ALI (SP1).....	10
II.2.2.b Le réservoir (2*500 m3) de SIDI ALI	10
II.2.2.c. Le réservoir (2*300 m3) de SIDI ALI	11
<i>II.2.3. Les conduites d'adduction</i>	<i>14</i>
<i>II.2.4. Les conduites de distribution</i>	<i>14</i>
<i>II.2.5. Classement des conduites de réseau</i>	<i>15</i>
II.3. DIAGNOSTIC DES OUVRAGES EXISTANTS	17
<i>II.3.1. La station de pompage intermédiaire de SIDI ALI (SP1).....</i>	<i>17</i>
<i>II.3.2. Le réservoir (2*500m3) de SIDI ALI (R1) :.....</i>	<i>18</i>
<i>II.3.3. Le réservoir (2*300m3) de SIDI ALI (R2).....</i>	<i>19</i>
<i>II.3.4. Diagnostic des conduites</i>	<i>20</i>
<i>II.3.5. Recommandations :.....</i>	<i>22</i>
II.4. CONCLUSION	23
CHAPITRE III :ESTIMATION DES BESOINS	24
III.1. INTRODUCTION :	24
III.2. EVALUATION DES BESOINS EN EAU	24
<i>III.2.1. Evaluation des besoins en eau domestique.....</i>	<i>24</i>
<i>III.2.2. Evaluation des besoins en eau sanitaires</i>	<i>25</i>
<i>III.2.3. Evaluation des besoins en eau scolaires</i>	<i>25</i>
<i>III.2.4. Evaluation des besoins en eau sportifs.....</i>	<i>25</i>

III.2.5. <i>Evaluation des besoins en eau socio-culturels</i>	25
III.2.6. <i>Evaluation des besoins en eau commerciaux</i>	26
III.2.7 <i>Evaluation des besoins en eau de cheptel</i>	27
III.2.8. <i>Estimations des besoins de la promotion CARF</i>	27
III.2.9. <i>Estimations des besoins des logements projetés</i> :	27
III.3. CALCUL DU DEBIT MOYEN JOURNALIER POUR DIVERS HORIZONS	27
III.4. CALCUL DU DEBIT MAJORE JOURNALIER	28
III.5.VARIATION DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE	28
III.5.1 <i>La consommation maximale journalière</i>	29
III.5.2. <i>consommation minimale journalière (Qmin j)</i>	29
III.6.VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE	30
III.7.COEFFICIENT DE VARIATION HORAIRE KMAX H	30
III.8.CONCLUSION	31
CHAPITRE IV : LES RESERVOIRS	32
IV.1. INTRODUCTION	32
IV.2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS	32
IV.2.1. <i>Leur position par rapport au sol</i>	32
IV.2.2. <i>Leur forme</i>	32
IV.2.3. <i>Leur mode de fermeture</i>	32
IV.2.4. <i>Matériaux de construction</i>	33
IV.2.5. <i>Selon l'usage</i>	33
IV.3. ROLE DES RESERVOIRS	34
IV.4. EMLACEMENT DU RESERVOIR	35
IV.5.FONTAINERIE ET EQUIPEMENT DU RESERVOIR	35
IV.5.1. <i>Conduite d'adduction</i>	35
IV.5.2. <i>Conduite de distribution</i>	35
IV.5.3. <i>La conduite de trop plein</i>	36
IV.5.4. <i>Conduite de vidange</i>	36
IV.5.5. <i>Conduite de bay-basse</i>	36
IV.5.6. <i>Ligne pilote</i>	36
IV.5.7. <i>Système de matérialisation de la réserve d'incendie</i>	37
IV.6. CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR.....	38
IV.7. CAPACITE DES RESERVOIRS	38
IV.8. DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR	39
IV.9. CONCLUSION	41
CHAPITRE V : ADDUCTION	42
V.1. INTRODUCTION	42
V.2. LES TYPE D'ADDUCTION.....	42
V.3. CHOIX DU TRACE.....	42
V.4. CHOIX DU TYPE DES CONDUITES	43
V.5. POSE DES CONDUITES.....	43
V.6. DESCRIPTION DU SCHEMA D'ADDUCTION DU RESEAU PROJETE.....	44
V.6.1. <i>Avantages et inconvénients de chaque variante</i>	46
V.7. DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES D'ADDUCTION	46
V.7.1. <i>Calcul des diamètres économique</i>	46
V.7.2. <i>Calcul de la vitesse</i>	46
V.7.3. <i>Calcul des pertes de charges</i>	47
V.7.4. <i>Calcul de la hauteur manométrique total Hmt</i>	47
V.7.5. <i>La puissance absorbée par la pompe</i>	48
V.7.6 <i>Energie consommée par la pompe</i>	48
V.7.7. <i>Frais d'exploitation</i>	48

V.7.8. <i>Frais d'amortissement</i>	48
V.7.9. <i>Dimensionnement des diamètres d'adduction</i>	49
V.7.9.a. Calcul des diamètres économiques	49
V.7.9.b. Calcul des pertes de charge total et le HMT	49
V.7.9.c Les frais d'exploitations.....	50
V.7.9.d Les frais d'amortissements	50
V.7.9.e Calcul du Bilan.....	50
V.7.9.f. Tableau récapitulatif des diamètres économiques.....	51
V.9.CONCLUSION	51
CHAPITRE VI : POMPES ET STATIONS DE POMPAGES	52
VI.1. INTRODUCTION	52
VI.2. TYPES DE POMPES.....	52
VI.3. DESCRIPTION DE LA STATION DE POMPAGE.....	52
VI.4. PARAMETRES HYDRAULIQUES DES POMPES	53
VI.5. CONSTRUCTION D'UNE POMPE	53
VI.6. CHOIX DE TYPE DES POMPES	55
VI.7.POINT DE FONCTIONNEMENT DES POMPES	56
VI.8. CAVITATION	56
V.8.1. <i>Définition</i>	56
V.8.3. <i>Condition de non-cavitation</i> :	57
VI.9. CALCULS HYDRAULIQUES.....	57
VI.9.1. <i>Courbe caractéristique de la conduite de refoulement</i>	57
VI.9.2. <i>Choix du nombre et type de pompe</i>	59
VI.10. CONCLUSION	63
CHAPITRE VII :LE COUP DE BELIER.....	64
VII.1.INTRODUCTION.....	64
VII.2.DEFINITION DU COUP DE BELIER.....	64
VII.3. MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER	64
VII.3.1. <i>Les appareils les plus utilisées</i>	64
VII.3.1.a. Volant d'inertie.....	64
VII.3.1.b. Les soupapes de décharge	64
VII.3.1.c. Réservoirs d'air	65
VII.3.1.d. Cheminée d'équilibre	66
VII.4.PRINCIPE	67
VII.5. ETUDE DU COUP DE BELIER.....	67
VII.5.1 <i>Cas de fermeture brusque</i>	68
VII.5.2. <i>Cas de fermeture lente</i>	68
VII.5.3. <i>Calcul du coup de bélier</i>	69
VII.6. CONCLUSION :	69
CONCLUSION GENERALE	70

LISTE DES SYMBOLES

A : L'amortissement annuel (Annuité).
a : La célérité de l'onde (m/s).
B : Valeur du coup de bélier en (m).
D : diamètre de réservoir (m).
D : Diamètre de la conduite (m).
DN : diamètre normalisé.
Dext : Diamètre extérieur de la conduite.
Dint : Diamètre intérieur de la conduite.
E : Energie consommé par la pompe en (KWh).
e : Epaisseur de la conduite.
 e_u : Prix unitaire du KWh.
 F_{exp} : frais d'exploitation en (DA).
 F_m : frais d'amortissement en (DA).
g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .
Hdep : La valeur maximale de la dépression.
Hg : Hauteur géométrique (m) .
Hinc : hauteur d'eau d'incendie en (m).
Hmt: La hauteur manométrique totale.
 H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite.
Hsur : La valeur maximale de la surpression.
i : Taux d'anuité.
K : coefficient de rugosité.
k : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.
 $K_{max.h}$: Coefficients de variation de consommation maximum horaire.
 $K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
 $K_{min.h}$: Coefficients de variation de consommation minimum horaire
 $K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal.
L : Longueur de la conduite en (m).
n : Nombre d'années envisagées pour l'étude.
n : Nombre d'année d'amortissement (25 ans).
 N_i : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs.
P : Population future.
 P_a : La puissance de la pompe en (KW).
 P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
 P_o : Population actuelle.
Q : Débit transitant dans la conduite (m^3/s).
 q_i : La dotation moyenne journalière (150 à 200 l/hab/j).
 $Q_{maj.j}$: débit majoré journalier.
 $Q_{max.h}$: Débit maximal horaire en (m^3/h).
 $Q_{max.j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
 $Q_{min.h}$: Débit minimal horaire en (m^3/h).
 $Q_{min.j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
 $Q_{moyen\ journalier}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s .
Re : nombre de Reynolds.
S: la section de la cuve en m^2 .
T: Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.
t : Taux d'accroissement.

t : nombre d'heure de pompage.

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

V_{incendie} : Volume d'incendie (120 m^3).

V_{RI} : volume du réservoir d'incendie en (m^3) est égale à 120m^3 .

V_u : Volume utile à la consommation

V_t : Volume total du réservoir.

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en (m/s).

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

λ : Coefficient de perte de charge.

γ : Viscosité cinématique du liquide ($10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

ΔH_s : Les pertes de charges singulières.

ΔH_L : Les pertes de charges linières.

η : Rendement de la pompe en %.

LISTE DES FIGURES

FIGURE (I.1) : SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE D'AKBOU	3
FIGURE (I.2) : PLAN DE SITUATION DE LA ZONE D'ETUDE DE SIDI ALI.....	4
FIGURE (I.3) : DELIMITATION DE LA ZONE D'ETUDE DE SIDI ALI.....	5
FIGURE (II.1) : SCHEMA SYNOPTIQUE DU RESEAU D'AEP EXISTANT	12
FIGURE (II.2) : RESEAU DE DISTRIBUTION EXISTANT PAR TYPE DE MATERIAU.....	16
FIGURE (II.3) : ETAT ACTUEL DE LA STATION INTERMEDIAIRE (SP1) DE SIDI ALI.	18
FIGURE (II.4) : ETAT ACTUEL DU RESERVOIR (2*500M ³) DE SIDI ALI.....	19
FIGURE (II.5) : ETAT ACTUEL DU RESERVOIR (2*300M ³) DE SIDI ALI.....	20
FIGURE (II.6) : ETAT DES CONDUITES DU RESEAU D'AEP	22
FIGURE (IV.1) : RESERVOIR SEMI ENTERRE CYLINDRIQUE	33
FIGURE (IV.2) : RESERVOIR SURELEVE.....	34
FIGURE (IV.3): CONDUITE DE DISTRIBUTION	36
FIGURE (IV.4): SYSTEME BY PASS.....	36
FIGURE (IV.6) : SYSTEME A SIPHON	38
FIGURE (V.1) : ADDUCTION GRAVITAIRE	42
FIGURE (V.2) : ADDUCTION PAR REFOULEMENT	42
FIGURE (V.3) : SCHEMA SYNOPTIQUE DU RESEAU D'AEP PROJET.....	45
FIGURE (VI.1) : ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UNE TURBOPOMPE.....	54
FIGURE (VI.2): ELEMENTS CONSTITUTIF D'UNE POMPE CENTRIFUGE	55
FIGURE (VI.3) : GRAPHE REPRESENTATIF DE LA DETERMINATION DE POINT DE FONCTIONNEMENT	56
FIGURE (VI.4): COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES DE LA STATION (R1)	60
FIGURE (VI.5): POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE DE LA STATION (R1)	60
FIGURE (VI.6): COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES DE LA STATION (R2)	61
FIGURE (VI.7): POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE DE LA STATION (R2)	62
FIGURE (VII.1) : SOUPAPE DE SURETE, ANTI-BELIER	65

FIGURE (VII.2) : PRINCIPE DE LA DISPOSITION D'UN RESERVOIR D'AIR	65
FIGURE (VII.3) : LE RESERVOIR D'AIR (ANTI-BELIER).....	66
FIGURE (VII.4) : VUE EN PLAN D'UNE CHEMINEE D'EQUILIBRE	67

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU (I.1) : INFRASTRUCTURES EXISTANTES.....	8
TABLEAU (I.2): EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE DE LA POPULATION A DIVERS HORIZONS.	9
TABLEAU (II.1): STATIONS DE POMPAGE ET OUVRAGES DE STOCKAGE	13
TABLEAU (II.2) : CONDUITES D'ADDUCTION EXISTANTES	14
TABLEAU (II.3) : CONDUITES DE DISTRIBUTIONS EXISTANTES	15
TABLEAU (II.4): CLASSEMENT DES CONDUITES EXISTANTES PAR TYPE DE MATERIAU ET PAR DIAMETRE.....	16
TABLEAU (III.1) : NORME DE CONSOMMATION DOMESTIQUE	24
TABLEAU (III.2):EVALUATION DES BESOINS EN EAU DOMESTIQUES	24
TABLEAU (III.3):EVALUATION DES BESOINS EN EAU SANITAIRES	25
TABLEAU (III.4):EVALUATION DES BESOINS EN EAU SCOLAIRES.....	25
TABLEAU (III.5):EVALUATION DES BESOINS EN EAU SPORTIFS.....	25
TABLEAU (III.6): EVALUATION DES BESOINS EN EAU SOCIO-CULTURELS	26
TABLEAU (III.7):EVALUATION DES BESOINS EN EAU COMMERCIAUX	27
TABLEAU (III.8): EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE CHEPTEL	27
TABLEAU (III.9) : BESOINS EN EAU DE LA PROMOTION CARF.	27
TABLEAU (III.10) : BESOINS EN EAU DU PROJET HIDJA.	27
TABLEAU (III.11):EVALUATION DU DEBIT MOYEN JOURNALIER POUR DIVERS HORIZONS.....	28
TABLEAU (III.12):EVALUATION DU DEBIT MAJORE JOURNALIER POUR DIVERS HORIZONS.	28
TABLEAU (III.13):EVALUATION DU DEBIT MAXIMAL JOURNALIER POUR DIVERS HORIZONS.	29
TABLEAU (III.14):EVALUATION DU DEBIT MINIMAL JOURNALIER POUR DIVERS HORIZONS.	30
TABLEAU (III.15):VALEURS DU COEFFICIENT BMAX EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANT.....	31
TABLEAU (III.16):VALEURS DU COEFFICIENT $K_{MAX.H}$ POUR DIVERS HORIZONS.....	31
TABLEAU (IV.1) : CALCUL DU VOLUME DU RESERVOIR.....	39

TABLEAU (V.1) : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE CHAQUE VARIANTE	46
TABLEAU (V.2) : CALCUL DES PERTES DE CHARGES ET HMT	49
TABLEAU (V.3) : CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATIONS.....	50
TABLEAU (V.4) : CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENTS	50
TABLEAU (V.5) : CALCUL DU BILAN DE CHAQUE TRONÇON.....	50
TABLEAU (V.6) : TABLEAU RECAPITULATIF DES DIAMETRES ECONOMIQUES CHOISIS	51
TABLEAU (VI.1): VARIATION DE LA TENSION DE VAPEUR D'EAU EN FONCTION DE LA TEMPERATURE.....	57
TABLEAU (VI.2) : RESULTATS DE CALCUL POUR LA COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT. (VARIANTE 1).....	59
TABLEAU (VI.3) : RESULTATS DE CALCUL POUR LA COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT. (VARIANTE 2).....	59
TABLEAU (VII.1) : VALEUR DU COUP DE BELIER	69



Introduction générale

Introduction générale

L'eau représente la vie sur terre, l'homme a toujours besoin d'eau et l'utilise pour ses divers usages. Tout au long du temps, notre dépendance à l'eau ne fait qu'augmenter, et pour cela il faut la protéger et l'utiliser d'une manière économique.

Suite au développement socio-économique de la vie, les besoins en eau de la population s'accroissent quantitativement et qualitativement d'un jour à l'autre, de ce fait, nous nous intéressons spécifiquement à l'alimentation en eau potable a pour but de régler ce problème de satisfaction en eau qui demeure primordial dans le monde, et aussi pour mieux gérer les sources d'eaux.

Pour pouvoir faire face à cette demande en eau qui devient de plus en plus accrus et les besoins de moins en moins satisfaits, il est nécessaire de faire une réhabilitation et rénovation des réseaux existants et de réalisation d'autres avec un bon dimensionnement des ouvrages et des conduites que ça soit d'adduction ou bien de distribution.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste en une contribution à l'étude de la chaîne de refoulement à la localité de Sidi-Ali dans la commune d'Akbou wilaya de Bejaia.

L'objectif de notre étude est de

- Diagnostiquer le réseau d'AEP existant.
- Etude et Conception des réseaux d'AEP à divers horizons.

Pour ce faire, nous avons structuré notre travail comme suit :

- Une introduction générale.
- Le chapitre 1 représente la zone d'étude.
- Le diagnostic du réseau existant est décrit dans le deuxième chapitre.
- nous présentons les estimations des différents besoins de la population, dans le but de faire un bilan des besoins à satisfaire à l'horizon futur dans le troisième chapitre.
- le quatrième chapitre est consacré pour les réservoirs.
- Dans le chapitre 5 on s'intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction.
- le chapitre 6 c'est le coup de bélier c'est-à-dire, la protection des conduites contre ce phénomène.
- Enfin on terminera avec une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :

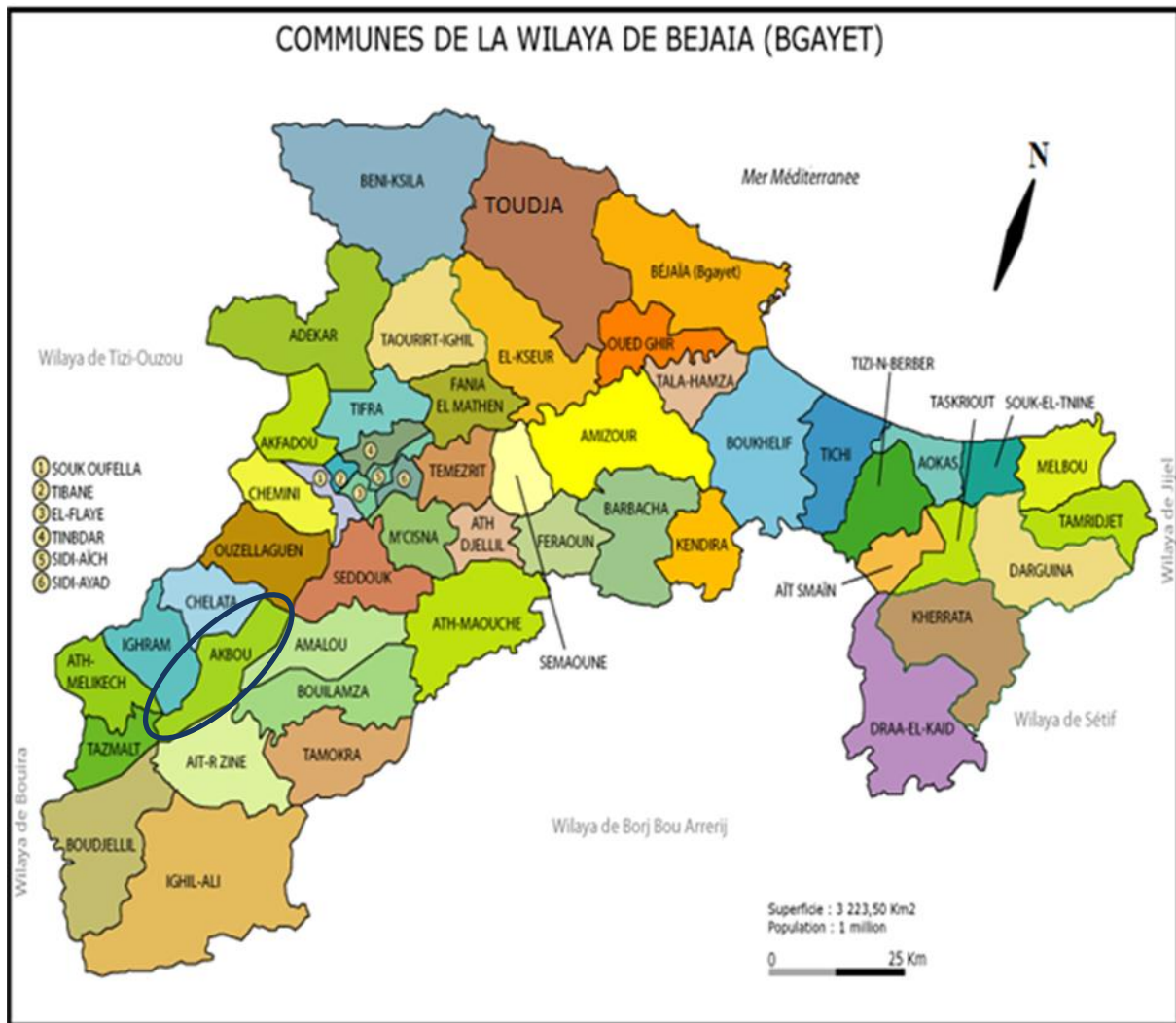
Ce chapitre est destiné à la description du site de projet, l'étude du site est très nécessaire pour mieux connaître toutes les caractéristiques du lieu, ces caractéristiques sont représentées essentiellement par la situation topographique, géographique, géologique, climatologique et hydraulique.

I.2. Situation géographique [1]:

La Commune d'Akbou se situe dans la vallée de la Soummam sur les flancs de la chaîne de montagne du Djurdjura à une altitude de 280m (la ville d'Akbou). Elle est située dans le Nord-ouest de la wilaya de Béjaïa, à environ 70km du chef-lieu de la wilaya et à près de 200 km à l'est de la capitale. D'une superficie de 52.18 Km², elle s'étend sur 15km d'Est en Ouest, et sur 1,5km à 6,5Km du Nord au Sud. Second pôle économique et urbain de la wilaya de Bejaia, et elle est limité comme suit :

- Au Nord : Par la commune de Chellata.
- Au Sud : Par les communes d'Aït Rzine et Amalou.
- A l'Est : Par la commune d'Ouzellaguen.
- A l'Ouest : par les communes d'Ighrem et Tazmalt .

(Voir la figure **(I.1)**)



Figure(I.1) : situation géographique de la commune d'Akbou.

I.2.1. Délimitation de la zone d'étude :

L'agglomération de SIDI ALI fait partie de la commune d'AKBOU, wilaya de BEJAIA, Elle est limitée par :

- Le village de TIFRIT au nord,
- la Cité BELGES et la clinique HAMANI au sud,
- la Cité BOUKTIT à l'est,
- le village d'IGHRAM à l'ouest,

(Voir les figures (I.2) et (I.3)).

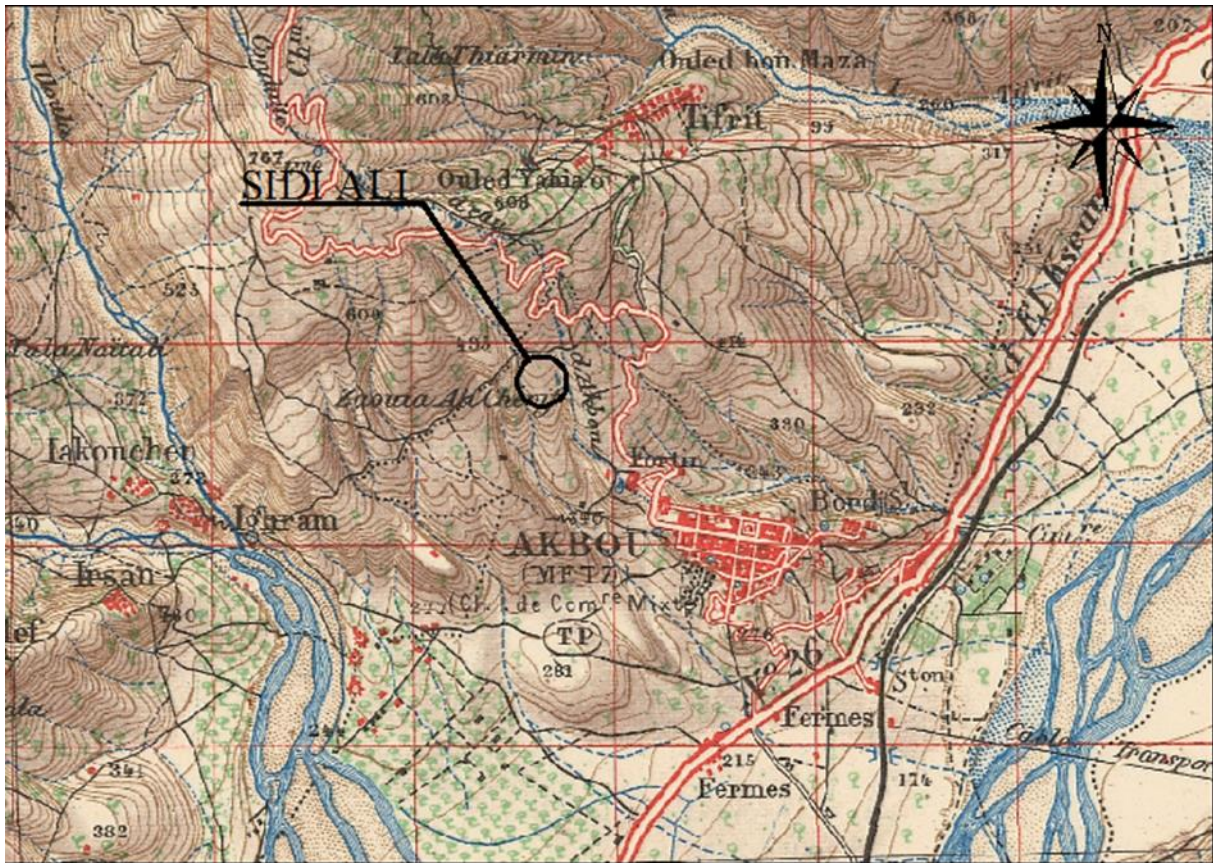


Figure (I.2) : Plan de situation de la zone d'étude de SIDI ALI.



Figure (I.3) : délimitation de la zone d'étude de SIDI ALI.

I.3. Situation topographique :

La zone d'étude appartient à un espace montagneux caractérisé par un sol difficile à exploiter avec un relief accidenté.

I.4. Situation climatique :

Le climat de la zone d'étude est méditerranéen, avec un hiver froid et pluvieux et un été chaud et humide, le mois le plus chaud étant août (26.6°C) et le mois le plus froid reste janvier (9.7°C), Sidi Ali affiche une température annuelle moyenne de (17.5°C). Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 661 mm .

Des précipitations moyennes de 4 mm font du mois de Juillet le mois le plus sec. Une moyenne de 110 mm fait du mois de Janvier le mois ayant le plus haut taux de précipitations.

I.5. l'hydrologie de la région [1] :

La commune d'Akbou est caractérisée par un réseau hydrographique très dense.

En effet, c'est en amont de cette commune que l'oued Soummam prend naissance, ce dernier se forme au confluent de deux Oueds importants, l'oued Sahel venant du Nord-Ouest et l'oued Bousselem venant du Sud-est. Il atteint la mer au Sud immédiat de Béjaïa. Sa rive gauche constitue la limite sud de la commune d'Akbou.

L'oued Soummam draine un bassin versant très important, dont la superficie est d'environ 8800Km². A l'embouchure, son débit moyen est estimé à 25m³/s environ, mais il est le siège de crues violentes est dévastatrices.

La plus grosse crue observée, celle de Décembre 1957, a eu un débit de pointe estimé à 3000m³/s (Etude de la régularisation de l'oued Soummam).

En outre, on distingue, au sein de la commune, quatre autres grands affluents distincts qui la traversent:

I.5.1. Oued Illoula :

Issu de la jonction de deux cours d'eaux importants Ighzer Tasslent et Ighzer Chellata.

- Il se déverse au Sud jusqu'à l'Oued Soummam.
- Sa surface est de 84.06Km², avec une pente moyenne de 2.5%.
- Il présente un relief montagneux en amont et une morphologie plus ou moins plane avec une légère pente décroissante vers l'aval.
- L'oued Illoula charrie en crue une grande quantité de matériaux, stockés sur le vaste cône de déjection.
- Une étude d'aménagement de cet oued, a été établie par l'URBA.SE en 2002.

I.5.2. Oued Tifrit :

Il est caractérisé par son réseau hydrographique dense et surtout par son profil à côtes très variables.

- En amont, le relief étant à pentes importantes (18% à 21%) donc favorable à une intense érosion.
- En l'aval son cône de déjection se prolonge dans la plaine de la Soummam et forme une zone plate à faible déclivité vers le Sud soit 06.25%.
- Sa surface est d'environ 12.75Km², sa longueur hydrographique et d'environ 49 Km, sa pente moyenne est de 13.10%.

Il est à noter qu'une étude d'aménagement de cet oued est établie par le BET Hydrotechnique Consul.

I.5.3. Oueds Mechaab et Tisiar :

Ces deux oueds présentent un relief proche du oued Tifra, se déversent tous les deux au Sud vers l'oued Soummam, mais jusqu'à présent il n'y a pas d'étude d'aménagement pour ces derniers.

I.6. hydrogéologie de la région [1]:

Deux formations aquifères sont reconnues dans la commune d'Akbou :

- Les poudings miocènes d'extension restreinte, un forage seulement réalisé en 1978 est alimenté par cette nappe ;
- Les terrasses alluviales des oueds, de bonne perméabilité plus développées dans la vallée de la Soummam (surtout en aval d'Akbou)

Les autres forages importants sont tous situés au niveau proche des berges de la Soummam donc alimentés par la nappe alluviale. Cette dernière longe l'oued Soummam et en communication avec les cours d'eaux. Elle joue un certain rôle temporisateur dans la région en stockant de l'eau lors des crues surtout, lors des inondations.

Les ressources en eaux souterraines ; les plus importantes ; se localisent au niveau de la nappe alluviale de l'oued Sahel – Soummam, capté actuellement par les forages et puits.

Le barrage TICHY HAF, unique en Algérie est de type voûte, situé sur l'oued Bousselam (pas loin du village Mahfouda, commune de Bouhamza). Il contient un bassin versant d'une superficie de 3980 Km².

Le barrage est destiné à l'alimentation en eau potable des agglomérations situées sur le couloir allant d'Akbou à Béjaïa (environ 22 communes concernées) pour un volume de 47 millions de mètres cubes. Il va permettre l'irrigation 10 000Ha de terres situées entre les wilaya de Bejaïa et Bouira.

(Source : Direction de l'hydraulique de Béjaïa).

I.7. Infrastructures [11]:

I.7.1 Existantes :

La localité de SIDI ALI comporte différentes infrastructures à savoir :

- équipements scolaires ;
- équipements sanitaires ;
- équipements socio-culturels ;
- équipements sportifs ;
- équipements commerciaux ;
- Cheptels.

Ces différents équipements sont illustrés dans le *tableau (I.1)* suivant :

Type d'infrastructure	Désignation	Nombre
Sanitaire	L'laboratoire d'analyse médicale	1
	Dentiste	1
	Clinique HAMANI	1
Scolaire	Ecole primaire	2
	CEM	1
	CFPA	2
Sportif	Salle de sport	1
	Matico	3
	Voute	1
Socio-culturel	Association contre la myopathie	1
	ONAAPH	1
	Croissant rouge	1
Commerciaux	Alimentation générale	11
	Taxi phone	2
	Quincaillerie	1
	Fast-food	2
	Cafétéria	5

	Cyber café	1
	Parfumerie	2
	Boulangerie	1
	Habillement	1
	Pâtisserie	1
	Librairie	1
	Salle de jeux	2
	Salon de coiffure	4
	Dermatologue	1
	Réparation portable	1
	Location robes de mariage	1
	Bureau Entreprise travaux publique	1
	Hamam et douche	1
	Agence immobilière	1
	Auto-école	1
	Pharmacie	2
	Parapharmacie	1
	Maison de la couture	1
	Lavage	1
Cheptel	Ecurie	5

Tableau (I.1) : Infrastructures existantes.

I.7.2 Projetés :

Selon les services de l'urbanisme de l'APC d'AKBOU, un projet de réalisation de 200 logements (projet HIDJA) est à prévoir dans la zone objet de l'étude.

I.8. situation démographique :

La collecte de données auprès de l'APC d'AKBOU a pour but la détermination de la population actuelle à alimenter et son évolution dans le temps et l'espace et de recenser les équipements existants et projetés, afin d'évaluer les besoins en eau actuels et futurs.

D'après le dernier recensement (R.G.P.H 2008), le nombre d'habitant de la zone objet d'étude est de 6803 habitants.

En appliquant la formule des intérêts composés en prenant un taux d'accroissement de 1,9% (taux d'accroissement national) on trouvera le nombre d'habitants actuel et future.

$$P = P_0 [(1 + t)]^n \dots \dots \dots (I.1)$$

Avec:

P : Population future.

Po: Population actuelle.

t : Taux d'accroissement.

n : Nombre d'années envisagées pour l'étude

Pour l'année 2020 Donc n= 12, on aura le nombre d'habitants actuel de 8527 habitants.

En appliquant la formule (I.1) pour un taux d'accroissement de (1.9%), la population future pour différents horizons est estimée dans le tableau (I.2).

Horizon	2008	2020	2025	2035	2045
Nombre d'habitants	6803	8527	9369	11309	13651

Tableau (I.2): Evolution démographique de la population à divers horizons.

I.9. Situation du réseau d'AEP actuel :

D'après les informations recueillies auprès des services de l'ADE d'AKBOU et les reconnaissances du terrain, nous avons constaté que la situation hydraulique actuelle en matière d'alimentation en eau potable est la suivante :

La zone d'étude dispose de deux réservoirs, le premier à une capacité de (2*500 m³) et le deuxième avec une capacité de (2*300 m³), ces deux réservoirs sont alimentés à partir de la station intermédiaire de SIDI ALI (1000 m³).

En matière de réseau d'AEP, notre zone d'étude dispose de conduites en Fonte, Acier Noir et PEHD dans l'adduction. En Acier Galvanisé, Acier Noir et PEHD dans la distribution. La majorité de ses conduites sont vétustes.

I.10. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter notre site, et connaître ces caractéristiques, qui vont nous aider à procéder dans notre étude.

Chapitre II :

Diagnostic du réseau d'AEP existant

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter les infrastructures du réseau d'AEP actuel à savoir :

- Les ressources en eau;
- Les réservoirs de stockage ;
- Les stations de pompage ;
- Les conduites d'adduction et de distribution.

Et aussi a diagnostiqué la zone d'étude c'est-à-dire Diagnostic des stations de pompages et ouvrages de stockage et décelé les anomalies et degré de vétusté; Diagnostic des conduites et localisation des fuites.

II.2. les infrastructures du réseau d'AEP actuel :

II.2.1. Les ressource en eau :

La zone d'étude est alimentée à partir du barrage de TICHY-HAF par une chaine de refoulement composée de plusieurs stations intermédiaires.

II.2.2. Stations de pompage et ouvrages de stockage :

Les détails concernant les stations de pompage et les ouvrages de stockage sont cités ci-dessous :

II.2.2.a. La station de pompage intermédiaire de SIDI ALI (SP1) :

Mise en service en 2011, cette station est alimentée par refoulement à partir de la station principal BOUZEROUAL (3000 m³) par une conduite en Fonte (D=500mm), elle est équipée de trois pompe centrifuges identiques (Q = 252 m³/h et HMT = 158m) qui aspirent l'eau par une conduite en Fonte (D= 500mm) et le refoulent vers le réservoir (2*500 m³) de SIDI ALI par une conduite en Font (D=400mm) et alimente aussi le réservoir (2*300m³) de SIDI ALI par gravité avec une conduite en Fonte (D=200mm) suite à un picage sur la conduite de refoulement près du réservoir (2*500 m³), cette station intermédiaire comporte un réservoir doté d'une capacité de (1000 m³). Ce dernier dessert aussi l'agglomération de GUENDOUZA et la partie basse d'ARAFOU par une conduite en Fonte (D=250mm).

*II.2.2.b Le réservoir (2*500 m3) de SIDI ALI :*

Ce réservoir à une capacité de (2*500 m³), reçoit l'eau refoulée par la station de pompage intermédiaire de SIDI ALI (SP1) par une conduite en Font (D=400mm) et désert les lotissements 135, 161 et les 300 logements par une conduite en Acier noir (D=250mm), SIDI ALI, 80 logements, ARAFOU, la nouvelle ville d'AKBOU avec une conduite en PEHD (D=250mm), TIFRIT, TAHARRACHT, la zone industrielle, CHELATA et AZIB avec une conduite en Fonte (D=400mm).

II.2.2.c. Le réservoir (2*300 m3) de SIDI ALI :

Ce réservoir à une capacité de (2*300 m3), alimenté par gravité avec une conduite en Fonte (D=200mm) et ceci par un picage près du réservoir (2*500 m3) sur la conduite de refoulement en Fonte (D=400mm), sa conduite de distribution est en PEHD (D=250mm), cette dernière est directement reliée à la conduite de distribution en PEHD (D=250mm) du réservoir (2*500m3), donc il dessert les mêmes régions que le réservoir (2*500m3).

Le réseau d'AEP existant est récapitulé dans la figure (II.1) et le tableau(II.1) ci-dessus :

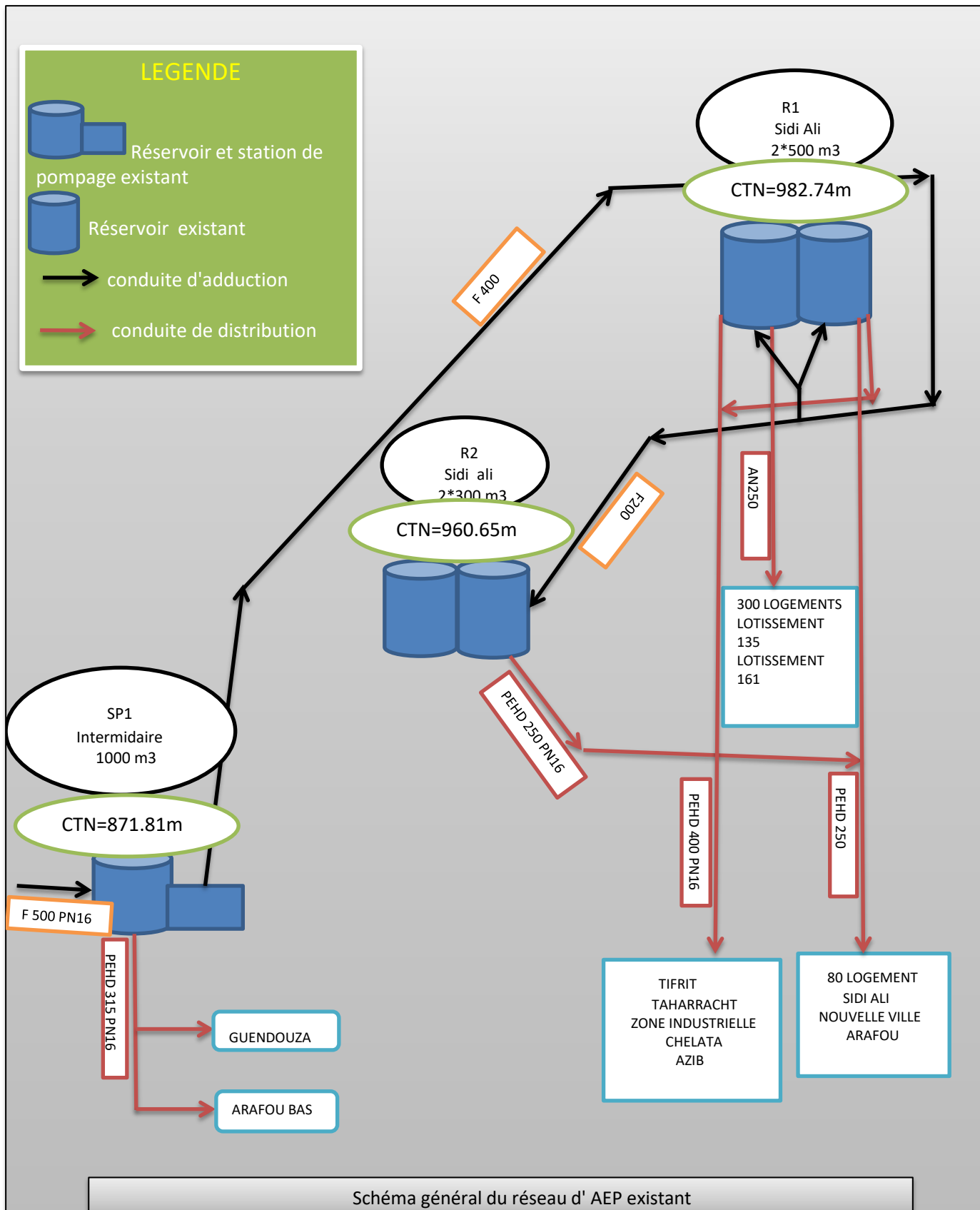


Figure (II.1) : Schéma synoptique du réseau d'AEP existant.

Réservoir	Forme	CTN (m)	CR (m)	CTP (m)	Type	Capacité (m3)	Arrivé d'eau	Sortie	
								adduction	Distributi on
(SP1)	Rectangulai re	875.8 1	872.5 2	881.8 1	Semi Enter ré	1000	refoulement par la station de pompage principale de BOUZEROU AL	refouleme nt vers les deux réservoirs (2*500 m3) et (2*300 m3)	GUENDO UZA et ARAFOU bas
(R1)	circulaire	982.7 4	981.3 9	985.1 9		2*500	refoulement par la station de pompage intermédiaire de SIDI ALI (SP1)	/	SIDI ALI/ ARAFOU /Nouvelle Ville/TIF RIT /TAHAR RACHT/ Zone Industriell e/CHELA TA/AZIB
(R2)		960.6 5	958.4 5	962.9 5		2*300	refoulement par la station de pompage intermédiaire de SIDI ALI (SP1)	/	

Tableau (II.1): Stations de pompage et ouvrages de stockage

II.2.3. Les conduites d'adduction :

Les détails sur les conduites d'adduction sont indiqués dans le tableau (II.2) suivant :

Conduite	Matériau	Diam (mm)	Long (m)	Destination
SP1-R1	Fonte PN16	400	1477	Refoulement vers R1 et R2
SP1-R2	Fonte PN16	200	173	
Total			1650	/

Tableau (II.2) : Conduites d'adduction existantes

II.2.4. Les conduites de distribution :

Les conduites de distribution existantes sont vétustes, elles sont en acier galvanisé et en PEHD. Les conduites existantes sont indiquées dans le tableau (II.3) :

Tronçon	D (mm)	L (m)	Matériau	Tronçon	D (mm)	L (m)	Matériau
A01-A02	160	217	PEHD	B36-B37	114	66	AN
A02-A03	125	353	PEHD	B37-B38	63	182	PEHD
A03-A04	63	341	PEHD	B36-B39	114	81	AN
A01-A05	63	46	PEHD	B39-B40	114	131	AN
A05-A06	50	145	PEHD	B40-B41	33/42	71	AG
A05-A07	50	156	PEHD	B41-B42	20/27	24	AG
R01-B01	250	19	AN	B41-B42	20/27	26	AG
B01-B02	150	9	AN	B39-B44	114	47	AN
B02-B03	150	128	AN	B44-B45	114	72	AN
B03-B04	114	79	AN	B45-B46	114	184	AN
B04-B05	50/60	129	AG	B46-B47	114	72	AN
B03-B06	150	51	AN	B46-B48	33/42	45	AG
B06-B07	150	40	AN	B45-B49	110	422	PEHD
B07-B08	114	42	AN	B28-B50	250	287	AN
B08-B09	114	53	AN	B50-B51	114	218	AN
B09-B10	114	199	AN	B50-B52	250	175	AN
B09-B11	40/49	161	AG	B52-B53	250	143	AN
B01-B12	114	30	AN	B53-B54	250	20	AN
B01-B13	114	144	AN	B53-B55	110	466	PEHD
B13-B14	50/60	72	AG	B55-B56	90	82	PEHD
B12-B15	114	204	AN	R01-C01	250	427	PEHD
B15-B16	50/60	45	AG	R02-C01	250	310	PEHD
B16-B17	50/60	161	AG	C01-C02	250	188	PEHD
B16-B18	50/60	48	AG	C02-C03	40/49	210	AG
B15-B19	114	29	AN	C03-C04	33/42	8	AG

B19-B20	114	93	AN	C04-C05	25	119	PEHD
B20-B21	114	60	AN	C03-C06	40/49	40	AG
B21-B22	114	70	AN	C06-C07	50	60	PEHD
B22-B23	50/60	116	AG	C07-C08	50	99	PEHD
B21-B24	40/49	65	AG	C07-C09	40/49	80	AG
B13-B25	250	220	AN	C02-C10	250	668	PEHD
B25-B26	50/60	210	AG	C10-C11	63	90	PEHD
B25-B27	50/60	564	AG	C11-BCH	63	135	PEHD
B25-B28	250	44	AN	C10-C12	250	121	PEHD
B28-B29	150	44	AN	C12-C13	80/90	75	AG
B29-B30	114	109	AN	BCH-D01	80/90	19	AG
B30-B31	114	63	AN	D01-D02	26/34	76	AG
B29-B32	150	50	AN	BCH-D03	25	138	PEHD
B30-B32	114	179	AN	BCH-D04	50/60	73	PVC
B32-B33	114	47	AN	D04-D05	50/60	163	PVC
B33-B34	114	65	AN	D04-D06	50/60	76	PVC
B33-B35	114	136	AN	D06-D07	50/60	10	AG
B32-B36	114	62	AN	D07-D08	50/60	265	PVC
Total (m)						11 362	

Tableau (II.3) : Conduites de distributions existantes

II.2.5. Classement des conduites de réseau :

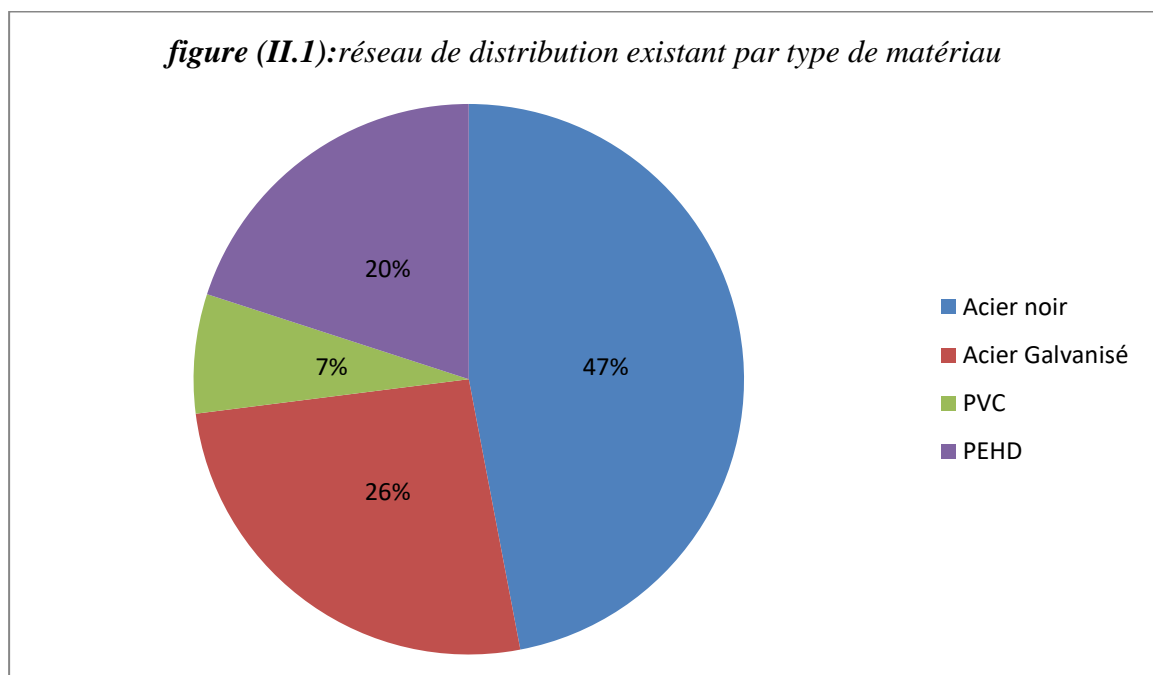
Le réseau d'AEP existant est classé par diamètre et type de matériau dans le tableau (II.4) :

Type	Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)
Adduction	Fonte	400	90
		200	173
	S/total		263
Distribution	Acier Galvanisé	80/90	94
		50/60	1 355
		40/49	346
		33/42	124
		26/34	76
		20/27	50
		s/total	2 045
	Acier noir	250	908
		150	322
		114	2535
		s/total	3765
	PEHD	160	217
		125	353
110		220	

		90	82
		63	450
		50	301
		25	257
		s/total	1 623
	PVC	50/60	577
s/total		577	
S/total		8 010	
TOTAL		8 273	

Tableau (II.4): Classement des conduites existantes par type de matériau et par diamètre.

La figure (II.1) récapitule la répartition du réseau de distribution par type de matériau :



Figure(II.2) : réseau de distribution existant par type de matériau.

II.3. Diagnostic des ouvrages existants :

Le système d'AEP est complexe de part de son mode de fonctionnement et de sa conception. L'alimentation en eau potable est constituée de quatre composantes essentielles qui sont :

- Les ressources en eau ;
- Les ouvrages de stockage ;
- Les adductions (refoulement et gravitaire) ;
- Le réseau de distribution.

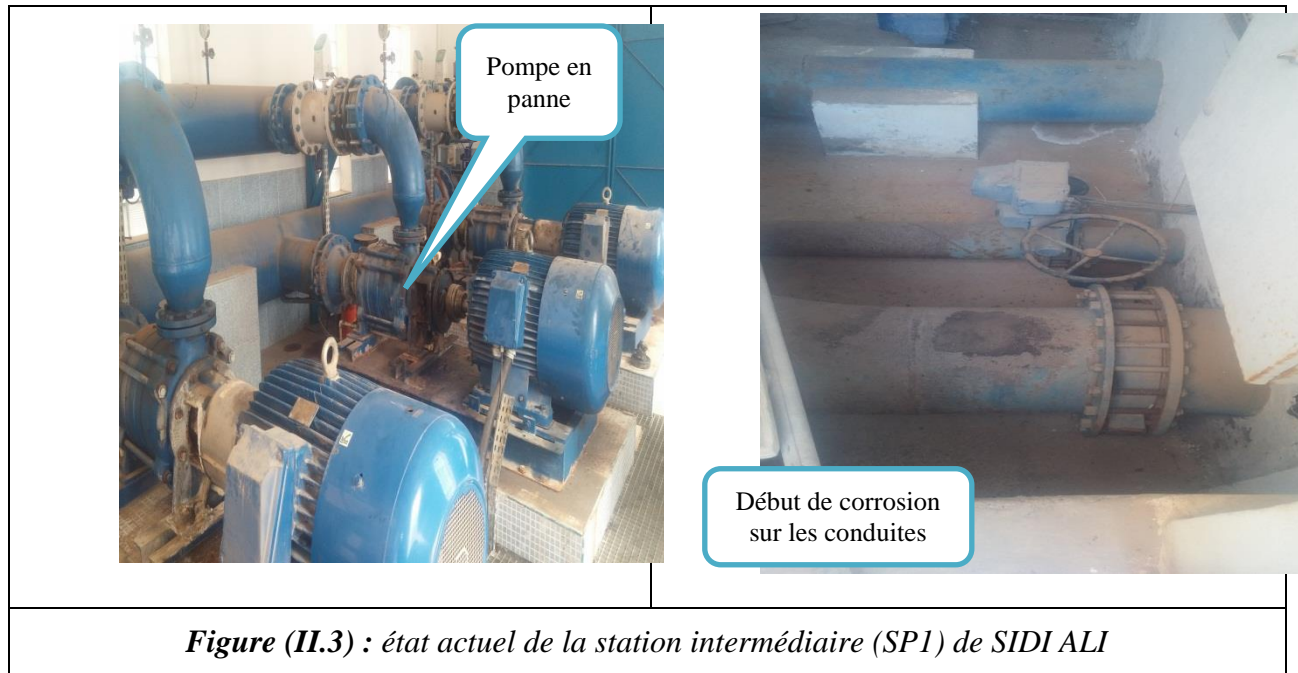
Lors de notre visite sur le site on a constaté :

- Plusieurs défaillances sur le réseau d'AEP existant ;
- Il est à signaler aussi que plusieurs habitations sont dépourvues de réseau d'AEP
- Les blocs 8, 9, 10, 11 des 300 logements de SIDI ALI souffrent de manque de pression.

II.3.1. La station de pompage intermédiaire de SIDI ALI (SP1) :

- Etanchéité du réservoir et chambre des pompes complètement dégradé ;
 - une des pompes est en panne ;
 - début d'apparition de corrosion sur les conduites d'aspiration et de vidange.
- Voir les photos de la figure (II.2).





II.3.2. Le réservoir (2*500m³) de SIDI ALI (R1) :

- Clôture et étanchéité complètement dégradé et fissuration de la coupole ;
- Fuite au niveau du trop-plein et stagnation des eaux dans la chambre des vannes;
- Exposition des vannes et conduites à l'air libre ;
- début d'apparition de corrosion sur les vannes et conduites.

Voir les photos de la figure (II.3).





II.3.3. Le réservoir (2*300m³) de SIDI ALI (R2) :

- Etanchéité du réservoir et chambre des vannes complètement dégradé ;
- Présence d'eau dans la chambre des vannes suite aux fuites au niveau des trop-pleins ;
- Conduites et robinetteries corrodées et vétustes.

Voir les photos de la figure (II.4).



II.3.4. Diagnostic des conduites :

Pendant notre visite, sur le site de l'étude, on a constaté :

- Déterrement des conduites réalisées en faible profondeurs, causé par l'érosion ;
- Envasement de plusieurs regards par les charriages des eaux de pluies;
- Le réseau est très vétuste ;
- Des vannes sans regards ;
- On a constaté plusieurs fuites dans plusieurs endroits différents ;
- Obturation des conduites généralement en tronçons secondaires, entraînée par l'accumulation et la stagnation du calcaire ;
- Risque d'éclatement des conduites d'adduction suite au poids exercé sur elles par la clôture.

Voir les photos de la figure (II.5).



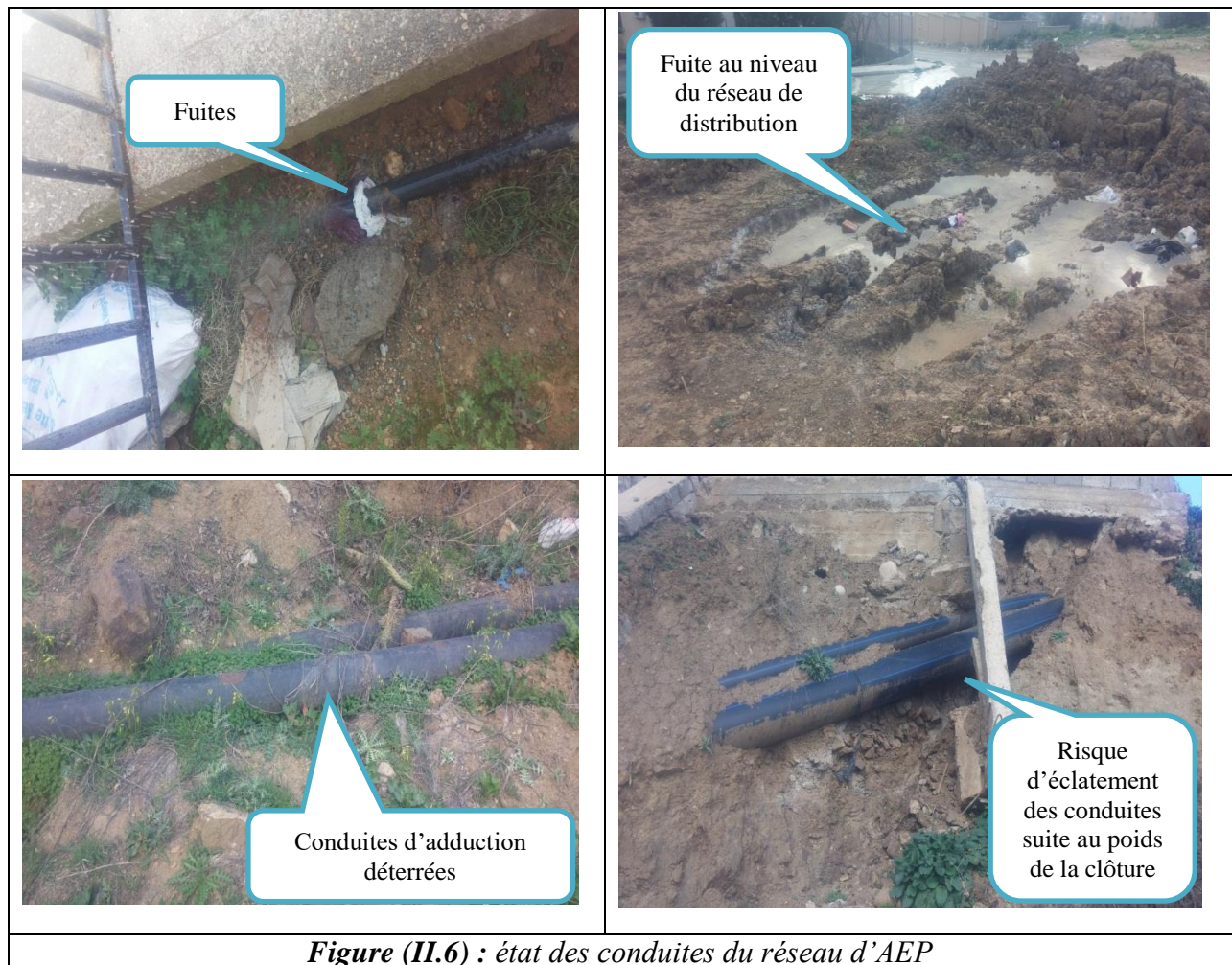


Figure (II.6) : état des conduites du réseau d'AEP

II.3.5. Recommandations :

Pour les ouvrages de stockage, nous recommandons :

- Refaire l'étanchéité de tous les réservoirs et chambre des pompes ;
- Réparation des pompes en pannes ;
- Construction de regards pour les vannes à ciel ouvert ;
- Remédier au problème de fissuration de la coupole du réservoir ($2*500m^3$) ;
- Colmatage de fuites dans les chambres des vannes ;
- Réaliser une évacuation pour les eaux stagnantes dans les chambres des vannes ;
- Remplacer les équipements défectueux et les conduites corrodées dans les chambres des vannes des deux réservoirs ($2*500m^3$) et ($2*300m^3$) ;
- Reconstruire en urgence la partie dégradée de la clôture du réservoir ($2* 500 m^3$) pour éviter l'éclatement des conduites d'adduction en PEHD.

Pour les conduites, nous recommandons :

- Nettoyage de tous les regards de vannes et réparation des fuites ;
- Mise en place de capots métalliques pour les regards non sécurisés ;
- Mettre toutes les conduite à ciel ouvert dans des tranchées, et les remblaies à une profondeur minimale de 0,80 m ;
- Afin d'éviter les obturations des conduites il est indispensable de remplacer toutes les conduites en acier galvanisé par des conduites en PEHD.

II.4. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir les infrastructures du réseau d'AEP actuel qui sont Les ressources en eau ; Les réservoirs de stockage ; Les stations de pompage ; Les conduites d'adduction et de distribution, et de les diagnostiqué et en fin en a donné des recommandations.

Chapitre III :
Estimation des besoins

III.1. Introduction :

Pour estimer la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération, on doit tenir compte du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes et projetés. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

L'évaluation démographique et l'amélioration du niveau de vie de la population fait varier les besoins en eau, donc il faut procéder au recensement de tous les types de consommations existants au niveau de l'agglomération, L'objectif principal à atteindre dans cette partie est de satisfaire la demande en eau.

III.2. Evaluation des besoins en eau :

III.2.1. Evaluation des besoins en eau domestique :

➤ *La norme de consommation domestique*

La population, les ressources disponibles et les normes d'hygiène détermine la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant.

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5 000 à 20 000	150 à 200
De 20 000 à 100 000	200 à 300
Supérieur à 100 000	300 à 400

Tableau (III.1) : Norme de consommation domestique.

En se basant sur la population de l'horizon voulu, on choisit une dotation de 150 à 200 l/hab/j.

La consommation moyenne journalière est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{dom} = \sum(q_i \times N_i / 1000) \text{ (m}^3/\text{j)} \dots \dots \dots \text{ (III.1)}$$

Avec :

q_i : La dotation moyenne journalière (150 à 200 l/hab/j)

N_i : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs.

Les besoins en eau domestique de la localité SIDI ALI sont estimés dans le tableau (III.2),

Horizon	2020	2025	2035	2045
Nombre d'habitants	8527	9369	11309	13651
Dotation (l/j)	150	150	180	200
Besoins (m ³ /j)	1279.05	1405.35	2035.62	2730.2

Tableau (III.2): Evaluation des Besoins en eau domestiques.

III.2.2. Evaluation des besoins en eau sanitaires :

La zone d'étude comprend une polyclinique, un laboratoire d'analyse médicale et un dentiste dont les besoins sont estimés dans le tableau (III.3) suivant :

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m3/j)
Laboratoire d'analyse médicale	50	50	2,5
Dentiste	30	30	0,9
Clinique HAMANI	100	50	5
s/total			8,4

Tableau (III.3):Evaluation des Besoins en eau sanitaires.

III.2.3. Evaluation des besoins en eau scolaires :

Concernant les besoins en équipements scolaires, la zone d'étude est composée de deux écoles primaires, une école de l'enseignement moyen et de deux centres de formation professionnelle. Leurs consommations sont données dans le tableau (III.4) :

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m3/j)
Ecole primaire	463	50	23,15
CEM	300	50	15
CFPA	1167	50	58,35
s/total			96,5

Tableau(III.4):Evaluation des besoins en eau scolaires

III.2.4.Evaluation des besoins en eau sportifs :

La zone d'étude est équipée d'une salle de sport, un matico et d'une voute dont les besoins sont dans le tableau (III.5) suivant :

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m3/j)
Salle de sport	60	100	6
Matico	150	100	15
Voute	50	100	5
s/total			26

Tableau (III.5):Evaluation des Besoins en eau sportifs

III.2.5. Evaluation des besoins en eau socio-culturels :

Les besoins socio-culturels sont illustrés dans le tableau (III.6) :

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m3/j)
Association contre la myopathie	10	10	0,1
ONAAPH	5	20	0,1
Croissant rouge	200	50	10
s/total			10,2

Tableau (III.6): Evaluation des Besoins en eau socio-culturels.

III.2.6. Evaluation des besoins en eau commerciaux :

S'agissant d'une zone où il n'y a aucune industrie, les besoins des équipements comprennent seulement des commerces, (voir tableau (III.7)).

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m3/j)
Alimentation générale	11	20	0,22
Taxi phone	2	20	0,04
Quincaillerie	1	20	0,02
Fast-food	2	300	0,6
Cafétéria	5	500	2,5
Cyber café	1	20	0,02
Parfumerie	2	20	0,04
Boulangerie	1	300	0,3
Habillement	1	20	0,02
Pâtisserie	1	300	0,3
Librairie	1	20	0,02
Salle de jeux	2	20	0,04
Salon de coiffure	4	200	0,8
Dermatologue	1	50	0,05
Réparation portable	1	20	0,02
Location robes de mariage	1	20	0,02
Bureau Entreprise travaux publique	1	20	0,02
Hammam et douche	1	2000	2
Agence immobilière	1	20	0,02
Auto-école	1	20	0,02
Pharmacie	2	50	0,1
Parapharmacie	1	50	0,05
Maison de la couture	1	20	0,02
Lavage	1	3000	3
s/total			10,24

Tableau (III.7): Evaluation des besoins en eau commerciaux

III.2.7 Evaluation des besoins en eau de cheptel :

Le cheptel de la zone d'étude contient quelques têtes de bovins, d'ovins et de caprins ainsi que des volailles. Les besoins en eau de cheptel sont évalués dans le tableau (III.8) suivant :

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Ovin	40	50	2
Bovin	20	200	4
Caprin	20	50	1
Volaille	500	1	0,5
s/total			7,5

Tableau (III.8): Evaluation des Besoins en eau de cheptel

III.2.8. Estimations des besoins de la promotion CARF :

Le nombre de logements projetés de la promotion CARF est de 337 lgts, en prenant une moyenne de 7 habitants par logements avec une dotation de 200 l/j, nous pouvant déduire leurs besoins en eau.

Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
2359	200	471,8

Tableau (III.9) : Besoins en eau de la promotion CARF.

III.2.9. Estimations des besoins des logements projetés :

Selon les services de l'APC, le nombre de logements projetés du projet HIDJA est de 200 lgts, en prenant une moyenne de 7 habitants par logements avec une dotation de 200 l/j, nous pouvant déduire leurs besoins en eau.

Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
1400	200	280

Tableau (III.10) : Besoins en eau du projet HIDJA.

III.3. Calcul du débit moyen journalier pour divers horizons :

Le débit moyen journalier pour divers horizons est la somme des besoins domestiques et des besoins d'équipements scolaires, sanitaires, socio-culturels, sportif, commerciaux et cheptel. Il est calculé selon la formule suivante :

$$Q_{moy} = Q_{dom} + Q_{éq} \dots \dots \dots (III.2)$$

Les résultats sont indiqués dans le tableau (III.11) suivant :

Catégorie	Horizon							
	2020		2025		2035		2045	
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
Domestique	1279.05	14.80	1405.35	16.27	2035.62	23.56	2730.2	31.60
Sanitaire	8.40	0.10	9,23	0,11	11,14	0,13	13,45	0,16
Scolaire	96.50	1.12	106,02	1,23	127,98	1,48	154,48	1,79
Sportif	26.00	0.30	28,57	0,33	34,48	0,40	41,62	0,48
Socio-culturel	10.20	0.12	11,21	0,13	13,53	0,16	16,33	0,19
Commerciaux	10.24	0.12	11,25	0,13	13,58	0,16	16,39	0,19
Cheptel	7.5	0.09	8,24	0,10	9.95	0,12	12,01	0,14
Promotion CARF	471,80	5,46	471,80	5,46	471,80	5,46	471,80	5,46
Projet HIDJA	280,00	3,24	280,00	3,24	280,00	3,24	280,00	3,24
Total	2189.69	25.35	2331.67	27.00	2998.08	34.71	3736.28	43.25

Tableau (III.11): Evaluation du débit moyen journalier pour divers horizons.

III.4. Calcul du débit majoré journalier :

Pour compenser les fuites au niveau du réseau de distribution qui sont en fonction du type de conduite, la nature du terrain et la qualité d'entretien. Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 20%, tel que :

$$Q_{maj,j} = Q_{moy,j} + Q_{fuites}$$

$$Q_{fuites} = Q_{moy,j} \times 20/100$$

$$Q_{maj,j} = 1.2 \times Q_{moy,j} \dots \dots \dots (III.3)$$

Le débit majoré journalier pour divers horizons est indiqué dans le tableau (III.12) :

Horizon	2020		2025		2035		2045	
Unité	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
Débit moyen	2189.69	25.35	2331.67	27.00	2998.08	34.71	3736.28	43.25
Majoration	1.2							
Débit majoré	2627.63	30.42	2798.00	32.4	3597.70	41.65	4483.54	51.90

Tableau (III.12): Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons.

III.5. Variation de la consommation journalière :

La consommation d'eau quotidienne, n'est pas constante, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Pour tenir compte de cette variation, on doit considérer les coefficients d'irrégularité $K_{max,j}$ et $K_{min,j}$.

Avec :

$$K_{max.j} = \frac{\text{consommation journalière maximale}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \dots\dots\dots(III.4)$$

$$K_{min.j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \dots\dots\dots(III.5)$$

III.5.1 La consommation maximale journalière :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{maj.j} \dots\dots\dots(III.6)$$

Q_{max.j} : Débit maximal du jour le plus chargé de l'année.

K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur est comprise entre : 1,1 et 1,3.

On prend K_{max.j} = 1.2 d'où

$$Q_{max.j} = 1.2 \times Q_{maj.j}$$

Les résultats de calcul sont indiqués dans le tableau (III.13)

Horizon	2020		2025		2035		2045	
Unité	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Débit majoré	2627.63	30.42	2798.00	32.4	3597.70	41.65	4483.54	51.90
K _{max.j}	1.2							
Débit maximal	3153.16	36.50	3357.60	38.88	4317.24	49.98	5380.25	62.28

Tableau (III.13): Evaluation du débit maximal journalier pour divers horizons.

III.5.2. consommation minimale journalière (Q_{min j}) :

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en affectant le débit moyen journalier (Q_{moy j}) d'un coefficient d'irrégularité K_{min j} qui varie entre 0.7 et 0.9. Pour les villes de faible densité d'habitant, il est estimé à 0.8.

D'où :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{maj.j} \dots\dots\dots(III.7)$$

Alors :

$$Q_{min.j} = 0.8 \times Q_{maj.j}$$

Les résultats de calcul sont indiqués dans le tableau (III.14)

Horizon	2020		2025		2035		2045	
Unité	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
Débit majoré	2627.63	30.42	2798.00	32.4	3597.70	41.65	4483.54	51.90
Kmin.j	0.8							
Débit minimal	2102.10	24.34	2238.40	25.92	2878.16	33.32	3586.83	41.52

Tableau (III.14): Evaluation du débit minimal journalier pour divers horizons.

III.6. Variation de la consommation horaire :

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation K_{max h} et K_{min h} ; Ils sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{\max.h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{\max.h}}{Q_{\text{moy.h}}} \dots\dots\dots(III.8)$$

$$K_{\min.h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{\min.h}}{Q_{\text{moy.h}}} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec:

La consommation moyenne horaire:

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\max.j}}{24} \dots\dots\dots(III.10)$$

La consommation maximale horaire:

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \times Q_{\text{moy h}} \dots\dots\dots(III.11)$$

La consommation minimale horaire :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} \times Q_{\text{moy h}} \dots\dots\dots(III.12)$$

III.7. Coefficient de variation horaire K_{max h} :

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations horaires. Ces variations sont caractérisées par le coefficient K_{max.h}, dit coefficient de variation horaire maximal défini par la formule :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

α_{max}: Coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il varie entre 1,2 et 1,4. Notre zone d'étude est rural, c'est pourquoi on prend α_{max} = 1,3

β_{max}: Coefficient qui dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau (III.15):

habitant x10 ³	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100	300	>10 ³
β_{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

Tableau (III.15): Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

Les valeurs de $K_{max.h}$ pour divers horizon sont indiquées dans le tableau (III.16) suivant :

Horizon	Actuel 2020	Court terme2025	Moyen terme2035	Long terme 2045
Nombre d'habitants	8527	9369	11309	13651
Bmax	1,34	1,32	1,29	1,26
$K_{max.h}$	1,74	1,72	1,68	1,64

Tableau (III.16): Valeurs du coefficient $K_{max.h}$ pour divers horizons

$$Q_{pointe} = (Q_{max\ j} / 24) \cdot K_{max\ h} \dots \dots \dots (III.14)$$

$$Q_{pointe} = (Q_{max\ j} / 24) \cdot K_{max\ h} = (5380.25 / 24) \times 1.64 = 367.65\ m^3 / h$$

III.8.Conclusion :

Donc les Débit maximal journalier de la localité de SIDI ALI pour l’horizon 2045 (horizon de l’étude) est estimé à : **5380.250m³/j.** qui servira comme donnée de base pour le reste du mémoire.

CHAPITRE IV :

Les réservoirs

IV.1. Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques jouant un rôle primordial, qui est le stockage. Ils servent de tampon entre l'amenée et les distributions. En dehors de leur rôle de stockage, les réservoirs assurent plusieurs fonctions parmi elles :

- Ils stockent les eaux en excès pendant les heures de faible consommation et les restituent aux heures de pointes ;
- Ils assurent une pression suffisante dans le réseau de distribution et une marche uniforme des pompes ;
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservent contre les fortes variations de températures ;
- Ils assurent une distribution continue en eau en cas de panne à la station de pompage, de coupure d'électricité ou de brise de la conduite ;
- Ils luttent contre d'éventuels incendies moyennant une réserve d'eau stockée. [2]

IV.2. classification des réservoirs [5] :

Ils peuvent être classés selon :

IV.2.1. Leur position par rapport au sol :

- Les réservoirs enterrés ;
- Les réservoirs semi enterrés ;
- Les réservoirs sur le sol :
Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution
- Les réservoirs surélevés :
La cuve du réservoir étant disposée sur une tour,
- Réservoir avec station de surpression associée :
L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression.
- Réservoir sous pression :
Ou un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

IV.2.2. Leur forme :

- Les réservoirs séculaires ;
- Les réservoirs carrés, rectangulaires ;
- Les réservoirs quelconques.

IV.2.3. Leur mode de fermeture :

- Les réservoirs couverts ;
- Les réservoirs non couverts
-

IV.2.4. Matériaux de construction :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton armé ;
- Ou précontrainte.

IV.2.5. Selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

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

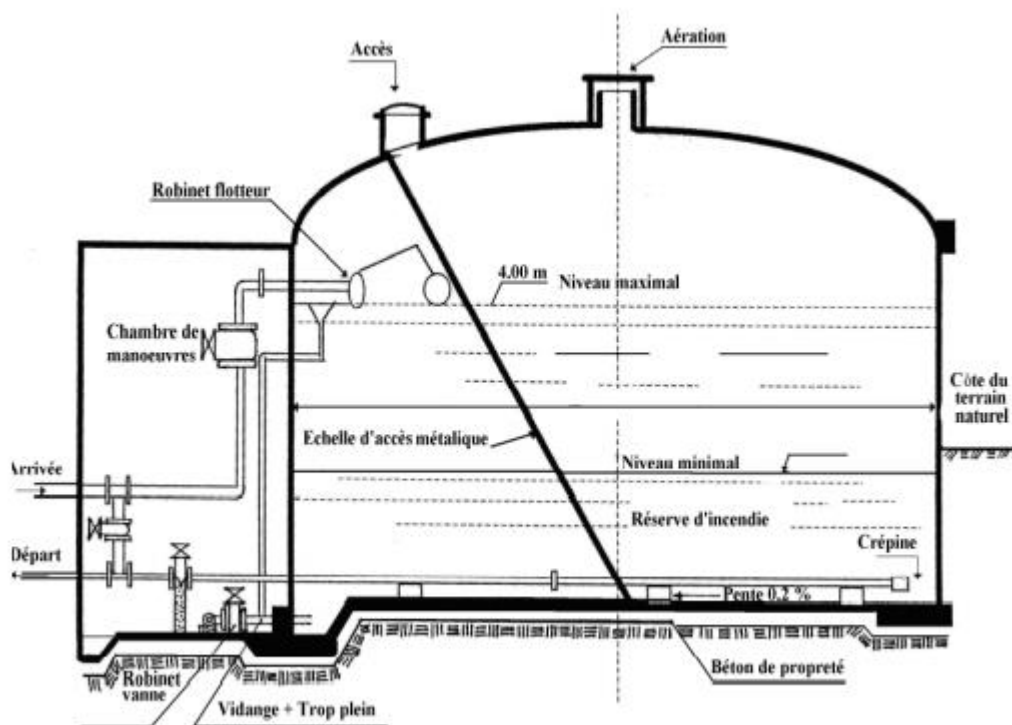


Figure (IV.1) : Réservoir semi enterré cylindrique.

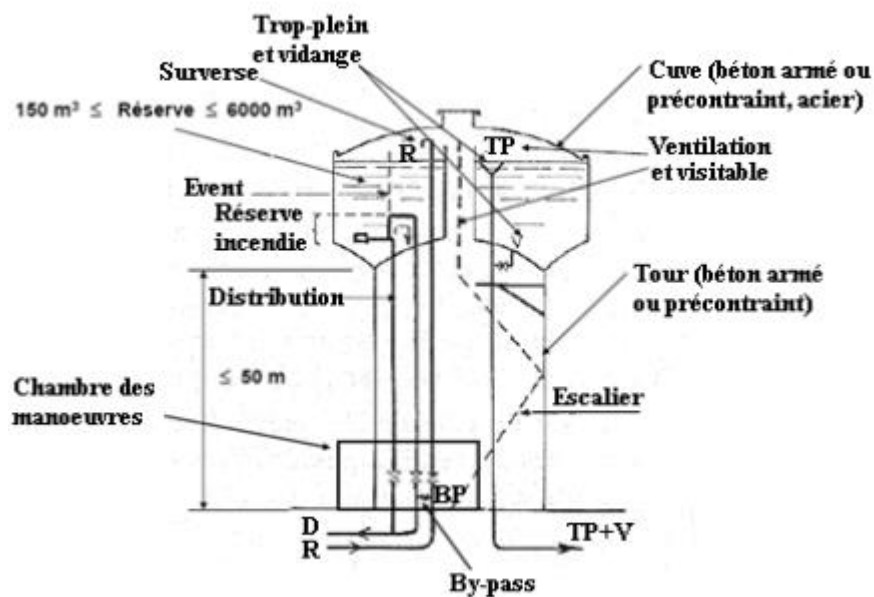


Figure (IV.2) : Réservoir surélevé

IV.3. rôle des réservoirs [6]:

- Rôles de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les Dépenses d'énergie.
- Utilité pour briser la charge : si le terrain présente un relief très accidenté en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- Stockage de la réserve d'incendie : on peut avoir deux cas : - Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la Pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.
- Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore

IV.4. Emplacement du réservoir [6]:

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 à la plus haute cote piézométrique exigée le réseau.

IV.5. Fontainerie et équipement du réservoir [7] :

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arriver ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de bay basse, dans certain cas
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

IV.5.1. Conduite d'adduction :

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal :

- obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ;
- un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. L'installation du robinet flotteur interrompre l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximal

IV.5.2. Conduite de distribution :

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15-0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanté dans la cuve, il y a lui aussi de réservé un minimum de 0.5 m dessus la génératrice supérieur de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu l'opposé de l'arrivée, un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite.

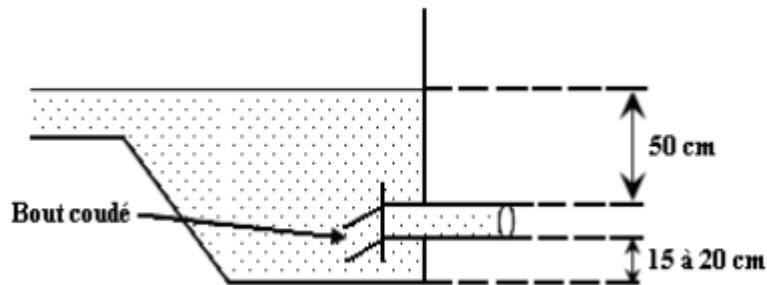


Figure (IV.3): Conduite de distribution.

IV.5.3. La conduite de trop plein :

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint Sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante.

IV.5.4. Conduite de vidange :

La conduite vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop-plein.

IV.5.5. Conduite de bay-basse :

Le bay-basse est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir.

- En temps normal 1 et 3 sont ouvertes et la 2 sont fermée.
- En bay-basse on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

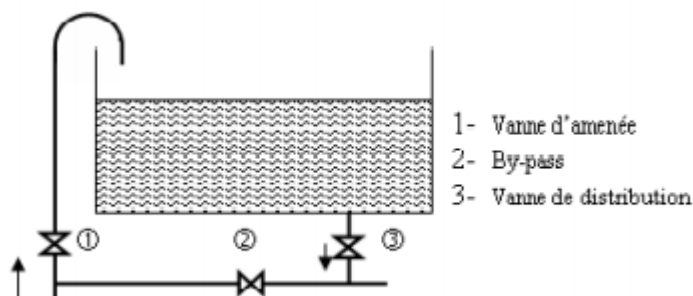


Figure (IV.4): Système By pass.

IV.5.6. Ligne pilote :

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur déclenché pour un niveau supérieur.

IV.5.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence.

❖ *Le système à deux prises :*

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable.

En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte.

En cas d'incendie, 1 est ouverte.

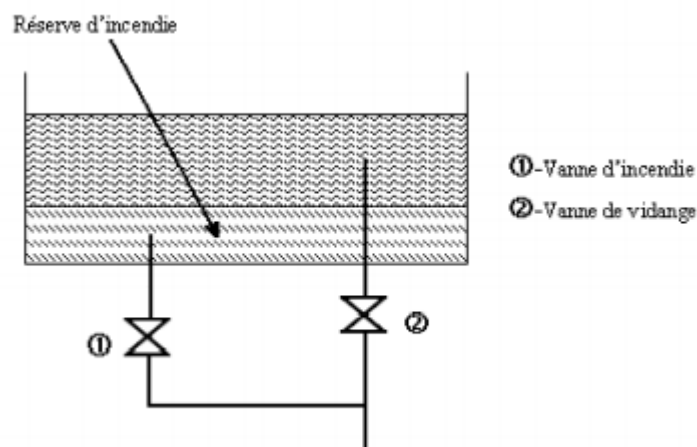


Figure (IV.5) : Système à deux prises

❖ *Le système à siphon :*

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.

En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

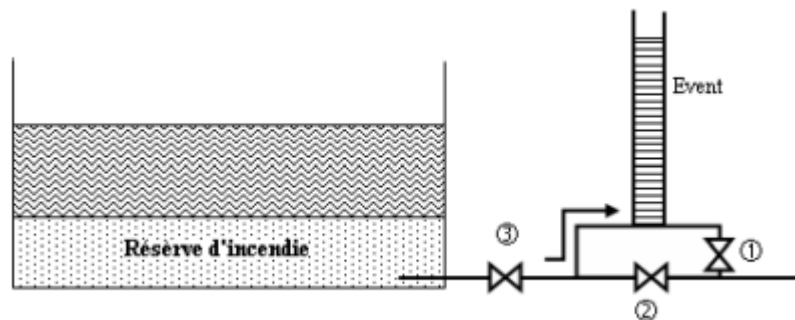


Figure (IV.6) : Système à siphon

IV.6. Choix du type de réservoir :

Etant donné que le relief accidenté de la zone d'étude, notre choix se porte sur les réservoirs semi enterré circulaire pour les avantages suivants :

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

IV.7. Capacité des réservoirs :

Pour estimer la capacité d'un réservoir on tient compte des variations du débit à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (l'adduction et station de reprise), et d'autre part, du régime de distribution (consommation moyenne journalière de l'agglomération).

La distribution du débit journalier sur les heures est déterminée par la connaissance du coefficient de variation horaire ($K_{max,h}$). Le débit de pompage est reparti sur 24 h, on détermine alors la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, par la suite on aura un déficit ou bien un surplus, ainsi on déterminera le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La somme de la valeur maximale positive et la valeur minimale négative trouvée sera le volume utile à la consommation (V_u). Le volume total du réservoir est déterminé par la formule ci- dessous :

$$V_t = V_u + V_{incendie} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

- Vt : Volume total du réservoir.
- Vu : Volume utile à la consommation.
- V incendie : Volume d'incendie (120 m^3)
- Ou :

$$V_u = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \dots \dots \dots (IV.2)$$

IV.8. Dimensionnement du réservoir :

La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe I), on a $K_{max} = 1.64$ donc on prend $K_{max} = 1.7$ (d'après l'annexe I).

Heure	$K_{max.h}$ 1,64	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	Apport (m^3/h)	Consommé (m^3/h)	Surp/Déficit (m^3)	résidu (m^3)
0-1	1.00	5380.25	269.01	53.80	215.21	215.21
1-2	1.00	5380.25	269.01	53.80	215.21	430.42
2-3	1.00	5380.25	269.01	53.80	215.21	645.63
3-4	1.00	5380.25	269.01	53.80	215.21	860.84
4-5	2.00	5380.25	269.01	107.61	161.40	1022.24
5-6	3.00	5380.25	269.01	161.41	107.61	1129.85
6-7	5.00	5380.25	269.01	269.01	0	1129.85
7-8	6.50	5380.25	269.01	349.72	-80.71	1049.14
8-9	6.50	5380.25	269.01	349.72	-80.71	968.43
9-10	5.50	5380.25	269.01	295.91	-26.90	941.53
10-11	4.50	5380.25	269.01	242.11	26.90	968.43
11-12	5.50	5380.25	269.01	295.91	-26.90	941.53
12-13	7.00	5380.25	269.01	376.62	-107.61	833.92
13-14	7.00	5380.25	269.01	376.62	-107.61	726.31
14-15	5.50	5380.25	269.01	295.91	-26.90	699.41
15-16	4.50	5380.25	269.01	242.11	26.90	726.31
16-17	5.00	5380.25	269.01	269.01	0	726.31
17-18	6.50	5380.25	269.01	349.72	-80.71	645.6
18-19	6.50	5380.25	0.00	349.72	-349.72	295.88
19-20	5.00	5380.25	0.00	269.01	-269.01	26.87
20-21	4.50	5380.25	0.00	242.11	-242.11	-215.24
21-22	3	5380.25	0.00	161.41	-161.41	-376.65
22-23	2	5380.25	269.01	107.61	161.40	-215.25
23-24	1	5380.25	269.01	53.80	215.21	0.00
Total	100		5380.25	5380.25	0,00	1506.5
Volume utile (m^3)						1506.5
Volume incendie (m^3)						120
Volume total (m^3)						1626.5
Volume standard (m^3)						2000

Tableau (IV.1) : Calcul du volume du réservoir

D'après les résultats de calcul, on peut conclure que le volume du réservoir projeté (1000 m³) destiné à l'alimentation en eau potable de SIDI ALI ne sera pas suffisant. Le volume total de stockage nécessaire est de **2000 m³**.

- **Calcul du diamètre:**

$$V_T = S \times H_e \dots\dots\dots (IV.3)$$

Ou:

S: la section de la cuve, en prend la hauteur d'eau (He =4 m)

$$S = V_T / H_e$$

$$\rightarrow S = 500m^2$$

On sait que

$$S = \pi D^2 / 4 \dots\dots\dots (IV.4)$$

$$\rightarrow D = \sqrt{4S/\pi}$$

$$\rightarrow D = 25.23 \text{ m} \rightarrow D \approx 26m$$

Donc: le diamètre de réservoir projeté **D = 26 m** et la hauteur d'eau **He = 4m**.

- **Vérification de la hauteur d'eau**

$$S = \pi D^2 / 4$$

$$S = 3.14 \times \frac{26^2}{4} = 530.66m^2$$

On a aussi :

$$H_e = V_T / S \rightarrow H_e = 3.77m$$

- **Détermination de la hauteur d'eau d'incendie**

On peut calculer la hauteur d'eau d'incendie dans le réservoir par la formule suivante :

Ou:

$$H_{inc} = (4 \times V_{RI}) / \pi \times D^2 \dots\dots\dots (IV.5)$$

H inc : hauteur d'eau d'incendie en (m)

D : diamètre de réservoir (m)

VRI: volume du réservoir d'incendie en (m3) est égale à 120m3

Donc la hauteur d'incendie est égale a : **H inc = 0.23 m**

IV.9. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les dimensions de notre réservoir et sa capacité de stockage, après ça nous allons nous intéresser au dimensionnement de la conduite d'adduction qui véhicule l'eau de la station de pompage vers le réservoir de notre étude.

Chapitre V :

Adduction

V.1. Introduction :

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener...)[5]

Dans ce chapitre nous allons concevoir notre réseau d'AEP à savoir :

- Le choix du tracé ;
- Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement) ;
- Le choix de la pompe ;

V.2. Les type d'adduction :

Il y a deux types d'adduction :

❖ Adduction par refoulement :

Dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes [4]

❖ Adduction gravitaire :

C'est dans le cas où l'altitude de la source supérieure à l'altitude du point de consommation, donc l'écoulement de l'eau se fait par la force de gravitation.

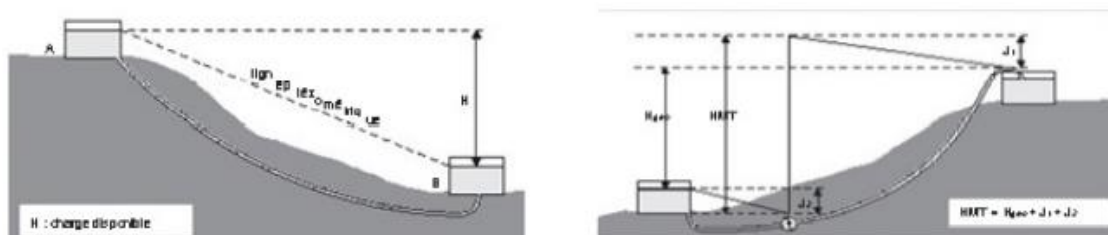


Figure (V.1) : Adduction gravitaire Figure (V.2) : Adduction par refoulement

V.3. Choix du tracé [9] :

Il faut chercher le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Le tracé empruntera, de préférence, l'accotement des routes et chemins, ce qui facilitera l'accès durant le chantier et en cas de réparations éventuelles. Pour les conduites de gros diamètre, il sera difficile, toutefois, d'éviter le passage sur des terrains particuliers.

Les tracés comportant des profils horizontaux sont à éviter: formation de bouchons d'air pouvant perturber l'écoulement. Il est, en effet préférable d'avoir un profil comportant des montées lentes et des descentes rapides.

Une ventouse automatique est nécessaire au point haut du tracé: évacuation de l'air dissous et en cas de remplissage de la conduite, et entrée d'air à la vidange de la conduite.

Une décharge (une vanne manuelle) est aussi nécessaire au point bas du tracé pour permettre la vidange de la conduite.

Si la longueur de la conduite est importante, il faut aussi prévoir quelques vannes de sectionnement en vue de faciliter les réparations éventuelles.

N'oublions pas non plus de prévoir des clapets de retenue (qui assure le passage de l'eau dans un seul sens) à l'aval des pompes, pour éviter la vidange du réservoir de refoulement. Si certains tronçons du tracé sont soumis à des fortes pressions, on peut installer un brise charge (ou réducteur de pression): c'est un réservoir à surface libre équipé à son entrée par une vanne permettant la dissipation de l'énergie de l'eau.

Lors de la mise en place des conduites, il faut prévoir des butées (massifs en béton) qui, par leur poids, doivent supporter la poussée exercée par l'eau dans les parties coudées, dans les branchements et dans les pièces coniques. Des ceintures en fers amarront solidement la conduite sur ces massifs (c'est l'amarrage).

Dans le calcul de la valeur de poussée, en pratique, l'eau est supposée immobile, ce qui introduit une simplification. On ne tient compte alors que de la force due à la pression d'essai de la conduite (pression de service majorée de 50 %).

V.4. Choix du type des conduites :

Le type de conduite à choisir s'effectue selon des critères bien définis à savoir :

- Disponibilité sur le marché ;
- Le prix d'achat ;
- Les frais de réalisation ;
- La pression de service ;
- La nature du terrain ;
- La longueur des conduites.

Est notre présente étude est porté sur le PEHD

V.5. pose des conduites [9]:

Les conduites peuvent être posées en terre, en élévation au-dessus du sol, en galerie, sur des ouvrages d'arts ou même dans le lit d'une rivière.

La pose en terre constitue le mode de pose le plus souvent utilisé. Elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été. Il s'agit de placer la conduite dans une tranchée de largeur suffisante (minimum 0,60 m). Une distance variant de 0,60 à 1,20 m doit être gardée entre le niveau du sol et la génératrice supérieure du tuyau.

Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose (gravier ou pierre cassée) de 0,15 à 0,20 m d'épaisseur. La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant.

Si la conduite traverse des terrains marécageux, il faut prévoir, sous le tuyau, une semelle continue en béton armé ou des pieux atteignant le bon sol.

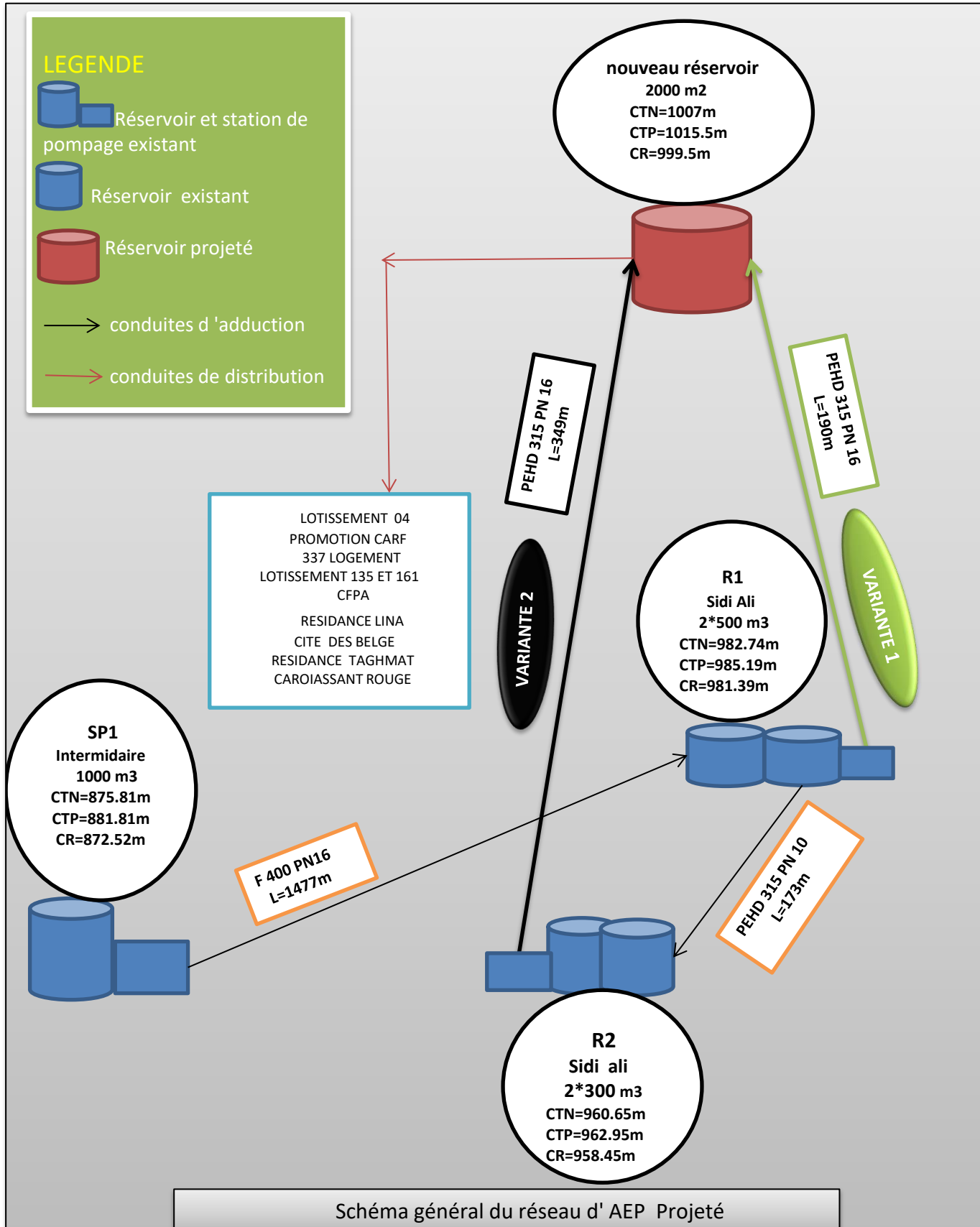
Lorsqu'il faut franchir une rivière ou un canal, la conduite peut emprunter le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont route, s'il existe. Un siphon peut aussi être utilisé pour traverser un canal ou une rivière (exemple: le siphon qui traverse le canal de Bizerte pour alimenter la ville, le pont est en effet mobile).

Notons aussi qu'il faut procéder à l'épreuve des tuyaux d'une conduite primitivement posée. Il s'agit d'un essai visant à vérifier la stabilité de la conduite ainsi que l'étanchéité des joints, sous une pression de service majorée de 50 % de sécurité.

V.6. Description du schéma d'adduction du réseau projeté :

Pour le tracé des conduites d'adduction, nous proposerons deux variantes voir la figure (V.3) ci-dessous :

- A La première variante nous allons tracer une conduite de refoulement allant du réservoir ($2*500\text{m}^3$) vers le réservoir projeté sis à la promotion CARF.
- A la deuxième variante, le nouveau réservoir de la promotion CARF sera alimenté par refoulement à partir d'un autre réservoir existant ($2*300\text{m}^3$) situé aussi à SIDI ALI.



Figure(V.3) : Schéma synoptique du réseau d'AEP Projeté.

V.6.1. Avantages et inconvénients de chaque variante :

Le tableau (VI.1) suivant regroupe les avantages et inconvénients de chaque variante :

Variante 01 (R01-NR)		Variante 02 (R02-NR)	
Avantages	Inconvénients	Avantages	Inconvénients
- Linéaire et HMT moins importants par rapport à la variante 02	- L’assiette du réservoir est insuffisante pour la projection d’une station de refoulement.	- L’assiette du réservoir est suffisamment grande pour la projection d’une station de refoulement.	- Linéaire plus long et HMT plus grande par rapport à la variante 01
- Frais de réalisation et d’exploitation réduits		- Projection future d’un réservoir de 3000m ³ destiné à répondre aux besoins de la ville d’AKBOU	- Frais de réalisation et d’exploitation plus importants.

Tableau (V.1) : Avantages et inconvénients de chaque variante

V.7. Dimensionnement des conduites d’adduction :

V.7.1. Calcul des diamètres économique :

Cette étude consiste à choisir le diamètre le plus économique. Ce choix se fait selon :

- Le diamètre de la conduite doit transiter le débit le plus élevé pour une vitesse acceptable, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite ;
- Les frais d’investissement (frais d’exploitation et d’amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Cependant la vitesse d’écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Connaissant le débit on peut calculer les diamètres des conduites par les formules suivantes :

➤ Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ (VI.7)

➤ Formule de BRESS : $D = 1.5 \times \sqrt{Q}$ (VI.8)

D : Diamètre de la conduite (m).

Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s)

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

V.7.2. Calcul de la vitesse :

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

$$V = (4 \times Q) / (\pi \times (D)^2) \dots\dots\dots(V.9)$$

Q : débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

V.7.3. Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge linéaire sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBBACH suivante :

$$\Delta H_L = (\lambda \times V^2) / (2 \times g \times D) \times L \dots \dots \dots (V.10)$$

Avec :

- L** : Longueur de la conduite en (m)
 - λ** : Coefficient de perte de charge
 - V** : Vitesse d'écoulement en m/s tel que (1.5 m/s > V > 0.5 m/s).
 - D** : Diamètre de la conduite en (m)
- Le coefficient λ est donné par la formule de SWAMEE - JAIN :

$$\lambda = 0.25 / [\log \times [K / (3.71 \times D) + (5.74) / (Re^{0.9})]]^2 \dots \dots \dots (V.11)$$

Avec :

- D** : diamètre de la conduite en (mm)
- K** : coefficient de rugosité tel que :
 - K = 0.01 si D ≤ 200 mm
 - K = 0.02 si D > 200 mm
- Re** : nombre de Reynolds,

$$Re = V \times D / \gamma \dots \dots \dots (V.12)$$

γ: Viscosité cinématique du liquide (10⁻⁶m²/s)
 Les pertes de charge singulières sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaires, elles sont provoquées par des coudes, des vannes, etc. Elles sont calculées comme suit :

$$\Delta H_S = 0.10 \times \Delta H_L \dots \dots \dots (V.13)$$

Les pertes de charges totales représentent la somme des deux pertes de charges (linéaire et singulière):

$$\begin{aligned} \Delta H_T &= \Delta H_L + \Delta H_S \\ \Delta H_T &= 0.1 \times \Delta H_L + \Delta H_L \\ \Delta H_T &= 1.10 \times \Delta H_L \dots \dots \dots (V.14) \end{aligned}$$

V.7.4. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt :

Elle représente la différence d'énergie entre l'entré et la sortie de la pompe. La somme de la hauteur géométrique et les pertes de charges total qui résultent de l'aspiration et du refoulement

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots (V.15)$$

- H_g** : Hauteur géométrique (m) ;
- ΔH_T** : Pertes de charges totales (m).

V.7.5. La puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance disponible ou bien en d'autres termes la puissance absorbée au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe, on la calcule de la façon qui suit :

$$Pa = (g \times Q \times H_{mt})/\eta \dots \dots \dots (V.15)$$

Avec :

Pa : La puissance de la pompe en (KW) ;

Q : Débit a refoulé en (m³/s)

H_{mt} : Hauteur manométrique total en (m) ;

η : rendement de la pompe (70%).

Les résultats de calcul pour les différentes variantes sont dans le tableau (VII.5) :

V.7.6 Energie consommée par la pompe :

Cette énergie est déterminée par la formule (V.16) suivante :

$$E = Pa \times t \times 365 \dots \dots \dots (V.16)$$

Avec :

E : Energie consommé par la pompe en (KWh)

t : nombre d'heure de pompage.

V.7.7. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation se calcul de la manière suivante

$$F_{exp} = E \times e \dots \dots \dots (V.17)$$

Avec :

F_{exp}: frais d'exploitation en (DA)

e_u : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4.67 DA par la SONELGAZ

V.7.8. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont obtenus par l'expression suivante :

$$F_m = Pu \times L \times A \dots \dots \dots (V.18)$$

Avec:

F_m : frais d'amortissement en (DA)

P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)

L : longueur de la conduite en (m)

A : Annuité.

➤ Calcul de l'annuité

$$A = i / ((1 + i)^n - 1) + i \dots\dots\dots(V.19)$$

Avec :

i : Taux d'annuité (8 %) ;
n : Nombre d'année d'amortissement (25 ans).
 Donc A = 0,0937

V.7.9. Dimensionnement des diamètres d'adduction :

V.7.9.a. Calcul des diamètres économiques :

On a notre débit : 5380.25 m³/j

Donc Q= 0.062 m³/s

- D_{BONNIN} : $D = \sqrt{(0.062)} = 0.248m = 248mm$

- D_{BRESS} : $D = 1.5 \times \sqrt{(0.062)} = 0.373m = 373mm$

On prend la gamme normalisée [315 – 400] mm

V.7.9.b. Calcul des pertes de charge total et le HMT :

Les calculs sont donnés par le tableau suivant :

Tronçon		D _{int} (mm)	DN (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	Λ	PDC L (m)	PDC T (m)	Hg (m)	HMT (m)
Refolement	R01-NR (variante 01)	257.8	315	1.19	30678	197,16	0.0151	0.8335	0.9168	33,11	34.03
		327.4	400	0.73	23900	197,16	0.0155	0.2535	0.2788	33,11	33.39
	R02-NR (variante 02)	257.8	315	1.19	30678	354,47	0.0151	1.4985	1.6483	56,05	57.70
		327.4	400	0.73	23900	354,47	0.0155	0.4558	0.5014	56,05	56.55

Tableau (V.2) : Calcul des pertes de charges et Hmt

V.7.9.c Les frais d'exploitations :

Les frais d'exploitation sont donnés dans le tableau suivant :

Tronçon	Dext (mm)	Pa (kw)	T de fonc (h)	E (kw)	e (DA)	Fexp (DA)
R01-NR (variante 01)	315	29.57	20	215847.72	4,67	1 008 008.85
	400	29.01	20	211788.29	4,67	989 051.30
R02-NR (variante 02)	315	50.14	20	365983.35	4,67	1 709 142.25
	400	49.14	20	358689.06	4,67	1 675 077.89

Tableau (V.3) : Calcul des frais d'exploitations

V.7.9.d Les frais d'amortissements :

Les frais d'amortissements sont donnés par le tableau suivant :

Type d'adduction	Tronçon	Dext (mm)	Pu (DA)	A	L (m)	Fam (DA)
Refoulement	R01-NR (variante 01)	315	8 343,84	0,093679	197,16	154 108,28
		400	13 422,09	0,093679	197,16	247 902,15
	R02-NR (variante 02)	315	8 343,84	0,093679	354,47	277 068,18
		400	13 422,09	0,093679	354,47	445 698,28

Tableau (V.4) : Calcul des frais d'amortissements

V.7.9.e Calcul du Bilan :

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Type d'adduction	Bilan				
	Tronçon	Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
Refoulement	R01-NR (variante 01)	315	1 008 008.85	154 108,28	1 162 117.13
		400	989 051.30	247 902,15	1 236 953.45
	R02-NR (variante 02)	315	1 709 142.25	277 068,18	1 986 210.43
		400	1 675 077.89	445 698,28	2 120 776.17

Tableau (V.5) : Calcul du bilan de chaque tronçon.

La variante la plus économique est la **première variante**, mais l'avantage de la deuxième Variante est la possibilité de projection future d'un réservoir avec une capacité suffisamment grande pour répondre au besoin en eaux de la population.

V.7.9.f. Tableau récapitulatif des diamètres économiques :

Les diamètres économiques choisis sont donnés dans le tableau suivant :

Type d'adduction	Tronçon	Longueur (m)	DN (mm)	V (m/s)
Refoulement	R01-NR (variante 01)	197,16	315	1.19
	R02-NR (variante 02)	354,47	315	1.19

Tableau (V.6) : Tableau récapitulatif des diamètres économiques choisis

V.9.Conclusion :

Dans cette partie de notre étude on a déterminé le paramètre le plus important qui est le diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situées dans une gamme acceptable.

Chapitre VI :
Pompes et stations de pompages

VI.1. Introduction :

Dans l'adduction par refoulement et pour assurer l'élévation des fluides de la cote du départ (captage, station de pompage) vers la cote d'arrivée des eaux (en général un réservoir), il faut fournir à la colonne d'eau une énergie supplémentaire par l'intermédiaire d'une pompe.

On appelle pompe hydraulique, une machine destinée à faire élever un liquide dans une conduite. Elle transforme son énergie mécanique en énergie hydraulique ce qui fait que le liquide traverse la pompe, puis monte jusqu'à une certaine hauteur.

VI.2. types de pompes [8]:

On distingue plusieurs catégories de pompe, à savoir :

- Les turbopompes qui agissent sur l'énergie de vitesses ;
- Les pompes volumétriques qui agissent sur l'énergie de pression ;
- Les pompes à capacité qui agissent sur l'énergie d'altitude.

Dans le pompage des eaux c'est les turbopompes qui sont plus utilisées, on distingue aussi dans c'est turbopompes différents types :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes hélices ou axiales ;
- Les pompes hélico-centrifuges ou semi-axiales.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans l'adduction d'eau potable, Dans le domaine de l'hydraulique, on utilise presque exclusivement des pompes centrifuges. La pompe centrifuge est une machine rotative qui pompe un liquide en le forçant au travers d'une roue à aube ou d'une hélice appelée impulser (souvent nommée improprement turbine). Par l'effet de la rotation de l'impulser, le fluide pompé est aspiré axialement dans la pompe, puis accéléré radialement, et enfin refoulé tangentiellement.

Donc, notre station de pompage est équipée d'une pompe centrifuge.

VI.3. Description de la station de pompage :

La station de pompage sera équipée des éléments suivants :

- Une pompe et son moteur d'entraînement ;
- Un tuyau et une vanne de refoulement ;
- Un clapet anti-retour qui permet d'éviter l'inversion du débit en cas de disjonction du moteur d'entraînement ;
- Un réservoir d'air qui protège la conduite de refoulement contre les coups de Bélier.

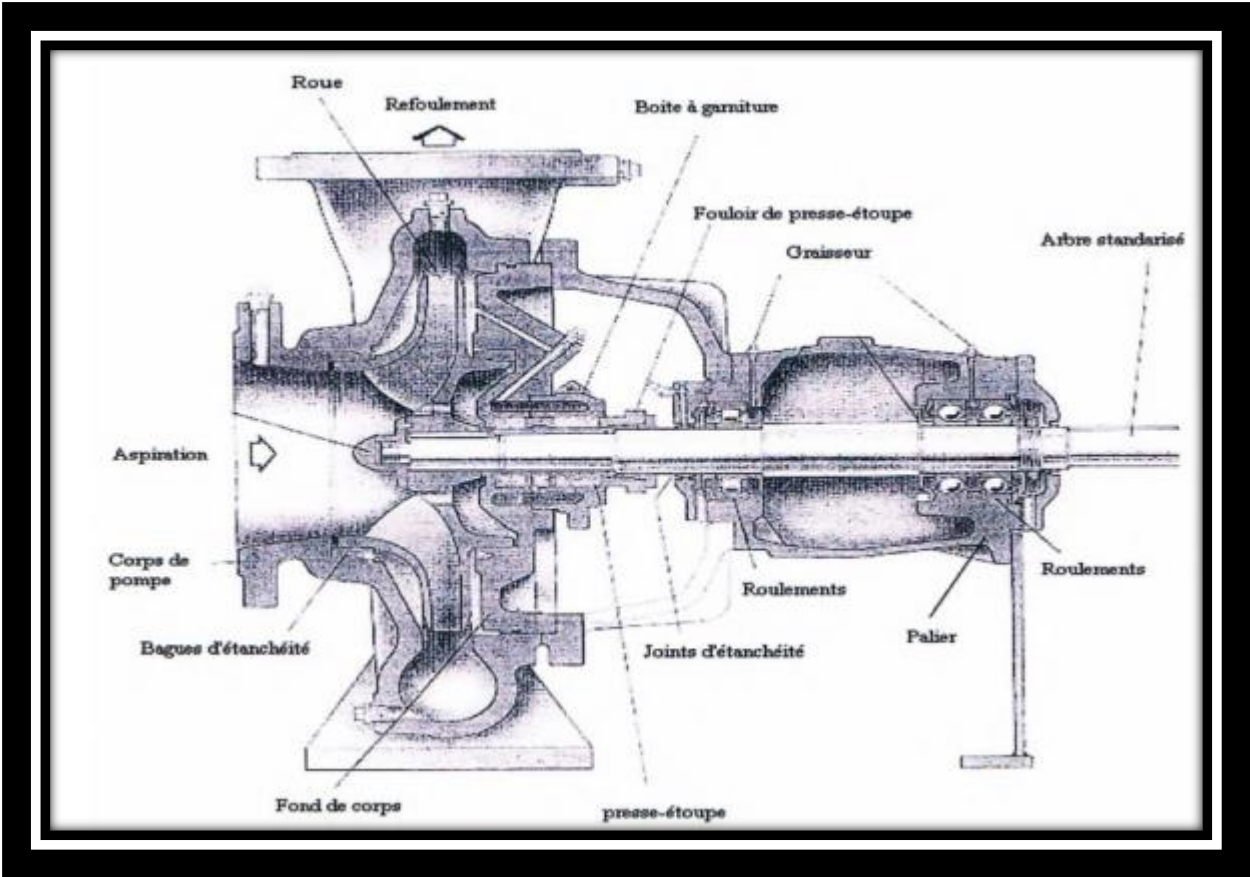
VI.4. Paramètres hydrauliques des pompes [8] :

Le fonctionnement d'une pompe est caractérisé par :

- Le débit (Q)
- La hauteur créée par la pompe (HMT)
- La hauteur d'aspiration (H_a)
- La puissance (P)
- Le rendement (η)

VI.5. Construction d'une pompe [3] :

- Volute : Appelée également corps de pompe, c'est une sorte de tubulure profilée qui a pour but d'effectuer la transmission en pression d'une partie de la vitesse de l'eau à la sortie de la roue.
- La roue : C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulsor, formé de deux flasques, l'un en avant, l'autre en arrière et d'aubages aussi, dont la concavité est dirigée à l'opposé du centre de sens de rotation de la machine. Une roue est caractérisée par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner.
- Vis de remplissage : située sur le corps de la machine.
- Presse étoupe : Afin d'éviter d'éventuelles rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, on utilise des presse étoupe, leur rôle c'est d'assurer l'étanchéité de la roue.
- Flasques : Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse étoupe.
- Le palier : Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve les différents roulements.
- L'arbre : L'accouplement se fait avec un moteur électrique ou thermique.



Figure(VI.1) : Eléments constitutifs d'une turbopompe.

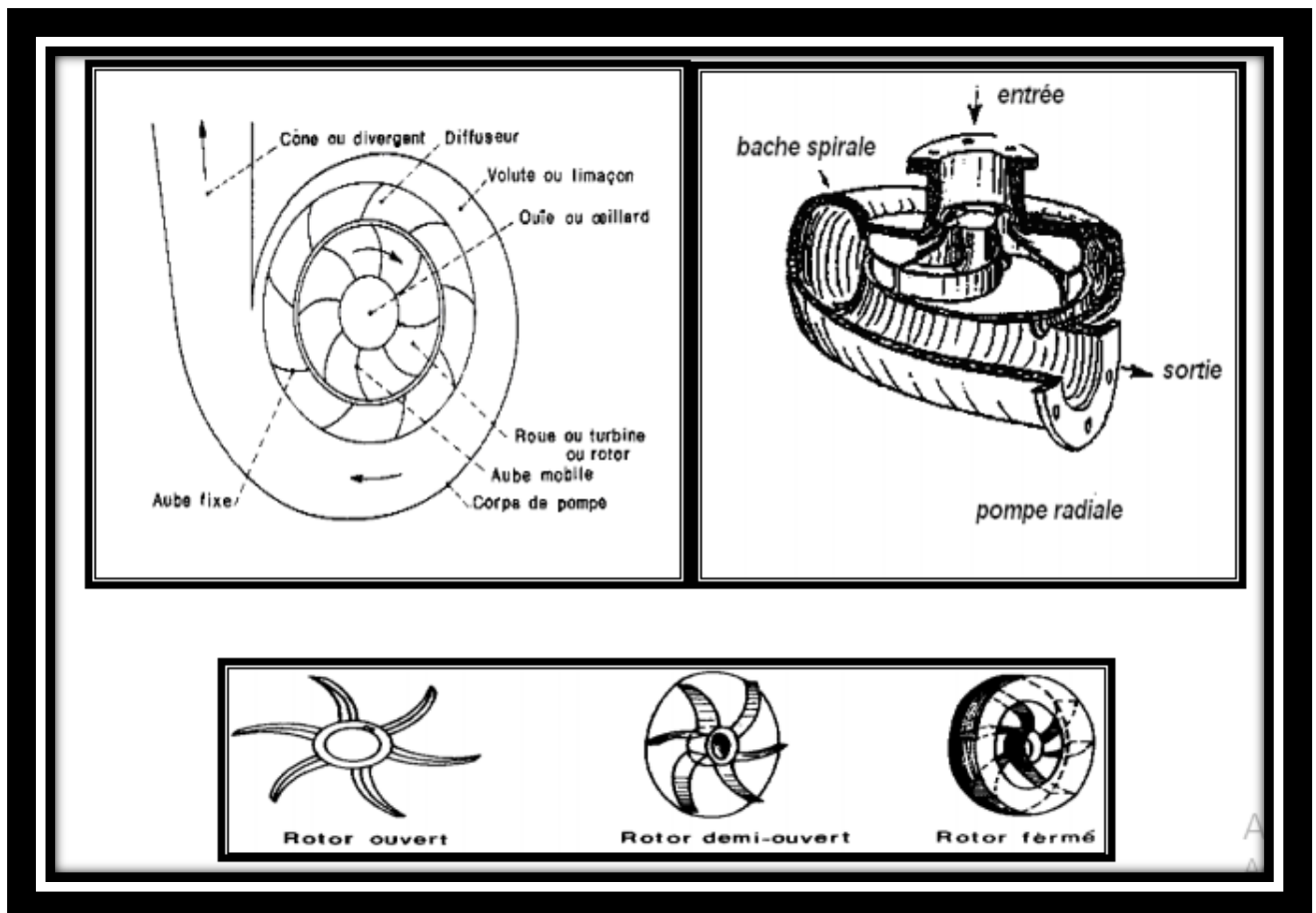


Figure (VI.2) : éléments constitutif d'une pompe centrifuge.

VI.6. choix de type des pompes :

L'alimentation en eau d'une zone dont l'altitude est supérieure à celle de la prise d'eau est conditionnée par l'utilisation de certaines machines appelées « pompes ».

Le choix de la pompe s'effectuera selon les facteurs suivant :

- Le débit à refouler et la hauteur manométrique totale ;
- La puissance, le rendement et la vitesse de rotation ;
- Le cout et le type de la pompe.

Notre choix s'est porté sur des pompes centrifuges submersibles à axe vertical pour la variante (01) pour les raisons suivantes :

- Elles sont peu couteuses avec un bon rendement ;
- Elles constituent des groupes légers et peu encombrants ;
- Réduction du génie civil, la station étant souterraine (puisard) ce qui est très favorable Pour la variante (01), puisque l'assiette de projection est très réduite ;
- Refroidissement des groupes par l'eau pompée ;
- Pas de risque de gel ou de détérioration des groupes par les poussières ou vent de sable ;
- Facilité de maintenance.

Et sur des pompes centrifuges à axe horizontal pour la variante (02) pour les raisons suivantes :

- Elles sont peu coûteuses avec un bon rendement ;
- Elles constituent des groupes légers et peu encombrants ;
- Elles assurent le refoulement des débits à des hauteurs importantes.
- Facilité de maintenance.

VI.7. Point de fonctionnement des pompes :

Le bon choix de la bonne pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement, afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydrauliques, on trace la courbe qui représente les variations des pertes de charges totales en fonctions du débit. Le point de fonctionnement (p) qui représente l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe ne coïncide pas généralement avec le débit désiré.

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

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

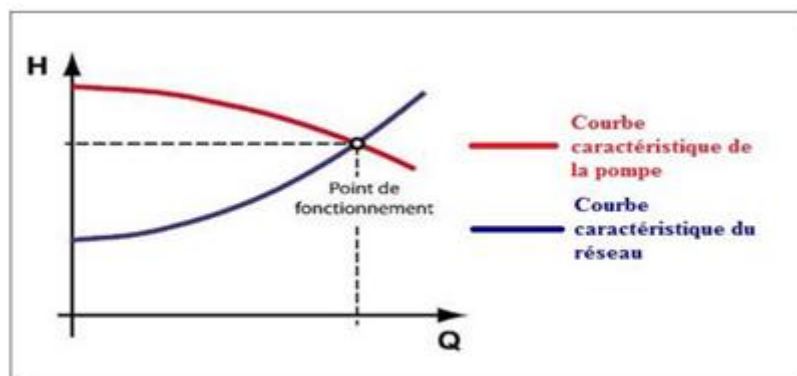


Figure (VI.3) : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.

VI.8. cavitation :

V.8.1. Définition :

La cavitation est la création d'un vide rempli de vapeur (ou de gaz) au sein d'un liquide en mouvement provoquée par l'abaissement de la pression sans apport de chaleur, la cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences:

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

V.8.3. Condition de non-cavitation :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d \dots\dots\dots(VI.1)$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r; \quad r = (0,1 \div 0,5)m$$

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir. Dans notre cas, on a affaire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

- Installation en charge:

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

- Installation en aspiration

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

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

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

Avec :

H : altitude de la station.

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

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

Tableau (VI.1): Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

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

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

Pour le PEHD : 0,5 m/s ≤ Va ≤ 1,5 m/s

VI.9. Calculs hydrauliques :

VI.9.1. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement:

Nous avons une station de pompage :

En premier lieu on tracera la courbe caractéristique de la conduite et puis celle de la pompe.

-Refoulement : variante 01 R1 vers le réservoir projetée

Données de base :

L = 197.16 m

HMT = 34.03 m

$H_g = 33.11 \text{ m}$

$Q_{app} = 269.01 \text{ m}^3/\text{h} = 0.075 \text{ m}^3/\text{s}$.

-Refoulement : variante 02 R2 vers réservoir projetée

Données de base :

$L = 354.47 \text{ m}$

$HMT = 57.70 \text{ m}$

$H_g = 56.05 \text{ m}$

$Q_{app} = 269.01 \text{ m}^3/\text{h} = 0.075 \text{ m}^3/\text{s}$.

On a :

$$HMT = H_g + \Delta HT \dots \dots \dots (VI.2)$$

Avec :

HMT : la hauteur manométrique totale [m].

H_g : la hauteur géométrique [m].

ΔHT : la perte de charge totale [m].

Or les pertes de charges sont en fonction de la vitesse au carré, donc du débit au carré.

Alors :

$$HMT = H_g + \alpha (Q)^2 \dots \dots \dots (VI.3)$$

$$\Rightarrow \alpha = (HMT - H_g) / Q^2$$

Dans le cas de la première variante :

$\alpha = 163.55$

La deuxième variante :

$\alpha = 293.33$.

- **Résultat de calcul :**

La première variante :

Q [m ³ /h]	Q [m ³ /s]	Φ [mm]	ΔHT = α (Q) ² [m]	H _g [m]	HMT = H _g + ΔHT [m]
00	00	315	00	33.11	33.11
50	0.014	315	0.032	33.11	33.14
100	0.027	315	0.12	33.11	33.23
150	0.042	315	0.28	33.11	33.39
200	0.055	315	0.49	33.11	33.60
250	0.069	315	0.78	33.11	33.89
300	0.083	315	1.12	33.11	34.23

Tableau (VI.1) : Résultats de calcul pour la courbe caractéristique de la conduite de refoulement. (Variante 1).

La deuxième variante :

Q [m ³ /h]	Q [m ³ /s]	Φ [mm]	ΔHT = α (Q) ² [m]	Hg [m]	HMT = Hg + ΔHT [m]
00	00	315	00	56.05	56.05
50	0.014	315	0.057	56.05	56.11
100	0.027	315	0.21	56.05	56.26
150	0.042	315	0.52	56.05	56.57
200	0.055	315	0.88	56.05	56.93
250	0.069	315	1.39	56.05	57.44
300	0.083	315	2.02	56.05	58.07

Tableau (VI.2) : Résultats de calcul pour la courbe caractéristique de la conduite de refoulement. (Variante 2)

VI.9.2. Choix du nombre et type de pompe :

Après avoir déterminé les caractéristiques de la conduite de refoulement, on va utiliser le catalogue numérique des pompes, on note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes on utilise le catalogue des pompes afin de choisir le type et le nombre de pompes qu'il faut pour notre station de pompage.

D'où on déterminera le point de fonctionnement résultant de l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite avec la courbe caractéristique de la pompe.

Ainsi, on compare les débits et les HMT donnés et on décidera de retenir ou de charge de pompe. Dans notre cas :

- ❖ **La première variante** : il nous faut deux pompes en série et une en secours ayant les caractéristiques suivantes :

-vitesse de rotation : N= 1450 tr/mn

-rendement : 73%

-puissance : P=68.9KW

- **Courbes caractéristiques des pompes :**

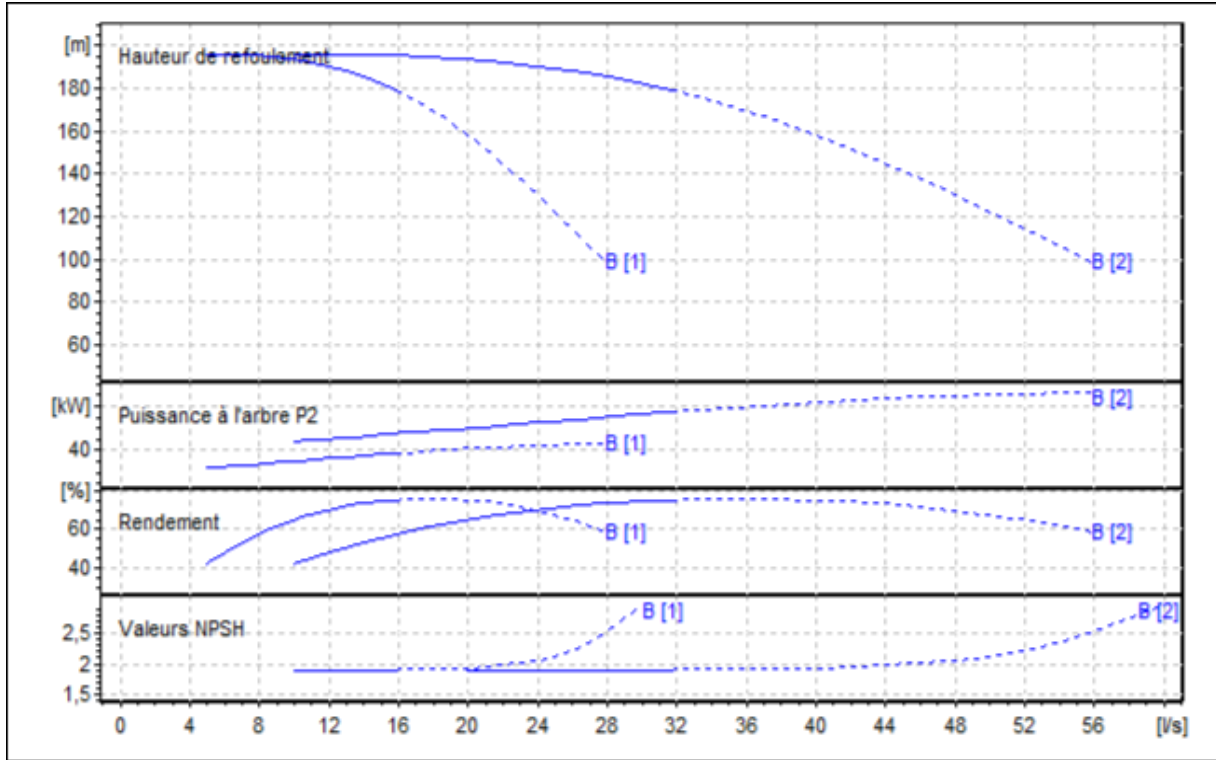


Figure (VI.4): Courbes caractéristiques des pompes de la station (R1)

Le point de fonctionnement :

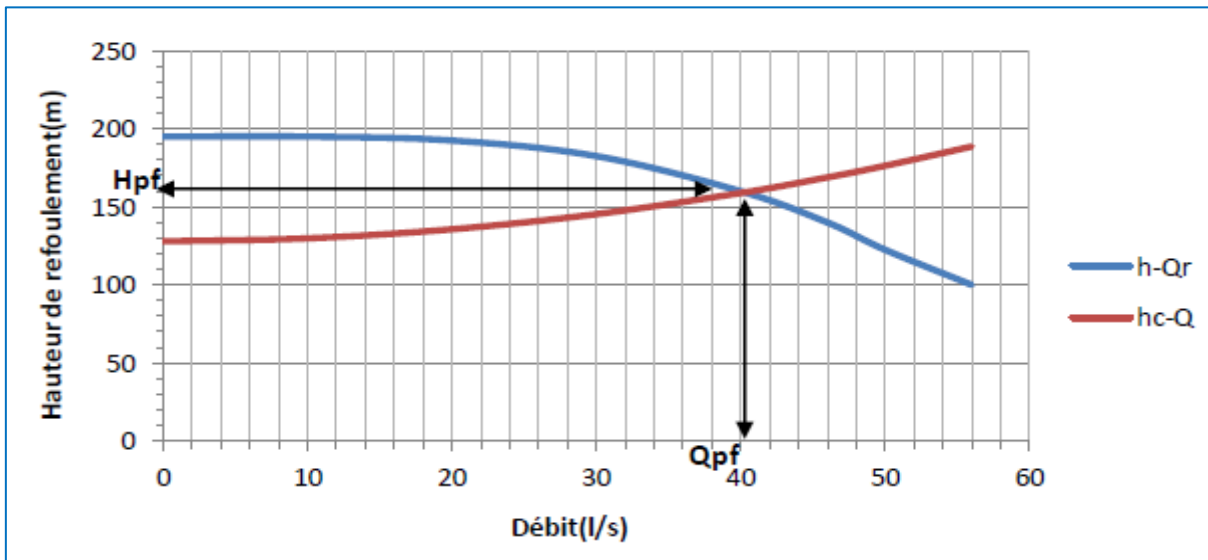


Figure (VI.5): Point de fonctionnement de la pompe de la station (R1)

❖ Etude de la cavitation :

On a :

$$(NPSH)_r = 1,96 \text{ m}, P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 964,48 \Rightarrow P_{at} = 8,99 \text{ m.c.e.},$$

$$T^\circ = 20 \text{ °C} : T_v = 0,24 \text{ m.c.e.}, d_a = 125 \text{ mm},$$

$$D_a = (1,2 \text{ à } 1,5) d_a = 1,2 \times 125 = 150 \text{ mm},$$

- Installation en charge:

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

$$h_{adm}^{asp} = 1,96 + 0,3 - 8,99 + 0,24 + 0,041 + \frac{0,95^2}{2 \times 9,81} = -7,27 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation : installation en aspiration

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

$$h_{adm}^{asp} = 8,99 - 1,96 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,24^2}{2 \times 9,81} - 0,041 = 5,75 \text{ m}$$

La deuxième variante : il nous faut deux pompes en série et une en secours ayant les caractéristiques suivantes :

-vitesse de rotation : $N = 1450 \text{ tr/mm}$

-rendement : 75%

-puissance : $P = 71 \text{ KW}$

▪ **Courbes caractéristiques des pompes :**

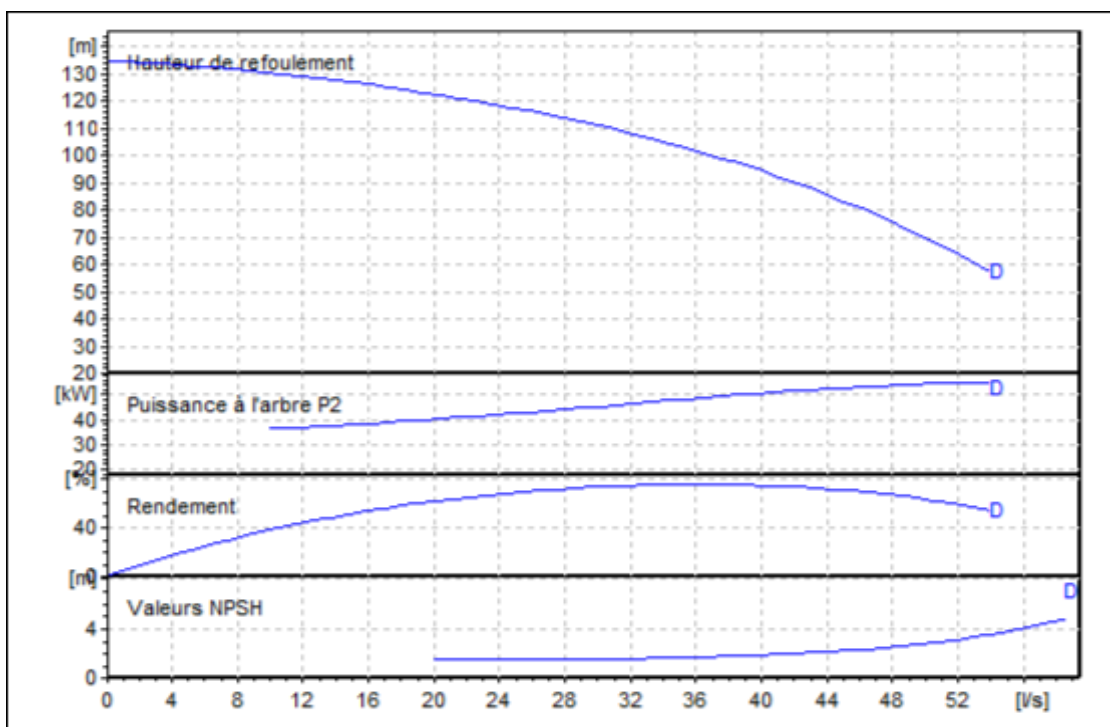


Figure (VI.6): Courbes caractéristiques des pompes de la station (R2).

Le point de fonctionnement :

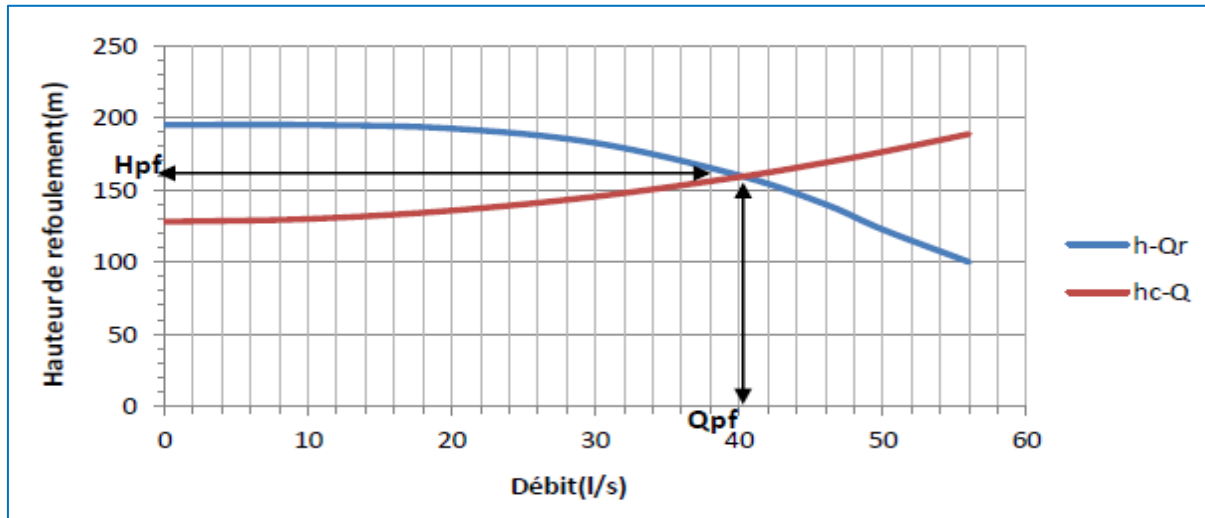


Figure (VI.7): Point de fonctionnement de la pompe de la station (R2)

❖ *Etude de la cavitation :*

$$(NPSH)_r = 1,73m, P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 964,48 \Rightarrow P_{at} = 8,99 \text{ m.c.e.},$$

$$T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C} : T_v = 0,24 \text{ m.c.e.}, d_a = 125 \text{ mm},$$

$$D_a = (1,2 \text{ à } 1,5) d_a = 1,2 \times 125 = 150 \text{ mm},$$

- Installation en charge:

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

$$h_{adm}^{asp} = 1,73 + 0,3 - 8,81 + 0,24 + 0,23 + \frac{0,95^2}{2 \times 9,81} = -5,57m$$

Donc on change le type d'installation: installation en aspiration

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

$$h_{adm}^{asp} = 8,81 - 1,73 - 0,3 - 0,24 - 0,023 - \frac{0,95^2}{2 \times 9,81} = 5,75m$$

VI.10. Conclusion :

Pour nos installations, on a choisi deux pompes en série dans le but d'avoir un fonctionnement optimal de réseau d'adduction et le point de fonctionnement nous a donné des valeurs du débit, ces valeurs étant très proches de nos valeurs désirées qu'on puisse bien s'en passer de tout réglage éventuel.

Chapitre VII :
Le coup de bélier

VII.1.Introduction :

Dans ce chapitre on va se consacrer sur le phénomène de coup de bélier, par ce qu'il est très important d'étudier les moyens de protection des conduites, qui sont exposées aux dangers de destruction et de dégradation, donc on est obligé de les protéger.

VII.2.Définition du coup de bélier [4] :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements.

Les causes principales de ce phénomène sont :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupe électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, ou d'un démarrage d'une pompe ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturations placées en bout d'une conduite d'adduction.

Conséquences du coup de bélier :

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

VII.3. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Pratiquement c'est impossible de supprimer totalement le danger de coup de bélier, mais on peut limiter ces effets c'est-à-dire prendre des précautions.

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression ;
- De limiter la surpression.

VII.3.1. Les appareils les plus utilisés :

VII.3.1.a. Volant d'inertie :

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

VII.3.1.b. Les soupapes de décharge :

Elles obturent, en exploitation normale par un organe mécanique (ressort), un orifice placé au point à protéger sur la conduite. Ces soupapes de décharge s'ouvrent rapidement sous une

pression supérieure à celle maximale de fonctionnement normal, et permettent ainsi de libérer un certain débit.

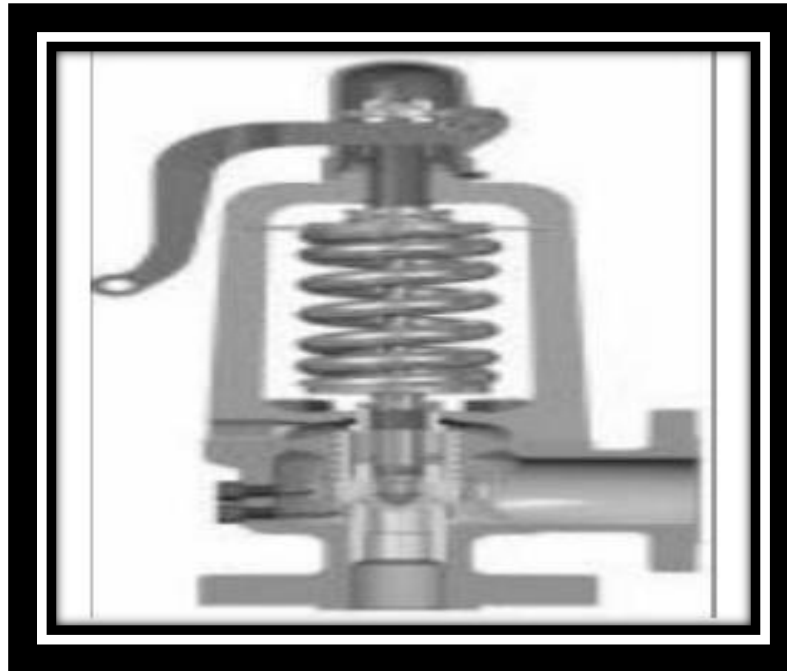


Figure (VII.1) : Soupape de sûreté, anti-bélier

VII.3.1.c. Réservoirs d'air :

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions. Quand les conditions topographiques ne sont pas favorables à l'utilisation d'une cheminée d'équilibre, on peut recourir à un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau, cette réserve d'eau et d'air est accumulée dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval immédiat du clapet. Il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

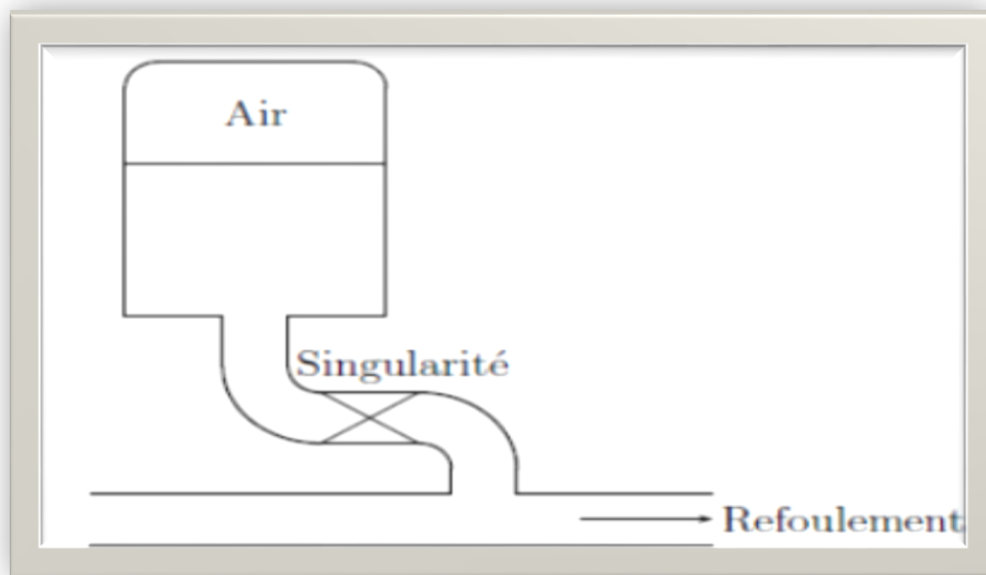


Figure (VII.2) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air.

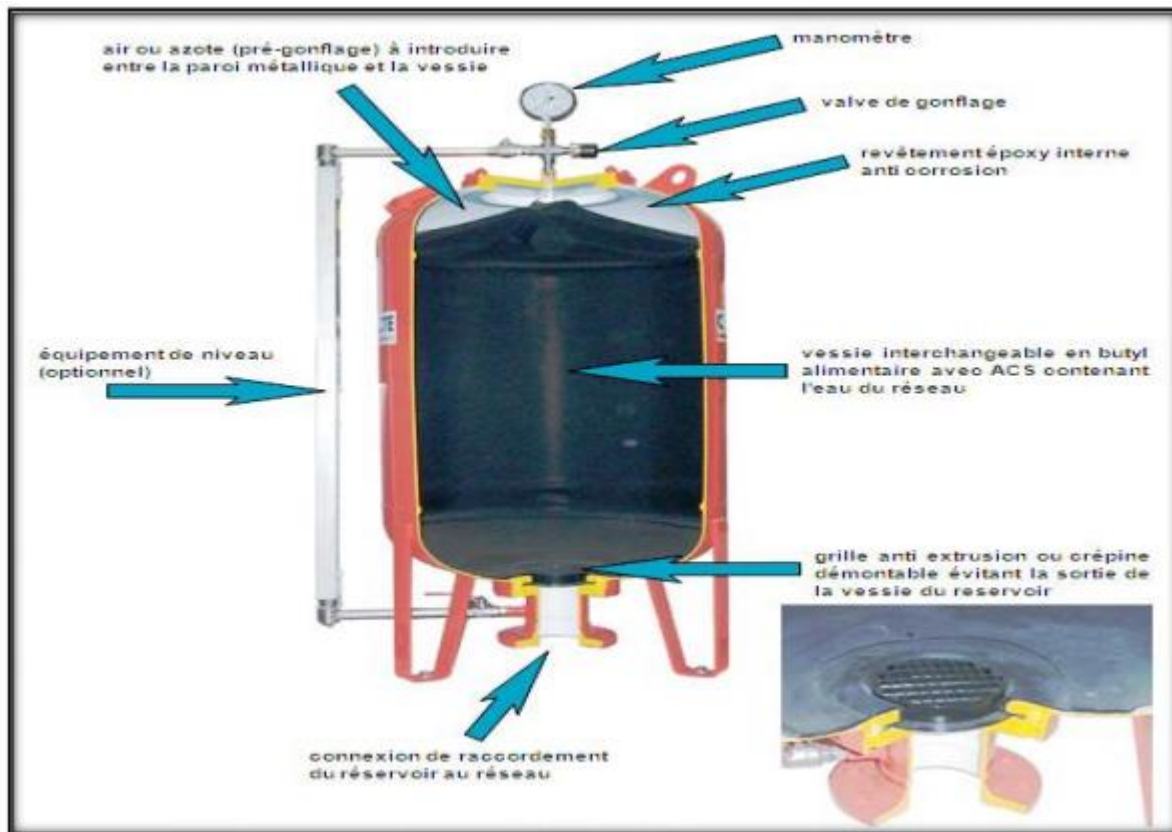


Figure (VII.3) : Le réservoir d'air (anti-bélier).

VII.3.1.d. Cheminée d'équilibre :

Ce sont des réservoirs à l'air libre établis à la station de pompage. Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

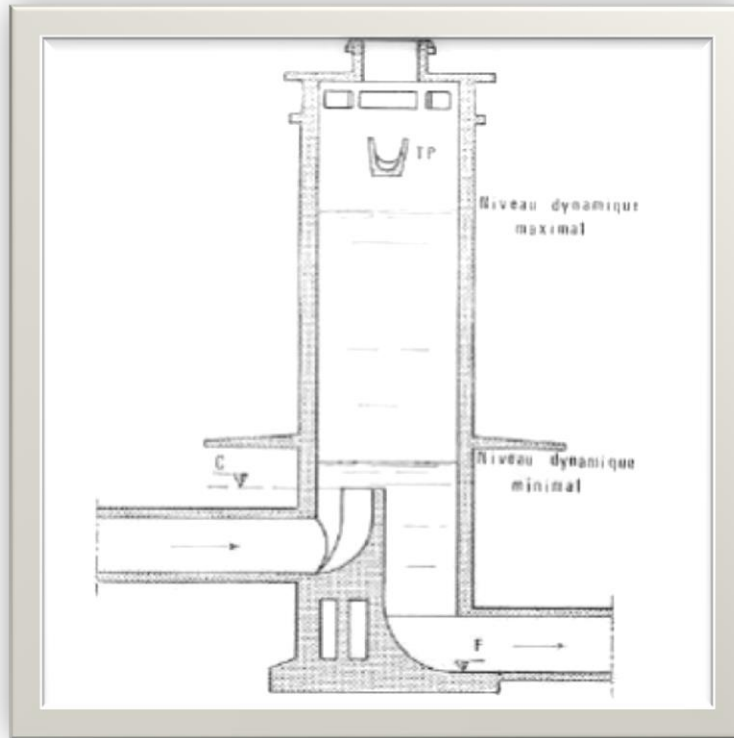


Figure (VII.4) : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre

VII.4.Principe [10]:

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction de la pompe peut être assurée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval du clapet.

Cette capacité contient de l'eau et de l'air, en marche normale la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré. A la disjonction, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment la pression de l'air dans la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement qui est disposé à la base de la cloche. Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

VII.5. Etude du coup de bélier :

L'étude du coup de bélier consiste à déterminer les dépressions et les surpressions, ensuite les comparer aux pressions de service.

Dans le cas de conduite gravitaire, le coup de bélier est provoqué par la fermeture ou l'ouverture d'une vanne, mais son effet est d'autant plus important pendant la fermeture rapide que lente. Dans le cas de conduite de refoulement le phénomène est le résultat d'un arrêt brusque ou démarrage d'une pompe.

VII.5.1 Cas de fermeture brusque :

Le cas de fermeture brusque est caractérisé par un temps T, tel que :

$$T < (2 \times L)/a.....(VII.1)$$

Ou :

$$a = 9900/\sqrt{((48.3 + (k \times D_{int})/e))}.....(VII.2)$$

Avec :

a : célérité de l'onde (m/s) ;

k : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite (k = 83 pour le PEHD) ;

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm).

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = (a \times V_0) / g.....(VII.3)$$

Avec :

B : Valeur du coup de bélier en (m) ;

a : Célérité de l'onde en (m/s) ;

V₀ : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en (m/s).

- La valeur maximale de la surpression est :

$$H_{sur} = H_0 + B.....(VII.4)$$

- La valeur maximale de la dépression est :

$$H_{dep} = H_0 - B..... (VII.5)$$

Avec :

H₀ : La pression absolue au point le plus haut de la conduite tel que :

$$H_0 = H_g + 10.....(VII.6)$$

H_g : Hauteur géométrique de refoulement.

VII.5.2. Cas de fermeture lente :

En cas de fermeture lente ($T > (2 \times L) / a$) , La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule suivante :

$$B = (2 \times L \times V_0) / (g \times T) \dots \dots \dots (VII.7)$$

VII.5.3. Calcul du coup de bélier :

Le tableau qui suit nous donne les valeurs du coup de bélier

Tronçons	Type	Caractéristiques des conduites					Calcul du coup de bélier							
		Dext (m m)	Dint (mm)	e (m m)	L (m)	V0 (m/s)	Hg (m)	H0 (m)	a (m/s)	T (s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PNS (bar)
R01-NR (variante 01)	Refoulement	315	257,8	28,6	197,16	1.19	33,11	43,11	350.79	1.12	42.55	85.66	0.56	16
R02-NR (variante 02)		315	257,8	28,6	354,47	1.19	56,05	66,05	350.79	2.02	42.55	108.6	23.5	16

Tableau (VII.1) : Valeur du coup de bélier

VII.6. Conclusion :

D’après les résultats de calcul du tableau, le réseau d’adduction ne nécessite aucun anti bélier.



Conclusion générale

Conclusion générale

Durant toutes les étapes de cette étude, tous les moyens techniques de base de l'hydraulique ont été finement exploités afin de dégager une idée générale sur l'existence des différents éléments constituant le réseau d'AEP.

A partir de l'ensemble des informations recueillies et à travers cette étude on a présenté tout ce qui concerne le diagnostic du réseau existant et le dimensionnement d'une nouvelle chaîne d'adduction et aussi le réservoir projeté. Ce projet a été étudié en tenant compte des conditions naturelles et tout en essayant de satisfaire la demande des habitants.

Pour le diagnostic du réseau existant les recommandations faites ont pour but de rénover le réseau pour assurer un meilleur fonctionnement de ce dernier.

Après l'estimation des différents besoins en eau aux divers horizons, qui sont de **5380.25** m³/j à l'horizon de 2045 ; nous avons procédé à projeter un ouvrages de stockage, d'une capacité de 1500 m³, qui sera alimenté par refoulement à partir de R1 Sidi-Ali (2*500m³), en suivant la première variante, et à partir de R2 Sidi-Ali (2*300 m³), en suivant la deuxième variante.

Pour ce qui concerne le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, diamètre de 315 mm en PEHD de pression nominale de 16bars.

Nous avons étudié sur le phénomène du coup de bélier et vérifié son apparition, mais nous avons constaté que les tronçons ne présentent aucun risque.

Enfin, nous espérons que cette étude pourra atteindre les objectifs visés qui cherchent l'amélioration du fonctionnement du réseau d'AEP de la localité du Sidi-Ali, et satisfaire sa demande en eau.

Bibliographie

[1] (PDAU) APC d'Akbou

[2] **Dupont, A.**, 1979-1981 : Hydraulique Urbaine (Hydrologie-Captage et Traitement) 6^{ème} édition Eyrolles, Paris

[3] **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

[4] **Goudjil, S – Sadelli, H** « 2017 », mémoire de fin d'étude « Alimentation en eau potable des localités M'NAIR I, M'NAIR II, HEDDADA, DHAMNET EL FHEL, AIN BELKACEM ET KOUDIET EL ASSA (W. SOUK AHRAS) »

[5] **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.

[6] **VALIROIN, F.** : Gestion des eaux, alimentation en eau et assainissement, presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1989.

[7] **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

[8] **Kherouf, M** « 1998-1999 », cours d'adduction et distribution des eaux dispersé aux étudiants de 3^{ème} année ingénieur option sciences et technologie de l'ingénieur université d'Annaba

[9] **Tammal, M.**, cours alimentation en eau potable, école d'ingénierie, université international de Casablanca. 45 pages.

[10] **Dupont, A** « 1974 » : hydraulique urbaine

[11] service technique de l'APC d'Akbou.

LES ANNEXES

Annexe (1) : Régime de la consommation des agglomérations

Régime de la consommation des agglomérations												
Heure du jour	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe (2) : valeur de β max en fonction du nombre d'habitant.

habitant $\times 10^3$	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100	300	$>10^3$
β_{\max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

Annexe (3) : Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5 000 à 20 000	150 à 200
De 20 000 à 100 000	200 à 300
Supérieur à 100 000	300 à 400

Annexe (4) : gamme tubes PEHD de pression nominale 16 bar

Gamme tubes PEHD de Pression nominale 16 Bar				
CODE	DIAMETR E (mm)	EPAISSEU R (mm)	PRESSIO N	CONDITIONNEMENT
640.08.020.09	20	2.0	16Bars	Rx 100Ml
640.08.025.09	25	2.3	16Bars	Rx 100Ml
640.08.032.09	32	3.0	16Bars	Rx 100Ml
640.08.040.09	40	3.7	16Bars	Rx 100Ml
640.08.050.09	50	4.6	16Bars	Rx 100Ml
P 640.08.063.09	63	5.8	16Bars	Rx 100Ml
640.08.075.09	75	6.8	16Bars	Rx 100Ml
E 640.08.090.09	90	8.2	16Bars	Rx 100Ml
1 640.08.110.09	110	10.0	16Bars	Rx 100Ml
0 640.08.125.09	125	11.4	16Bars	Tb 6 / 12Ml
0 640.08.160.09	160	14.6	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.200.09	200	18.2	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.250.09	250	22.7	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.315.09	315	28.6	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.400.09	400	36.3	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.500.09	500	45.4	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.630.09	630	57.2	16Bars	Tb 6 / 12Ml

Résumé

Parmi les défis actuels en Algérie figure la satisfaction des besoins en eau de la population, c'est pourquoi les autorités algériennes se sont empressées de résoudre le problème en s'engageant dans une politique de renouvellement et de réhabilitation des réseaux d'eau potable existants et la mise en place d'autres réseaux pour répondre aux demande de la population. C'est dans ce contexte que notre étude s'inscrit : diagnostic et étude de la chaîne de refoulement à la localité Sidi Ali commune (Akbou).

Notre travail consiste à dresser une méthodologie de diagnostic et de réhabilitation des réseaux d'adduction d'eau potable, puis à étudier la mise en œuvre de la chaîne d'adduction pour alimenter un réservoir projeté par refoulement afin de répondre aux besoins de la population de la zone d'étude.

Mots clés: Diagnostic, Eau potable, Adduction, Réservoir

Abstract

Among the current challenges in Algeria is meeting the water needs of the population, which is why the Algerian authorities hastened to solve the problem by engaging in a policy of renewal and rehabilitation of existing drinking water networks. And the establishment of other networks to meet the demands of the population, in this context that our study is part of: Diagnosis and study of the chain of refoulement in the town of Sidi Ali commune (Akbou).

Our work consists of researching a methodology for diagnosing and rehabilitating drinking water supply networks, then studying the implementation of the supply chain to supply a projected reservoir by discharge in order to meet the needs of the population. of the study area.

Keywords: Diagnosis, Drinking water, Adduction, Reservoir

ملخص

من بين التحديات الحالية في الجزائر تلبية الاحتياجات المائية للسكان ، ولهذا سارعت السلطات الجزائرية لحل المشكلة من خلال الانخراط في سياسة تجديد وإعادة تأهيل شبكات مياه الشرب القائمة وإنشاء شبكات أخرى لتلبية مطالب السكان ، وفي هذا السياق تكون دراستنا جزءاً: تشخيص ودراسة سلسلة الإعادة القسرية في محلية سيدي علي التابعة لبلدية أقبو.

يتكون عملنا من البحث عن منهجية لتشخيص وإعادة تأهيل شبكات إمدادات مياه الشرب، ثم دراسة تنفيذ سلسلة التوريد لتزويد خزان متوقع بالتصريف من أجل تلبية احتياجات السكان من منطقة الدراسة.

الكلمات المفتاحية: التشخيص ، مياه الشرب ، التقريب ، الخزان