

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



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr ZIANI Farouk

Mr YOUSFI Omar

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

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULE :

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP du chef-lieu de Toudja, Wilaya de Bejaia

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

- Président : **Mr SAOU. A**
- Promoteur (s) : **Mr BRAKENI. A**
- Examineur (s) : **Mr HAMCHAOUI. S**

Remerciements

Nous tenant à adresser nos plus vifs remerciements et à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont participé à l'élaboration de ce travail, en particulier notre promoteur Mr BRAKENIA pour avoir accepté de nos encadrés, pour sa disponibilité et pour les conseils déterminants qu'il a apportés à notre projet.

On tient aussi à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce projet pour leurs aides précieuses et leurs intérêts. Comme on exprime notre entière reconnaissance à tous les enseignants qui ont suivi et participé à notre formation.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du site

I.1. Situation géographique	2
I.2. Situation topographique	3
I.3. Aperçu climatique	3
I.4. Période concernée par l'étude	3
I.5. Situation du réseau d'AEP actuel	3
I.6. Infrastructures existantes	3
I.7. Infrastructures projetés	4
I.8. Perspective démographique	4

Chapitre II : Situation du Réseau d'AEP actuel

II.1. Description du réseau d'AEP existant	6
II.2. Ressources en eau	6
II.3. Stations de pompage et ouvrages de stockage	8
II.3.1. La station de pompage SP1 d'EL-AINSER.....	8
II.3.2. La station de pompage SP2 d'IYENNI LEQSER.....	8
II.3.3. Réservoir R1 d'EL_AINSER.....	8
II.3.4. Réservoir R2 d'IBOURDJIOUENE	8
II.3.5. Réservoir R3 de TABLATE.....	9
II.3.6. Réservoir R4 d'EL-MERJ.....	9
II.3.7. Réservoir R5 de TIMANITHINE	9
II.4. Les conduites d'adduction	19

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'AEP existants

III.1. Diagnostic physique	22
III.1.1. Diagnostic des ouvrages existants	22
III.1.1.a. La source d'EL-AINSER.....	22
III.1.1.b. La station de pompage SP1 d'EL-AINSER	23
III.1.1.c. La station de pompage SP2 d'IYENNI LEQSER	24
III.1.1.d. Réservoir R1 d'EL-AINSER.....	25
III.1.1.e. Réservoir R2 d'IBOURDJIOUENE	25
III.1.1.f. Réservoirs R3 N'TABLATE	26
III.1.1.g. Réservoirs R4 d'EL-MERJ	26

III.1.1.h. Réservoirs R5 TIMANITHINE.....	27
III.1.2. Diagnostic des conduites	27
III.1.3. Recommandations.....	28
III.2. Diagnostic hydraulique	29
III.2.1. Estimation des besoins en eau	29
III.2.2. Evaluation des débits de la consommation en eau par catégorie	29
III.2.3.a. Evaluation des besoins en eau domestique.....	29
III.2.3.b. Evaluation des besoins en eau administratifs.....	30
III.2.3.c. Evaluation des besoins en eau scolaires	30
III.2.3.d. Evaluation des besoins en eau sanitaires.....	30
III.2.3.e. Evaluation des besoins en eau socio-culturels.....	30
III.2.3.f. Evaluation des besoins en eau sportifs.....	31
III.2.3.g. Evaluation des besoins en eau commerciaux	31
III.2.3.h. Evaluation des besoins en eau de cheptel.....	32
III.2.4. Calcul de débit moyen journalier pour divers horizons	32
III.2.5. Calcul de débit majoré journalier	32
III.2.6. Calcul de débit maximal journalier.....	33
III.3. Bilan hydrique.....	34
III.4. Vérification globale de la capacité des ouvrages de stockage.....	34
III.4.1. Variation de la consommation horaire.....	34
III.4.2. Estimation globale du volume utile à la consommation (V_U) à long terme	35
III.4.3. Estimation globale du volume utile existant ($V_{U_{ext}}$)	36
Chapitre IV : Etude et conception du réseau d'AEP à divers horizons	
IV.1. Choix du tracé	37
IV.1.1. Description du schéma d'adduction du réseau projeté.....	37
IV.2. Les ouvrage de stockage	39
IV.2.1. Choix du type de réservoir.....	39
IV.2.2. Dimensionnement des ouvrages de stockage	39
IV.2.2.a. Estimation du $Q_{max,j}$ et du nombre d'habitants par réservoir.....	40
IV.2.2.b. Dimensionnement du réservoir de TIMANITHINE (R3).....	40
IV.2.2.c. Dimensionnement du réservoir d'AIT MESSAOUD (R5)	42
IV.2.2.d. Dimensionnement du réservoir d'EL-MERJ (R2).....	43
IV.2.2.e. Dimensionnement du réservoir d'EL-AINSER (R1).....	44

IV.2.2.f. Dimensionnement du réservoir de TABLAT (R4).....	45
IV.2.2.g. Dimensionnement du réservoir d'IYENNI LEQSER (SP2).....	47
IV.2.2.h. Dimensionnement du réservoir d'IBOURJIOUENE (SP1).....	48
IV.2.2.i. Tableau récapitulatif des ouvrages de stockage	50
IV.3. Dimensionnement des conduites d'adduction	50
IV.3.1. Choix du type de conduite	50
IV.3.2. Calcul des diamètres des tronçons.....	51
IV.3.2.a. Calcul des pertes de charges.....	51
IV.3.2.b. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt	52
IV.3.2.c. La puissance absorbée par la pompe	52
IV.3.2.d. Energie consommée par la pompe	52
IV.3.2.e. Frais d'exploitation	53
IV.3.2.f. Frais d'amortissement	53
IV.3.2.g. Prix des conduites	53
IV.3.3. Calcul des diamètres économiques.....	54
IV.3.3.a. Conduites gravitaire	54
IV.3.3.b. Conduites de refoulement	54
IV.3.4. Tableau récapitulatif des diamètres économiques	58
IV.4. Choix des pompes.....	59
IV.4.1. Caractéristiques des pompes choisies.....	59
Chapitre V : Protection des conduites contre le coup de bélier	
V.1. Définitions et généralités.....	60
V.2. Moyen de protection contre le coup de bélier	60
V.2.1. Volant d'inertie	60
V.2.2. Les soupapes de décharges	60
V.2.3. Cheminée d'équilibre.....	60
V.2.4. Les réservoirs d'airs	61
V.3. Etude du coup de bélier	61
V.3.1. Cas de fermeture brusque.....	61
V.3.2. Cas de fermeture lente	62
V.4. Calcul du coup de bélier	63
Conclusion générale	
Bibliographie	
Annexes	

Liste des symboles

A : Annuité.

AG : Acier Galvanisé.

AN : Acier Noir.

a : Célérité de l'onde en (m/s).

B : Valeur du coup de bélier en (m).

CR : Cote Radier en (m).

CTN : Cote terrain naturel en (m).

CTP : Cote du Trop plain en (m).

D : Diamètre de la conduite en (mm).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite en (mm).

D_i : Diamètre du tronçon i en (m).

D_{in} : Diamètre intérieur de la conduite en (mm).

D_{max} :Diamètre maximale de la conduite en (mm).

D_{min} :Diamètre minimale de la conduite en (mm).

D_{ni} : diamètre normalisédu tronçon i en (mm).

D_r : Diamètre du réservoir en (m).

E : Energie consommé par la pompe en (KWh).

e : Epaisseur de la conduite en (mm).

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

F_{am} : Frais d'amortissement en (DA).

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

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

H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite en (m).

H_{dep} : dépression dans la conduite en (m).

H_g : Hauteur géométrique en (m).

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

H_{sur} : La surpression dans la conduite.

i : Taux d'annuité (8%).

K : Coefficient de rugosité.

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

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière.

k : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.

L : Longueur de la conduite en (m).

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

n : Nombre d'années, de l'année de base à l'horizon voulu.

P : Population à l'horizon voulu.

P_0 : Population de base.

P_a : Puissance absorbée de la pompe en (KW).

PNS : Pression de service en (m).

P_u : Prix unitaire des conduites en (DA/ml).

Q : Débit en (m^3/s).

Q_{dom} : besoins en eau domestique en (m^3/j).

$Q_{\text{éqm}}$: Besoins d'équipements en (m^3/j).

Q_{fuit} : débit de fuites en (m^3/s).

$Q_{\text{maj},j}$: débit moyen journalier majoré en (m^3/j).

$Q_{\text{max},j}$: Consommation maximal journalière en (m^3/s).

$Q_{\text{max},j}/R$: Consommation maximal journalière par réservoir en (m^3/j).

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

Q_{tri} : débit du tronçon i en (m^3/s).

q_i : Dotation moyenne journalière en (l/j/hab).

R : Réservoir

Re : Nombre de Reynolds.

S : Source.

SP : Station de pompage.

T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite en (s).

t : Nombre d'heure de pompage en h.

t : Taux d'accroissement moyen annuel de la population en (%).

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s).

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

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

V_{tot} : Volume total du réservoir en (m^3).

V_U : Volume utile à la consommation en (m^3).

V_i : Vitesse dans le tronçon i en (m/s).

$|\Delta V^+|$: Résidu maximal dans le réservoir en (m^3).

$|\Delta V^-|$: Résidu minimal dans le réservoir en (m^3).

ΔH_L : Pertes de charges linéaires en (m).

ΔH_S : Pertes de charge singulières en (m).

ΔH_T : Pertes de charges totales en (m).

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 en (m^2/s).

η : Rendement de la pompe en (%).

Liste des figures

Figure (I.1): Situation géographique de la commune de TOUDJA	2
Figure (I.2): Evolution démographique de la population à divers horizons	5
Figure (II.1): Vue en plan de l'aménagement du captage avec témoignage en photos	7
Figure (II.2): Schéma général de réseau d'AEP existant	10
Figure (II.3): Schéma de l'état actuel du réservoir R1	12
Figure (II.4): Schéma de l'état actuel du réservoir R2	13
Figure (II.5): Schéma de l'état actuel du réservoir R3	14
Figure (II.6): Schéma de l'état actuel du réservoir R4	15
Figure (II.7): Schéma de l'état actuel du réservoir R5	16
Figure (II.8): Schéma de l'état actuel de la SP1	17
Figure (II.9): Schéma de l'état actuel de la SP2	18
Figure (II.10): Réseau d'adduction existant par type de matériau	21
Figure (II.11): Réseau de distribution existant par type de matériau	21
Figure (III.1): Etat de la SP1 d'EL-AINSER	23
Figure (III.2): Etat de La SP2 d'IYENNI LEQSER	24
Figure (III.3): Etat du réservoir R1 d'EL-AINSER	25
Figure (III.4): Etat du réservoir R2 d'IBOURDJIOUENE	25
Figure (III.5): Etat du réservoir R3 N'TABLATE	26
Figure (III.6): Etat du réservoir R4 d'EL-MERJ	26
Figure(III.7): Etat du réservoir R5 de TIMANITHINE	27
Figure (III.8): Etat des conduites	28
Figure (IV.1): Schéma général du réseau d'AEP projeté	38

Liste des Tableaux

Tableau (I.1): Infrastructures existantes	4
Tableau (I.2): Evolution démographique de la population à divers horizons	5
Tableau (II.1): Stations de pompage et ouvrages de stockage	11
Tableau (II.2): Conduites d'adduction existantes	19
Tableau (II.3): Classement des conduites existantes par type de matériau et par diamètre	20
Tableau (III.1): Norme de consommation domestique	29
Tableau (III.2): Evaluation des besoins en eau domestiques	29
Tableau (III.3): Evaluation des Besoins en eau administratifs	30
Tableau (III.4): Evaluation des besoins en eau scolaires	30
Tableau (III.5): Evaluation des Besoins en eau sanitaires	30
Tableau (III.6): Evaluation des Besoins en eau socio-culturels	31
Tableau (III.7): Evaluation des Besoins en eau sportifs	31
Tableau (III.8): Evaluation des besoins en eau commerciaux	31
Tableau (III.9): Evaluation des Besoins en eau de cheptel	32
Tableau (III.10): Evaluation de débit moyen journalier pour divers horizons	32
Tableau (III.11): Evaluation de débit majoré journalier pour divers horizons	33
Tableau (III.12): Evaluation de débit maximal journalier pour divers horizons	34
Tableau (III.13) : Bilan Ressources-Besoins pour divers horizons	34
Tableau (III.14): Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant	34
Tableau (III.15): Valeurs du coefficient $K_{max,h}$ pour divers horizons	35
Tableau (III.16): Calcul du volume global utile à la consommation à long terme	35
Tableau (III.17): Calcul du volume utile existant (VUext)	36
Tableau (IV.1): Estimation du débit max journalier et nombre d'habitants par réservoir	40
Tableau (IV.2): Dimensionnement du réservoir R3 de TIMANITHINE	41
Tableau (IV.3): Dimensionnement du réservoir R5 d'AIT MESSAOUD	42
Tableau (IV.4): Dimensionnement du R2 réservoir d'EL-MERJ	44
Tableau (IV.5): Dimensionnement du réservoir R1 d'EL-AINSER	45
Tableau (IV.6): Dimensionnement du réservoir R4 de TABLAT	46
Tableau (IV.7): Dimensionnement du réservoir de la SP2 d'IYENNI LEQSER	47

Tableau (IV.8): Dimensionnement du réservoir SP1 d'IBOURJIOUENE	48
Tableau (IV.9) Capacité des ouvrages de stockage	50
Tableau (IV.10): Calcul des diamètres de chaque tronçon.....	54
Tableau (IV.11): Calcul des pertes de charge de chaque tronçon	54
Tableau (IV.12): Calcul des diamètres de chaque tronçon	55
Tableau (IV.13): Calcul de la H_{mt} de chaque tronçon	56
Tableau (IV.14): Calcul des frais d'exploitations de chaque tronçon	57
Tableau (IV.15): Calcul des frais d'amortissement de chaque tronçon	57
Tableau (IV.16): Calcul du Bilan de chaque tronçon	58
Tableau (IV.17): Diamètre économique de chaque tronçon	58
Tableau (IV.18): Caractéristiques des pompes choisies	59
Tableau (V.1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier	63

Introduction générale

Depuis toujours, l'un des principaux soucis de toute civilisation était d'améliorer ses moyens d'approvisionnement en eau potable car elle constitue un atout majeur du développement socioéconomique de cette dernière.

Vu l'importance de cette ressource (l'eau), l'homme s'est investi au cours des siècles pour assurer sa disponibilité tout près de lui à tout moment et en quantité suffisante.

Le chef-lieu de TOUDJA présente un problème de manque d'eau potable qui est dû essentiellement à :

- Une conception qui ne répond plus aux besoins actuels et l'évolution démographique va aggraver sa situation encore plus ;
- La vétusté et la corrosion avancée de certains tronçons des conduites ;
- Le volume d'eau qui arrive aux consommateurs est très loin des besoins existants, à cause des pertes de charges, fuites et manque d'entretien au niveau des stations de pompage qui sont souvent en panne.

L'objectif principal de notre travail consiste à faire un diagnostic du réseau d'AEP existant et de concevoir un réseau plus performant assurant ainsi une meilleure satisfaction en eau potable de la zone d'étude.

Pour mener à bien cette tâche, notre travail se portera autour de cinq chapitres dont l'enchaînement est fonction de l'objectif recherché dans l'étude :

- Le premier chapitre est une Présentation du site ;
- Le second chapitre sera consacré à la description du Réseau d'AEP actuel ;
- Le troisième chapitre se portera sur le diagnostic physique et hydraulique du réseau d'AEP existants ;
- Le quatrième chapitre sera attribué à la conception du réseau d'AEP à divers horizons ;
- Enfin, et dans le cinquième et dernier chapitre, on passera à la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier.

I. Présentation du site

I.1. Situation géographique :

La commune de TOUDJA fait partie de la daïra d'EL-KSEUR et wilaya de BEJAIA (voir la figure (I.1)). Elle est limitée par :

- la mer méditerranéenne au nord,
- la commune EL-KSEUR au sud,
- la commune d'OUED-GHIR et BEJAIA à l'est,
- la commune de BENI KSILA à l'ouest,

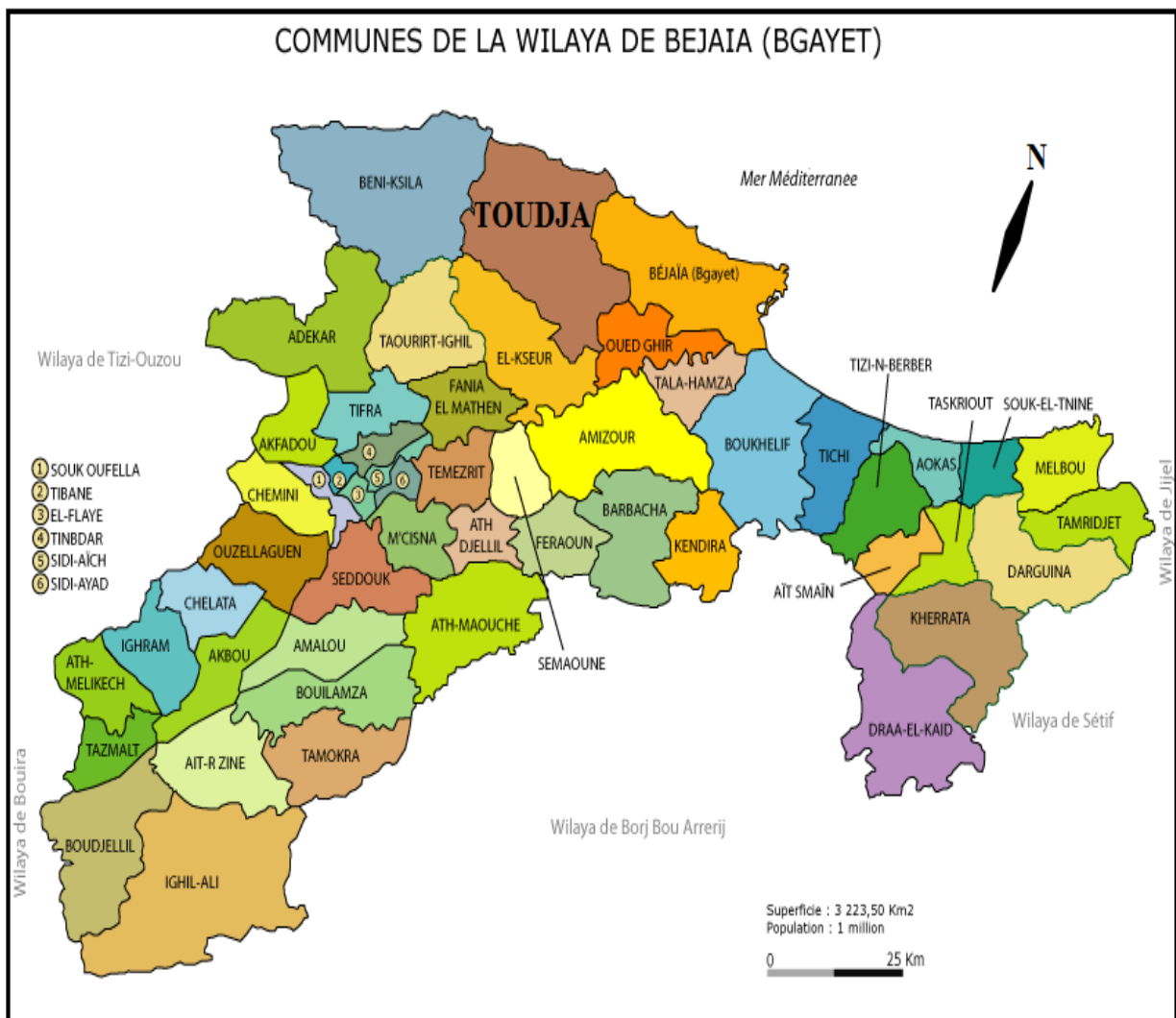


Figure (I.1) : situation géographique de la commune de TOUDJA.

Le chef-lieu de la commune de TOUDJA est situé à environ 16 km du chef-lieu de daïra d'EL-KSEUR et 26 km du chef-lieu de wilaya de BEJAIA.

I.2. Situation topographique :

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

I.3. Aperçu climatique :

Le climat de la région de TOUDJA est méditerranéen, avec un hiver froid et pluvieux et un été chaud et humide, le mois le plus chaud étant août (26°C) et le mois le plus froid reste janvier (11.8°C). La région de TOUDJA reste l'une des régions les plus arrosées de l'Algérie, les précipitations moyennes annuelles varient de 700 mm à 1000 mm [4].

I.4. Période concernée par l'étude :

L'horizon d'estimation prévu pour cette étude est l'an 2040 soit au bout de 25 ans au-delà de cet horizon, l'estimation deviendrait grossière en raison des incertitudes sur l'évolution et la composition future de la population et des équipements.

I.5. Situation du réseau d'AEP actuel :

D'après les informations recueillies auprès des services de l'APC 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 sept réservoirs.

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

I.6. Infrastructures existantes :

Le chef-lieu comporte différentes infrastructures à savoir [2] :

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

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

Tableau (I.1): Infrastructures existantes.

Type d'infrastructure	Désignation	Nombre
Administratif	Mairie	2
	Parc communale	1
	Poste	1
	Musée de l'eau	1
	Garage communale	1
	Garde communale	1
Sanitaire	Polyclinique	1
Scolaire	Ecole primaire	1
	CEM	1
Cheptel	Ecurie	36
Sportif	Salle du sport	1
	Voute	1
Socio-culturel	Mosquée	1
	Centre culturel	1
	Mausolée	4
Commerciaux	Alimentation générale	10
	Bijouterie	1
	Quincaillerie	3
	Fast-food et restaurant	3
	Cafétéria	6
	Cyber café	2
	Article de ménage	1
	Soudeur	1
	Habillement	5
	Boulangerie et pâtisserie	2
	Librairie	2
	Kiosque	4
	Mécanicien	2
	Salon de coiffure	4
	Boucherie	1
	Pharmacie	2
	Lavage	2
librairie	2	

I.7. Infrastructures projetés :

Selon les services de l'APC aucune infrastructure ou équipement à projeter dans la zone objet d'étude.

I.8.Perspective démographique :

La collecte des données auprès de l'APC de TOUDJA 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 2911 habitants [2].

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 2015 Donc n = 7, on aura le nombre d'habitants actuels égaux à 3321 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). L'évolution de la population est illustrée dans sur la figure (I.2).

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

Horizon	2008	2015	2020	2030	2040
Nombre d'habitants	2911	3321	3649	4404	5316

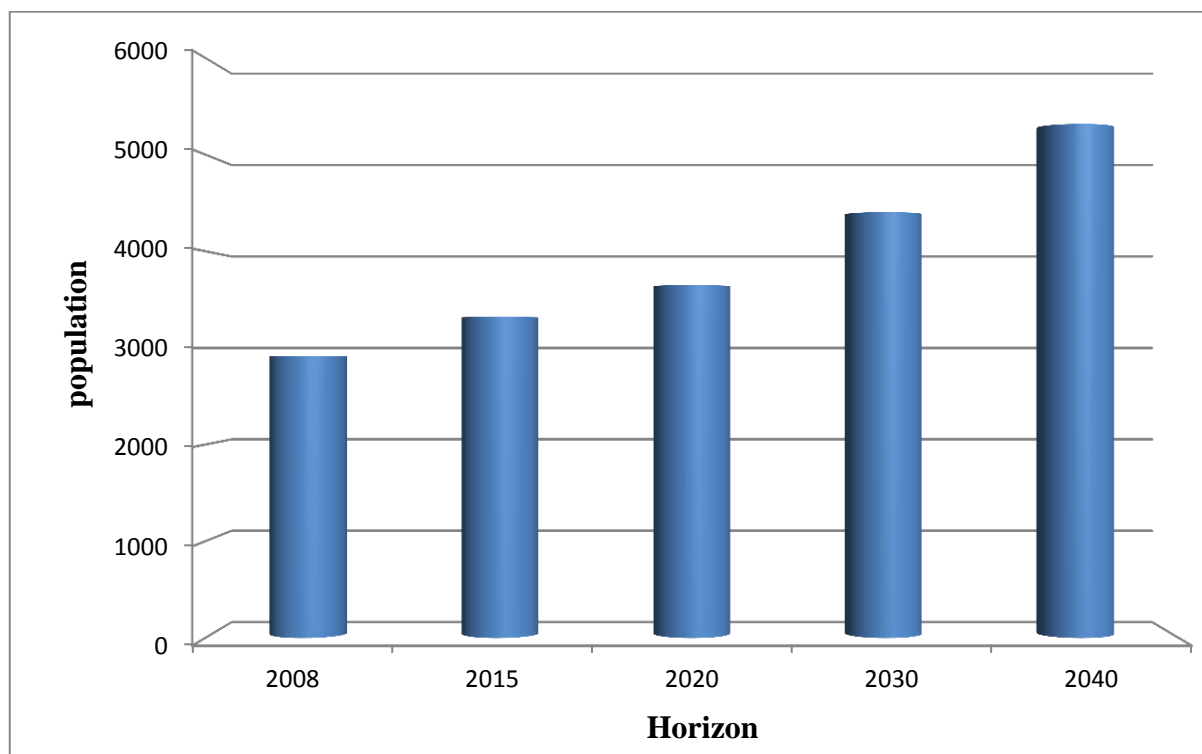


Figure (I.2) : Evolution démographique de la population à divers horizons

II. Situation du réseau d'AEP actuel

II.1. Description du réseau d'AEP existant :

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

- Les ressources en eau;
- Les réservoirs de stockages ;
- Les stations de pompage ;
- Les conduites d'adduction et de distribution (Acier Noir, Acier Galvanisé, PEHD, Fonte de diamètre allant de 25 mm à 400 mm).

II.2. Ressources en eau :

Toute la zone d'étude est actuellement alimentée par un captage souterrain d'une source naturelle d'eau minérale, il est composé de plusieurs compartiments en tunnels sous rochers, parfois confortés par des murs en briques plaines, ces tunnels aboutissent à la fin en aval à des chambres de partage de débit pour permettre une accumulation et une distribution de l'eau au travers des conduites prenant départ à partir de ces chambres revêtues à la partie basse de faïence blanche.

En plus de ces organes, deux chambres sèches souterraines pour visiteurs sont implantées à l'entrée face à la porte principale d'accès au captage, à travers de la deuxième chambre on peut accéder aux tunnels d'arrivés de la source.

La source occupe actuellement le niveau bas dans un édifice en R+2 dont le débit moyen est actuellement estimé à 30 l/s [6].

Cette dernière alimente aussi :

- Une petite partie de la ville de BEJAIA par une conduite en acier noir (D=400 mm)
- Société des eaux de TOUDJA par une conduite en acier galvanisé (80/90).

Le schéma (II.1) suivant représente une vue en plan du captage avec témoignage en photos.

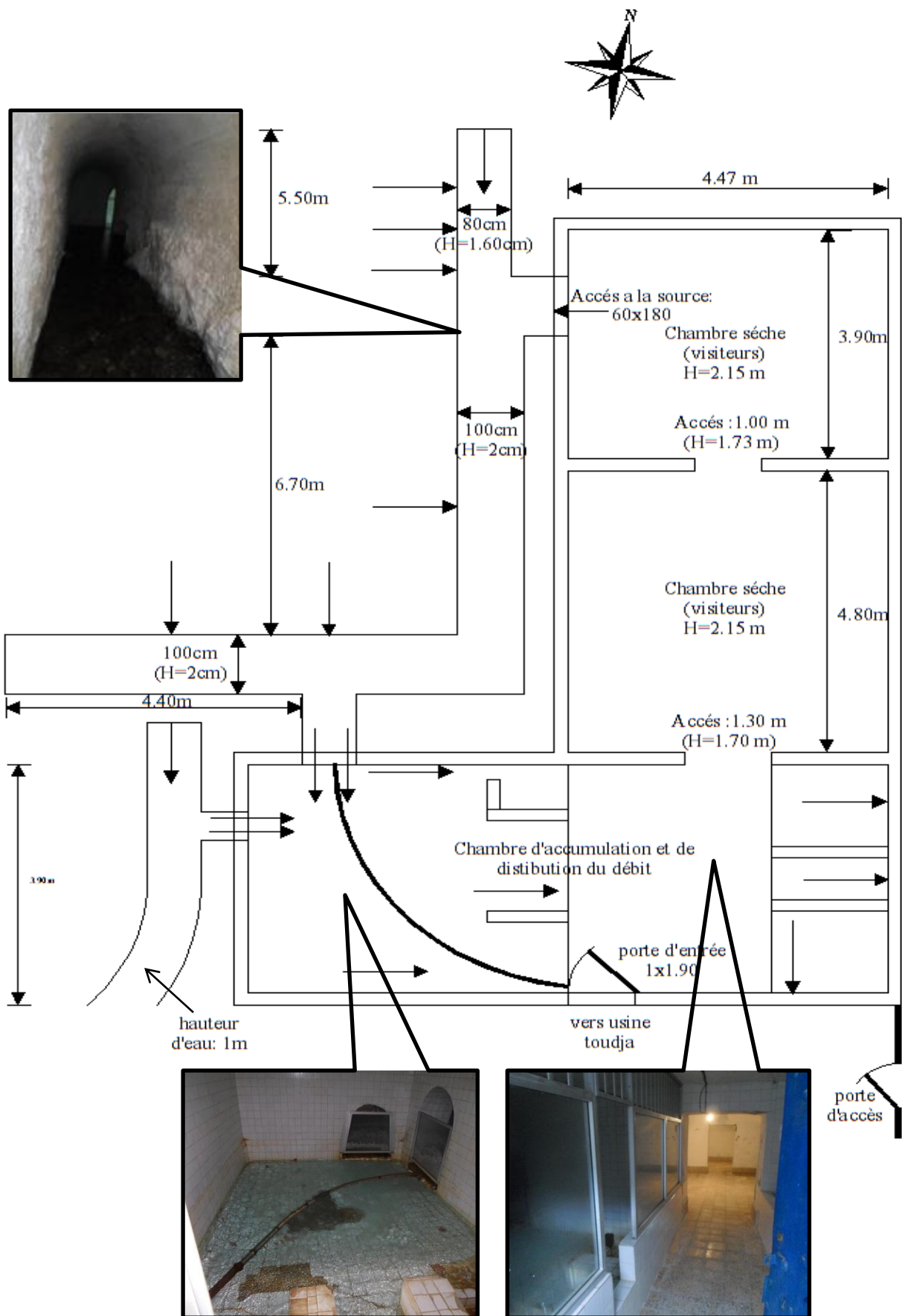


Figure (II.1) : Vue en plan de l'aménagement du captage avec témoignage en photos

II.3. Stations de pompage et ouvrages de stockage :

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

II.3.1. La station de pompage SP1 d'EL-AINSER :

Cette station est alimentée par gravité à partir de la source par deux conduites, l'une est en acier noir (D=250 mm) et l'autre est en acier galvanisé (26/34), elle est équipée d'une pompe immergée qui refoule l'eau vers la station de pompage SP2 d'IYENNI LEQSER par une conduite en acier noir (D=250 mm), cette station comporte un réservoir doté d'une capacité de 320 m³. Ce dernier dessert aussi le village de IBELHADJEN par une conduite en PEHD (D=90mm).

II.3.2. La station de pompage SP2 d'IYENNI LEQSER :

Alimentée à partir de la SP1 d'EL-AINSER, elle est équipée d'une pompe centrifuge et son réservoir est d'une capacité de 500 m³, cette station refoule l'eau vers le réservoir R3 de TABLATE par une conduite en acier noir (D=160 mm) et alimente par gravité le village d'IBAOUCHEN par une conduite en PEHD (D=110 mm), le village de LARBAA avec une conduite en Acier Noir (D=168mm).

II.3.3. Réservoir R1 d'EL_AINSER :

Ce réservoir a une capacité de 50 m³, alimenté directement par la source d'EL-AINSER par trois conduites qui sont :

- Deux en Acier Galvanisé (80/90) ;
- Une en Acier Galvanisé (40/49) ;

Il dessert les localités suivantes : AIT LEDJROUR, AIT BOURBAA, AIT BOUDJELAL, la Salle de Sport avec des conduites en : PEHD (D=75 mm), Acier Galvanisé (40/49), Acier Galvanisé (50/60), Acier Galvanisé (33/42).

II.3.4. Réservoir R2 d'IBOURDJIOUENE :

Ce réservoir a une capacité de 50 m³, Alimenté directement par refoulement à partir de la source d'EL-AINSER par une conduite en Acier Galvanisé (80/90) et dessert les localités suivantes: IBOURDJIOUENE, AAWINE, EL-AINSER, IHROUROUYENE par une conduite en Acier Galvanisé (80/90).

II.3.5. Réservoir R3 de TABLATE :

Ce réservoir à une capacité de 100 m³, reçoit l'eau refoulée par la station de pompage SP2 d'IYENNI LEQSER et dessert les localités suivantes : TIMANITHINE, IKHEF OULMA avec une conduite en Acier Galvanisé (80/90) et le village de CHEURFA avec une autre conduite en Acier Galvanisé (50/60).

II.3.6. Réservoir R4 d'EL-MERJ :

Ce réservoir a une capacité de 200 m³, alimenté directement par la source avec une conduite gravitaire en acier galvanisé (102/114) et dessert les localités suivantes : AIT BOUREBAA, BOUBERKA, IOUJITEN, IBOUHDIFEN, ABRAH, EL-MERJ par une conduite en Acier Noir (D=160mm) et les logements du CEM par une conduite en Acier Galvanisé (20/27).

II.3.7. Réservoir R5 de TIMANITHINE :

Ce réservoir est doté d'une capacité de 100 m³, jusqu'à présent il n'a pas été mis en service.

Le réseau d'AEP existant est récapitulé dans la figure (II.2) et le tableau (II.1) ci-dessus :

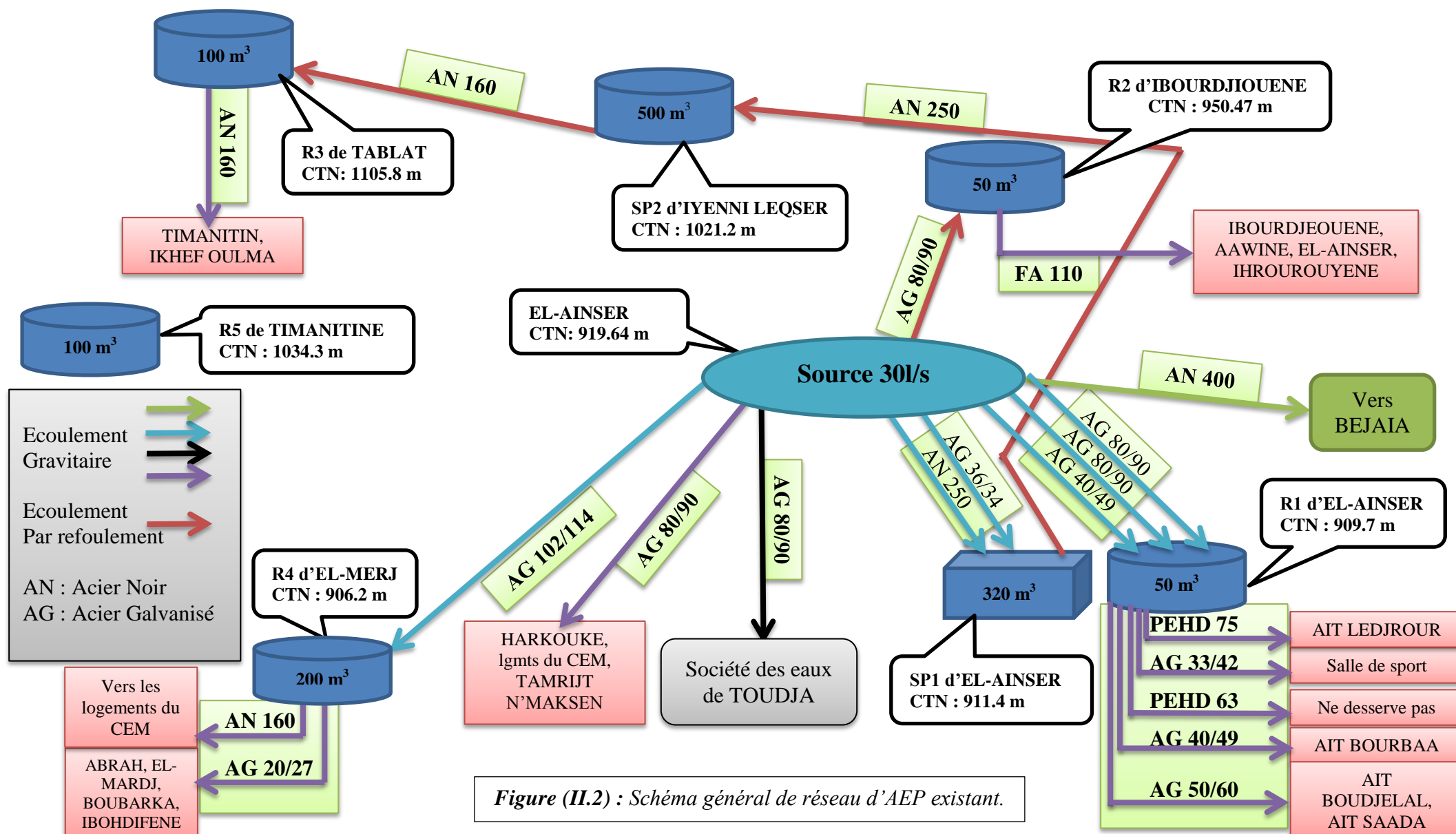


Figure (II.2) : Schéma général de réseau d'AEP existant.

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

Réservoir	forme	CTN (m)	CR (m)	CTP (m)	type	Capacité (m ³)	Arrivée d'eau	sortie		observation
								adduction	distribution	
Station de pompage SP1	Rectangulaire	911.4	911.4	917.7	Semi enterré	320	Par gravité à partir de la source	Refolement vers SP2	/	
Réservoir R1	circulaire	909.7	908.4	910.4	Semi enterré	50	Par gravité à partir de la source	/	AIT LEDJROUR, Salle de sport, AIT BOURBAA, AIT BOUDJELAL,	
Réservoir R2	circulaire	950.47	950	952.40	Semi enterré	50	Refolement à partir de la source	/	IBOURDJEOUENE, AAWINE, EL-AINSER, IHROUROUYENE	
Station de pompage SP2	circulaire	1021.2	1020.5	1024.5	Semi enterré	500	Refolement à partir de SP1	Refolement vers R3	/	
Réservoir R3	circulaire	1105.8	1105.2	1107.9	Semi enterré	100	Refolement à partir de SP2	/	TIMANITHINE, IKHEF OULMA	
Réservoir R4	circulaire	906.2	904.94	908.3	Semi enterré	200	Par gravité à partir de la source	/	ABRAH, EL-MARDJ, BOUBARKA, IBOHDIFENE, Logements du CEM	
Réservoir R5	circulaire	1034.3	1033.5	1036	Semi enterré	100	/	/	/	Pas encore mis en service

Les états actuels des stations de pompage et des ouvrages de stockage sont indiqués dans les figures (II.3), (II.4), (II.5), (II.6), (II.7), (II.8), (II.9), suivantes :

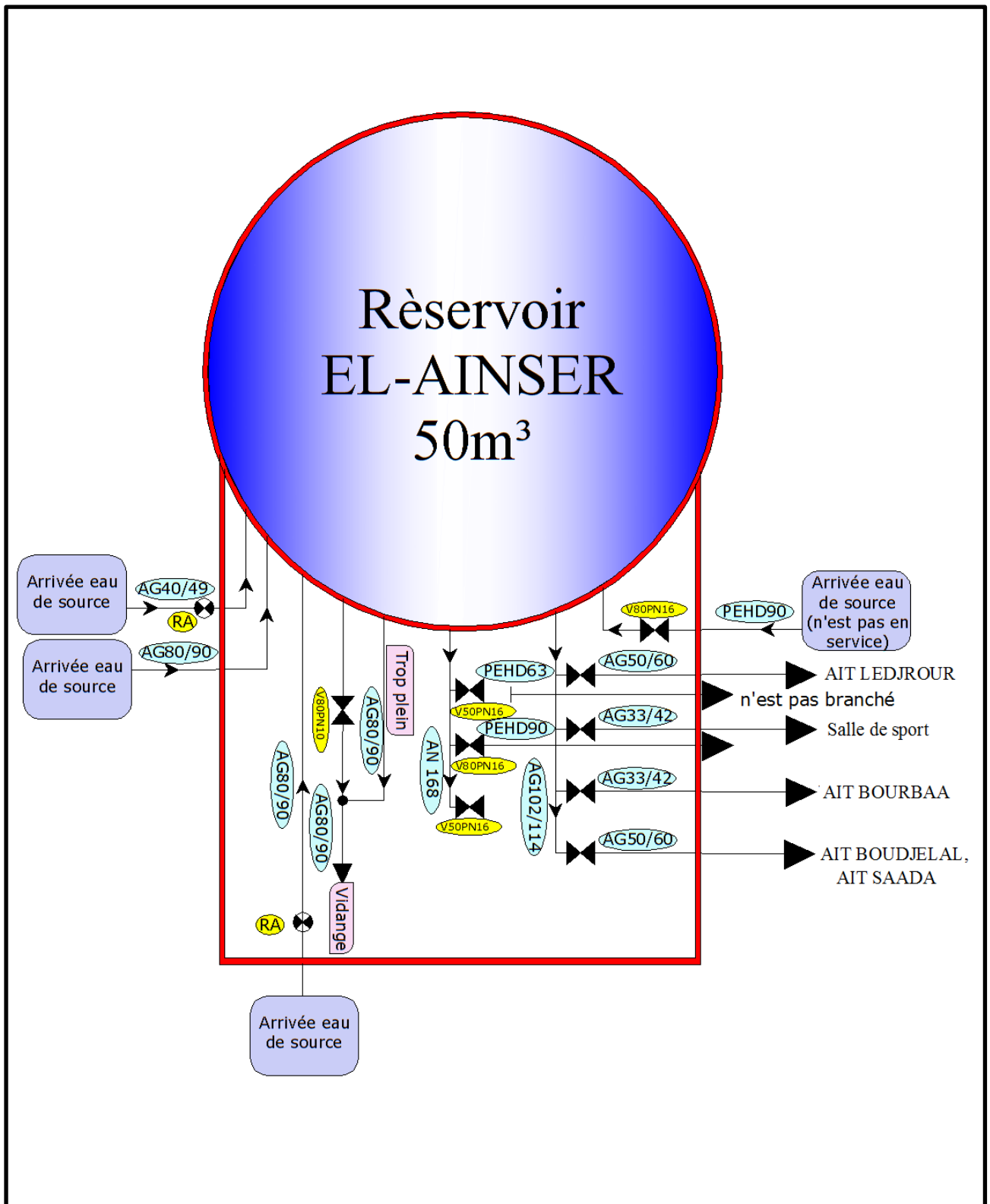


Figure (II.3) : Schéma de l'état actuel du réservoir R1 d'EL-AINSER

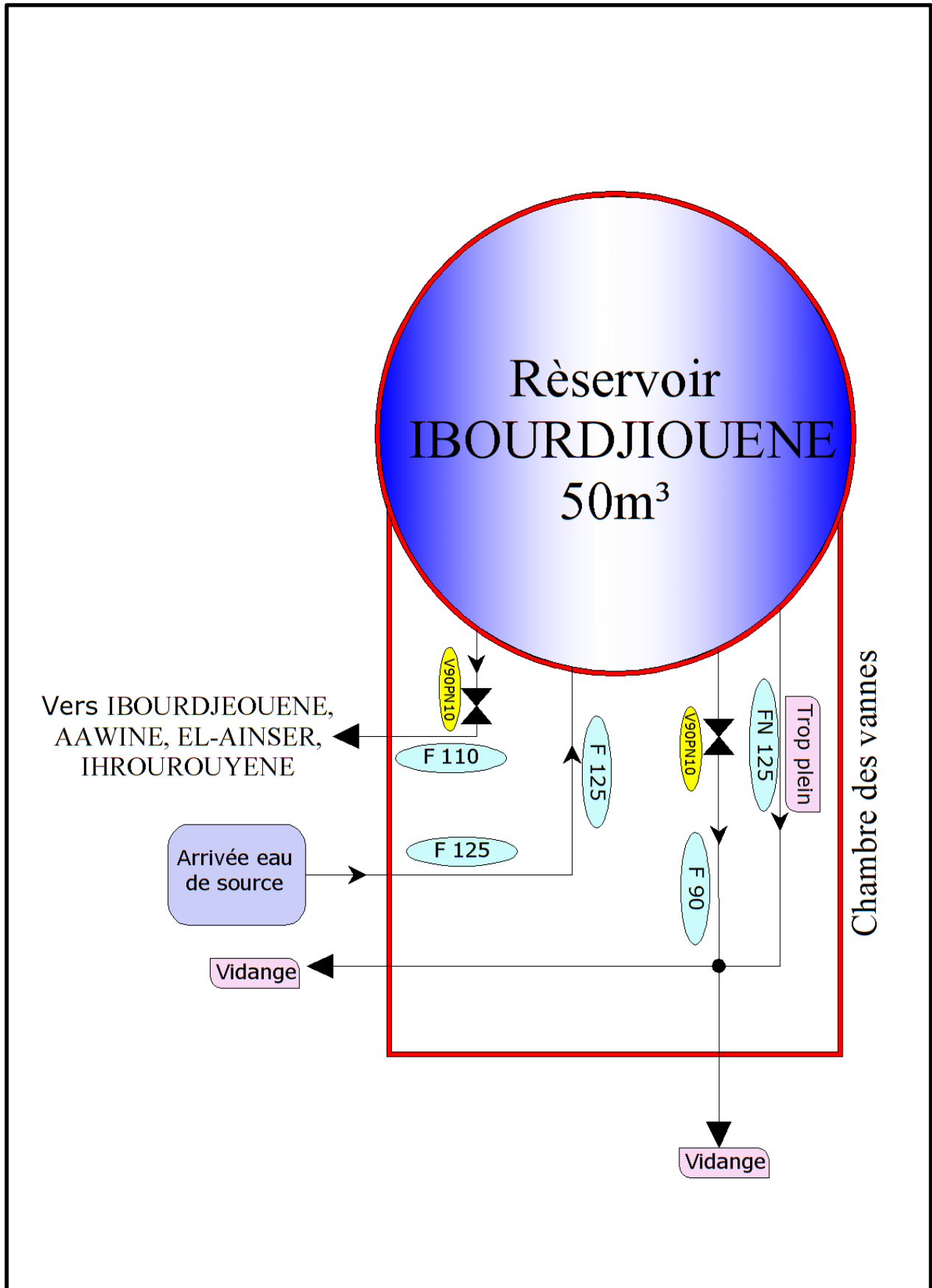


Figure (II.4) : Schéma de l'état actuel du réservoir R2 d'IBOURJIOUENE

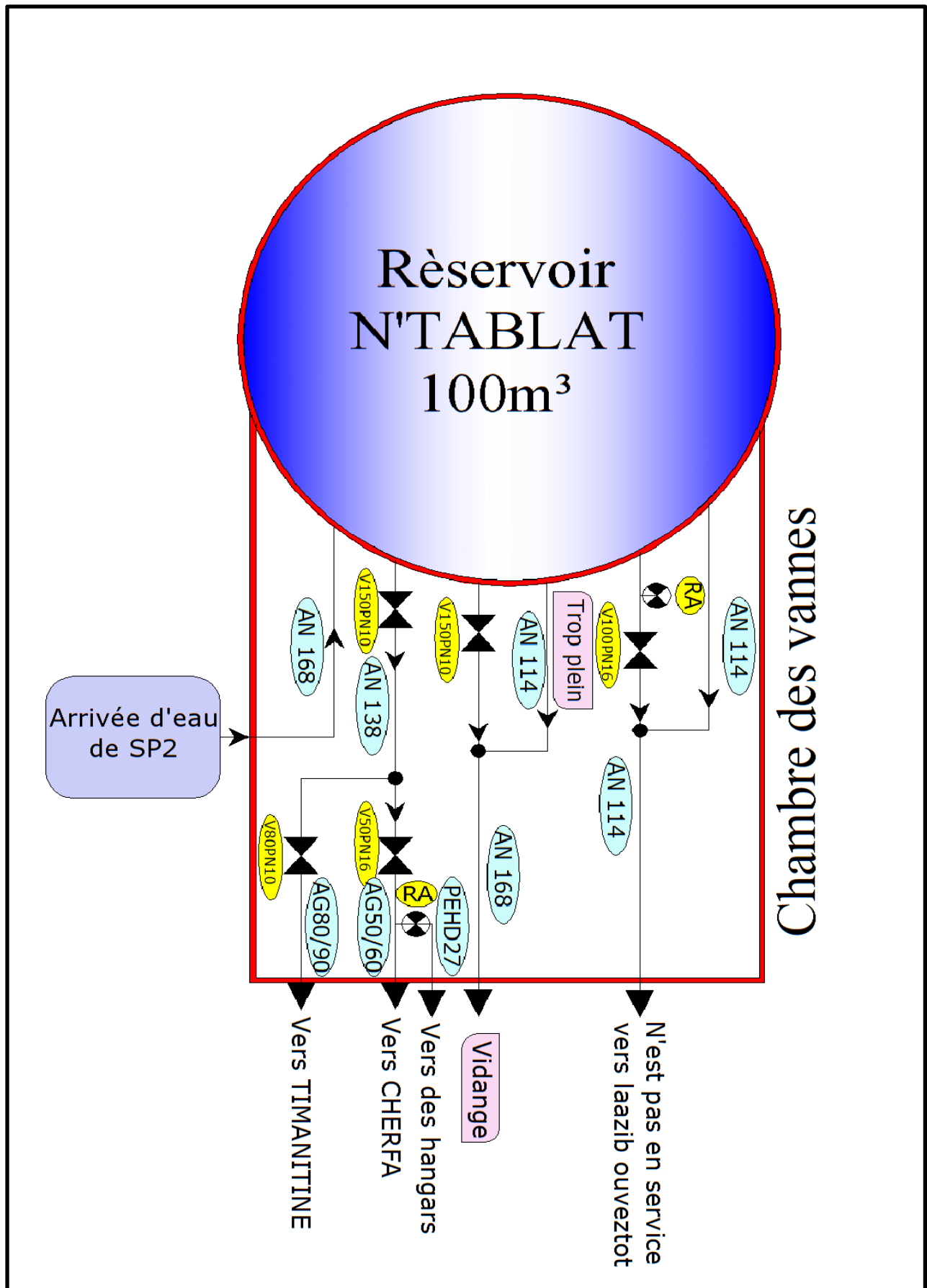


Figure (II.5) : Schéma de l'état actuel du réservoir R3 de TABLATE

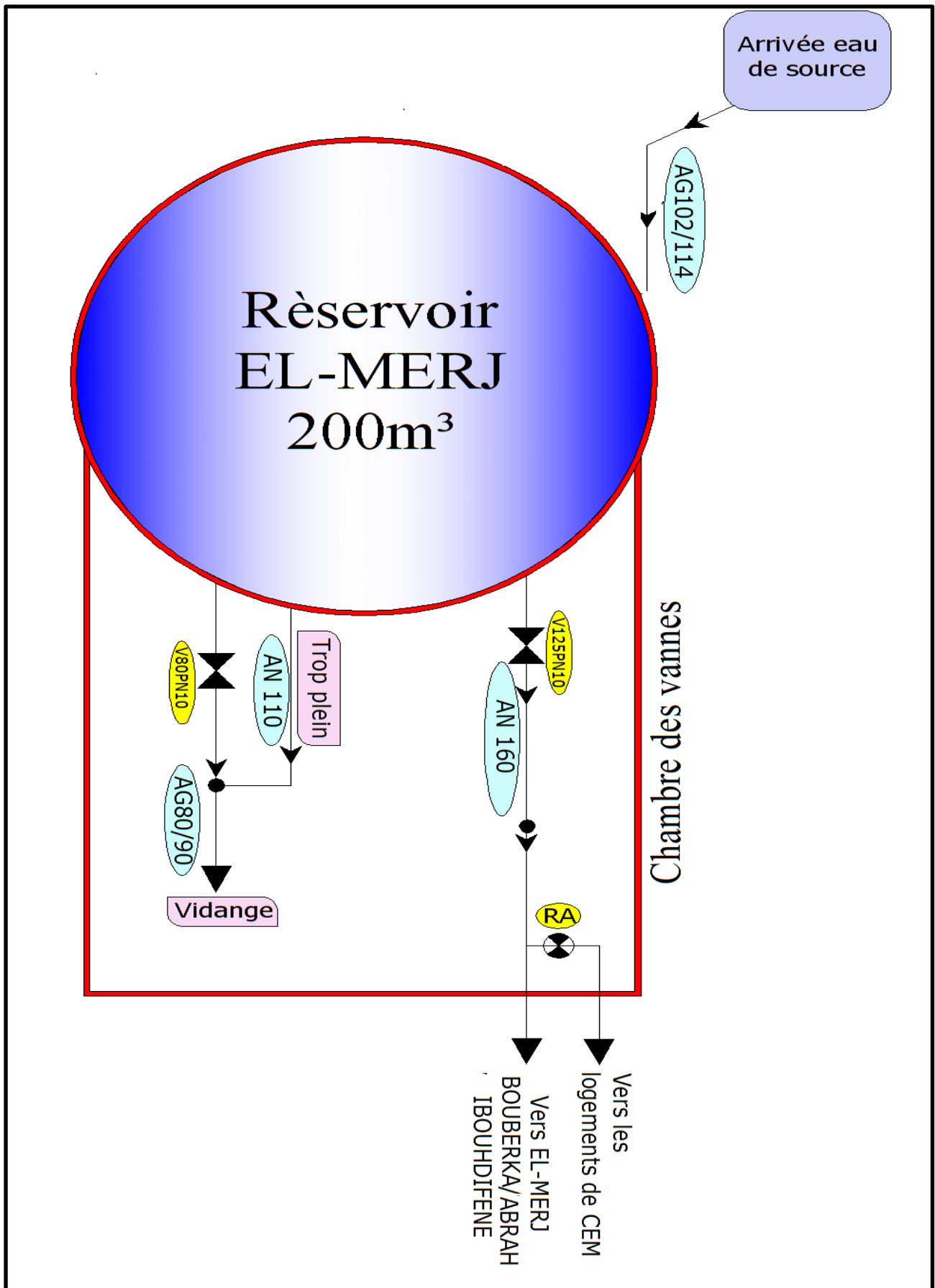


Figure (II.6) : Schéma de l'état actuel du réservoir R4 d'EL-MERJ

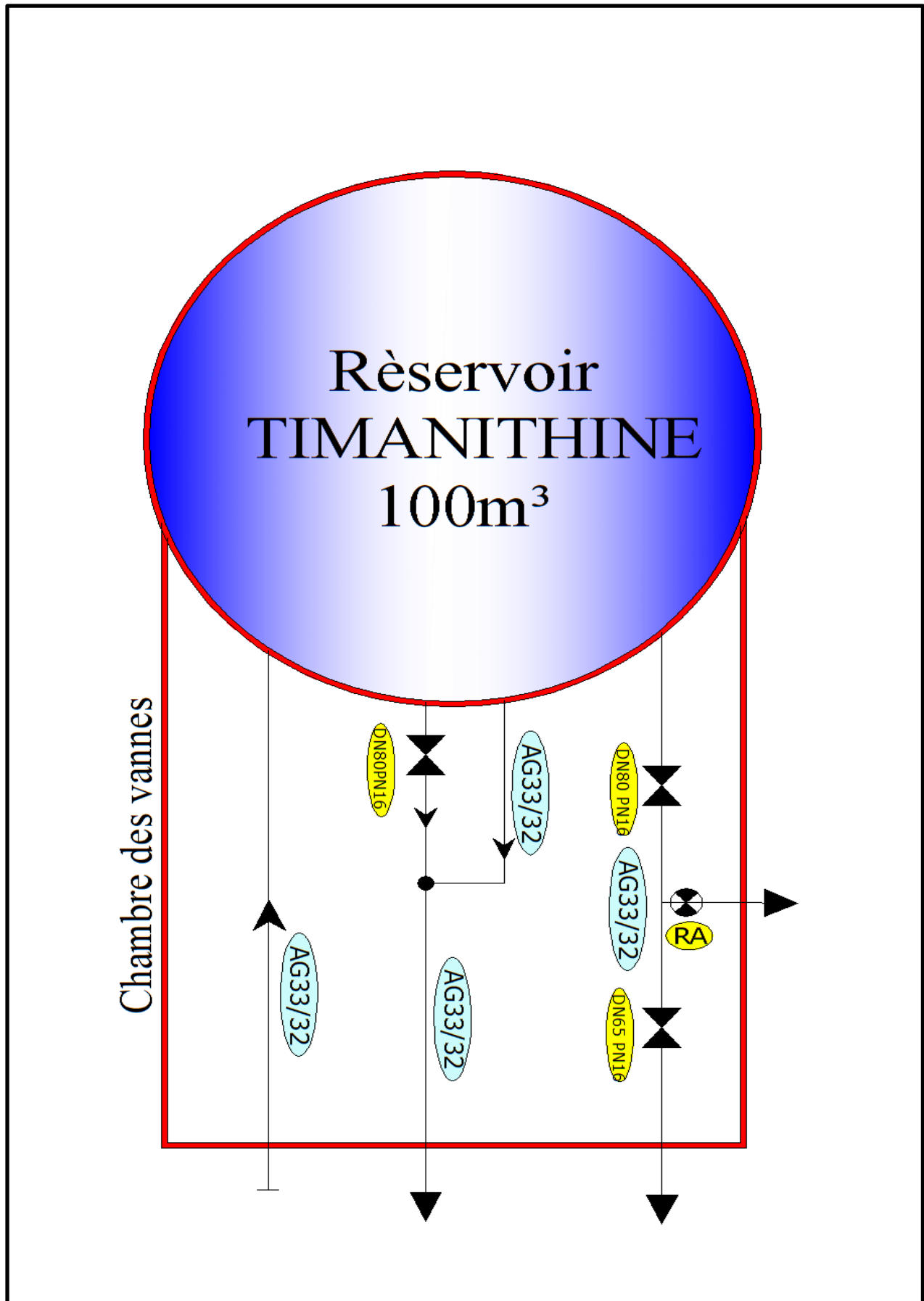


Figure (II.7) : Schéma de l'état actuel du réservoir R5 de TIMANITHINE

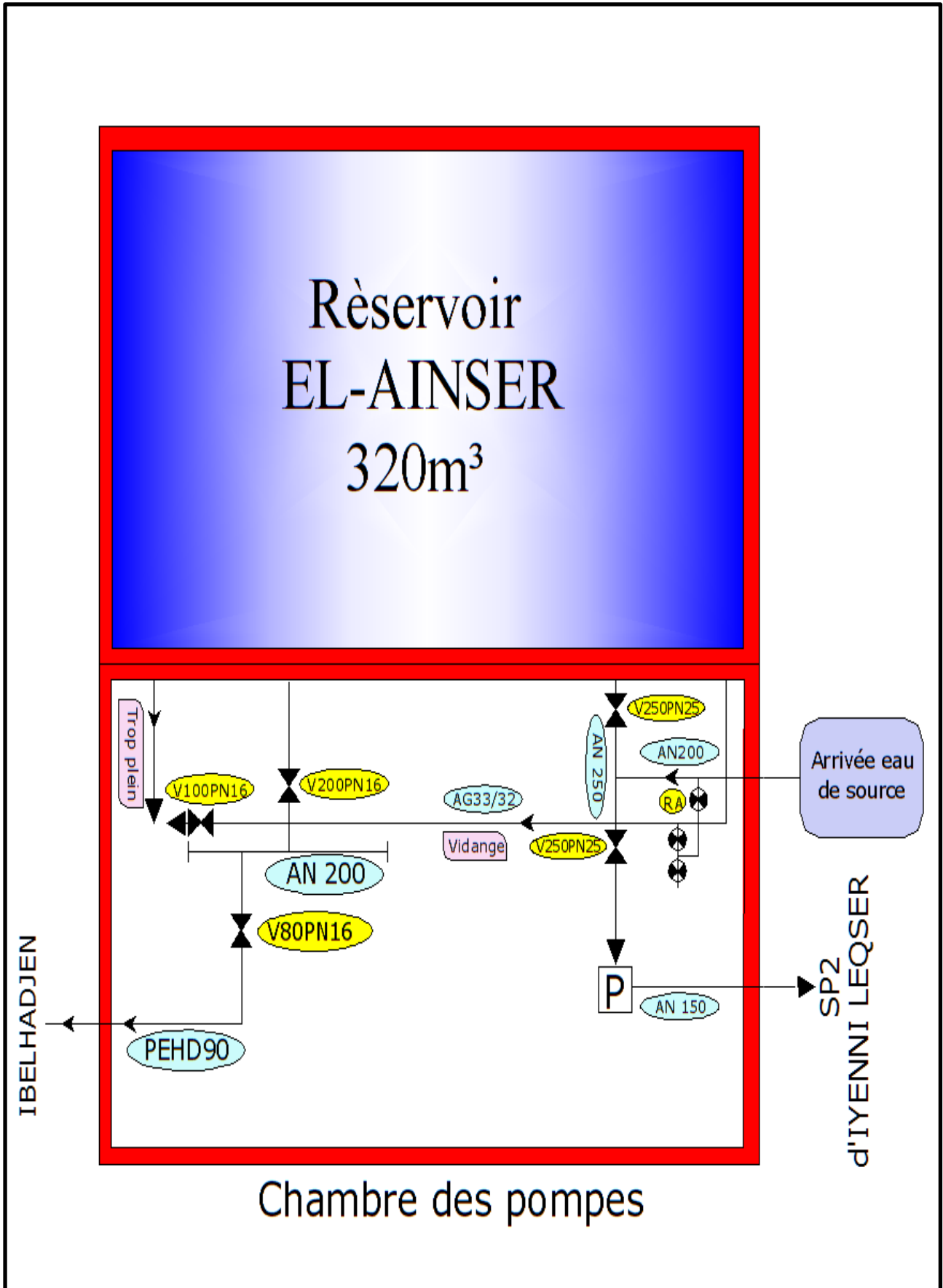


Figure (II.8) : Schéma de l'état actuel de la SPI d'EL-AINSER

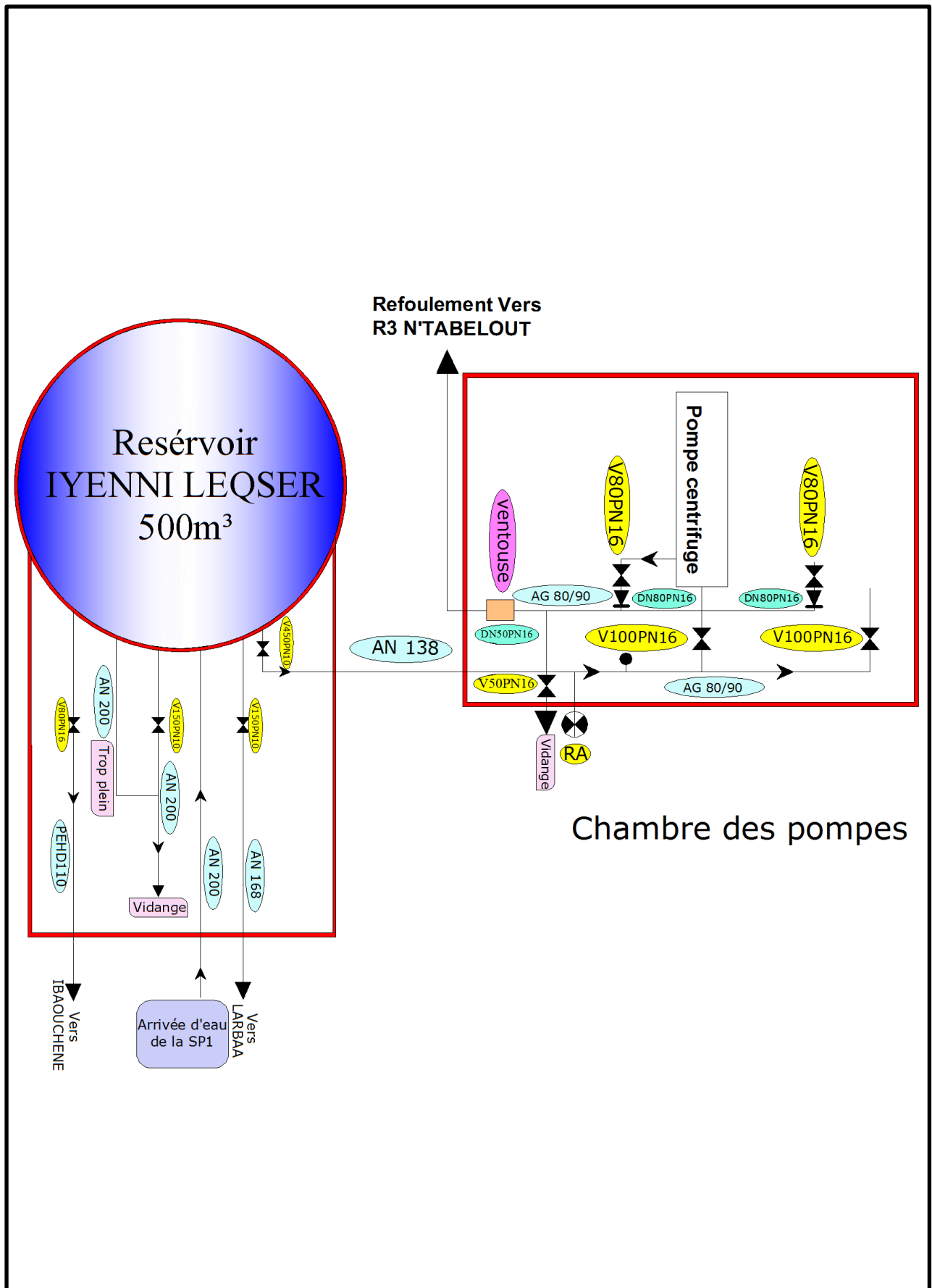


Figure (II.9) : Schéma de l'état actuel de la SP2 d'IYENNI LEQSER

II.4. Les conduites d'adduction :

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

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

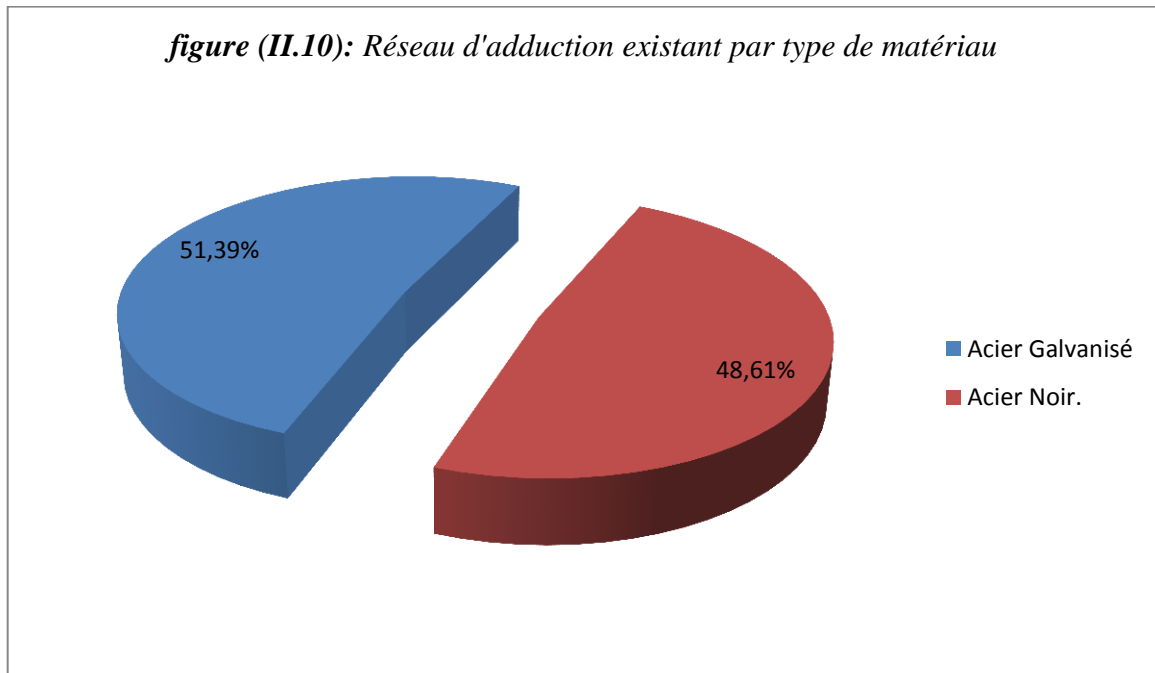
Type	Nom de la conduite	Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Destination
Adduction	S-R1	AG	80/90	90	Adduction gravitaire vers R1
	S-R1	AG	80/90	90	
	S-R1	AG	80/90	90	
	S-SP1	AN	250	90	Adduction gravitaire vers SP1
	S-SP1	AG	26/34	90	
	S-R2	AG	80/90	149	Refoulement vers R2
	SP1-SP2	AN	250	492	Refoulement vers SP2
	SP2-R3	AN	160	591	Refoulement vers R3
	S-R4	AG	102/114	731	Adduction gravitaire vers R4
	Total				2413

Le réseau d'AEP existant est classé par diamètre et type de matériau dans le tableau (II.3) :

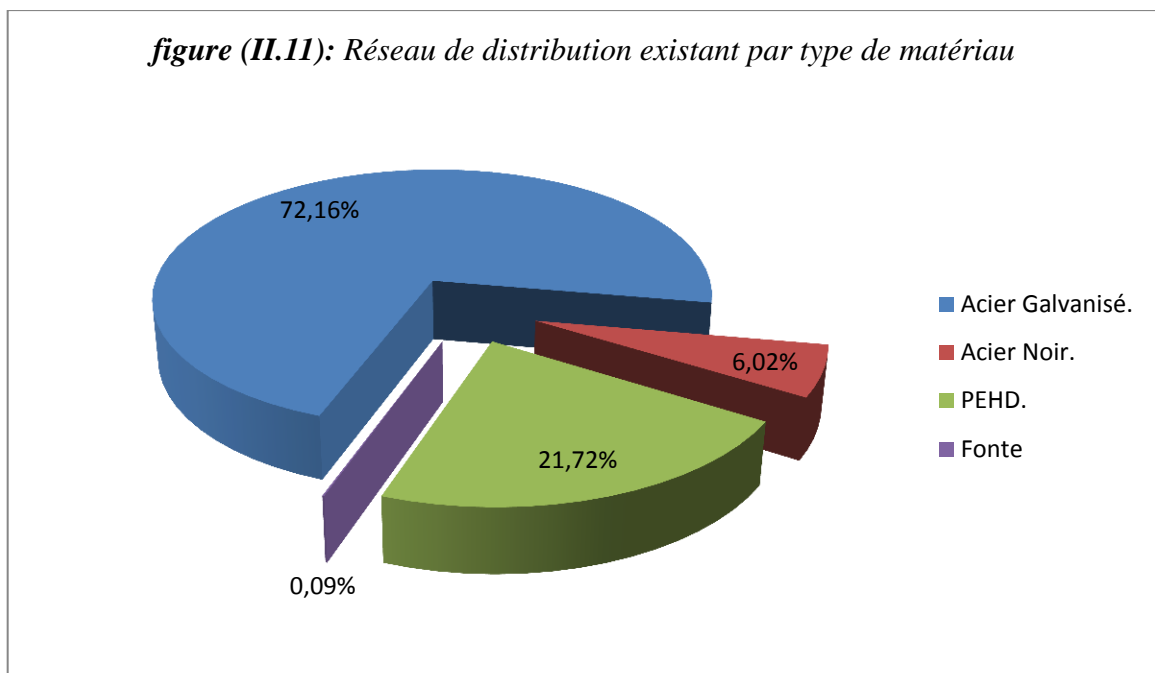
Tableau (II.3): Classement des conduites existantes par type de matériau et par diamètre

Type	Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)
Adduction	Acier galvanisé	26/34	90
		80/90	419
		102/114	731
	s/total		1240
	Acier noir	250	582
		160	591
	s/total		1173
S/total		2413	
Distribution	Acier galvanisé	80/90	2407
		60/70	134
		50/60	1165
		40/49	1567
		33/42	2335
		26/34	2283
		20/27	1534
	s/total		11425
	Acier noir	250	736
		160	217
	s/total		953
	PEHD	75	141
		63	1130
		50	90
		40	216
		32	998
		25	864
	s/total		3439
	Fonte	110	15
	s/total		15
S/total		15832	
TOTAL		18245	

La figure (II.10) récapitule la répartition du réseau d'adduction par type de matériau :



La figure (II.11) récapitule la répartition du réseau de distribution par type de matériau :



III. Diagnostic du réseau d'AEP existants

Notre objectif est d'établir un diagnostic physique et hydraulique de la zone d'étude à savoir :

- Diagnostic des stations de pompes et ouvrages de stockage et déceler les anomalies, degré de vétusté ou insuffisances du point de vue dimensionnement;
- Diagnostic des conduites et localisation des fuites.

III.1. Diagnostic physique :

III.1.1. 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 localités et habitations souffrent du manque d'eau.

III.1.1.a. La source d'EL-AINSER :

- Apparition de fissures d'ordre structurel à quelques endroits ;
- L'eau de la source s'écoule normalement, aucun effondrement obturant le chemin d'écoulement n'a été détectée [6] ;
- La stabilité de l'ouvrage n'est pas affectée [6].

III.1.1.b. La station de pompage SP1 d'EL-AINSER :

- Etanchéité dégradé ou inexistante ;
- Trop plein mal placé conduisant à des fuites quand le réservoir est entièrement plein

Voir les photos de la figure (III.1).



Figure (III.1): Etat de la SP1 d'EL-AINSER

III.1.1.c. La station de pompage SP2 d'IYENNI LEQSER :

- Présence d'eau dans la chambre de pompage (fuite dans les équipements) ;
- Echelle détérioré ;
- fissuration d'ordre structurel sur quelques endroits du réservoir

Voir les photos de la figure (III.2).



Figure (III.2): Etat de La SP2 d'IYENNI LEQSER

III.1.1.d. Réservoir R1 d'EL-AINSER :

- Présence d'eau dans la chambre des vannes ;
- Les conduites du réservoir sont vétustés et corrodé ;
- Débordement du trop-plein.

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



Figure (III.3): Etat du réservoir R1 d'EL-AINSER

III.1.1.e. Réservoir R2 d'IBOURDJIOUENE :

- Les conduites du réservoir sont vétustés et corrodé ;
- Absence d'étanchéité et dégradation de la coupole ;
- Présence de vannes détériorées à remplacer ;
- Manque d'éclairage ;

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

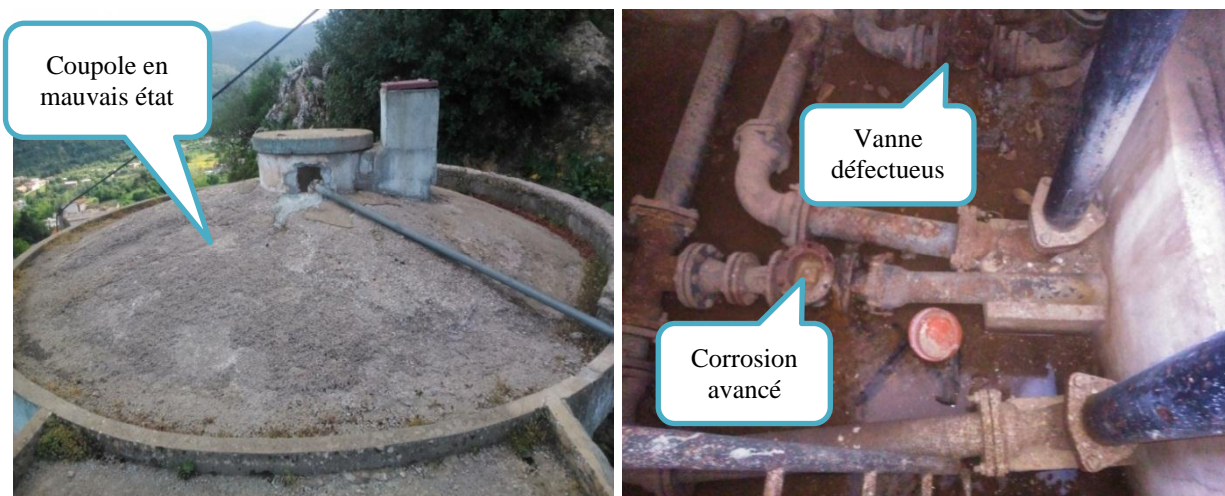


Figure (III.4): Etat du réservoir R2 d'IBOURDJIOUENE

III.1.1.f. Réservoirs R3 de TABLATE:

- Les conduites et les vannes du réservoir sont vétustés et corrodés ;
- Absence d'étanchéité ;
- Manque d'éclairage et détérioration de la clôture ;

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



Figure (III.5): Etat du réservoir R3 N'TABLATE

III.1.1.g. Réservoirs R4 d'EL-MERJ :

- Conduite d'arrivée à ciel ouvert (non protégé) ;
- Absence d'étanchéité ;
- manque d'entretien ;

Voir les photos de la figure (III.6).



Figure (III.6): Etat du réservoir R4 d'EL-MERJ

III.1.1.h. Réservoirs R5 de TIMANITHINE :

- Manque d'éclairage et détérioration de la clôture ;
- Absence d'étanchéité ;
- Nécessite un entretien ;

Voir les photos de la figure (III.7).



Figure(III.7): Etat du réservoir R5 de TIMANITHINE

III.1.2. Diagnostic des conduites :

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

- Plusieurs endroits où les conduites sont déterrées, sans protection et exposées aux attaques de l'environnement extérieur ;
- Risque de contamination avec les eaux pluviales et éventuellement avec les eaux usées ;
- Absences de vannes et de regards de vannes d'AEP ;
- Le réseau est très vétusté ;
- On a constaté plusieurs fuites dans plusieurs endroits différents ;
- Branchements anarchiques ce qui rend la gestion du réseau difficile ;

Voir les photos de la figure (III.8).



Figure (III.8): Etat des conduites

III.1.3. Recommandations :

Pour les ouvrages de stockage, nous recommandons :

- Aménagement intérieur des ouvrages ;
- Faire une couche de peinture sur les parois des ouvrages ;
- Réaliser une évacuation pour les eaux de fuites dans la chambre à vanne ;
- Réhabiliter et mettre en place l'échelle d'accès ;
- Remplacer les vannes et les conduites détériorées et corrodées.

Pour les conduites, nous recommandons :

- Afin d'éviter les obturations des conduites il est indispensable de remplacer toutes les conduites en acier galvanisé par des conduites en PEHD ;
- Mettre en place des regards de vannes ;
- Eviter les branchements anarchiques ;
- Installer des compteurs d'eau pour chaque abonné afin de mieux gérer le réseau.

III.2. Diagnostic hydraulique :

III.2.1. Estimation des besoins en eau :

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.

- 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 [7].

Tableau (III.1) : 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

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

III.2.2. Evaluation des débits de la consommation en eau par catégorie :

Le dimensionnement du réseau projeté est estimé sur la base de la consommation en eau actuelle et future.

III.2.3.a. Evaluation des besoins en eau domestique :

La consommation moyenne journalière est déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

q_i : La dotation moyenne journalière est prise égale à 150 l/hab/j et de 200 l/hab/j pour le futur.

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

Les besoins en eau domestique de la commune de TOUDJA sont estimés dans le tableau (III.2)

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

Horizon	2015	2020	2030	2040
Nombre d'habitants	3321	3649	4404	5316
Dotation (l/j)	150	180	180	200
Besoins (m ³ /j)	498,14	656,76	792,77	1063,28

III.2.3.b. Evaluation des besoins en eau administratifs :

Les besoins administratifs sont composés des consommations des équipements tel que la nouvelle et l'ancienne mairie, le parc communal, la posteetc.

Ces besoins sont donnés dans le tableau (III.3) :

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

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Nouvelle Mairie	100	10	1,00
Ancienne mairie	50	10	0,50
Parc communale	100	50	5,00
Poste	8	10	0,08
Musée de l'eau	40	10	0,40
Garage communale	20	50	1,00
Garde communale	30	50	1,50
Total			9,48

III.2.3.c. Evaluation des besoins en eau scolaires :

Concernant les besoins en équipements scolaires, la zone d'étude est composée d'une école primaire, et d'une école de l'enseignement moyen qui est doté d'une cantine. Leurs consommation est donnée dans le tableau (III.4) :

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

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Ecole primaire	300	50	15,00
CEM	500	50	25,00
Total			40,00

III.2.3.d. Evaluation des besoins en eau sanitaires :

La zone d'étude comprend seulement une polyclinique dont les besoins sont estimés dans le tableau (III.5) suivant :

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

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Polyclinique	60	50	3,00
Total			3,00

III.2.3.e. Evaluation des besoins en eau socio-culturels :

Les besoins socio-culturels sont évalués sur la base de la consommation journalière du centre culturel et de la mosquée. Ces besoins sont illustrés dans le tableau (III.6) :

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

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Centre culturel	200	10	2,00
Mosquée	500	20	10,00
Total			12,00

III.2.3.f. Evaluation des besoins en eau sportifs :

La zone d'étude est équipée d'une salle de sport et d'une Voute dont les besoins sont dans le tableau (III.7) suivant :

Tableau (III.7) : Evaluation des Besoins en eau sportifs

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Salle de sport	60	100	6,00
Voute	60	100	6,00
Total			12,00

III.2.3.g. Evaluation des besoins en eau commerciaux :

S'agissant d'une zone de type rurale où il n'y a aucune industrie, les besoins des équipements comprennent seulement des commerces, la soudure, mécanique...etc. (voir tableau (III.8)).

Tableau (III.8) : Evaluation des besoins en eau commerciaux

Désignation	Nombre d'unité	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Alimentation générale	10	20	0,20
Bijouterie	1	20	0,02
Quincaillerie	3	20	0,06
Fast-food et restaurants	3	500	1,50
boulangerie et pâtisserie	2	300	0,60
Cafétéria	6	500	3,00
Cyber café	2	20	0,04
Soudeur	1	100	0,10
Habillement	5	20	0,10
Kiosque	4	20	0,08
Mécanicien	2	100	0,20
Coiffure	4	200	0,80
Boucherie	1	100	0,10
librairie	2	20	0,04
Pharmacie	2	50	0,10
article de ménage	1	20	0,02
Lavage	2	2000	4,00
Total			10,96

III.2.3.h. 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 quelques poulaillers. Les besoins en eau de cheptel sont évalués dans le tableau (III.9) suivant :

Tableau (III.9) : Evaluation des Besoins en eau de cheptel

Désignation	Nombre de sujets	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Ovin	200	50	10,00
Bovin	50	200	10,00
Caprin	200	50	10,00
Volaille	5000	1	5,00
total			35,00

III.2.4. 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 administratifs, scolaires, sanitaires, socio-culturels, sportif, commerciaux et cheptel. Il est calculé selon la formule suivante :

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

Les résultats sont indiqués dans le tableau (III.10) suivant :

Tableau (III.10) : Evaluation du débit moyen journalier pour divers horizons.

Catégorie	Horizon							
	2015		2020		2030		2040	
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
Domestique	498,14	5,77	656,76	7,60	792,77	9,18	1063,28	12,31
Administratif	9,48	0,11	10,42	0,12	12,57	0,15	15,18	0,18
Scolaire	40,00	0,46	43,95	0,51	53,05	0,61	64,03	0,74
Sanitaire	3,00	0,03	3,30	0,04	3,98	0,05	4,80	0,06
Socio-culturel	12,15	0,14	13,35	0,15	16,11	0,19	19,45	0,23
Sportif	12,00	0,14	13,18	0,15	15,91	0,18	19,21	0,22
Commerciaux	10,96	0,13	12,04	0,14	14,54	0,17	17,55	0,20
Cheptel	35,00	0,41	38,45	0,45	46,42	0,54	56,03	0,65
Total	620,73	7,18	791,44	9,16	955,35	11,06	1259,53	14,58

III.2.5. 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.11) :

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

Localité	Horizon	2015		2020		2030		2040	
		m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
TOUDJA	Q _{mov}	620,73	7,18	791,44	9,16	955,35	11,06	1259,53	14,58
	majoration	20 %							
	Q _{maj}	744,88	8,62	949,73	10,99	1146,42	13,27	1511,43	17,49

III.2.6. Calcul du débit maximal journalier :

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 le coefficient dit : « coefficient d'irrégularité journalière K_{max,j} » définis comme suit :

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

Donc la consommation maximale journalière est :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{maj,j} \dots\dots\dots(III.4)$$

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.12)

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

Localité	Horizon	2015		2020		2030		2040	
		m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
TOUDJA	Q _{maj}	744,88	8,62	949,73	10,99	1146,42	13,27	1511,43	17,49
	K _{max.j}	1,2							
	Q _{maxj}	893,85	10,35	1139,68	13,19	1375,70	15,92	1813,72	20,99

III.3. Bilan hydrique :

Le bilan hydrique est une confrontation entre les ressources (30 l/s) et les besoins en eau.

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.13) suivant :

Tableau (III.13) : Bilan Ressources-Besoins pour divers horizons

Horizon	2015	2020	2030	2040
Ressources (l/s)	30,00	30,00	30,00	30,00
Besoins (l/s)	10,35	13,19	15,92	20,99
Bilan (l/s)	+19,65	+16,81	+14,08	+9,01

On peut constater que la commune présente un surplus de 9,01 l/s donc la source peut satisfaire les besoins de la commune à long terme.

III.4. Vérification globale de la capacité des ouvrages de stockage :

III.4.1. Variation de la consommation horaire :

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 :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots \dots \dots (III.5)$$

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.14) [5]:

Tableau (III.14) : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

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

D'après ce tableau, la valeur de β_{max} pour l'horizon 2040 (5316 habitants) est de 1.43

Donc $K_{max,h} = 1.3 * 1.43 = 1.86$

Les valeurs de $K_{max,h}$ pour divers horizon sont indiquées dans le tableau (III.15) suivant :

Tableau (III.15) : Valeurs du coefficient $K_{max,h}$ pour divers horizons

horizon	Actuel 2015	Court terme 2020	Moyen terme 2030	Long terme 2040
Nombre d'habitants	3321	3649	4404	5316
B_{max}	1.54	1.52	1.48	1.43
$K_{max,h}$	2	1.98	1.92	1.9

Les statistiques des régimes de consommations des agglomérations sont dans l'annexe (1).

III.4.2. Estimation globale du volume utile à la consommation (VU) à long terme :

Tableau (III.16) : calcul du volume global utile à la consommation à long terme

Heure	$K_{max,h}$ 1,9	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	Distribution (m^3/h)	Apport (m^3/h)	Surp/Déficit (m^3)	résidu (m^3)
0-1	0,85	1813,72	15,42	75,57	60,15	60,15
1-2	0,85		15,42	75,57	60,15	120,31
2-3	0,85		15,42	75,57	60,15	180,46
3-4	1		18,14	75,57	57,43	237,90
4-5	2,7		48,97	75,57	26,60	264,50
5-6	4,7		85,24	75,57	-9,67	254,83
6-7	5,35		97,03	75,57	-21,46	233,37
7-8	5,85		106,10	75,57	-30,53	202,83
8-9	4,5		81,62	75,57	-6,05	196,79
9-10	4,2		76,18	75,57	-0,60	196,18
10-11	5,5		99,75	75,57	-24,18	172,00
11-12	7,5		136,03	75,57	-60,46	111,54
12-13	7,9		143,28	75,57	-67,71	43,83
13-14	6,35		115,17	75,57	-39,60	4,23
14-15	5,2		94,31	75,57	-18,74	-14,51
15-16	4,8		87,06	75,57	-11,49	-26,00
16-17	4		72,55	75,57	3,02	-22,97
17-18	4,5		81,62	75,57	-6,05	-29,02
18-19	6,2		112,45	75,57	-36,88	-65,90
19-20	5,7		103,38	75,57	-27,81	-93,71
20-21	5,5		99,75	75,57	-24,18	-117,89
21-22	3		54,41	75,57	21,16	-96,73
22-23	2		36,27	75,57	39,30	-57,43
23-24	1		18,14	75,57	57,43	382,39
Total	100	1813,72	1813,72	1813,72	0,00	382,39

A partir des résultats du tableau :

$$VU = |\Delta V^+| + |\Delta V^-|$$

$$VU = 264.50 + 117.89$$

$$VU = 382.39 \text{ m}^3$$

Ou :

VU : volume utile à la consommation en m^3

$|\Delta V^+|$: résidu maximal dans le réservoir en m^3

$|\Delta V^-|$: résidu minimal dans le réservoir en m^3

III.4.3. Estimation globale du volume utile existant (VUext) :

Tableau (III.17) : calcul du volume utile existant (VUext)

Réservoir	R1	R2	R3	R4	R5	SP1	SP2
Capacité du réservoir (m^3)	50	50	100	200	100	320	500
Capacité total (m^3)	1320						
Volume d'incendie par réservoir (m^3)	120	120	120	120	120	120	120
Volume incendie total (m^3)	840						
VUext à la consommation (m^3)	480						

On peut constater d'après les résultats trouvés dans les tableaux (III.16) et (III.17) que le volume utile existant (**480 m^3**) est supérieur au volume utile à la consommation à long terme (**382,39 m^3**), soit un surplus de **97,61 m^3** .

Donc on peut conclure que la commune de TOUDJA présente un surdimensionnement et une mauvaise répartition spatiale des ouvrages de stockage.

IV. Etude et conception du réseau d'AEP à divers horizons

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

- Le choix du tracé ;
- Le dimensionnement des ouvrages de stockage ;
- Le dimensionnement des conduites d'adduction (gravitaire et refoulement) ;
- Le choix des pompes pour les stations de pompage.

IV.1. Choix du tracé :

Pour établir un meilleur tracé d'adduction, nous allons tenir compte de certains paramètres technico-économiques à savoir :

- Avoir un profil aussi régulier que possible, afin de réduire les frais d'investissement ;
- Eviter les contre pente qui peuvent engendrer des cantonnements d'air et aussi une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant causer des éclatements de la conduite ;
- Disposer les conduites à écoulement libre avec une pente uniforme afin de suivre la ligne piézométrique ;
- Eviter au maximum les traversés des obstacles tel que les oueds ou les routes.

IV.1.1. Description du schéma d'adduction du réseau projeté :

L'acheminement de l'eau se fait à partir de la source (AL-AINSER) qui alimentera par des conduites gravitaires les réservoirs R1 d'EL-AINSER et R2 d'EL-MERJ, refoulera vers les réservoirs R3 de TIMANITHINE, R5 de AIT MESSAOUD et vers la première station de pompage SP1 d'IBOURJIOUENE, celle-ci refoulera vers la deuxième station de pompage SP2 d'IYENNI LEQSER, cette dernière refoulera vers le dernier réservoir de la chaîne d'adduction R4 de TABLAT.

Le schéma du réseau projeté est représenté dans la figure (IV.1) ci-dessus :

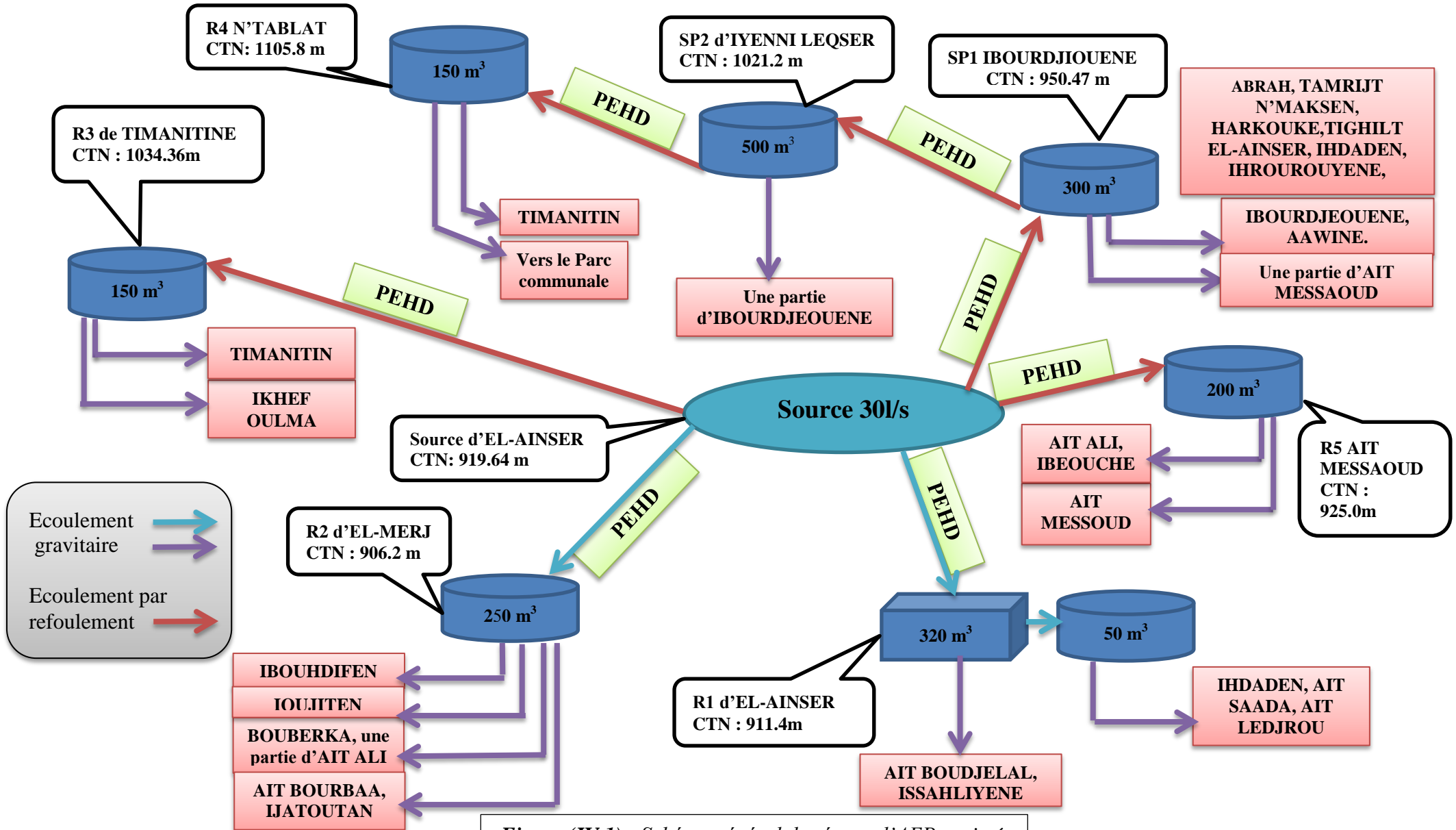


Figure (IV.1) : Schéma général de réseau d'AEP projeté.

IV.2. Les ouvrages de stockage :

IV.2.1. 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 constructions ;
- Etanchéité plus facile à réaliser.

IV.2.2. Dimensionnement des ouvrages de stockage :

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) [7].

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 trouvées sera le volume utile à la consommation (V_u). Le volume total du réservoir est déterminé par la formule ci- dessous [7] :

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

Avec,

V_t : Volume total du réservoir.

V_u : Volume utile à la consommation.

$V_{incendie}$: Volume d'incendie (**120 m³**)

Ou :

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

IV.2.2.a. Estimation du $Q_{\max,j}$ et du nombre d'habitants par réservoir :

Pour pouvoir estimer le $Q_{\max,j}$ et le nombre d'habitants de chaque réservoir on a commencé par délimiter les zones d'influence de chaque réservoir en faisant un tracé des conduites de distribution, ensuite on a compté le nombre de maisons et les différents équipements dans chaque zone d'influence, puis on a procédé au calcul et l'estimation des besoins de chaque zone.

Les résultats trouvés sont regroupés dans l'annexe (5) et récapitulés dans le tableau (IV.1) suivant :

Tableau (IV.1) : Estimation du débit max journalier et nombre d'habitants par réservoir

Réservoir	Réseau	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max,j}/R$ (m ³ /j)	Nombre de maison	Moyenne hab/maison	Population par réseau	Population par réservoir
R2	A	56,61	406,24	43	4,39	188,76	1316,93
	B	70,27		52		228,27	
	C	222,75		162		711,14	
	D	56,61		43		188,76	
R1	E	167,70	220,05	122		535,55	693,58
	F	52,36		36		158,03	
SP1	G	308,27	792,670	192		842,83	2085,14
	H	484,40		283		1 242,30	
SP2	I	10,11	10,115	8		35,12	35,12
R4	J	30,06	51,12	22		96,57	114,13
	K	21,07		4		17,56	
R3	L	50,98	119,65	35		153,64	368,74
	M	68,68		49		215,10	
R5	N	145,80	213,86	110		482,87	702,36
	O	68,06		50		219,49	
Total		1 259,52	1 813,72	1211		4,39	4,39

IV.2.2.b. Dimensionnement du réservoir de TIMANITHINE (R3) :

Le réservoir (100 m³) de TIMANITHINE dessert les localités : TIMANITHINE, IKHEF OULMA, avec une population de 369 habitants et une consommation de 119.65 m³/j donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 2 \text{ d'où } k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.6$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (IV.2) qui suit :

Tableau (IV.2) : Dimensionnement du réservoir R3 de TIMANITHINE

Heure	$K_{\max,h}$ 2,5	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	Distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	119,65	0,72	4,99	4,27	4,27
1-2	0,6		0,72	4,99	4,27	8,54
2-3	1,2		1,44	4,99	3,55	12,08
3-4	2		2,39	4,99	2,59	14,68
4-5	3,5		4,19	4,99	0,80	15,47
5-6	3,5		4,19	4,99	0,80	16,27
6-7	4,5		5,38	4,99	-0,40	15,87
7-8	10,2		12,20	4,99	-7,22	8,65
8-9	8,8		10,53	4,99	-5,54	3,11
9-10	6,5		7,78	4,99	-2,79	0,32
10-11	4,1		4,91	4,99	0,08	0,40
11-12	4,1		4,91	4,99	0,08	0,48
12-13	3,5		4,19	4,99	0,80	1,28
13-14	3,5		4,19	4,99	0,80	2,07
14-15	4,7		5,62	4,99	-0,64	1,44
15-16	6,2		7,42	4,99	-2,43	-1,00
16-17	10,4		12,44	4,99	-7,46	-8,46
17-18	9,4		11,25	4,99	-6,26	-14,72
18-19	7,3		8,73	4,99	-3,75	-18,47
19-20	1,6		1,91	4,99	3,07	-15,40
20-21	1,6		1,91	4,99	3,07	-12,32
21-22	1		1,20	4,99	3,79	-8,54
22-23	0,6		0,72	4,99	4,27	-4,27
23-24	0,6		0,72	4,99	4,27	0,00
Total	100	119,65	119,65	119,65	0,00	154,74

D'après les résultats du tableau (IV.2) on a :

$$V_u = 16,27 + 18,47 = 34,74 \text{ m}^3$$

$$V_t = 154,74 \text{ m}^3$$

Ce réservoir est déjà doté d'une capacité de 100 m³, alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 50 m³ jumelé avec celui existant.

- **Le diamètre du réservoir**

La hauteur d'un réservoir varie généralement entre 4 et 5 m. On prendra $H = 4$ m.

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec : $V = 50 \text{ m}^3$.

$$D_r = [(4 \times 50) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où : $D_r = 3.99$ m.

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

On considère qu'on a un seul réservoir de 150 m³:

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{150})^2)]$$

Avec :

$$D_{150} = [(4 \times V_{\text{tot}}) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$D_{150} = [(4 \times 150) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où: $D_{150} = 6.91$ m.

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (6.91)^2)]$$

$H_{\text{incendie}} = 3.2$ m.

IV.2.2.c. Dimensionnement du réservoir d'AIT MESSAOUD (R5) :

Le réservoir d'AIT MESSAOUD dessert : AIT MESSAOUD, AIT ALI, avec une population égale à 702 habitants et une consommation de 213,86 m³/j donc :

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3 \text{ et } \beta_{\text{max}} = 2 \text{ d'où } k_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} = 2.6$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (IV.3) qui suit :

Tableau (IV.3) : Dimensionnement du réservoir R5 d'AIT MESSAOUD

Heure	$K_{\text{max.h}}$ 2,5	$Q_{\text{max.j}}$ (m ³ /j)	Distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	213,86	1,28	8,91	7,63	7,63
1-2	0,6		1,28	8,91	7,63	15,26
2-3	1,2		2,57	8,91	6,34	21,60
3-4	2		4,28	8,91	4,63	26,23
4-5	3,5		7,49	8,91	1,43	27,66
5-6	3,5		7,49	8,91	1,43	29,08
6-7	4,5		9,62	8,91	-0,71	28,37
7-8	10,2		21,81	8,91	-12,90	15,47
8-9	8,8		18,82	8,91	-9,91	5,56
9-10	6,5		13,90	8,91	-4,99	0,57
10-11	4,1		8,77	8,91	0,14	0,71
11-12	4,1		8,77	8,91	0,14	0,86
12-13	3,5		7,49	8,91	1,43	2,28
13-14	3,5		7,49	8,91	1,43	3,71
14-15	4,7		10,05	8,91	-1,14	2,57
15-16	6,2		13,26	8,91	-4,35	-1,78
16-17	10,4		22,24	8,91	-13,33	-15,11
17-18	9,4		20,10	8,91	-11,19	-26,30
18-19	7,3		15,61	8,91	-6,70	-33,01

19-20	1,6		3,42	8,91	5,49	-27,52
20-21	1,6		3,42	8,91	5,49	-22,03
21-22	1		2,14	8,91	6,77	-15,26
22-23	0,6		1,28	8,91	7,63	-7,63
23-24	0,6		1,28	8,91	7,63	0,00
Total	100	213,86	213,86	213,86	0,00	182,09

D'après les résultats du tableau (IV.3) on a :

$$V_u = 29,08 + 33,01 = 62,09 \text{ m}^3$$

$$V_t = 182,09 \text{ m}^3$$

On choisira un volume standard de 200 m³/j pour ce réservoir.

- **Le diamètre du réservoir**

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec : $V = 200 \text{ m}^3$.

$$D_r = [(4 \times 200) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où : $D_r = 7,98 \text{ m}$.

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{200})^2)]$$

Avec :

$$D_{200} = 7,98 \text{ m}$$

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (7,98)^2)]$$

$$H_{\text{incendie}} = 2,4 \text{ m}.$$

IV.2.2.d. Dimensionnement du réservoir d'EL-MERJ (R2) :

Le réservoir (200 m³) d'EL-MERJ dessert : IBOUHDHIFEN, IOUJITEN, BOUBERKA, AIT BOURBAA, avec une population de 1317 habitants et une consommation de 406,24 m³/j donc :

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3 \text{ et } \beta_{\text{max}} = 1,926 \text{ d'où } k_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} = 2,5$$

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau (IV.4) qui suit :

Tableau (IV.4) : Dimensionnement du R2 réservoir d'EL-MERJ

Heure	$K_{\max.h}$ 2,5	$Q_{\max.j}$ (m ³ /j)	Distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	406,24	2,44	16,93	14,49	14,49
1-2	0,6		2,44	16,93	14,49	28,98
2-3	1,2		4,87	16,93	12,05	41,03
3-4	2		8,12	16,93	8,80	49,83
4-5	3,5		14,22	16,93	2,71	52,54
5-6	3,5		14,22	16,93	2,71	55,25
6-7	4,5		18,28	16,93	-1,35	53,89
7-8	10,2		41,44	16,93	-24,51	29,38
8-9	8,8		35,75	16,93	-18,82	10,56
9-10	6,5		26,41	16,93	-9,48	1,08
10-11	4,1		16,66	16,93	0,27	1,35
11-12	4,1		16,66	16,93	0,27	1,62
12-13	3,5		14,22	16,93	2,71	4,33
13-14	3,5		14,22	16,93	2,71	7,04
14-15	4,7		19,09	16,93	-2,17	4,87
15-16	6,2		25,19	16,93	-8,26	-3,39
16-17	10,4		42,25	16,93	-25,32	-28,71
17-18	9,4		38,19	16,93	-21,26	-49,97
18-19	7,3		29,66	16,93	-12,73	-62,70
19-20	1,6		6,50	16,93	10,43	-52,27
20-21	1,6		6,50	16,93	10,43	-41,84
21-22	1		4,06	16,93	12,86	-28,98
22-23	0,6		2,44	16,93	14,49	-14,49
23-24	0,6		2,44	16,93	14,49	0,00
Total	100	406,24	406,24	406,24	0,00	237,95

D'après les résultats du tableau (IV.4) on a :

$$V_u = 55,25 + 62,70 = 117,95 \text{ m}^3$$

$$V_t = 237,95 \text{ m}^3$$

Ce réservoir est déjà doté d'une capacité de 200 m³, alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 50 m³ jumelé avec celui existant.

- **Le diamètre du réservoir**

La hauteur d'un réservoir varie généralement entre 4 et 5 m. On prendra $H = 4$ m.

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec : $V = 50 \text{ m}^3$.

$$D_r = [(4 \times 50) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où : $D_r = 3.99$ m.

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

On considère qu'on a un seul réservoir de 250 m³:

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{150})^2)]$$

Avec :

$$D_{150} = [(4 \times V_{\text{tot}}) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$D_{150} = [(4 \times 250) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où: $D_{250} = 8.92$ m.

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (8.92)^2)]$$

$$H_{\text{incendie}} = 1.92$$
 m.

IV.2.2.e. Dimensionnement du réservoir d'EL-AINSER (R1) :

Le réservoir (50+320 = 370 m³) d'EL-AINSER dessert : AIT SAADA, AIT LEDJROU, AIT BOUJELAL, avec une population de 694 habitant et une consommation de 220,05 m³/j donc :

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3 \text{ et } \beta_{\text{max}} = 2 \text{ d'où } k_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} = 2.6$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (IV.5) qui suit :

Tableau (IV.5) : Dimensionnement du réservoir R1 d'EL-AINSER

Heure	$K_{\text{max.h}}$ 2,5	$Q_{\text{max.j}}$ (m ³ /j)	Distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	220,05	1,32	9,17	7,85	7,85
1-2	0,6		1,32	9,17	7,85	15,70
2-3	1,2		2,64	9,17	6,53	22,23
3-4	2		4,40	9,17	4,77	26,99
4-5	3,5		7,70	9,17	1,47	28,46
5-6	3,5		7,70	9,17	1,47	29,93
6-7	4,5		9,90	9,17	-0,73	29,19
7-8	10,2		22,45	9,17	-13,28	15,92
8-9	8,8		19,36	9,17	-10,20	5,72
9-10	6,5		14,30	9,17	-5,13	0,59
10-11	4,1		9,02	9,17	0,15	0,73
11-12	4,1		9,02	9,17	0,15	0,88
12-13	3,5		7,70	9,17	1,47	2,35
13-14	3,5		7,70	9,17	1,47	3,81
14-15	4,7		10,34	9,17	-1,17	2,64
15-16	6,2		13,64	9,17	-4,47	-1,83
16-17	10,4		22,89	9,17	-13,72	-15,55
17-18	9,4		20,68	9,17	-11,52	-27,07

18-19	7,3		16,06	9,17	-6,89	-33,96
19-20	1,6		3,52	9,17	5,65	-28,31
20-21	1,6		3,52	9,17	5,65	-22,67
21-22	1		2,20	9,17	6,97	-15,70
22-23	0,6		1,32	9,17	7,85	-7,85
23-24	0,6		1,32	9,17	7,85	0,00
Total	100	220,05	220,05	220,05	0,00	183,89

D'après les résultats du tableau (IV.5) on a :

$$V_u = 29,93 + 33,96 = 63,89 \text{ m}^3$$

$$V_t = 183,87 \text{ m}^3$$

Ce réservoir est déjà doté d'une capacité de 370 m³ donc il peut satisfaire les besoins des localités.

IV.2.2.f. Dimensionnement du réservoir de TABLAT (R4) :

Le réservoir (100 m³) de TABLAT dessert : TIMANITHINE, avec une population de 369 habitants et une consommation de 51,12 m³/j donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 2 \text{ d'où } k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.6$$

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau (IV.6) qui suit :

Tableau (IV.6) : Dimensionnement du réservoir R4 de TABLAT

Heure	$K_{\max.h}$ 2,5	$Q_{\max.j}$ (m ³ /j)	Distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	51,12	0,31	2,13	1,82	1,82
1-2	0,6		0,31	2,13	1,82	3,65
2-3	1,2		0,61	2,13	1,52	5,16
3-4	2		1,02	2,13	1,11	6,27
4-5	3,5		1,79	2,13	0,34	6,61
5-6	3,5		1,79	2,13	0,34	6,95
6-7	4,5		2,30	2,13	-0,17	6,78
7-8	10,2		5,21	2,13	-3,08	3,70
8-9	8,8		4,50	2,13	-2,37	1,33
9-10	6,5		3,32	2,13	-1,19	0,14
10-11	4,1		2,10	2,13	0,03	0,17
11-12	4,1		2,10	2,13	0,03	0,20
12-13	3,5		1,79	2,13	0,34	0,55
13-14	3,5		1,79	2,13	0,34	0,89
14-15	4,7		2,40	2,13	-0,27	0,61
15-16	6,2		3,17	2,13	-1,04	-0,43
16-17	10,4		5,32	2,13	-3,19	-3,61

17-18	9,4		4,81	2,13	-2,68	-6,29
18-19	7,3		3,73	2,13	-1,60	-7,89
19-20	1,6		0,82	2,13	1,31	-6,58
20-21	1,6		0,82	2,13	1,31	-5,27
21-22	1		0,51	2,13	1,62	-3,65
22-23	0,6		0,31	2,13	1,82	-1,82
23-24	0,6		0,31	2,13	1,82	0,00
Total	100	51,12	51,12	51,12	0,00	134,84

D'après les résultats du tableau (IV.6) on a :

$$V_u = 6,95 + 7,89 = 14,84 \text{ m}^3$$

$$V_t = 134,84 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 100 m^3 , alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 50 m^3 jumelé avec celui existant

- **Le diamètre du réservoir**

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec : $V = 50 \text{ m}^3$.

$$D_r = [(4 \times 50) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où : $D_r = 3,99 \text{ m}$.

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

On considère qu'on a un seule réservoir de 150 m^3 :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{150})^2)]$$

Avec :

$$D_{150} = [(4 \times V_{\text{tot}}) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$D_{150} = [(4 \times 150) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où: $D_{150} = 6.91 \text{ m}$.

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (6.91)^2)]$$

$H_{\text{incendie}} = 3.2 \text{ m}$.

IV.2.2.g. Dimensionnement de la station de pompage d'IYENNI LEQSER (SP2) :

Le réservoir (500 m³) d'IYENNI LEQSER dessert une petite partie d'IBOURJIOUENE avec une population de 35 habitants et une consommation de 10,11 m³/j, refoule vers le réservoir R4 de TABLAT (35,50 m³/j) donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 2 \text{ d'où } k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.6$$

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau (IV.7) qui suit :

Tableau (IV.7) : Dimensionnement du réservoir de la SP2 d'IYENNI LEQSER

Heure	K _{max.h} 2,5	Q _{max.j} (m ³ /j)	Distribution (m ³)	vers R4 (m ³)	Sortie (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	10,11	0,06	2,13	2,19	2,55	0,36	0,36
1-2	0,6		0,06	2,13	2,19	2,55	0,36	0,72
2-3	1,2		0,12	2,13	2,25	2,55	0,30	1,02
3-4	2		0,20	2,13	2,33	2,55	0,22	1,24
4-5	3,5		0,35	2,13	2,48	2,55	0,07	1,31
5-6	3,5		0,35	2,13	2,48	2,55	0,07	1,38
6-7	4,5		0,46	2,13	2,59	2,55	-0,03	1,34
7-8	10,2		1,03	2,13	3,16	2,55	-0,61	0,73
8-9	8,8		0,89	2,13	3,02	2,55	-0,47	0,26
9-10	6,5		0,66	2,13	2,79	2,55	-0,24	0,03
10-11	4,1		0,41	2,13	2,54	2,55	0,01	0,03
11-12	4,1		0,41	2,13	2,54	2,55	0,01	0,04
12-13	3,5		0,35	2,13	2,48	2,55	0,07	0,11
13-14	3,5		0,35	2,13	2,48	2,55	0,07	0,18
14-15	4,7		0,48	2,13	2,61	2,55	-0,05	0,12
15-16	6,2		0,63	2,13	2,76	2,55	-0,21	-0,08
16-17	10,4		1,05	2,13	3,18	2,55	-0,63	-0,71
17-18	9,4		0,95	2,13	3,08	2,55	-0,53	-1,24
18-19	7,3		0,74	2,13	2,87	2,55	-0,32	-1,56
19-20	1,6		0,16	2,13	2,29	2,55	0,26	-1,30
20-21	1,6		0,16	2,13	2,29	2,55	0,26	-1,04
21-22	1		0,10	2,13	2,23	2,55	0,32	-0,72
22-23	0,6		0,06	2,13	2,19	2,55	0,36	-0,36
23-24	0,6		0,06	2,13	2,19	2,55	0,36	0,00
Total	100	10,11	10,11	51,12	61,24	61,24	0,00	122,94

D'après les résultats du tableau (IV.7) on a :

$$V_u = 1,38 + 1,56 = 2,94 \text{ m}^3$$

$$V_t = 122,94 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 500 m³ donc il peut satisfaire les besoins des localités.

IV.2.2.h. Dimensionnement de la station de pompage d'IBOURJIOUENE (SP1) :

Le réservoir (50m³) d'IBOURJIOUENE dessert : IBOURJIOUENE, AL-MERJ, ABRAH, EL-AINSER, AAWIN avec une population de 2097 habitants et une consommation de 792,67 m³/j, refoule vers la station de pompage d'IYENNI LEQSER (61,24 m³/j) donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,72 \text{ d'où } k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.24$$

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau (IV.8) qui suit :

Tableau (IV.8) : Dimensionnement du réservoir SP1 d'IBOURJIOUENE

Heure	K _{max.h} 2,5	Q _{max.j} (m ³ /j)	Distribution (m ³)	vers SP2 (m ³)	Sortie (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	792,67	4,76	2,55	7,31	35,58	28,27	28,27
1-2	0,6		4,76	2,55	7,31	35,58	28,27	56,54
2-3	1,2		9,51	2,55	12,06	35,58	23,52	80,06
3-4	2		15,85	2,55	18,40	35,58	17,17	97,23
4-5	3,5		27,74	2,55	30,30	35,58	5,28	102,52
5-6	3,5		27,74	2,55	30,30	35,58	5,28	107,80
6-7	4,5		35,67	2,55	38,22	35,58	-2,64	105,16
7-8	10,2		80,85	2,55	83,40	35,58	-47,82	57,34
8-9	8,8		69,75	2,55	72,31	35,58	-36,73	20,61
9-10	6,5		51,52	2,55	54,08	35,58	-18,50	2,11
10-11	4,1		32,50	2,55	35,05	35,58	0,53	2,64
11-12	4,1		32,50	2,55	35,05	35,58	0,53	3,17
12-13	3,5		27,74	2,55	30,30	35,58	5,28	8,46
13-14	3,5		27,74	2,55	30,30	35,58	5,28	13,74
14-15	4,7		37,26	2,55	39,81	35,58	-4,23	9,51
15-16	6,2		49,15	2,55	51,70	35,58	-16,12	-6,61
16-17	10,4		82,44	2,55	84,99	35,58	-49,41	-56,02
17-18	9,4		74,51	2,55	77,06	35,58	-41,48	-97,50
18-19	7,3		57,86	2,55	60,42	35,58	-24,84	-122,34
19-20	1,6		12,68	2,55	15,23	35,58	20,35	-101,99
20-21	1,6		12,68	2,55	15,23	35,58	20,35	-81,65
21-22	1		7,93	2,55	10,48	35,58	25,10	-56,54
22-23	0,6		4,76	2,55	7,31	35,58	28,27	-28,27
23-24	0,6		4,76	2,55	7,31	35,58	28,27	0,00
Total	100	792,67	792,67	61,24	853,91	853,91	0,00	350,14

D'après les résultats du tableau (IV.8) on a :

$$V_u = 107,8 + 122,34 = 130,14 \text{ m}^3$$

$$V_t = 350,14 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 50 m³, alors on propose de construire un autre réservoir de capacité de 250 m³ jumelé avec celui existant.

- **Le diamètre du réservoir**

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec : $V = 250 \text{ m}^3$.

$$D_r = [(4 \times 250) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où : $D_r = 8,92 \text{ m}$.

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire**

On considère qu'on a un seule réservoir de 300 m^3 :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{300})^2)]$$

Avec :

$$D_{300} = [(4 \times V_{\text{tot}}) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

$$D_{300} = [(4 \times 300) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où: $D_{300} = 9,77 \text{ m}$.

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D_{300})^2)]$$

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times (9,77)^2)]$$

$H_{\text{incendie}} = 1,6 \text{ m}$.

IV.2.2.i. Tableau récapitulatif des ouvrages de stockage :

Le tableau (IV.9) ci-dessus récapitule les dimensions des ouvrages de stockage (capacité, diamètre, hauteur) :

Tableau (IV.9) : Capacité des ouvrages de stockage

Réservoir	Capacité existante (m ³)	Capacité projetée (m ³)	Capacité total (m ³)	Diamètre du réservoir projeté (m)	H _{incendie} (m)	Hauteur d'eau (m)
AL-AINSER (R'1)	50	/	50	/	/	/
AL-AINSER (R1)	320	/	320	/	/	/
EL-MERJ (R2)	200	50	250	8,92	1,92	4
TIMANITHINE(R3)	100	50	150	6,91	3,2	4
TABLAT (R4)	100	50	150	6,91	3,2	4
AIT MESSAOUD (R5)	/	200	200	7,98	2,4	4
IBOURJIOUENE (SP1)	50	250	300	9,77	1,6	4
IYENNI LEQSER (SP2)	500	/	500	/	/	/

IV.3. Dimensionnement des conduites d'adduction :

IV.3.1. Choix du type de conduite :

Le type de conduite à choisir s'effectue selon des critères bien définis à savoir [7]:

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

Notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD pour les raisons suivantes :

- Facilité de pose (Grande flexibilité) ;
- Fiables au niveau des branchements ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie très élevée (50 ans à 20°C) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion.

IV.3.2. Calcul des diamètres des tronçons :

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.

Connaissant le débit on peut calculer le diamètre de la conduite par la formule (IV.3)

$$D_i = \sqrt{(4 \times Q_{tri}) / (3.14 \times V_i)} \dots \dots \dots (IV.3)$$

Q_{tri} : débit du tronçon i en m³/s

D_i : diamètre du tronçon i en m

V_i : vitesse dans le tronçon i m/s

Après on prend le diamètre normalisé D_{ni} qui est proche au diamètre trouvé D_i et on recalcule

V_i par la formule (IV.4)

$$V_i = (4 \times Q_{tri}) / (3.14 \times (D_{ni})^2) \dots \dots \dots (IV.4)$$

IV.3.2.a. Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge linéaire sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBBACH suivante [5]:

$$\Delta H_L = (\lambda \times V^2) / (2 \times g \times D) \times L \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite en m

λ : Coefficient de perte de charge

V : Vitesse d'écoulement en m/s

D : Diamètre de la conduite en m

Le coefficient λ est donné par la formule de COLBROOK qui s'écrit [5]:

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \times \log \times [K/(3.71 \times D) + (2.51)/(Re \times \sqrt{\lambda})] \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

Avec :

D : diamètre intérieur de la conduite en mm

V : vitesse moyenne en m/s

K : coefficient de rugosité tel que :

K = 0.01 si D ≤ 200 mm

K = 0.02 si D > 200 mm

Re : nombre de Reynolds,

$$Re = V \times D / \gamma \dots\dots\dots(\text{IV.7})$$

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

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires, elles sont provoqué par des coudes, des vannes, etc. [5] elles sont calculées comme suit :

$$\Delta H_S = 0.15 \times \Delta H_L \dots\dots\dots(\text{IV.8})$$

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$$\Delta H_T = 0.15 \times \Delta H_L + \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.15 \times \Delta H_L \dots\dots\dots(\text{IV.9})$$

IV.3.2.b. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt :

Elle représente la différence d'énergie entre l'entrée 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 [5] :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots(\text{IV.10})$$

IV.3.2.c. 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 [5], on la calcule de la façon qui suit :

$$Pa = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta \dots\dots\dots(\text{IV.11})$$

Avec :

Pa : La puissance de la pompe en KW ;

Q : Débit a refoulé en m³/s

Hmt : Hauteur manométrique total en m ;

η : rendement de la pompe (70%).

IV.3.2.d. Energie consommée par la pompe :

Cette énergie est déterminée par la formule (IV.12) suivante [5] :

$$E = Pa \times t \times 365 \dots\dots\dots(\text{IV.12})$$

Avec :

E : Energie consommé par la pompe en KWh ;

t : nombre d'heure de pompage.

IV.3.2.e. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation se calcul de la manière suivante [5]

$$F_{exp} = E \times e \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

Avec :

F_{exp} : frais d'exploitation en DA

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

IV.3.2.f. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont obtenus par l'expression suivante [5] :

$$F_m = Pu \times L \times A \dots\dots\dots(\text{IV.14})$$

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**

$$A = i/((1 + i)^n - 1) + i.....(IV.15)$$

Avec :

i : Taux d'annuité (8 %) ;

n : Nombre d'année d'amortissement (25 ans).

Donc :

$$A = 0,0936$$

IV.3.2.g. Prix des conduites :

Les prix de revient des conduites en PEHD (PN16) sont regroupés dans l'annexe (2) :

IV.3.3. Calcul des diamètres économiques :

Dans le dimensionnement des conduites il faut tenir compte des différents besoins en eau des villages qui sont raccordés aux réservoirs de TOUDJA (annexe (3)).

IV.3.3.a. Conduites gravitaire :

- **Caractéristiques des tançons :**

Les caractéristiques des conduites gravitaire sont regroupées dans le tableau (IV.10) suivant :

Tableau (IV.10) : Calcul des diamètres de chaque tronçon

Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	CR (m)	CTP (m)	Hg (m)	D _{min} (mm)	D _{max} (mm)
S-R1	0,00576	86	919,64	917,7	1,94	75,87	113,81
S-R2	0,00470	731	919,64	908,3	11,34	68,57	102,86

On prend les gammes suivantes :

Pour le tronçon S-R1 : 110 et 125 mm

Pour le tronçon S-R2 : 90, 110 et 125 mm

Les différents diamètres des conduites en PEHD PN16 sont regroupés dans l'annexe (4) :

- **Calcul de la perte de charge totale (ΔH_T)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.11) ci-dessous :

Tableau (IV.11) : Calcul des pertes de charge de chaque tronçon

Tronçon	D _{ext} (mm)	D _{in} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)
S-R1	110	90	0,91	81482,45	86	0,01941	0,775	0,891	1,94
	125	102,2	0,70	71755,59	86	0,01989	0,421	0,484	1,94
	90	73,6	1,11	81381,31	731	0,01942	12,019	13,822	11,34
S-R2	110	90	0,74	66551,83	731	0,02018	4,569	5,254	11,34
	125	102,2	0,57	58607,28	731	0,02070	2,481	2,853	11,34

Pour que l'eau arrive aux réservoirs, il faut que $\Delta H_T \leq H_g$.

Les diamètres choisis sont :

Pour le tronçon S-R1 : D = 110 mm avec une vitesse acceptable de 0,91m/s.

Pour le tronçon S-R2 : D = 110 mm avec une vitesse acceptable de 0,74 m/s.

IV.3.3.b. Conduites de refoulement :

- **Caractéristiques des tronçons :**

Les caractéristiques conduites de refoulement sont regroupés dans le tableau (IV.12) suivant :

Tableau (IV.12) : Calcul des diamètres de chaque tronçon

Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	CR (m)	CTP (m)	Hg (m)	D _{min} (mm)	D _{max} (mm)
S-R3	0,001385	1719	919,64	1036	116,36	37,21	55,82
S-SP1	0,063437	139	919,64	952,4	32,76	251,87	377,80
S-R5	0,002475	555	919,64	927,7	8,06	49,75	74,63
SP1-SP2	0,051773	261	950	1024,5	74,5	227,54	341,30
SP2-R4	0,002490	588	1020,5	1110,64	90,14	49,90	74,85

On prend les gammes suivantes :

Pour le tronçon S-R3 : D = 50, 63 mm ;

Pour le tronçon S-SP1 : D = 315, 400 mm ;

Pour le tronçon S-R5: D = 75,90 mm ;

Pour le tronçon SP1-SP2 : D = 315,400 mm ;

Pour le tronçon SP2-R4: D = 75,90 mm ;

- **Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.13) ci-dessous :

Tableau (IV.13) : Calcul de la H_{mt} de chaque tronçon

Tronçon	D_{ext} (mm)	D_{in} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	H_{mt} (m)
S-R3	50	38,8	1,17	45467,85	1719	0,021800	67,601	77,742	116,36	194,10
	63	48,8	0,74	36150,67	1719	0,022892	22,554	25,937	116,36	142,30
S-SP1	315	257,8	1,22	313467,88	139	0,0156551	0,636	0,731	32,76	33,49
	400	327,4	0,75	246829,63	139	0,0161676	0,199	0,229	32,76	32,99
S-R5	75	58,2	0,93	54177,84	555	0,0210274	8,856	10,185	8,06	18,24
	90	73,6	0,58	42841,72	555	0,0220746	2,875	3,306	8,06	11,37
SP1-SP2	315	257,8	0,99	255828,70	261	0,0160869	0,817	0,940	74,5	75,44
	400	327,4	0,62	201443,61	261	0,0166521	0,256	0,295	74,5	74,79
SP2-R4	75	58,2	0,94	54505,52	588	0,0210017	9,485	10,908	90,14	101,05
	90	73,6	0,59	43100,83	588	0,0220465	3,079	3,540	90,14	93,68

- Calcul des frais d'exploitations

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.14) ci-dessous :

Tableau (IV.14) : Calcul des frais d'exploitations de chaque tronçon

Tronçon	D _{ext} (m)	Pa (kw)	t (h)	E (kwh)	e _u (Da)	F _{exp} (Da)
S-R3	50	3,7671	24	32999,687	4,67	154108,536
	63	2,7617	24	24192,355	4,67	112978,300
S-SP1	315	29,7749	24	260828,548	4,67	1218069,320
	400	29,3279	24	256912,689	4,67	1199782,257
S-R5	75	0,6329	24	5544,063	4,67	25890,775
	90	0,3943	24	3453,758	4,67	16129,049
SP1-SP2	315	54,7362	24	479489,388	4,67	2239215,443
	400	54,2679	24	475386,599	4,67	2220055,416
SP2-R4	75	3,5264	24	30891,262	4,67	144262,193
	90	3,2693	24	28638,943	4,67	133743,863

- Calcul des frais d'amortissements

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.15) ci-dessous :

Tableau (IV.15) : Calcul des frais d'amortissement de chaque tronçon

Tronçon	D _{ext} (m)	Pu (DA)	Annuité	L (m)	F _{am} (DA)
S-R3	50	211,4	0,09368	1719	34042,550
	63	337,16	0,09368	1719	54294,163
S-SP1	315	6881,37	0,09368	139	89604,729
	400	11116,05	0,09368	139	144745,981
S-R5	75	473,63	0,09368	555	24624,839
	90	571,69	0,09368	555	29723,148
SP1-SP2	315	6881,37	0,09368	261	168250,607
	400	11116,05	0,09368	261	271789,216
SP2-R4	75	473,63	0,09368	588	26089,019
	90	571,69	0,09368	588	31490,470

- **Calcul du Bilan :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.16) ci-dessous :

Tableau (IV.16) : Calcul du Bilan de chaque tronçon

Tronçon	D _{ext} (mm)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
S-R3	50	154108,536	34042,550	188151,086
	63	112978,300	54294,163	167272,463
S-SP1	315	1218069,320	89604,729	1307674,049
	400	1199782,257	144745,981	1344528,238
S-R5	75	25890,775	24624,839	50515,614
	90	16129,049	29723,148	45852,197
SP1-SP2	315	2239215,443	168250,607	2407466,049
	400	2220055,416	271789,216	2491844,632
SP2-R4	75	144262,193	26089,019	170351,212
	90	133743,863	31490,470	165234,333

Les diamètres choisis sont :

Pour le tronçon S-R6 : D=63 mm avec une vitesse acceptable de 0,74 m/s ;

Pour le tronçon S-SP1 : D=315 mm avec une vitesse acceptable de 1,22 m/s ;

Pour le tronçon S-R5 : D=90 mm avec une vitesse acceptable de 0,58 m/s ;

Pour le tronçon SP1-SP2 : D=315 mm avec une vitesse acceptable de 0,99 m/s ;

Pour le tronçon SP2-R4 : D=90 mm avec une vitesse acceptable de 0,59 m/s.

IV.3.4. Tableau récapitulatif des diamètres économiques :

Les diamètres économique choisis son récapitulés dans le tableau (IV.17) suivant :

Tableau (IV.17) : Diamètre économique de chaque tronçon

Type d'adduction	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre économique (mm)	Vitesse (m/s)
Gravitaire	S-R1	86	110	0,91
	S-R2	731	110	0,74
Refolement	S-R3	1719	63	0,74
	S-SP1	139	315	1,22
	S-R5	555	90	0,58
	SP1-SP2	261	315	0,99
	SP2-R4	588	90	0,59

IV.4. Choix 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 pour les raisons suivantes :

- Elles sont peu couteuses avec un bon rendement ;
- Elles constituent des groupes lèges et peu encombrants ;
- Elles assurent le refoulement des débits à des hauteurs importantes.

IV.4.1. Caractéristiques des pompes choisies :

Les caractéristiques des pompes choisies sont regroupées dans le tableau (IV.18) suivant :

Tableau (IV.18) : Caractéristiques des pompes choisies

Refoulement	type de la pompe	Q (m3/h)	Hmt (m)	temps de fonctionnement (h)
Source vers R3	centrifuge	4,99	142,30	24
Source vers SP1		228,37	33,49	
Source vers R5		8,91	11,37	
SP1 vers SP2		186,38	75,44	
SP2 vers R4		8,96	93,68	

V. Protection des conduites contre le coup de bélier

V.1. Définitions et généralités :

On entend sous terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide avec variation pratiquement sensible de la pression qui peut devenir dangereuse pour la tuyauterie [3].

Le coup de bélier apparait au moment de variation brusque de la vitesse d'écoulement par suite d'une fermeture ou ouverture rapide de la vanne ou d'un brusque arrêt de la pompe consécutif à un arrêt de l'alimentation électrique, cette dernière est la cause la plus répandue du coup de bélier.

La surpression et la dépression du au coup de bélier sont souvent les causes de graves endommagement des conduites, lord de la conception de celle-ci, il faut prendre des mesures de protection pour lutter contre le coup de bélier.

A l'étude de ce phénomène, il faut tenir compte de la compressibilité du liquide et la déformation des parois de la conduite en cas d'une brusque élévation de la pression. Le manque de ces facteurs peut avoir de lourdes conséquences.

V.2. Moyen de protection contre le coup de bélier :

Les effets du coup de bélier ne peuvent être supprimés complètement, mais il convient de chercher leur limitation à une valeur compatible à la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier devront avoir pour tache la limitation des surpressions et dépressions, on cite :

V.2.1. Volant d'inertie :

Il intervient dans la protection contre les dépressions et cela grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normal, en d autre terme, il prolonge l'arrêt de la pompe.

V.2.2. Les soupapes de décharges : Elles sont généralement placer aux coudes, interviennent dans la protection contre les surpressions.

V.2.3. Cheminée d'équilibre :

C'est une sorte de réservoir vertical qui aborde l'eau en excès pour effacer les ondes de pression positives et aussi peut fournir un certain volume d'eau pour combattre les ondes de pression négatives.

V.2.4. Les réservoirs d'airs :

Un réservoir d'air comprimé est un réservoir fermé, sa partie supérieure est remplie d'air sous pression et sa partie inférieure un certain volume d'eau. On prend pour exemple un arrêt des pompes, le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression due au coup de bélier. Lorsque le sens d'écoulement s'inverse l'air du réservoir se comprime, cela permet de stocker un volume d'eau.

Les avantages des réservoirs d'air :

Il représente des dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs (cheminée d'équilibre) ;

- Ils peuvent être installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance (au vent et tremblement de terre) ;
- Faciles à chauffer pour éviter les effets du gel (dans les régions froides).

V.3. 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.

V.3.1. Cas de fermeture brusque :

Le cas de fermeture brusque est caractérisé par un temps T , tel que [7] :

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

Où :

$$a = 9900/\sqrt{(48.3 + (k \times D)/e)} \dots \dots \dots (V.2)$$

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 : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm).

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

B : Valeur du coup de bélier en m ;

a : Célérité de l'onde en m/s ;

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

- La valeur maximale de la surpression est :

$$H_{sur} = H_0 + B \dots \dots \dots (V.4)$$

- La valeur maximale de la dépression est :

$$H_{dep} = H_0 - B \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (V.6)$$

H_g : Hauteur géométrique de refoulement.

V.3.2. 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 [7] :

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

Remarque :

Puisque la valeur du coup de bélier n'est pas très importante pour une fermeture lente de la vanne, alors tous nos calculs vont se baser sur la fermeture brusque de la vanne qui est la plus violente vis-à-vis des installations.

V.4. Calcul du coup de bélier :

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont données dans le tableau (V.1) suivant :

Tableau (V.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçons	Caractéristiques des conduites				calcul du coup de bélier					
	D_{int} (mm)	e (mm)	V_0 (m/s)	H_g (m)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	H_s (m)	H_d (m)	PNS (m)
S-R3	48,8	7,1	0,74	116,36	126,36	397,99	30,05	156,41	96,31	160
S-SP1	257,8	28,6	1,22	32,76	42,76	350,79	43,48	86,24	-0,72	160
S-R5	73,6	8,2	0,58	8,06	18,06	351,50	20,86	38,92	-2,80	160
SP1-SP2	257,8	28,6	0,99	74,5	84,5	350,79	35,49	119,99	49,01	160
SP2-R4	73,6	8,2	0,59	90,14	100,14	351,50	20,98	121,12	79,16	160
S-R1	90	10	0,91	1,94	11,94	351,05	32,56	44,50	-20,62	160
S-R2	90	10	0,74	11,34	21,34	351,05	26,46	47,80	-5,12	160

D'après les résultats du tableau (V.1), les surpressions maximales ne dépassent pas les valeurs de pression de service dans les conduites ($H_s < PNS$).

Pour les conduites de refoulement, il n'y a pas de dépression et pour les conduites à écoulement gravitaire, il suffit simplement d'installer un robinet vanne manœuvré lentement pour limiter les dépressions (-20,62 m) à des valeurs convenables pour la protection contre le coup de bélier.

Conclusion générale

Dans ce travail, on a essayé de résoudre le problème de la mauvaise conception du système d'approvisionnement en eau du chef-lieu de TOUDJA, malgré les difficultés rencontrées au cours de notre étude, à savoir la complexité de ce dernier.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 1813,72 m³/j soit 20,99 l/s, ils seront satisfaits par la source (30 l/s) avec un surplus de 9,01 l/s.

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, on a choisi une variante d'adduction qui comporte deux stations de pompage, la première a IBOURJIOUENE (projetée) avec une capacité de 300 m³, la deuxième a IYENNI LEQSER (existante) avec une capacité de 500 m³ et cinq réservoir de stockage dont on a renforcé trois par jumelage, le premier (R3) a TIMANITHINE (150 m³), le deuxième (R4) a TABLAT (150 m³) et le troisième a EL-MARDJ (250 m³) on a projeté un autre (R5) a AIT MESSAOUD (200 m³), les deux autres restant (R'1 et R1) n'ont pas besoin de renforcement, leurs capacités respectives sont de 50 m³ et 320 m³.

Concernant le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix sur les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir :

- Pour les conduites de refoulement : DN315, DN90 et DN63.
- Pour les conduites gravitaires : DN110.

Le type de matériau choisi est le PEHD pour les différents avantages qu'il présente.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite et on a constaté d'après les résultats trouvés que le réseau nécessite une protection contre ce dernier, de ce fait on a proposé d'installer des vannes à fermeture lente pour le tronçon gravitaire.

Afin de garantir une meilleure exploitation et une bonne durabilité du réseau d'AEP projeté on propose :

- De remplacer toutes les conduites de distribution en Acier Galvanisé par des conduites en PEHD pour éviter les obturations de celle-ci ;

Conclusion générale

- D'installer des compteurs d'eau pour chaque abonné afin de mieux gérer le réseau, le système d'AEP ainsi dimensionné, sera très efficace ;
- La réhabilitation de la chambre d'accumulation et de distribution de débit à l'intérieur de la source par l'installation d'un bassin d'accumulation pour mieux collecter les eaux de celle-ci.

Nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est d'apporter une solution concernant la conception du réseau d'AEP de TOUDJA et nous espérons aussi que notre modeste travail servira de support pour une étude future.

Bibliographie

- [1] **AIT OUARET. et BOUKARI.**, Etude d'adduction de la zone nord d'Amizour, Mémoire de fin d'études, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 115 pages, septembre 1993.
- [2] **Données.**, Equipements existants, Service Technique, APC de TOUDJA.
- [3] **Dupont, A.**, Hydraulique urbaine. Tome II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, Paris, 477 pages, 1979.
- [4] **HYDROG.**, Etude hydrogéologique en vue du renforcement de l'AEP de TOUDJA centre wilaya de BEJAIA, Bureau d'étude et de réalisations, 81 boulevard bougara El-biar, Alger, 43 pages, aout 2002.
- [5] **MEBARKI, Y. et YAHIAOUI, N.**, Etude du transfert d'eau entre le réservoir 1000 m³ de Dhraa El Adjroud et le réservoir de Medjana et du comportement hydraulique du réseau de distribution de la zone Nord de la ville de Bordj Bou Arreridj (B.B.A.), Mémoire de fin d'études, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 145 pages, 2011.
- [6] **Organisme national de contrôle technique de la construction hydraulique.**, Avis technique sur les fissures produites au niveau de la source de TOUDJA, 504 LOGTS AIN NAAJA GUE de Constantine, Alger, 18 pages, janvier 2013.
- [7] **ZOUAGUI, H. et AISSANI, M.**, Renforcement de l'AEP de la commune Fenaia Il-Maten à partir du barrage de Tichi-haf, Wilaya de Bejaia, Mémoire de fin d'études, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 125 pages, 2014.

Annexe (2) : Prix de revient des conduites en PEHD (PN16)

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA / ml)
20	2.3	34.64
25	3.0	56.20
32	3.6	88.3
40	4.5	136.47
50	5.6	211.4
63	7.1	337.16
75	8.4	473.63
90	8.2	571.69
110	10.0	844.3
125	11.4	1093.08
160	14.6	1786.51
200	18.2	2805.48
250	22.7	4340.56
315	28.6	6881.37
400	36.3	11116.05
500	45.4	17335.76
630	57.2	26341.10

Annexe (3): besoins en eau des villages raccordés aux réservoirs de TOUDJA

Village	Alimenté par	Besoins actuels 2015 (m ³ /j)	Besoins à court terme 2020 (m ³ /j)	Besoins à moyen terme 2030 (m ³ /j)	Besoins à long terme 2040 (m ³ /j)
Ibelhadjène	R1	129,93	171,30	206,77	277,33
Cheurfa	R4	76,85	101,32	122,30	164,03
Ibaouchen	SP2	123,91	163,37	197,20	264,49
Larbaa		1866,22	2460,45	2970,00	3983,42

Annexe (4) : Diamètre intérieur des conduites en PEHD (PN6, PN10, PN16, PN20)

D_{ext} (mm)	D_{int} PN6 (mm)	D_{int} PN10 (mm)	D_{int} PN16 (mm)	D_{int} PN20 (mm)
20	16	16	15,4	/
25	21	21	19	/
32	28	27,2	24,8	/
40	36	34	31	/
50	45,2	42,6	38,8	/
63	57	53,6	48,8	/
75	67,8	63,8	58,2	/
90	83	79,2	73,6	69,8
110	101,6	96,8	90	85,4
125	115,4	110,2	102,2	97
160	147,6	141	130,8	124,2
200	184,6	176,2	163,6	155,2
250	230,8	220,4	204,6	194,2
315	290,8	277,6	257,8	244,6
400	369,4	352,6	327,4	310,6
500	461,8	440,6	409,2	388,4
630	581,8	555,2	515,6	/

E2-E3	8,00	7,02	-	-	-	-	-	-	-	7,02
E2-E4	1,00	0,88	-	-	-	-	-	-	-	0,88
E4-E5	6,00	5,27	-	-	-	-	-	-	-	5,27
E5-E6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E6-E7	4,00	3,51	-	-	-	-	-	-	-	3,51
E6-E8	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
E5-E9	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
E4-E10	5,00	4,39	-	-	-	-	-	-	-	4,39
E10-E11	10,00	8,78	-	-	-	-	-	-	-	8,78
E10-E12	7,00	6,15	-	-	-	-	-	-	-	6,15
E12-E13	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
E12-E14	6,00	5,27	-	-	-	-	-	-	-	5,27
E12-E15	1,00	0,88	-	-	-	-	-	-	-	0,88
E15-E16	-	-	-	-	-	-	-	-	1,56	1,56
E15-E17	5,00	4,39	-	-	-	-	-	-	-	4,39
E1--E18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E18-E19	1,00	0,88	-	-	-	-	-	-	-	0,88
E18-E20	5,00	4,39	-	-	-	-	-	-	1,56	5,95
E18-E21	17,00	14,93	-	-	-	-	-	-	1,56	16,48
E21-E22	7,00	6,15	-	-	-	-	-	-	-	6,15
E21-E23	8,00	7,02	-	-	-	-	-	-	-	7,02
E23-E24	8,00	7,02	-	-	-	-	-	-	-	7,02
E23-E25	5,00	4,39	-	-	-	-	-	-	-	4,39
E21-E26	10,00	8,78	-	-	-	-	-	-	4,67	13,45
R1-F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
F1-F2	-	-	-	-	-	-	-	-	1,56	1,56
F2-F3	1,00	0,88	-	-	-	0,08	-	-	-	0,96

H2-H3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
H3-H4	11,00	9,66	-	-	-	-	-	-	-	9,66
H3-H5	12,00	10,54	-	-	-	-	-	0,16	-	10,70
H2-H6	-	-	-	-	0,64	3,20	-	-	-	3,84
H6-H7	4,00	3,51	-	-	-	-	-	-	-	3,51
H6-H8	2,00	1,76	-	-	-	-	-	0,03	-	1,79
H8-H9	10,00	8,78	-	-	-	-	-	-	-	8,78
H8-H10	7,00	6,15	-	-	-	-	-	-	-	6,15
H1-H11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
H11-H12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
H12-H13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
H13-H14	1,00	0,88	-	-	-	-	-	-	-	0,88
H13-H15	19,00	16,68	-	-	-	-	-	-	1,56	18,24
H12-H16	1,00	0,88	-	-	-	0,08	-	0,32	-	1,28
H16-H17	12,00	10,54	-	-	-	-	-	-	-	10,54
H17-H18	1,00	0,88	-	-	-	-	-	-	-	0,88
H18-H19	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
H18-H20	1,00	0,88	-	-	-	-	-	-	-	0,88
H17-H21	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
H21-H22	1,00	0,88	-	-	-	-	-	-	-	0,88
H21-H23	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
H16-H24	7,00	6,15	-	-	-	-	-	0,03	-	6,18
H24-H25	11,00	9,66	-	-	-	-	-	1,02	-	10,68
H24-H26		-	-	-	0,13	-	-	-	-	0,13
H26-H27	8,00	7,02	-	-	-	-	-	0,08	-	7,10
H26-H28	8,00	7,02	-	-	-	-	-	-	-	7,02
H28-H29	9,00	7,90	24,01	4,80	-	-	-	0,10	-	36,81

H55-H57	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
H55-H58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
H58-H59	11,00	9,66	-	-	-	-	-	-	-	9,66
H59-H60	5,00	4,39	-	-	-	-	-	-	1,56	5,95
H59-H61	5,00	4,39	-	-	-	-	-	-	-	4,39
H58-H62	10,00	8,78	-	-	-	-	-	-	-	8,78
H62-H63	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
H63-H64	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
H63-H65	4,00	3,51	-	-	-	-	-	-	-	3,51
H62-H66	7,00	6,15	-	-	-	-	-	-	-	6,15
H66-H67	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
H66-H68	-	-	-	-	-	-	-	-	1,56	1,56
SP2-I1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
I1-I2	1,00	0,88	-	-	-	-	-	-	-	0,88
I1-I3	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
I3-I4	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
I3-I5	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
R4-J1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
J1-J2	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
J2-J3	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
J2-J4	5,00	4,39	-	-	-	-	-	-	-	4,39
J4-J5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
J5-J6	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
J5-J7	6,00	5,27	-	-	-	-	-	-	-	5,27
J4-J8	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
J1-J9	-	-	-	-	-	-	-	-	1,56	1,56
R4-K1	4,00	3,51	-	-	8,00	-	-	-	3,11	14,63

R5-O1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
O1-O2	5,00	4,39	-	-	-	-	-	0,16	-	4,55
O2-O3	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
O2-O4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
O4-O5	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
O4-O6	1,00	0,88	-	-	-	-	-	-	-	0,88
O6-O7	3,00	2,63	-	-	-	-	-	-	-	2,63
O6-O8	7,00	6,15	-	-	-	-	-	-	-	6,15
O8-O9	2,00	1,76	-	-	-	-	-	-	-	1,76
O8-O10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
O10-O11	7,00	6,15	-	-	-	-	-	-	-	6,15
O10-O12	7,00	6,15	-	-	-	-	-	-	-	6,15
O1-O13	13,00	11,41	-	-	-	-	-	3,20	-	14,62
TOTAL	1 211,00	1 063,28	64,03	4,80	15,18	19,45	19,21	17,55	56,03	1 259,52

تشخيص و إعادة تأهيل شبكة المياه الصالحة للشرب لبلدية توجة

الملخص:

الهدف الرئيسي لعملنا هو تقديم تشخيص عام لشبكة المياه الصالحة للشرب لمقر بلدية توجة وتصميم شبكة أكثر كفاءة. لهذا اخترنا البديل الذي يتمثل في محطتان للضخ و خمسة صهاريج التخزين و هذا ببناء وإعادة تأهيل كل الهياكل الهيدروليكية، سواء كانت أنابيب لجلب المياه أو مرافق التخزين و الضخ. أخيرا سوف نكمل عملنا بتأمين المرافق من خلال تحليل ظاهرة المطرقة المائية. الكلمات الرئيسية: التشخيص، إعادة التأهيل، إمدادات المياه، خزان المياه، محطة ضخ، مطرقة المياه.

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP du chef-lieu de Toudja

Résumé :

L'objectif principal de notre travail consiste à faire un diagnostic du réseau d'AEP du chef-lieu de Toudja wilaya de Bejaia, et de concevoir un réseau plus performant assurant ainsi une meilleure satisfaction en eau potable.

Pour cela on a choisi une variante d'adduction qui comporte deux stations de pompage et cinq réservoirs de stockage et cela par la projection et réhabilitation de tout ouvrage hydraulique, que ce soit des conduites d'amener (PEHD) ou des ouvrages de stockage et de reprise. Enfin, nous compléterons notre travail en sécuriserons les installations à travers l'analyse du phénomène du coup de bélier.

Mots clés : Diagnostic, Réhabilitation, Adduction, Réservoir, Station de pompage, Coup de bélier, PEHD.

Diagnosis and rehabilitation of the water supply network of the capital of Toudja

Abstract:

The main objective of our work is to make a diagnosis of AEP network of Toudja wilaya of Bejaia and to design a more efficient network ensuring better satisfaction of drinking water.

For this we chose a variant that supply has two pumping stations and five storage tanks by the projection and rehabilitation of any hydraulic structure, either to bring pipes (HDPE) or storage and recovery articles.

Finally, we will complete our work will secure facilities through the analysis of the phenomenon of water hammer.

Key words: Diagnosis, Rehabilitation, water supply, reservoir, pumping station, Water hammer, HDPE.