

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
MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BECHAR Hanibal

CHENIK Abderrahmane

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du
chef-lieu de Toudja (Wilaya de Bejaia).**

Soutenu le 05/10/2020 Devant le jury composé de :

- Président : Mr CHENAFI.A
- Promoteur : Mr SELLAOUI.A
- Examineur : Mr SAOU.H

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciements

Nos remerciements et notre reconnaissance s'adressent au bon dieu qui nous a donné la santé, le courage, la patience ainsi que la force pour réaliser ce modeste travail.

Nous exprimons nos gratitude et notre reconnaissance à a notre promoteur Mr **Adel SELLAOUI**, pour sa patience, son encadrement, ses qualités organisationnelles et de planification, qui nous ont permis de mener à bien ce projet de mémoire.

Nous remercions vivement l'ex chef de la subdivision d'hydraulique d'el Kseur Mr **Mohamed REMADANI** ainsi que tout le personnel en particulier Mme **Kahina Merzougui** pour leur aide et leurs conseils plus que pertinents.

Nous sommes très reconnaissants à l'égard du chef du service technique et de l'urbanisme de l'APC de Toudja Mr **Yacine BOUDJEMIL** pour sa disponibilité et pour l'aide qu'il nous a apporté tout au long du projet.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui ont accepté de porter un regard critique sur ce projet de mémoire de fin d'études.

Enfin, nous adressons nos remerciements les plus sincères à nos familles pour leurs soutiens et leurs encouragements pour poursuivre et réaliser ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents que dieu les protège.

A mon cher frère Massinissa et sa femme Mounia.

A mon cher frère Jugurtha.

A ma chère sœur Célia et son mari Sofiane et leur petite fille Eline.

A ma chère sœur Tinhinane.

A mon binôme Abderrahmane et a toute sa famille.

A tous mes amis et mes camarades de la promotion 2019/2020

Hanibal

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents que Dieu
les protège.

A mes frères Zahir Sid-ali et Mohamed Amine.

A ma sœur Hania Thiziri.

A mon binôme Hanibal ainsi qu'à toute sa famille.

A tous mes amis et mes camarades de la
promotion 2019/2020

Abderrahmane

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale..... 1

PARTIE I : Présentation du site et diagnostic du réseau existant

CHAPITRE I : Présentation du site et estimation des besoins

I.1	Présentation du site	2
I.1.1	Situation géographique	2
I.1.2	Situation topographique	3
I.1.3	Aperçu climatique	3
I.1.4	Période concernée par l'étude	3
I.1.5	Ressources en eau	3
I.1.6	Infrastructures existantes.....	3
I.1.7	Infrastructures projetées.....	6
I.1.8	Perspective démographique	6
I.2	Estimation des besoins.....	7
I.2.1	Estimation des besoins en eau.....	7
I.2.2	Evaluation des débits de la consommation en eau par catégorie	7
I.2.3	Calcul du débit moyen journalier.....	10
I.2.4	Calcul du débit majoré journalier.....	11
I.2.5	Calcul du débit maximal journalier.....	12
I.2.6	Bilan hydrique.....	12
I.2.7	Conclusion	13

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau d'AEP actuel

II.1	Introduction	14
II.2	Situation du réseau.....	14
II.2.1	Description du réseau d'AEP existant.....	14
II.2.2	Stations de pompage et ouvrages de stockage :	14
II.2.3	Les conduites d'adduction :	18
II.3	Diagnostic physique du réseau.....	20
II.3.1	Diagnostic des ouvrages existants.....	20
II.3.2	Diagnostic des conduites :	25
II.4	Diagnostic hydraulique du réseau.....	27
II.4.1	Vérification globale de la capacité des ouvrages de stockage.....	27
II.5	Conclusion :	29

PARTIE II : Dimensionnement du nouveau réseau

CHAPITRE III : Dimensionnement des ouvrages de stockage

III.1	Introduction	30
III.2	Choix du tracé.....	30
III.2.1	Description du schéma d'adduction du réseau projeté.....	30
III.3	Les ouvrage de stockage :	32
III.3.1	Choix du type de réservoir :	32
III.3.2	Dimensionnement des ouvrages de stockage :	32
III.3.3	Dimensionnement des réservoirs :	34
III.4	Conclusion	45

CHAPITRE IV : Adduction

IV.1	Introduction	46
IV.2	Choix du type de conduite	46
IV.3	Etude techno-économique des conduites.....	47
IV.4	Détermination des diamètres économiques des tronçons	47

IV.4.1	Calcul des pertes de charges linéaires	48
IV.4.2	Pertes de charge singulières	49
IV.4.3	Pertes de charge totales	49
IV.4.4	Calcul de la hauteur manométrique total H_{mt}	49
IV.4.5	La puissance absorbée par la pompe	50
IV.4.6	Energie consommée par la pompe	50
IV.4.7	Frais d'exploitation	50
IV.4.8	Frais d'amortissement	50
IV.4.9	Détermination des frais totaux (Bilan).....	51
IV.5	Calcul des diamètres économiques.....	51
IV.6	Conclusion	57

CHAPITRE V : Pompes

V.1	Introduction	59
V.2	Courbes caractéristiques d'une pompe	59
V.3	Courbe caractéristique de la conduite.....	59
V.4	Point de fonctionnement.....	60
V.4.1	Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	60
V.5	Etude de phénomène de cavitation	62
V.6	Choix du type de pompes	64
V.6.1	La première station de pompage (SP1)	64
V.6.2	La deuxième station de pompage (SP2).....	67
V.7	Conclusion	68

CHAPITRES VI : Pose et protection des conduites

VI.1	Introduction	69
VI.2	Les causes du phénomène.....	69
VI.2.1	Cas de surpression	69
VI.2.2	Cas de dépression	69

VI.3	Analyse physique du phénomène	70
VI.4	Les systèmes de protection des conduites (anti-bélier)	70
VI.4.1	Le réservoir d'air	70
VI.4.2	Soupape de décharge	71
VI.4.3	Cheminée d'équilibre	71
VI.4.4	Le volant d'inertie	71
VI.5	Valeur numérique du coup de bélier.....	71
VI.5.1	Cas d'une fermeture brusque.....	71
VI.5.2	Cas d'une fermeture lente.....	72
VI.6	Vérification du coup de bélier	73
VI.6.1	Cas de refoulement.....	73
VI.7	Pose des conduites	73
VI.7.1	Pose en tranchée	73
VI.7.2	Traverse des points spéciaux.....	74
VI.7.3	Stabilisation des conduites	74
VI.8	Conclusion	75

CHAPITRES VII : Distribution

VII.1	Introduction.....	76
VII.2	Calcul de réseau	76
VII.3	Classification des réseaux	76
VII.3.1	Réseaux ramifiés	77
VII.3.2	Réseaux maillés.....	77
VII.3.3	Réseaux étagés	77
VII.3.4	Réseaux à alimentations distinctes	77
VII.4	Description du réseau de distribution.....	77
VII.5	Conception du réseau de distribution.....	78
VII.5.1	Choix du tracé	78

VII.5.2	Choix du type des conduites.....	78
VII.6	Dimensionnement du réseau de distribution.....	79
VII.6.1	Détermination des débits du réseau.....	79
VII.7	Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	79
VII.7.1	Détermination des débits.....	79
VII.8	Modélisation hydraulique.....	80
VII.8.1	Formules de pertes de charge utilisées.....	81
VII.8.2	Diamètres des conduites.....	81
VII.9	Calcul des cotes piézométriques et des pressions de service du réseau.....	81
VII.9.1	Cas de pointe.....	81
VII.9.2	Cas de pointe plus incendie.....	82
VII.10	Calcul des débits pour le réservoir EL MERDJ.....	82
VII.10.1	Calcul du débit de pointe.....	82
VII.10.2	Calcul du débit spécifique.....	82
VII.11	Apport informatique.....	85
VII.11.1	Présentation du logiciel EPANET.....	85
VII.11.2	Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET.....	85
VII.11.3	Composants du Réseau.....	85
VII.11.4	Simulation du réseau.....	87
VII.11.5	Résultats et constatations.....	87
VII.12	Conclusion.....	91
	Conclusion générale.....	92

Liste des figures

Figure I-1: Situation de la commune de TOUDJA.	2
Figure II-1: Schéma général du réseau d'AEP existant.	16
Figure II-2 : Etat des conduites provenant de la source	21
Figure II-3 : Etat de la SP1 d'EL-AINSER.....	22
Figure II-4 : Etat de La SP2 d'IYENNI LEQSER	23
Figure II-5 : Etat du réservoir R1 d'EL-AINSER	23
Figure II-6 : Etat du réservoir R2 d'IBOURDJIOUENE	24
Figure II-7 : Etat du réservoir R3 N'TABLATE.....	24
Figure II-8 : Etat du réservoir R4 d'EL-MERJ	25
Figure II-9 : Etat du réservoir R5 de TIMANITHINE.....	25
Figure II-10 : Etat des conduites	26
Figure III-1 : Schéma général de réseau d'AEP projeté.....	31
Figure V-1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	59
Figure V-2 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.	62
Figure V-3 : courbe caractéristique du phénomène de cavitation.	63
Figure V-4 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la sp1.	64
Figure V-5 : La caractéristique du point homologue pour la pompe SP1	66
Figure V-6 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la sp2.	67
Figure VI-1 : Butée sur coude horizontal.....	75
Figure VI-2 : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.	75
Figure VII-1 : Réseau ramifié.	77
Figure VII-2 : Réseau maillé.....	77
Figure VII-3 : Schéma descriptif du réseau.	78
Figure VII-4 : Résultats de la simulation (vitesse en m/s).	89
Figure VII-5 : Résultats de la simulation (pression en m)	91

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Infrastructures existantes.	5
Tableau I-2 : Evolution démographique de la population.	6
Tableau I-3 : Norme de consommation domestique.[3].....	7
Tableau I-4 : Evaluation des besoins en eau domestiques.	8
Tableau I-5 : Evaluation des Besoins en eau administratifs.....	8
Tableau I-6 : Evaluation des besoins en eau scolaires.	8
Tableau I-7 : Evaluation des Besoins en eau sanitaires.....	9
Tableau I-8 : Evaluation des Besoins en eau socio-culturels.	9
Tableau I-9 : Evaluation des Besoins en eau sportifs.....	9
Tableau I-10 : Evaluation des besoins en eau commerciaux.	10
Tableau I-11 : Evaluation des Besoins en eau de cheptel.	10
Tableau I-12 : Evaluation du débit moyen journalier.....	11
Tableau I-13 : Evaluation du débit majoré journalier.	12
Tableau I-14 : Evaluation du débit maximal journalier.	12
Tableau I-15 : Bilan Ressources-Besoins.....	13
Tableau II-1 : Présentation des stations de pompage et des ouvrages de stockage.....	17
Tableau II-2 : Conduites d’adduction existantes.....	18
Tableau II-3 : Classement des conduites existantes par type de matériau et par diamètre.	19
Tableau II-4 : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d’habitant.....	27
Tableau II-5 : Valeurs du coefficient $K_{max.h}$	27
Tableau II-6 : Calcul du volume global utile à la consommation à long terme	28
Tableau II-7 : Calcul du volume utile existant (VU_{ext}).	29
Tableau III-1 : Population par réservoir.	33
Tableau III-2 : Dimensionnement du réservoir R1 d’EL AINSEUR.....	34
Tableau III-3 : Dimensionnement du réservoir SP2 d’IYENNI LEQSER.	35
Tableau III-4 : Dimensionnement du réservoir R3 de TABLAT.....	36
Tableau III-5 : Dimensionnement du réservoir R7 de TIMANITINE.	38
Tableau III-6 : Dimensionnement du réservoir R5 d’IKHEF OULMA.....	39
Tableau III-7 : Dimensionnement du réservoir R2 AVOR.	41
Tableau III-8 : Dimensionnement du réservoir R6 d’AIT MESSAOUD.	42
Tableau III-9 : Dimensionnement du réservoir R8 d’AIT BOUDJELAL.	43
Tableau III-10 : Dimensionnement du réservoir R4 d’EL MERDJ	44

Tableau III-11 : Capacité des ouvrages de stockage.	45
Tableau IV-1 : Calcul des diamètres de chaque tronçon.	51
Tableau IV-2 : Calcul des pertes de charge du tronçon S-R4.	52
Tableau IV-3: Calcul des pertes de charge du tronçon S-R1.	52
Tableau IV-4: Calcul des pertes de charge du tronçon R1-R8.	53
Tableau IV-5: Calcul des pertes de charge du tronçon SP2-R2.	53
Tableau IV-6: Calcul des pertes de charge du tronçon R2-R6.	54
Tableau IV-7: Calcul des pertes de charge du tronçon R3-R7.	54
Tableau IV-8: Calcul des pertes de charge du tronçon R7-R5.	54
Tableau IV-9 : Calcul des diamètres de chaque tronçon.	55
Tableau IV-10 : Calcul de la H_{mt} de chaque tronçon.	56
Tableau IV-11 : Calcul des frais d'exploitations de chaque tronçon.	56
Tableau IV-12 : Calcul des frais d'amortissement de chaque tronçon.	57
Tableau IV-13 : Calcul du Bilan de chaque tronçon.	57
Tableau IV-14 : Récapitulatif des différents tronçons.	58
Tableau V-1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.	64
Tableau V-2 : Les points de la courbe caractéristique.	66
Tableau VI-1 : : Les valeurs du coup de bélier des différents tronçons (refoulement).	73
Tableau VII-1 : Résultats du calcul des différents débits de routes.	83
Tableau VII-2 : Résultats du calcul des différents débits aux nœuds.	84
Tableau VII-3 : État des arcs du réseau.	88
Tableau VII-4 : État des nœuds du réseau.	90

Liste des symboles

- H_g : Hauteur géométrique.
- Z : Côte de terrain naturelle.
- P_n : Population de l'horizon considéré.
- P_o : Population de l'année de référence.
- n : Nombre d'années séparant les deux (2) horizons considérés.
- t : Taux d'accroissement annuel de la population.
- q : La dotation moyenne journalière en (l/j/hab.).
- N_i : Le nombre de consommateurs.
- Q_{dom} : Débit moyen domestique.
- Q_{equ} : Débit moyen des équipements.
- $Q_{moy.maj}$: Débit moyen journalier majoré.
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier.
- K_f : Coefficient de fuite.
- $Q_{max.j}$: Débit maximal journalier (m^3/j).
- $K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière.
- $Q_{min.j}$: Débit minimal journalier (m^3/j).
- $K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalière.
- α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
- β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.
- $V_{maximal}$: Volume maximal que peut contenir le réservoir (m^3).
- $P(\%)$: Résidu maximum dans le réservoir.
- P^+_{max} : Valeur maximale dans le réservoir (%).
- P^-_{max} : Valeur minimale dans le réservoir (%).
- V_{total} : Volume total du réservoir (m^3).
- V_{max} : Volume maximale de stockage.
- $V_{incendie}$: Volume de la réserve d'incendie.
- H : Hauteur du réservoir en (m).
- D_r : Diamètre du réservoir en (m).
- D_{int} : Diamètre intérieur en (mm).
- D_{ext} : Diamètre extérieur (normalisé) en (mm).
- e : Epaisseur de la conduite en (mm).

- Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement en (m/s).
- S : Section de la conduite en (m²).
- J : Pertes de charge en mètre par mètre linéaire (m/ml).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- g : L'accélération de la pesanteur, égale à 9.81 (m/s²).
- D : Diamètre de la conduite (m).
- L : Longueur de la conduite (m).
- λ : Coefficient de perte de charge de DARCY.
- log : Logarithme décimal.
- Re : Nombre de Reynolds.
- K : Rugosité absolue (m).
- Q_p : Débit de pointe horaire (l/s).
- ν : Viscosité cinématique de l'eau en m²/s.
- t : Température de l'eau en °C.
- H_s : Pertes de charges singulières.
- H_t : Pertes de charges totales (m).
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).
- Pa : Puissance à fournir pour la pompe (KW).
- η : Rendement de la pompe.
- T : Temps de pompage (h).
- E : Énergie consommée par la pompe (KWh).
- E : Energie annuelle consommée par la pompe (KWh).
- e_u : Prix d'un KWh de l'énergie électrique.
- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite en (DA /ml).
- L : Longueur de la conduite en (m).
- A : Amortissement annuel.
- i : Taux d'annuité d'actualisation qui est de l'ordre de 8 % en Algérie.
- n : Nombre d'années d'amortissements (n = 27 ans).
- Q_{pr} : Débit de projet avec lequel on a fait le choix de la pompe.
- T' : Nouveau temps de pompage.

h : Perte de charge engendrée par vannage (m).

H' : La hauteur créée par la pompe.

$\frac{P_0}{\omega}$: Pression au point d'aspiration en (m).

P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m.

δ : Altitude du plan d'aspiration (m).

H_a : Hauteur totale d'aspiration (peut être positive pour une pompe en charge et négative pour une pompe en dépression).

J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration (m).

H_V : Tension maximale de vapeur d'eau.

a : célérité d'onde en (m/s).

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : Epaisseur de la conduite en (m).

B : Valeur maximale du coup de bélier (m).

V_0 : Vitesse de l'eau en régime permanent (m/s).

t_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

Z_0 : Pression absolue dans la conduite en (m.c.e).

10 : Pression atmosphérique en (m.c.e).

q_s : le débit spécifique en (l/s/m)

$Q_{max,h}$: Débit maximum horaire en (l/s).

ΣL : Somme des longueurs de réseau en (m).

Depuis l'apparition des premiers hommes sur terre, l'eau a toujours été indispensable à leurs vies et à leur développement.

Vu l'importance de cette ressource, l'homme s'est investi pour assurer sa disponibilité près de lui à tout moment et en quantité suffisante.

En Algérie, Le réseau de distribution est mal adapté et présente plus de 50% de fuites, ce qui est considérable, car cette eau disparaît dans la nature.

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 en eau des habitants.
- La vétusté et la corrosion avancée de certains tronçons des conduites ;
- Le volume d'eau qui arrive aux consommateurs est loin des besoins existants, à cause des pertes de charges, des fuites et du manque d'entretien au niveau des stations de pompage.

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 des besoins en eau potable de la zone d'étude.

Notre travail sera divisé en deux parties :

La première partie comprend la présentation du site et le diagnostic du réseau existant que nous allons détailler dans les deux premiers chapitres de la manière suivante :

- Le premier chapitre est une Présentation du site et estimation des besoins ;
- Le second chapitre concerne la situation et diagnostic du Réseau d'AEP actuel.

La deuxième partie sera consacré au dimensionnement du nouveau réseau avec :

- Le troisième chapitre qui portera sur le dimensionnement des ouvrages de stockage ;
- Le quatrième chapitre sera attribué à l'adduction ;
- Le cinquième chapitre dédié aux pompes ;
- Le sixième chapitre expliquera la pose et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier ;
- Le septième et dernier chapitre sera consacré à la distribution ;
- Enfin, une conclusion générale

I.1 Présentation du site

Pour la réalisation de tout projet d'alimentation en eau potable, il faut d'abord procéder à l'étude du site afin de connaître les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, on peut citer parmi ces facteurs : les données relatives de l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site, qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.1.1 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 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.1.2 Situation topographique

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

I.1.3 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 d'Algérie, les précipitations moyennes annuelles varient de 700 mm à 1000 mm [9].

I.1.4 Période concernée par l'étude

L'horizon d'estimation prévu pour cette étude est l'an 2045 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.1.5 Ressources en eau

Toute la zone d'étude est actuellement alimentée par un captage souterrain d'une source naturelle, 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 estimé à 30 l/s [13].

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).

Remarque

Ces deux conduites seront mises hors service lors de la conception du nouveau réseau suite aux plaintes des citoyens.

I.1.6 Infrastructures existantes

Le chef-lieu comporte différentes infrastructures à savoir [6] :

- Équipements administratifs ;

- Équipements scolaires ;
- Équipements sanitaires ;
- Équipements socio-culturels ;
- Équipements sportifs ;
- Équipements commerciaux.

Ces différents équipements sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : Infrastructures existantes.

Type d'infrastructure	Désignation	Nombre
Administrative	Mairie	2
	Parc communal	1
	Poste	1
	Musée de l'eau	1
	Garage communale	1
	Garde communale	1
	L'ex poste	1
Sanitaire	Polyclinique	1
Scolaire	Ecole primaire	2
	CEM	2
	Lycée	1
Cheptel	Ecurie	36
Sportive	Salle du sport	1
	Voute	1
Socio-culturelle	Mosquée	1
	Centre culturel	1
	Bibliothèque	1
	Maison de jeunes	1
Commerciale	Alimentation générale	10
	Bijouterie	1
	Quincaillerie	3
	Fast-food et restaurant	3
	Cafétéria	6
	Cyber café	2
	Article de ménage	1
	Soudeur	1
	Coopérative	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.1.7 Infrastructures projetées

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

I.1.8 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 futurs.

D'après le dernier recensement (R.G.P.H 2008), le nombre d'habitant de la zone objet d'étude est de 4402 habitants [6].

En appliquant la formule des intérêts composés en prenant un taux d'accroissement de 1,8% [6], on trouvera le nombre d'habitants future.

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

Avec :

- P : Population future.
- P₀ : Population actuelle.
- t : Taux d'accroissement.
- n : Nombre d'années envisagées pour l'étude

Pour l'année 2020 Donc n = 12, on aura le nombre d'habitants actuels égaux à 5453 habitants.

En appliquant la formule (I.1) pour un taux d'accroissement de 1.8% [6], la population future pour différents horizons est estimée dans le tableau (I.2).

Tableau I-2 : Evolution démographique de la population.

Horizon	2008	2020	2045
Nombre d'habitants	4402	5453	8518

I.2 Estimation des besoins

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

I.2.1 Estimation des besoins en eau

L'évolution 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.

I.2.1.a 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. (Calculée à partir des volumes facturés issus des informations d'ADE).

Tableau I-3 : Norme de consommation domestique.[3]

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
De 2 000 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 (8518 hab), on choisit une dotation de 180 l/hab/j.

I.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 future.

I.2.2.a Evaluation des besoins en eau domestique

La consommation moyenne journalière est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{\text{dom}} = \sum (q_i \times \frac{N_i}{1000}) \text{ (m}^3\text{/j)} \quad \dots\dots\dots\text{(I.2)}$$

Avec :

q_i : La dotation moyenne journalière qui est de 180 l/hab/j.

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 :

Tableau I-4 : Evaluation des besoins en eau domestiques.

Horizon	2020	2045
Nombre d'habitants	5453	8518
Dotation (l/j)	150	180
Besoins (m ³ /j)	817,95	1533,24

I.2.2.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 poste ...etc.

Ces besoins sont donnés dans le tableau :

Tableau I-5 : 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 communal	30	50	1,50
L'ex poste	2	10	0,02
Total			9.5

I.2.2.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. Leur consommation est donnée dans le tableau :

Tableau I-6 : Evaluation des besoins en eau scolaires.

Désignation	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Ecole primaire	600	25	15,00
CEM	1000	25	25,00
Lycée	800	25	20,00
Total			60,00

I.2.2.d Evaluation des besoins en eau sanitaires

La zone d'étude comprend seulement une polyclinique dont les besoins sont estimés dans

le tableau (II.5) suivant :

Tableau I-7 : 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

I.2.2.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 :

Tableau I-8 : 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
Maison de jeunes	50	10	0,5
Bibliothèque	200	10	2,00
Total			14,5

I.2.2.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 estimés dans le tableau suivant :

Tableau I-9 : 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

I.2.2.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.

Ces besoins sont estimés dans le tableau suivant :

Tableau I-10 : 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
Coopérative	1	100	0,1
Total			11,06

I.2.2.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 suivant :

Tableau I-11 : Evaluation des Besoins en eau de cheptel.

Désignation	Nombre de sujets	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Ovin	400	25	10,00
Bovin	250	40	10,00
Caprin	400	25	10,00
Volaille	5000	1	5,00
Total			35,00

I.2.3 Calcul du débit moyen journalier

Le débit moyen journalier 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 :

$$Q_{\text{moy}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{equ}} \quad \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau I-12 : Evaluation du débit moyen journalier.

Catégorie	Horizon			
	2020		2045	
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
Administratif	9,5	0,11	14,83	0,17
Scolaire	40,00	0,46	62,47	0,72
Sanitaire	3,00	0,04	4,7	0,05
Socio-culturel	14,5	0,167	22,65	0,26
Sportif	12,00	0,14	18,74	0,22
Commerciaux	11,06	0,13	17,27	0,20
Cheptel	35,00	0,41	54,67	0,63
Total	943,01	10,93	1728,57	20

I.2.4 Calcul du débit majoré journalier

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

$$Q_{\text{moy.maj}} = K_f \times Q_{\text{moy.j}} \quad \dots\dots\dots \text{(I.3)}$$

Avec :

Q_{moy.maj} : Débit moyen journalier majoré.

Q_{moy.j} : Débit moyen journalier

K_f : Coefficient de fuite.

Le débit majoré journalier est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau I-13 : Evaluation du débit majoré journalier.

Localité	Horizon	2020		2045	
		m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
TOUDJA	Q _{moy}	943,01	10,93	1728,57	20
	Q _{maj}	1131,61	13,12	2074,28	24

I.2.5 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 :

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

Donc la consommation maximale journalière est :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy.maj}} \quad \dots\dots\dots (I.5)$$

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

$$Q_{\max,j} = 1,2 \times Q_{\text{moy.maj}}$$

Les résultats de calcul sont indiqués dans le tableau (II.12)

Tableau I-14 : Evaluation du débit maximal journalier.

Localité	Horizon	2020		2045	
		m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
TOUDJA	Q _{moymaj}	1131,61	13,12	2074,28	24,00
	Q _{maxj}	1357,93	15,74	2489,14	28,80

I.2.6 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 suivant :

Tableau I-15 : Bilan Ressources-Besoins.

Horizon	2020	2045
Ressources (l/s)	30,00	30,00
Besoins (l/s)	15,74	28,8
Bilan (l/s)	+14,26	+1,2

On peut constater que la commune présente un surplus de **1,2** l/s donc la source peut satisfaire les besoins de la commune à long terme.

I.2.7 Conclusion

L'alimentation de notre zone d'étude se fait à partir de la source de Toudja qui a un débit de 30l/s, on constate que notre source peut assurer les besoins de la population avec un surplus de 1.2l/s.

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographique, géologique, climatologique et démographique avec lesquelles nous allons élaborer notre projet d'alimentation en eau potable dans les chapitres suivant.

II.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons décrire notre réseau d'alimentation en eau potable actuel et vérifier l'état des ouvrages de stockage et des conduites d'adduction

II.2 Situation du réseau

II.2.1 Description du réseau d'AEP existant

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

- 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.2.2 Présentation des stations de pompage et des ouvrages de stockage :

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

II.2.2.a La station de pompage 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.2.2.b 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.2.2.c Réservoir R1' d'EL_AINSER :

Ce réservoir à 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.2.2.d Réservoir R2 d'IBOURDJIOUENE :

Ce réservoir à 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 désert les localités suivantes : IBOURDJIOUENE, AAWINE, EL-AINSER, IHROUROUYENE par une conduite en Acier Galvanisé (80/90).

II.2.2.e 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 désert 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.2.2.f Réservoir R4 d'EL-MERJ :

Ce réservoir a une capacité de 150 m³, alimenté directement par la source avec une conduite gravitaire en acier galvanisé (102/114) et désert 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.2.2.g Réservoir R5 de TIMANITHINE :

Ce réservoir est doté d'une capacité de 50 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 :

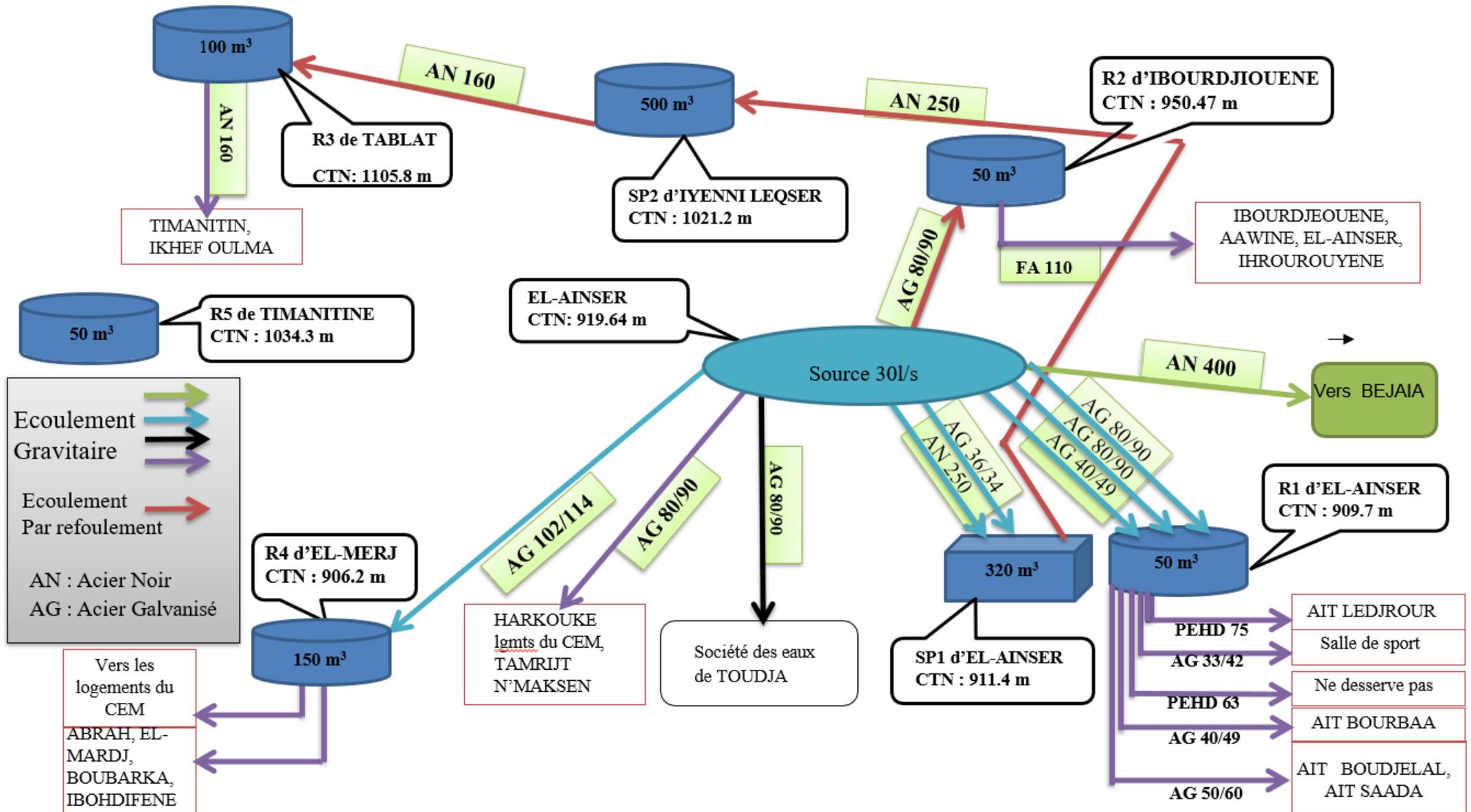


Figure II-1: Schéma général du réseau d'AEP existant.

Tableau II-1 : Présentation des stations de pompage et des ouvrages de stockage.

Réservoir	Forme	CTN (m)	CR(m)	CTP (m)	Type	Capacité (m³)	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	Refoulement 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	Refoulement à partir de la source	/	IBOURDJEUENE, AAWINE, EL-AINSER, IHROUROUYENE	
Station de pompage SP2	Circulaire	1021.2	1020.5	1024.5	Semi-enterré	500	Refoulement à partir de SP1	Refoulement vers R3	/	
Réservoir R3	Circulaire	1105.8	1105.2	1107.9	Semi-enterré	100	Refoulement à partir de SP2	/	TIMANITHINE, IKHEF OULMA	
Réservoir R4	Circulaire	906.2	904.94	908.3	Semi-enterré	150	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	50	/	/	/	Pas encore mis en service

II.2.3 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	

II.3 Diagnostic physique du réseau

Notre objectif est d'établir un diagnostic physique 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.

II.3.1 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.

II.3.1.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 [13] ;
- La stabilité de l'ouvrage n'est pas affectée [13] ;
- La présence d'une conduite sans issue a provoqué la corrosion des conduites en acier galvanisé (Risque de percement des conduites). Voir figure (II.2).



Figure II-2 : Etat des conduites provenant de la source

II.3.1.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 (II.3).



Figure II-3 : Etat de la SP1 d'EL-AINSER

II.3.1.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 figure (II.4).



Figure II-4 : Etat de La SP2 d'IYENNI LEQSER

II.3.1.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 (II.5)



Figure II-5 : Etat du réservoir R1 d'EL-AINSER

II.3.1.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 (II.6).



Figure II-6 : Etat du réservoir R2 d'IBOURDJIOUENE

II.3.1.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 (II.7).



Figure II-7 : Etat du réservoir R3 N'TABLATE

II.3.1.g Réservoirs R4 d'EL-MERJ :

- Conduite d'arrivée à ciel ouvert (non protéger) ;
- Absence d'étanchéité ;
- Manque d'entretien, voir figure (II.8).



Figure II-8 : Etat du réservoir R4 d'EL-MERJ

II.3.1.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 (II.9).



Figure II-9 : Etat du réservoir R5 de TIMANITHINE

II.3.2 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 (II.10)



Figure II-10 : Etat des conduites

II.4 Diagnostic hydraulique du réseau

II.4.1 Vérification globale de la capacité des ouvrages de stockage

II.4.1.a 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 :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \dots\dots\dots (II.1)$$

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 $\alpha_{\max} = 1,3$

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau (II.14) :

Tableau II-4 : Valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Hab 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 (8518 habitants) est de 1,34 Donc $K_{\max,h} = 1,3 * 1,34 = 1,74$

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

Tableau II-5 : Valeurs du coefficient $K_{\max,h}$.

Horizon	Actuel 2020	Long terme 2045
Nombre d'habitants	4402	8518
B_{\max}	1.48	1.34
$K_{\max,h}$	1,92	1.74

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

II.4.1.b Estimation globale du volume utile à la consommation (VU) à long terme

Pour calculer la distribution ($Q_{\max,h}$) on utilise la formule suivante :

$$Q_{\max,h} = \frac{P(\%) \times Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: Débit max. journalier (m³/j) ;

$Q_{\max,h}$: Débit maximal horaire (m³/h);

P(%) : Pourcentage du régime de consommation horaire.

Tableau II-6 : Calcul du volume global utile à la consommation à long terme

Heure	$K_{\max,h} 1,7$	$Q_{\max,j} (m^3/j)$	Distribution (m^3/h)	Apport (m^3/h)	Surp/Déficit (m^3)	Résidu (m^3)
0-1	1	2489,14	24,8914	103,714	78,822	78,827
1-2	1		24,8914	103,714	78,822	157,643
2-3	1		24,8914	103,714	78,822	236,468
3-4	1		24,8914	103,714	78,822	315,291
4-5	2		49,7828	103,714	53,931	369,229
5-6	3		74,6742	103,714	29,039	398,262
6-7	5		124,457	103,714	-20,742	377,519
7-8	6,5		161,7941	103,714	-58,079	319,439
8-9	6,5		161,7941	103,714	-58,079	261,359
9-10	5,5		136,9027	103,714	-33,188	228,171
10-11	4,5		112,0113	103,714	-8,297	219,874
11-12	5,5		136,9027	103,714	-33,188	186,685
12-13	7		174,2398	103,714	-70,525	116,159
13-14	7		174,2398	103,714	-70,525	45,634
14-15	5,5		136,9027	103,714	-33,188	12,445
15-16	4,5		112,0113	103,714	-8,297	4,148
16-17	5		124,457	103,714	-20,742	-16,594
17-18	6,5		161,7941	103,714	-58,079	-74,674
18-19	6,5		161,7941	103,714	-58,079	-132,754
19-20	5		124,457	103,714	-20,742	-153,496
20-21	4,5		112,0113	103,714	-8,297	-161,794
21-22	3		74,6742	103,714	29,039	-132,754
22-23	2		49,7828	103,714	53,931	-78,822
23-24	1		24,8914	103,714	78,822	0
Total	100	2489,14	2489,14	2489,14		560,05

A partir des résultats du tableau :

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

$$VU = |-161,794| + 398,26$$

$$VU = 560,05 m^3$$

Où :

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

II.4.1.c Estimation globale du volume utile existant (VU_{ext}) :

Tableau II-7 : Calcul du volume utile existant (VU_{ext}).

Réservoir	R1	R2	R3	R4	R5	SP1	SP2
Capacité du réservoir (m^3)	50	50	100	150	50	320	500
Capacité total (m^3)	1220						
Volume d'incendie par réservoir (m^3)	120	120	120	120	120	120	120
Volume incendie total (m^3)	840						
VU existant à la consommation (m^3)	380						

On peut constater d'après les résultats trouvés dans les tableaux (II.6) et (II.7) que le volume utile existant (**380m³**) est inférieur au volume utile à la consommation à long terme (**560,05m³**), soit un déficit de 180,056 m³.

II.5 Conclusion :

Pour conclure et d'après les données recueillies, 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.

D'après le diagnostic hydraulique on remarque que la commune de TOUDJA présente un sous-dimensionnement et une mauvaise répartition spatiale des ouvrages de stockage, nous allons donc procéder au dimensionnement d'un nouveau réseau.

III.1 Introduction

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

- Le choix du tracé ;
- Le dimensionnement des ouvrages de stockage ;

III.2 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 ;
- Eviter les contres pentes 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.
- Eviter les forêts, bois et zones marécageuses.

III.2.1 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 vers la station de pompage SP1 d'EL-AINSER et R4 d'EL-MERJ, SP1 alimente R1 d'EL AINSEUR et refoule vers R8 d'AIT BOUDJELAL ainsi qu'à la station de pompage SP2, qui a son tour refoulera vers R3 de TABLATE qui alimente le nouveau R7 de TIMANITINE et R2 de AVOR qui alimente R6 d'AIT MESSAOUD, le réservoir R7 de TIMANITINE alimentera le réservoir R5 d'IKHEF OULMA.

Le schéma du réseau projeté est représenté dans la figure **(III.1)** ci-dessous :

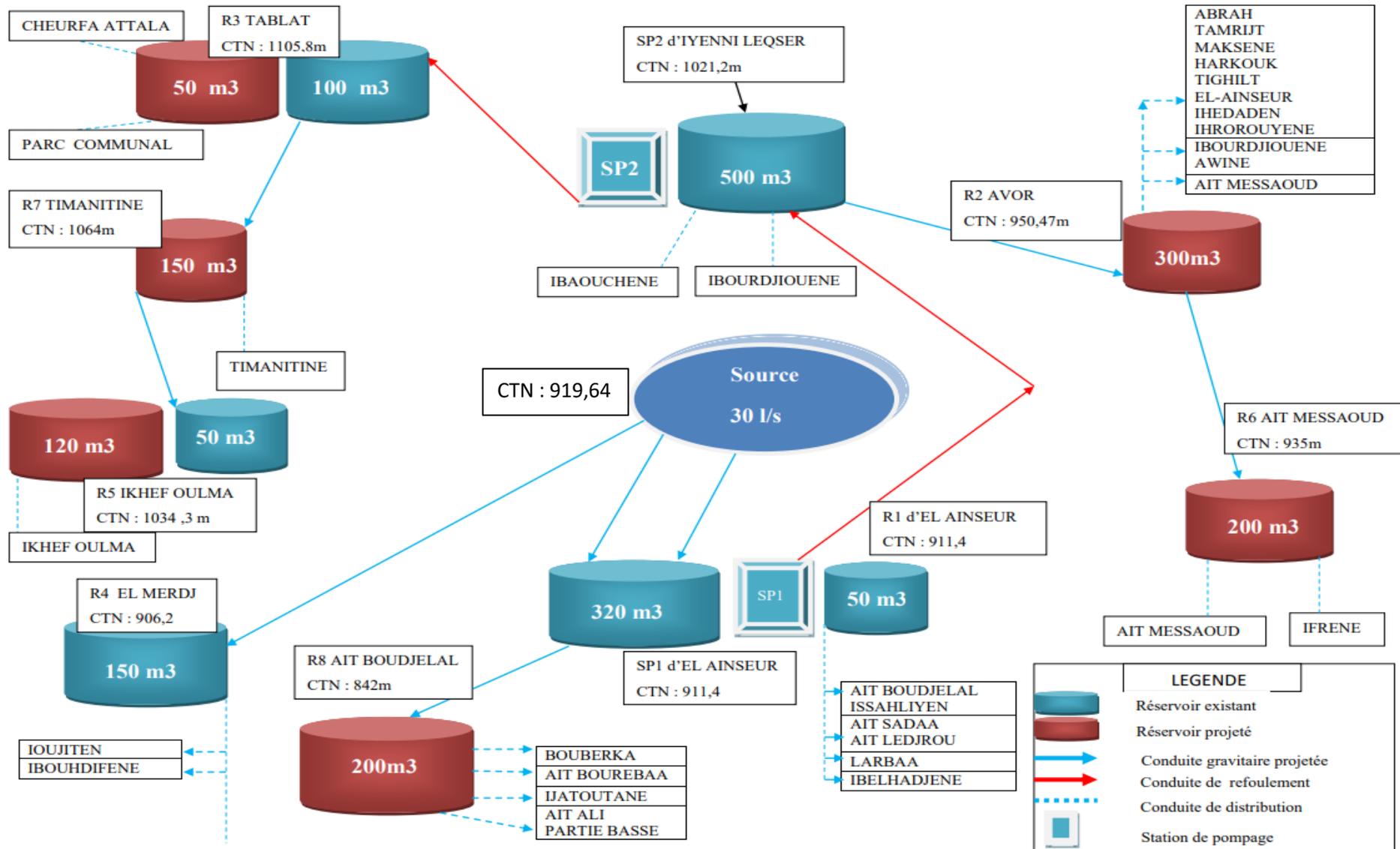


Figure III-1 : Schéma général de réseau d'AEP projeté.

III.3 Les ouvrages de stockage :

III.3.1 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.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico économiques. Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts,
- À l'abri des contaminations,
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- À l'abri des pluies et des poussières.

III.3.2 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).

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 :

$$V_t = V_u + V_{\text{incendie}} \quad \dots\dots\dots \text{(III.1)}$$

Avec :

- V_{total} : Volume total du réservoir (m^3).
- V_u : Volume utile à la consommation.
- V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie.

Où : $V_{\text{incendie}} = 120 m^3$

Il représente le volume nécessaire pour l'extinction d'un incendie en un temps de deux heures (60 m³/h). Où :

$$\mathbf{Vu} = |\Delta\mathbf{V}^+| + |\Delta\mathbf{V}^-| \dots\dots\dots (\text{III.2})$$

III.3.2.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 maison et les différent 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 (2).

$$\mathbf{Moy\ hab/maison} = \frac{\text{Population par réservoir}}{\text{nombre de maison}} = \frac{8518}{1940} = \mathbf{4,39\ hab/maison} \dots\dots (\text{III.3})$$

Tableau III-1 : Population par réservoir.

Réservoir	Maison	Population par réservoir
R4 Elmerdj	73	321
R8 Ait Boudjelal	225	1119
R1 EL Ainseur	611	2682
R6 Ait Messaoud	201	883
R2 AVOR	531	2331
R5 Ikhefoulma	97	426
R7 Timanitine	66	290
R3 Tablat	76	334
SP2 Iyenni leqser	30	132
TOTAL	1940	8518

III.3.2.b Détermination du diamètre du réservoir

La hauteur du réservoir varie généralement de 3 à 6 m.

$$\mathbf{V_{total} = S \times H = \frac{\pi \times D_r^2}{4} \times H} \dots\dots\dots (\text{III.4})$$

Donc : $D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_{total}}{\pi \times H}}$

Où :

V_{total} : Volume du réservoir (en m³).

H : Hauteur du réservoir (en m).

D_r: Diamètre du réservoir (en m).

III.3.3 Dimensionnement des réservoirs :

III.3.3.a Dimensionnement du réservoir d'EL-AINSER (R1) et (R1')

Les deux réservoirs R1 et R1' d'EL-AINSER (370 m³) desservent : AIT SAADA, AIT LEDJROU, AIT BOUJELAL, LARBAA, IBELHAJEN, ISSAHLIYEN, avec une population de 2682 habitant et une consommation de 772,3 m³/j, et alimente SP2 d'IYENNI ELQSEUR et le réservoir R8 d'AIT BOUDJELAL avec une consommation de 1629,92 m³/j donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,58 \text{ d'où } k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,06$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau III-2 : Dimensionnement du réservoir R1 d'EL AINSEUR.

Heure	Distribution (Q _{max.h}) (m ³)	Vers SP2 – R8	Sortie (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	5,79	67,91	73,71	100,09	26,39	26,39
1-2	5,79	67,91	73,71	100,09	26,39	52,77
2-3	7,72	67,91	75,64	100,09	24,46	77,23
3-4	7,72	67,91	75,64	100,09	24,46	101,69
4-5	23,17	67,91	91,08	100,09	9,01	110,70
5-6	42,48	67,91	110,39	100,09	-10,30	100,40
6-7	42,48	67,91	110,39	100,09	-10,30	90,10
7-8	42,48	67,91	110,39	100,09	-10,30	79,80
8-9	27,03	67,91	94,94	100,09	5,15	84,95
9-10	27,03	67,91	94,94	100,09	5,15	90,10
10-11	46,34	67,91	114,25	100,09	-14,16	75,94
11-12	65,65	67,91	133,56	100,09	-33,47	42,48
12-13	65,65	67,91	133,56	100,09	-33,47	9,01
13-14	46,34	67,91	114,25	100,09	-14,16	-5,15
14-15	38,62	67,91	106,53	100,09	-6,44	-11,58
15-16	38,62	67,91	106,53	100,09	-6,44	-18,02
16-17	27,03	67,91	94,94	100,09	5,15	-12,87
17-18	27,03	67,91	94,94	100,09	5,15	-7,72
18-19	46,34	67,91	114,25	100,09	-14,16	-21,88
19-20	46,34	67,91	114,25	100,09	-14,16	-36,04
20-21	46,34	67,91	114,25	100,09	-14,16	-50,20
21-22	23,17	67,91	91,08	100,09	9,01	-41,19
22-23	15,45	67,91	83,36	100,09	16,73	-24,46
23-24	7,72	67,91	75,64	100,09	24,46	0,00
Total	772,3	1629,92	2402,22	2402,22	0	160,9

A partir des résultats du tableau :

$$VU = | -50,2 | + 110,7$$

$$VU = 160,9 \text{ m}^3$$

$$VT = 280,9 \text{ m}^3$$

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

III.3.3.b Dimensionnement de la station de pompage SP2

La station de pompage de IYENNI LEQSER dessert : IBAOUCHENE, et une partie d'IBOURDJIOUENE avec une population de 132 habitants et une consommation de 33,95 m³/j et alimente le réservoir R 3 de TABLAT et R2 d'AVOR avec une consommation de 297,95 m³/j + 945,5 m³/j=1243,45 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 qui suit :

Tableau III-3 : Dimensionnement du réservoir SP2 d'IYENNI LEQSER.

Heure	Distribution (Q _{max,h}) (m ³)	Vers R2+R3 (m ³)	Sortie (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,20	51,81	52,01	53,23	1,21	1,21
1-2	0,20	51,81	52,01	53,23	1,21	2,42
2-3	0,41	51,81	52,22	53,23	1,01	3,43
3-4	0,68	51,81	52,49	53,23	0,74	4,16
4-5	1,19	51,81	53,00	53,23	0,23	4,39
5-6	1,19	51,81	53,00	53,23	0,23	4,62
6-7	1,53	51,81	53,34	53,23	- 0,11	4,50
7-8	3,46	51,81	55,27	53,23	- 2,05	2,46
8-9	2,99	51,81	54,80	53,23	- 1,57	0,88
9-10	2,21	51,81	54,02	53,23	- 0,79	0,09
10-11	1,39	51,81	53,20	53,23	0,02	0,11
11-12	1,39	51,81	53,20	53,23	0,02	0,14
12-13	1,19	51,81	53,00	53,23	0,23	0,36
13-14	1,19	51,81	53,00	53,23	0,23	0,59
14-15	1,60	51,81	53,41	53,23	- 0,18	0,41
15-16	2,10	51,81	53,92	53,23	- 0,69	-0,28
16-17	3,53	51,81	55,34	53,23	- 2,12	- 2,40
17-18	3,19	51,81	55,00	53,23	- 1,78	-4,18
18-19	2,48	51,81	54,29	53,23	-1,06	-5,24
19-20	0,54	51,81	52,35	53,23	0,87	-4,37
20-21	0,54	51,81	52,35	53,23	0,87	- 3,50
21-22	0,34	51,81	52,15	53,23	1,08	-2,42
22-23	0,20	51,81	52,01	53,23	1,21	-1,21
23-24	0,20	51,81	52,01	53,23	1,21	0,00
Total	33,95	1243,45	1277,4	1277,4	0	9,86

A partir des résultats du tableau :

$$VU = | -5,24 | + 4,62$$

$$VU = 9,86 \text{ m}^3$$

$$VT = 129,86 \text{ m}^3$$

On dispose déjà d'une capacité de 500 m^3 ce qui est suffisant pour satisfaire les localités.

III.3.3.c Dimensionnement du réservoir de TABLAT (R3)

Le réservoir R3 de TABLAT dessert : CHEURFA, ATTALA et le parc communal avec une population de 334 habitants et une consommation de $93,55 \text{ m}^3/\text{j}$ et alimente le réservoir R7 de TIMANITINE et R5 d'IKHEF OULMA avec une consommation de $79,4 \text{ m}^3/\text{j} + 124,9 \text{ m}^3/\text{j} = 204,3 \text{ m}^3/\text{j}$ donc : $\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 2$ d'où $k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,6$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau III-4 : Dimensionnement du réservoir R3 de TABLAT.

Heure	Distribution ($Q_{\max,h}$) (m^3)	Vers R5+R7(m^3) (m^3)	Sortie (m^3)	Apport (m^3)	Surp/Déficit (m^3)	Résidu (m^3)
0-1	0,56	8,51	9,07	12,41	3,34	3,34
1-2	0,56	8,51	9,07	12,41	3,34	6,67
2-3	1,12	8,51	9,64	12,41	2,78	9,45
3-4	1,87	8,51	10,38	12,41	2,03	11,48
4-5	3,27	8,51	11,79	12,41	0,62	12,10
5-6	3,27	8,51	11,79	12,41	0,62	12,72
6-7	4,21	8,51	12,72	12,41	- 0,31	12,41
7-8	9,54	8,51	18,05	12,41	- 5,64	6,77
8-9	8,23	8,51	16,74	12,41	- 4,33	2,43
9-10	6,08	8,51	14,59	12,41	- 2,18	0,25
10-11	3,84	8,51	12,35	12,41	0,06	0,31
11-12	3,84	8,51	12,35	12,41	0,06	0,37
12-13	3,27	8,51	11,79	12,41	0,62	1,00
13-14	3,27	8,51	11,79	12,41	0,62	1,62
14-15	4,40	8,51	12,91	12,41	- 0,50	1,12
15-16	5,80	8,51	14,31	12,41	- 1,90	- 0,78
16-17	9,73	8,51	18,24	12,41	-5,83	-6,61
17-18	8,79	8,51	17,31	12,41	- 4,90	-11,51
18-19	6,83	8,51	15,34	12,41	- 2,93	- 14,44
19-20	1,50	8,51	10,01	12,41	2,40	-12,04
20-21	1,50	8,51	10,01	12,41	2,40	-9,64
21-22	0,94	8,51	9,45	12,41	2,96	- 6,67
22-23	0,56	8,51	9,07	12,41	3,34	- 3,34
23-24	0,56	8,51	9,07	12,41	3,34	27,16
Total	93,55	204,3	297,85	297,85	0	27,16

A partir des résultats du tableau :

$$VU = | -14,44 | + 12,72$$

$$VU = 27,16 \text{ m}^3$$

$$VT = 147,16 \text{ m}^3$$

Ce réservoir est déjà doté d'une 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**

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

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

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

$$D_r = [(4 \times 50) / (\pi \times 4)]^{(1/2)} \text{ D'où : } D_r = 4$$

III.3.3.d Dimensionnement du réservoir de TIMANITINE (R7)

Le réservoir R7 de TIMANITINE dessert : TIMANITINE avec une population de 290 habitants et une consommation de $79,4 \text{ m}^3/\text{j}$ et alimente le réservoir R5 d'IKHEF OULMA d'une consommation de $124,9 \text{ m}^3/\text{j}$ 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 qui suit :

Tableau III-5 : Dimensionnement du réservoir R7 de TIMANITINE.

Heure	Distribution ($Q_{\max,h}$) (m^3)	Vers R5 (m^3)	Sortie (m^3)	Apport (m^3)	Surp/Déficit (m^3)	Résidu (m^3)
0-1	0,48	5,20	5,68	8,51	2,83	2,83
1-2	0,48	5,20	5,68	8,51	2,83	5,66
2-3	0,95	5,20	6,16	8,51	2,36	8,02
3-4	1,59	5,20	6,79	8,51	1,72	9,74
4-5	2,78	5,20	7,98	8,51	0,53	10,27
5-6	2,78	5,20	7,98	8,51	0,53	10,80
6-7	3,57	5,20	8,78	8,51	-0,26	10,53
7-8	8,10	5,20	13,30	8,51	-4,79	5,74
8-9	6,99	5,20	12,19	8,51	-3,68	2,06
9-10	5,16	5,20	10,37	8,51	- 1,85	0,21
10-11	3,26	5,20	8,46	8,51	0,05	0,26
11-12	3,26	5,20	8,46	8,51	0,05	0,32
12-13	2,78	5,20	7,98	8,51	0,53	0,85
13-14	2,78	5,20	7,98	8,51	0,53	1,38
14-15	3,73	5,20	8,94	8,51	- 0,42	0,95
15-16	4,92	5,20	10,13	8,51	- 1,61	-0,66
16-17	8,26	5,20	13,46	8,51	-4,95	- 5,61
17-18	7,46	5,20	12,67	8,51	-4,16	-9,77
18-19	5,80	5,20	11,00	8,51	-2,49	- 12,25
19-20	1,27	5,20	6,47	8,51	2,04	- 10,22
20-21	1,27	5,20	6,47	8,51	2,04	- 8,18
21-22	0,79	5,20	6,00	8,51	2,51	- 5,66
22-23	0,48	5,20	5,68	8,51	2,83	- 2,83
23-24	0,48	5,20	5,68	8,51	2,83	0,00
Total	79,4	124,9	204,3	204,3	0	23,05

A partir des résultats du tableau :

$$VU = | -12,25 | + 10,80$$

$$VU = 23,05 \text{ m}^3$$

$$VT = 143,05 \text{ m}^3$$

On choisira un volume standard de 150 m³ pour ce réservoir.

- **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 = 150 m³.

$$D_r = [(4 \times 150) / (\pi \times 4)]^{(1/2)} \text{ D'où : } D_r = 6,91$$

III.3.3.e Dimensionnement du réservoir d'IKHEF OULMA (R5)

Le réservoir R5 d'IKHEF OULMA dessert : la région d'IKHEF OULMA avec une population de 426 habitants et une consommation de 124,9 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 qui suit :

Tableau III-6 : Dimensionnement du réservoir R5 d'IKHEF OULMA.

Heure	Distribution (Q _{max.h}) (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,75	5,20	4,45	4,45
1-2	0,75	5,20	4,45	8,91
2-3	1,50	5,20	3,71	12,61
3-4	2,50	5,20	2,71	15,32
4-5	4,37	5,20	0,83	16,15
5-6	4,37	5,20	0,83	16,99
6-7	5,62	5,20	-0,42	16,57
7-8	12,74	5,20	-7,54	9,03
8-9	10,99	5,20	-5,79	3,25
9-10	8,12	5,20	-2,91	0,33
10-11	5,12	5,20	0,08	0,42
11-12	5,12	5,20	0,08	0,50
12-13	4,37	5,20	0,83	1,33
13-14	4,37	5,20	0,83	2,16
14-15	5,87	5,20	-0,67	1,50
15-16	7,74	5,20	-2,54	-1,04
16-17	12,99	5,20	-7,79	-8,83
17-18	11,74	5,20	-6,54	-15,36
18-19	9,12	5,20	-3,91	-19,28
19-20	2,00	5,20	3,21	-16,07
20-21	2,00	5,20	3,21	-12,86
21-22	1,25	5,20	3,96	-8,91
22-23	0,75	5,20	4,45	-4,45
23-24	0,75	5,20	4,45	-0,00
Total	124,9	124,9	0	36,27

A partir des résultats du tableau :

$$VU = | -19,28 | + 16,99$$

$$VU = 36,27 \text{ m}^3$$

$$VT = 156,27 \text{ m}^3$$

Ce réservoir est déjà doté d'une capacité de 50 m³, alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 120 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 : $V = 120 \text{ m}^3$.

$$D_r = [(4 \times 120) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'où : $D_r = 6,18$

III.3.3.f Dimensionnement du réservoir d'AVOR (R2)

Le réservoir R6 d'AVOR dessert : AIT MESSAOUD, IBOURDJIOUENE, AWINE, ABRAH, TAMRIJT, HARKOUK, MAKSENE, EL AINSEUR, IHEDADEN, IHROROUYEN, avec une population de 883 habitants et une consommation de $240,45 \text{ m}^3/\text{j}$ et alimente le réservoir R6 d'AIT MESSAOUD avec une consommation de $240,45 \text{ m}^3/\text{j}$ donc :

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,63 \text{ d'où } k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,11$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau III-7 : Dimensionnement du réservoir R2 AVOR.

Heure	Distribution ($Q_{\max,h}$) (m ³)	Vers R6 (m ³)	Sortie (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	5,2845	10,01	15,30	39,37	24,07	24,07
1-2	5,2845	10,01	15,30	39,37	24,07	48,14
2-3	7,046	10,01	17,06	39,37	22,31	70,46
3-4	7,046	10,01	17,06	39,37	22,31	92,77
4-5	21,138	10,01	31,15	39,37	8,22	100,99
5-6	38,753	10,01	48,77	39,37	-9,39	91,59
6-7	38,753	10,01	48,77	39,37	-9,39	82,20
7-8	38,753	10,01	48,77	39,37	-9,39	72,80
8-9	24,661	10,01	34,67	39,37	4,69	77,50
9-10	24,661	10,01	34,67	39,37	4,69	82,20
10-11	42,276	10,01	52,29	39,37	-12,91	69,28
11-12	59,891	10,01	69,90	39,37	-30,53	38,75
12-13	59,891	10,01	69,90	39,37	-30,53	8,220
13-14	42,276	10,01	52,29	39,37	-12,91	-4,69
14-15	35,23	10,01	45,24	39,37	-5,87	-10,56
15-16	35,23	10,01	45,24	39,37	-5,87	-16,44
16-17	24,66	10,01	34,67	39,37	4,69	-11,74
17-18	24,66	10,01	34,67	39,37	4,69	-7,046
18-19	42,27	10,01	52,29	39,37	-12,91	-19,96
19-20	42,27	10,01	52,29	39,37	-12,91	-32,88
20-21	42,27	10,01	52,29	39,37	-12,91	-45,79
21-22	21,13	10,01	31,15	39,37	8,22	-37,57
22-23	14,09	10,01	24,11	39,37	15,26	-22,31
23-24	7,046	10,01	17,06	39,37	22,31	0
Total	704,6	240,45	945,05	945,05	0	138,57

A partir des résultats du tableau :

$$VU = | -37,58 | + 100,99$$

$$VU = 138,57 \text{ m}^3$$

$$VT = 258,57 \text{ m}^3$$

On choisira un volume standard de 300 m³/j pour ce réservoir.

- **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 = 300 m³.

$$D_r = [(4 \times 300) / (\pi \times 4)]^{(1/2)} \text{ D'où : } D_r = 9,77$$

III.3.3.g Dimensionnement du réservoir d'AIT MESSAOUD (R6)

Le réservoir R6 d'AIT MESSAOUD dessert : IFRENE ET AIT MESSAOUD, avec une population de 883 habitants et une consommation de 240,45 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 qui suit :

Tableau III-8 : Dimensionnement du réservoir R6 d'AIT MESSAOUD.

Heure	Distribution (Q _{max,h}) (m ³)	Apport (m ³)	Surp/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	1,44	10,018	8,57	8,57
1-2	1,44	10,018	8,57	17,15
2-3	2,88	10,018	7,13	24,28
3-4	4,80	10,018	5,20	29,49
4-5	8,41	10,018	1,60	31,09
5-6	8,41	10,018	1,60	32,70
6-7	10,82	10,018	-0,80	31,89
7-8	24,52	10,018	-14,50	17,39
8-9	21,15	10,018	-11,14	6,25
9-10	15,62	10,018	-5,61	0,64
10-11	9,85	10,018	0,16	0,80
11-12	9,85	10,018	0,16	0,96
12-13	8,41	10,018	1,60	2,56
13-14	8,41	10,018	1,60	4,16
14-15	11,30	10,018	-1,28	2,88
15-16	14,90	10,018	-4,88	-2,003
16-17	25,00	10,018	-14,98	-16,99
17-18	22,60	10,018	-12,58	-29,57
18-19	17,55	10,018	-7,53	-37,10
19-20	3,84	10,018	6,17	-30,93
20-21	3,84	10,018	6,17	-24,76
21-22	2,40	10,018	7,61	-17,15
22-23	1,44	10,018	8,57	-8,57
23-24	1,44	10,018	8,57605	0
Total	240,45	240,45		69,8

A partir des résultats du tableau :

$$VU = | -37,1 | + 32,7$$

$$VU = 69,8 \text{ m}^3$$

$$VT = 189,8 \text{ m}^3$$

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

- **Le diamètre du réservoir**

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

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)} \text{ Avec : } V = 200 \text{ m}^3.$$

$$D_r = [(4 \times 200) / (\pi \times 4)]^{(1/2)} \text{ D'où : } D_r = 7,98 \text{ m.}$$

III.3.3.h Dimensionnement du réservoir d'AIT BOUDJELAL (R8)

Le réservoir d'AIT BOUDJELAL dessert : BOUBERKA, AIT BOURBAA, IJATOUTEN, AIT ALI, Partie basse avec une population de 1119 habitants et d'une consommation de 352,52 m^3/j donc : $\alpha_{\max} = 1.3$ et $\beta_{\max} = 2$ d'où $k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.6$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau III-9 : Dimensionnement du réservoir R8 d'AIT BOUDJELAL.

Heure	Distribution ($Q_{\max,h}$) (m^3)	Apport (m^3)	Surp/Déficit (m^3)	Résidu (m^3)
0-1	2,11	14,68	12,57	12,57
1-2	2,11	14,68	12,57	25,14
2-3	4,23	14,68	10,45	35,60
3-4	7,05	14,68	7,63	43,24
4-5	12,33	14,68	2,35	45,59
5-6	12,33	14,68	2,35	47,94
6-7	15,86	14,68	-1,17	46,76
7-8	35,95	14,68	-21,26	25,49
8-9	31,02	14,68	-16,33	9,16
9-10	22,91	14,68	-8,22	0,94
10-11	14,45	14,68	0,23	1,17
11-12	14,45	14,68	0,23	1,41
12-13	12,33	14,68	2,35	3,76
13-14	12,33	14,68	2,35	6,11
14-15	16,56	14,68	-1,88	4,23
15-16	21,85	14,68	-7,16	-2,93
16-17	36,66	14,68	-21,97	-24,91
17-18	33,13	14,68	-18,44	-43,35
18-19	25,73	14,68	-11,04	-54,40
19-20	5,64	14,68	9,04	-45,35
20-21	5,64	14,68	9,04	-36,30
21-22	3,52	14,68	11,16	-25,14
22-23	2,11	14,68	12,57	-12,57
23-24	2,11	14,68	12,57	0
Total	352,52	352,52		102,34

A partir des résultats du tableau :

$$VU = | -54,4 | + 47,94$$

$$VU = 102,34 \text{ m}^3$$

$$VT = 222,34 \text{ m}^3$$

On choisira un volume standard de $250 \text{ m}^3/\text{j}$ pour ce réservoir.

- **Le diamètre du réservoir**

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

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)} \text{ Avec : } V = 250 \text{ m}^3.$$

$$D_r = [(4 \times 250) / (\pi \times 4)]^{(1/2)} \text{ D'où : } D_r = 8,92 \text{ m}.$$

III.3.3.i Dimensionnement du réservoir d'EL MERDJ (R4) :

Le réservoir (150 m^3) d'EL MERDJ dessert les localités : IOUJITEN, IBOUHDIFEN avec une population de 321 habitants et une consommation de $87,74 \text{ m}^3/\text{j}$ 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 qui suit :

Tableau III-10 : Dimensionnement du réservoir R4 d'EL MERDJ

Heure	Distribution ($Q_{\max,h}$) (m^3)	Apport (m^3)	Surp/Déficit (m^3)	Résidu (m^3)
0-1	0,53	3,66	3,13	3,13
1-2	0,53	3,66	3,13	6,26
2-3	1,05	3,66	2,60	8,86
3-4	1,75	3,66	1,90	10,76
4-5	3,07	3,66	0,58	11,35
5-6	3,07	3,66	0,58	11,93
6-7	3,95	3,66	-0,29	11,64
7-8	8,95	3,66	-5,29	6,35
8-9	7,72	3,66	-4,07	2,28
9-10	5,70	3,66	-2,05	0,23
10-11	3,60	3,66	0,06	0,29
11-12	3,60	3,66	0,06	0,35
12-13	3,07	3,66	0,58	0,94
13-14	3,07	3,66	0,58	1,52
14-15	4,12	3,66	-0,47	1,05
15-16	5,44	3,66	-1,78	-0,73
16-17	9,12	3,66	-5,47	-6,20
17-18	8,25	3,66	-4,59	-10,79
18-19	6,41	3,66	-2,75	-13,54
19-20	1,40	3,66	2,25	-11,29
20-21	1,40	3,66	2,25	-9,04
21-22	0,88	3,66	2,78	-6,26
22-23	0,53	3,66	3,13	-3,13
23-24	0,53	3,66	3,13	0,00
Total	87,74	87,74		25,47

A partir des résultats du tableau :

$$VU = | -13,54 | +11,93$$

$$VU = 25,47 \text{ m}^3$$

$$VT = 145,47 \text{ m}^3$$

Ce réservoir est déjà doté d'une capacité de 150 m³ donc il peut satisfaire les besoins des localités.

III.3.3.j Tableau récapitulatif des ouvrages de stockage

Le tableau (III.11) ci-dessous récapitule les dimensions des ouvrages de stockage (capacité, diamètre, hauteur) :

Tableau III-11 : Capacité des ouvrages de stockage.

Réservoir	Capacité existante (m ³)	Capacité projetée (m ³)	Capacité total (m ³)	Diamètre du réservoir projeté (m)
AL-AINSER (R1')	50	/	50	/
AL-AINSER(R1)	320	/	320	/
EL-MERJ (R4)	150	/	150	/
TIMANITHINE (R7)	/	150	150	6,91
TABLAT (R3)	100	50	150	4
AVOR (R2)	/	300	300	9,77
AIT BOUDJELAL (R8)	/	200	200	8,92
IKHEF OULMA (R5)	50	120	170	6,18
AIT MESSAOUD (R6)	/	200	200	7,98
IYENNI LEQSER (SP2)	500	/	500	/

III.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la capacité des réservoirs existants. Et d'après la vérification de ces derniers, nous avons trouvé que la capacité de certains réservoirs n'est pas suffisante ce qui nous amené a projeter des réservoirs assez grands pour subvenir aux besoins des localités concernées.

IV.1 Introduction

L'adduction est définie comme étant le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation [3]. Elle joue un rôle important dans le système d'alimentation en eau potable et constitue un élément essentiel dont il faut veiller au bon fonctionnement. Il existe deux types d'adduction ; l'adduction gravitaire, qui ne fait intervenir que le seul travail de pesanteur, puis l'adduction par refoulement, qui fera appel aux formes courantes de l'énergie [7], (les pompes et les moteurs).

IV.2 Choix du type de conduite

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue : [2]

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Le choix du matériau conduit enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telle que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD ; vu les avantages qu'elles présentent :

Avantage PEHD

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Facilité de soudage par électrocuton ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.

- Bonne propriété hydraulique.
- Bonne résistance chimique.
- Longue durabilité.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Cout faible du PEHD. [2]

IV.3 Etude techno-économique des conduites

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.

Le meilleur choix consiste à faire un bilan de frais et d'en prendre le moins coûteux, tout en tenant compte du fait que la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0,5 et 1.5 m/s [4].

IV.4 Détermination des diamètres économiques des tronçons

Pour un écoulement gravitaire :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{(4 \times Q_{tri})}{(3,14 \times V_{\max})}} \quad \dots\dots\dots \text{(IV.1)}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{(4 \times Q_{tri})}{(3,14 \times V_{\min})}} \quad \dots\dots\dots \text{(IV.2)}$$

Q_{tri} : débit du tronçon i en m^3/s

D_{\min} et D_{\max} : diamètre du tronçon i en m

V_{\max} : Vitesse d'écoulement maximale en m/s

V_{\min} : Vitesse d'écoulement minimale en m/s

Pour un écoulement par refoulement

La formule de BONNIN : $D1 = \sqrt{Q}$ (IV.3)

La formule de BRESS : $D2 = 1.5 \sqrt{Q}$ (IV.4)

Avec

-D : Diamètre de la conduite (m) ;

-Q : Débit véhiculé en (m^3/s).

Calcul de vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V_i = \frac{(4 \times Q_{tri})}{(3,14 \times (D_i)^2)} \quad \dots\dots\dots \text{(IV.5)}$$

Avec : V_i : vitesse d'écoulement en (m/s) ;
 Q_{tri} : débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;
 D_i : diamètre de la conduite en (m).

IV.4.1 Calcul des pertes de charges linéaires

Les Pertes de Charge linéaire représentent les pertes d'énergies dues aux frottements du fluide dans une conduite de section constante. [11]

Les pertes de charge linéaire sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBBACH suivante [12] :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda}{D_h} \frac{V^2}{2g} L = J \times L \quad \dots\dots\dots \text{(IV.6)}$$

Avec :

ΔH_L : perte de charge linéaire.

L : Longueur de la conduite en m

λ : Coefficient de perte de charge (Coefficient de frottement de DARCY)

V : Vitesse d'écoulement en m/s

D_h : Diamètre de la conduite en m

g : Accélération de la pesanteur (m/s²)

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad \dots\dots\dots \text{(IV.7)}$$

La formule de Nikuradze s'écrit [7] :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{K}{D} \right) \right)^{-2} \quad \dots\dots\dots \text{(IV.8)}$$

Avec :

D : diamètre intérieur de la conduite

en mm V : vitesse moyenne en m/s

K : coefficient de rugosité tel

Re : nombre de Reynolds,

$$Re = \frac{V \times D}{\gamma} \quad \dots\dots\dots \text{(IV.9)}$$

Avec :

- γ : Viscosité cinématique, calculée par la formule de STOCKS :

$$\gamma = \frac{0,0178}{1+0,0337 \times t + 0,000221 \times t^2} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.10})$$

γ : Viscosité cinématique du liquide ($10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$) pour $t=20^\circ\text{C}$

K : Rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface es parois en contact avec l'eau

Pour le PEHD :

$K= 0.01$ si $D \leq 200 \text{ mm}$,

$K= 0.02$ si $D > 200\text{mm}$.

IV.4.2 Pertes de charge singulières

Les pertes de charges singulières sont des pertes de pression provoquées par le passage de L'eau dans des obstacles comme des vannes, raccords, élargissement, sortie de réservoir. [11]

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets...etc.

Elles sont estimées à :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$\Delta H_S = 0.1 \times \Delta H_L \quad \dots\dots\dots (\text{IV.11})$$

IV.4.3 Pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de Longueur L , donc on aura :

Pour le PEHD : $\Delta H_{\text{T}} = 1.1 \times \Delta H_L = 1.1 \times J * L \quad \dots\dots\dots (\text{IV.12})$

IV.4.4 Calcul de la hauteur manométrique total H_{mt}

Elle représente la différence d'énergie entre l'entré et la sortie de la pompe. La somme de la hauteur géométrique et les pertes de charges totales qui résultent de l'aspiration et du refoulement [3] :

$$H_{\text{mt}} = H_g + \Delta H_{\text{T}} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

Dans le cas d'un système gravitaire en charge. Le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau a l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé.

$$H_g = C_r - C_{\text{TP}} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.14})$$

Avec :

✓ C_r : la cote du radier du réservoir tampon.

✓ C_{TP} : cote de trop plein du réservoir récepteur.

Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 2 m/s

IV.4.5 La puissance absorbée par la pompe

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

$$P_a = \frac{\rho \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad \dots\dots\dots(IV.20)$$

Avec :

P_a : La puissance de la pompe en KW ;

Q : Débit a refoulé en m^3/s

H_{mt} : Hauteur manométrique total en m ;

η : rendement de la pompe.

IV.4.6 Energie consommée par la pompe

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

$$E = P_a \times t \times 365 \quad \dots\dots\dots(IV.15)$$

Avec :

E : Energie consommé par la pompe en KWh ;

t : nombre d'heure de pompage.

IV.4.7 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calcul de la manière suivante :

$$F_{exp} = E \times e \quad \dots\dots\dots(IV.16)$$

Avec :

F_{exp} : frais d'exploitation en DA ;

e_u : Prix unitaire du KWh. Fixé à 5,48 DA par la SONELGAZ.

IV.4.8 Frais d'amortissement

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

$$F_m = P_u \times L \times A \quad \dots\dots\dots(IV.17)$$

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

$$A = i + \frac{i}{(i + 1)^n - 1} \quad \dots\dots\dots(IV.18)$$

Avec :

i : Taux d'anuité (8 %) ;

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

Donc : $A = 0,0936$

IV.4.9 Détermination des frais totaux (Bilan)

Les frais totaux seront calculés par la formule suivante :

$$F_{\text{tot}} = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.19})$$

IV.5 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 (2)).

IV.5.1.a Conduites gravitaires

- **Caractéristiques des tançons**

Les caractéristiques des conduites gravitaires sont regroupées dans le tableau (IV.12) suivant :

Tableau IV-1 : Calcul des diamètres de chaque tronçon.

Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	CR (m)	CTP (m)	H _g (m)	D _{min} (mm)	D _{max} (mm)
S-R4	0,001	731	919,64	910,2	9,44	29,13	50,46
S-R1	0,0278	90	919,64	915,4	4,24	153,61	266,06
R1-R8	0,004	504	911,4	846	65,4	58,26	100,92
SP2-R2	0,0109	266	1021,2	954,47	66,73	96,18	166,6
R2-R6	0,00278	475	950,47	939	11,47	48,57	84,13
R3-R7	0,0023	201	1105,8	1070	35,8	44,18	76,53
R7-R5	0,0014	641	1066	1038,3	27,7	34,47	59,7

On prend les gammes suivantes :

Les diamètres des conduites sont regroupés dans l'annexe (3) [5]

- Pour le tronçon S-R4 : 40 ,50 et 63mm, le PEHD (PN 10) comme matériau
- Pour le tronçon S-R1 : 200 et 250mm, le PEHD (PN 10) comme matériau
- Pour le tronçon R1-R8 : 75 90 et 110mm, le PEHD (PN 10) comme matériau
- Pour le tronçon SP2-R2 : 110 125 et 160 mm, le PEHD (PN 10) comme matériau
- Pour le tronçon R2-R6 : 63 et 75 mm, le PEHD (PN 10) comme matériau
- Pour le tronçon R3-R7 : 63 75 et 90mm, le PEHD (PN 10) comme matériau
- Pour le tronçon R7-R5 : 40 50 et 63mm, le PEHD (PN 10) comme matériau

Les diamètres et prix de ces conduites est représenté dans l'annexe (3)

IV.5.1.a.1 Tronçon S-R4

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Calcul des pertes de charge du tronçon S-R4.

Tronçon	D _{Ext} (mm)	D _{int} (m)	V	Re	L	λ	ΔH_T	Hg
S-R4	40	0,034	1,10	37 467,22	731	0,015117	22,129	9,44
	50	0,0426	0,70	29 903,41	731	0,014421	6,8366	9,44
	63	0,0538	0,44	23 678,17	731	0,013750	2,0290	9,44

Pour que l'eau arrive aux réservoirs, il faut que $\Delta H_T \leq Hg$ et puisque $6.83 < 9.44$, on optera pour une conduite DN50 (PEHD PN10) avec une vitesse acceptable de 0.7m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est de 50mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv

On a : $Hg - H_t = 9.44 - 6.83 = 2.6m$.

Donc : $J_v = 2.6$

Avec :

Jv : la charge supplémentaire dont la vanne aura à dissiper en (m)

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne

On a :
$$J_v = \xi \times \frac{v^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (IV-20)$$

D'où $\xi = J_v \times \frac{2g}{v^2} = 2.6 \times \frac{2 \times 9.81}{0.7^2} = 104.106$

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (2)). L'angle d'ouverture de la vanne sera 59.8° .

IV.5.1.a.2 Tronçon S-R1

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-3: Calcul des pertes de charge du tronçon S-R1.

Tronçon	D _{Ext} (mm)	D _{int} (m)	V	Re	L	λ	ΔH_T	Hg
S-R1	200	0,1762	1,14	200 987,59	90	0,010969	0,4087	4,24
	250	0,2204	0,73	160 680,64	90	0,011958	0,1455	4,24

Pour que l'eau arrive aux réservoirs, il faut que $\Delta H_T \leq Hg$ et puisque $0.4087 < 4.24$, on optera pour une conduite DN200 (PEHD PN10) avec une vitesse acceptable de 1.14m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre

est de 200 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

On utilise une vanne avec $\xi = 57.82$. L'angle d'ouverture de la vanne devra être : 53.4° .

IV.5.1.a.3 Tronçon R1-R8

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-4: Calcul des pertes de charge du tronçon R1-R8.

Tronçon	D _{Ext} (mm)	D _{int} (m)	V	Re	L	λ	ΔH_T	Hg
R1-R8	75	0,0638	1,25	79 867,42	504	0,013289	9,2241	65,4
	90	0,0792	0,81	64 337,64	504	0,012737	2,9990	65,4
	110	0,0968	0,54	52 639,89	504	0,012255	1,0580	65,4

Pour que l'eau arrive aux réservoirs, il faut que $\Delta H_T \leq H_g$ et puisque $9.22 < 65.4$, on optera pour une conduite DN75 (PEHD PN10) avec une vitesse acceptable de 1.25m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est de 75 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

On utilise une vanne avec $\xi = 705.39$. L'angle d'ouverture de la vanne devra être : 68.2° .

IV.5.1.a.4 Tronçon SP2-R2

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-5: Calcul des pertes de charge du tronçon SP2-R2.

Tronçon	D _{Ext} (mm)	D _{int} (m)	V	Re	L	λ	ΔH_T	Hg
SP2-R2	110	0,0968	1,48	143 443,70	266	0,012255	4,1463	66,73
	125	0,1102	1,14	126 001,36	266	0,011958	2,1158	66,73
	160	0,1408	0,70	98 617,54	266	0,011426	0,5937	66,73

Pour que l'eau arrive aux réservoirs, il faut que $\Delta H_T \leq H_g$ et puisque $4.14 < 66.73$, on optera pour une conduite DN110 (PEHD PN10) avec une vitesse acceptable de 1.48m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est de 110 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

On utilise une vanne avec $\xi = 560.57$. L'angle d'ouverture de la vanne devra être : 65.2° .

IV.5.1.a.5 Tronçon R2-R6

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-6: Calcul des pertes de charge du tronçon R2-R6.

Tronçon	D _{Ext} (mm)	D _{int} (m)	V	Re	L	λ	ΔH_T	Hg
R2-R6	63	0,0538	1,22	65 825,30	475	0,013750	10,189	11,47
	75	0,0638	0,87	55 507,86	475	0,013289	4,1991	11,47
	90	0,0792	0,56	44 714,66	475	0,012737	1,3652	11,47

Pour que l'eau arrive aux réservoirs, il faut que $\Delta H_T \leq Hg$ et puisque $10.18 < 11.47$, on optera pour une conduite DN110 (PEHD PN10) avec une vitesse acceptable de 1.22m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est de 63 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

On utilise une vanne avec $\xi = 16.87$. L'angle d'ouverture de la vanne devra être : 51.5° .

IV.5.1.a.6 Tronçon R3-R7

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-7: Calcul des pertes de charge du tronçon R3-R7.

Tronçon	D _{Ext} (mm)	D _{int} (m)	V	Re	L	λ	ΔH_T	Hg
R3-R7	63	0,0538	1,01	54 459,78	201	0,013750	2,9514	35,8
	75	0,0638	0,72	45 923,77	201	0,013289	1,2163	35,8

Pour que l'eau arrive aux réservoirs, il faut que $\Delta H_T \leq Hg$ et puisque $2.95 < 35.8$ on optera pour une conduite DN63 (PEHD PN10) avec une vitesse acceptable de 1.01m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est de 63 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

On utilise une vanne avec $\xi = 306.8$. L'angle d'ouverture de la vanne devra être : 62.4° .

IV.5.1.a.7 Tronçon R7-R5

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-8: Calcul des pertes de charge du tronçon R7-R5.

Tronçon	D _{Ext} (mm)	D _{int} (m)	V	Re	L	λ	ΔH_T	Hg
R7-R5	40	0,034	1,54	52 454,10	641	0,015117	38,032	27,7
	50	0,0426	0,98	41 864,78	641	0,014421	11,750	27,7
	63	0,0538	0,62	33 149,43	641	0,013750	3,4873	27,7

Pour que l'eau arrive aux réservoirs, il faut que $\Delta H_T \leq H_g$ et puisque $11.75 < 27.7$, on optera pour une conduite DN50 (PEHD PN10) avec une vitesse acceptable de 0.98 m/s .

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est de 50 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

On utilise une vanne avec $\xi = 325.84$. L'angle d'ouverture de la vanne devra être 63.2° .

IV.5.1.b Conduites de refoulement

- **Caractéristiques des tronçons**

Les caractéristiques conduites de refoulement sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : Calcul des diamètres de chaque tronçon.

Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	CR (m)	CTP (m)	H _g (m)	D _{min} (mm)	D _{max} (mm)
SP1-SP2	0,0148	492	911,4	1025,2	113,8	121,65	182,48
SP2-R3	0,0034	591	1021,2	1109,8	88,6	58,3	87,46

On prend les gammes suivantes :

Pour le tronçon SP1-SP2 : 160 et 200mm, le PEHD (PN20) comme matériau

Le diamètre de ces conduites est représenté dans l'annexe (4).[5]

Pour le tronçon SP2-R3 : 63 75 90, mm, le PEHD (PN16) comme matériau

Le diamètre de ces conduites est représenté dans l'annexe (4).

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

Les calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-10 : Calcul de la H_{mt} de chaque tronçon.

Tronçon	D_{Ext} (mm)	D_{int} (m)	V	Re	L	λ	ΔH_T	H_{mt}
SP1-SP2	160	0,1242	1,22	151799,54	492	0,01169 4	3,8798	117,68
	200	0,1552	0,78	121478,76	492	0,01122 4	1,2222	115,02
SP2-R3	63	0,0514	1,64	84 264,79	591	0,01387 824	24,0447	112,64
	75	0,0614	1,15	70 540,88	591	0,01339 152	9,5387	98,14
	90	0,0736	0,80	58 847,96	591	0,01292 121	3,7189	92,32

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-11 : Calcul des frais d'exploitations de chaque tronçon.

Tronçon	D_{ext} (mm)	Pa (KW)	E (KWh)	e_u (Da)	F_{exp} (Da)
SP1-SP2	125	26,5051065	232184,73	5,48	1272372,33
	160	24,4081769	213815,63	5,48	1171709,65
	200	23,8564625	208982,61	5,48	1145224,71
SP2-R3	63	5,36713509	47016,103	5,48	257648,246
	75	4,6762308	40963,782	5,48	224481,524
	90	4,39891611	38534,505	5,48	211169,088

- **Calcul des frais d'amortissements**

Les calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-12 : Calcul des frais d'amortissement de chaque tronçon.

Tronçon	D _{ext} (mm)	Pu (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
SP1-SP2	125	1490,27	492	68628,72182
	160	2423,58	492	111608,7673
	200	3793,42	492	174691,5431
SP2-R3	63	376,64	591	20834,82086
	75	691,61	591	38258,20534
	90	794,01	591	43922,72758

- **Calcul du Bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-13 : Calcul du Bilan de chaque tronçon.

Tronçon	D _{ext} (mm)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
SP1-SP2	125	1272372,3	68628,7218	1341001,06
	160	1171709,7	111608,767	1283318,42
	200	1145224,7	174691,543	1319916,25
SP2-R3	63	257648,25	20834,8209	278483,067
	75	224481,52	38258,2053	262739,73
	90	211169,09	43922,7276	255091,816

D'après les résultats obtenus dans le tableau (IV.13), On constate que les diamètres économiques sont :

Le 160 mm pour la conduite du tronçon SP1-SP2 qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de 1.22 m/s et une H_{mt} de 117,68m.

Le 90 mm pour la conduite du tronçon SP2-R3 qui représente le bilan minimal avec une vitesse acceptable de 0,8 m/s et une H_{mt} de 92,32.

IV.6 Conclusion

Au cours de ce chapitre, On a déterminé les diamètres d'adduction partir 2 paramètres :

- Les paramètres technique (le débit, les pertes de charge, la vitesse).
- Les paramètres économiques (les frais d'amortissement et d'exploitation).

Tableau IV-14 : Récapitulatif des différents tronçons.

Type D'adduction	Tronçon	Débit (m ³ /s)	Type de Conduite	Longueur(m)	Diamètre (mm)	PN (Bar)
Gravitaire	S-R4	0,001	PEHD	731	50	10
	S-R1	0,0278	PEHD	90	200	10
	R1-R8	0,004	PEHD	504	75	10
	SP2-R2	0,0109	PEHD	266	110	10
	R2-R6	0,00278	PEHD	475	63	10
	R 3-R7	0,0023	PEHD	201	63	10
	R7-R5	0,0014	PEHD	641	50	10
Refoulement	SP1-SP2	0,0148	PEHD	492	160	20
	SP2-R3	0,0034	PEHD	591	90	16

V.1 Introduction

Il existe plusieurs types de pompes, à savoir ; les pompes centrifuges, les pompes volumétriques et les pompes à piston, seulement les pompes centrifuges sont les plus universellement utilisées, laissant volontairement de côté les pompes volumétriques ou pompes à piston. Le développement des pompes centrifuges a été très rapide grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement [7].

Le choix des pompes s'effectue suivant :

- Le débit à refouler.
- La hauteur d'élévation.
- Le rendement de la pompe.
- Le rapport qualité prix.

V.2 Courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances, sont trois à savoir :

- La courbe débit-hauteur $H = f(Q)$: qui exprime la variation de la hauteur d'élévation en fonction du débit.
- La courbe des puissances absorbées $P = f(Q)$: exprime la variation de la puissance en fonction du débit.
- La courbe du rendement $\eta = f(Q)$: exprime la variation du rendement

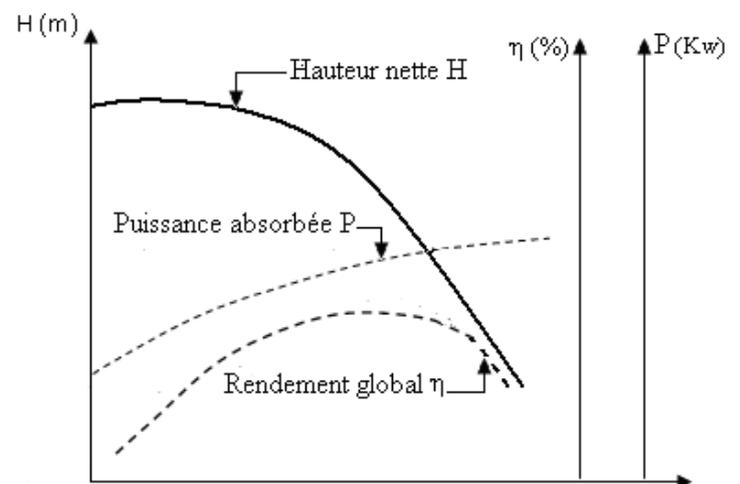


Figure V-1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.3 Courbe caractéristique de la conduite

Elle est appelée parfois courbe caractéristique du réseau, $H_c = f(Q)$.

V.4 Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe indique le débit qu'elle est capable de fournir pour une H_{mt} donnée. La H_{mt} est égale aux pertes de charge du circuit (réseau) sur lequel elle est installée.

V.4.1 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ». Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + R * Q^2 \quad (V.1)$$

Avec :

H_g : La hauteur géométrique,

R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite, il est déterminé comme suit :

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5} \quad (V.2)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite(m),

L : La longueur de conduite(m),

g : L'accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}$),

λ : Coefficient de frottement.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on passera obligatoirement à quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées. Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

V.4.1.a Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré.

Pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant. Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps T_1 est de :

$$V (m^3) = T_1 \times Q_1 \quad (V.3)$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$Q \times T' = T_1 \times Q_1 \quad (\text{V.4})$$

D'où :

$$T' = T_1 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (\text{V.5})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \cdot H \cdot Q}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{V.6})$$

V.4.1.b Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q .

La puissance absorbée sera :

$$p = \frac{g \cdot H' \cdot Q}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{V.7})$$

Avec :

$$H' = H_1 + \Delta h \quad (\text{V.8})$$

Où :

- Δh : Perte de charge engendrée par vannage en (m) ;
- H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le. Même point avec la caractéristique de la pompe ;
- η : Le rendement de la pompe.

V.4.1.c Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P_2 (Q_2, H_2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad \dots\dots (\text{V.9})$$

L'équation de la courbe iso-rendement :

$$H = \frac{H_1}{Q_1} \times Q \quad \dots\dots (\text{V.10})$$

Le diamètre de la roue après le rognage : $D_3 = m \times D_1$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{V.10})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$p = \frac{g \cdot H_1 \cdot Q_1}{\eta} \text{ (KW)} \quad (\text{V.11})$$

V.4.1.d Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (Courbe d'iso rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3), on aura alors :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (tr/min)} \quad (\text{V.12})$$

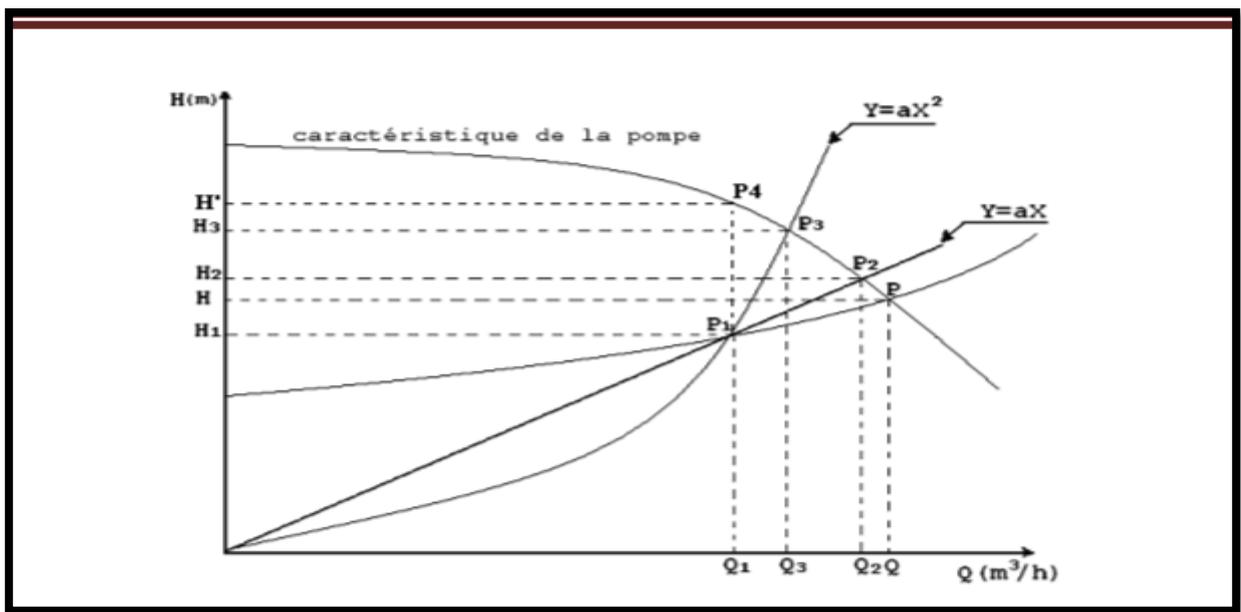


Figure V-2 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.

V.5 Etude de phénomène de cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se refermer brutalement en occasionnant de bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques. C'est le phénomène de cavitation, qui doit être soigneusement évité [3]. En réalité, il s'agit de :

- La création de bulles d'air dissous dans le liquide.

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

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte.
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.
- Vibrations anormales.

- Bruit anormal.
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- Chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation [14]

La valeur NPSH disponible Marche sans cavitation $Q' < Q_{critique}$ au niveau de l'orifice d'aspiration de la pompe doit toujours être supérieure d'au moins 0.5 m de plus que la valeur de NPSH requis :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

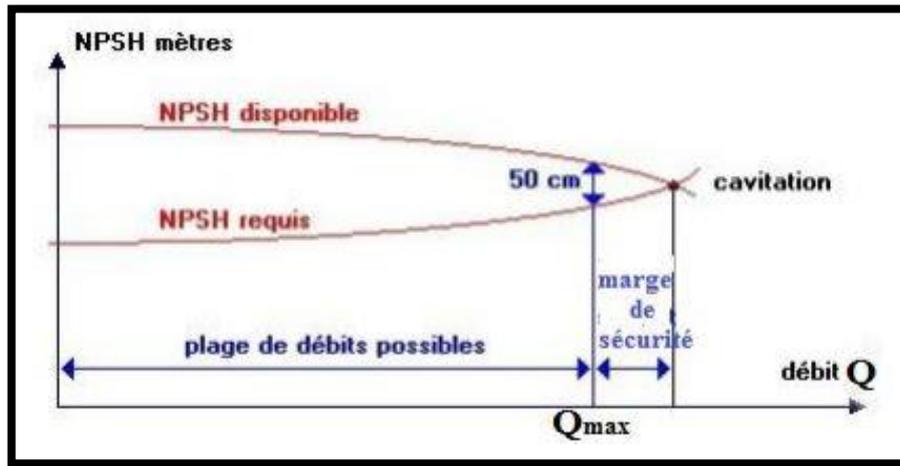


Figure V-3 : courbe caractéristique du phénomène de cavitation.

- Pour l'alimentation en charge :

$$NSPH_d = \frac{P_0}{\rho * g} + H_a - (h_a + H_v) \quad \dots\dots (V.13)$$

- Pour l'alimentation en dépression

$$NSPH_d = \frac{P_0}{\rho * g} - H_a - (h_a + H_v) \quad \dots\dots (V.14)$$

Et : $\frac{P_0}{W} = P_{atm} - 0,0012 \times Ca \quad \dots\dots (V.15)$

Avec :

Patm : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m.

Ha : Hauteur d'aspiration en (m) ;

ha: Perte de charge à l'aspiration en (m) ;

$\frac{P_0}{W}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;

Hv: C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée dans le tableau suivant :

Tableau V-1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h _v (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,30

V.6 Choix du type de pompes

V.6.1 La première station de pompage (SP1)

La pompe de la SP1 d'EL AINSEUR, d'après le catalogue des pompes : on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type : (HMU50-2/4C) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- N= 2900 tr/min ;
- $\eta = 70,9 \%$;
- Pa =26,5 KW ;
- NPSHr = 2,59 m ;
- Le point de fonctionnement P' (15,8 l/s ; 118 m) ;
- Le point désiré P1 (14,8 l/s ; 118 m) .

On remarque que le point de fonctionnement (15,8 ; 118) ne coïncide pas avec le point désiré (14,8 ; 118), par conséquent la pompe nécessite une modification.

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (V.4) suivante : les détails sont donnés dans l'annexe (4)

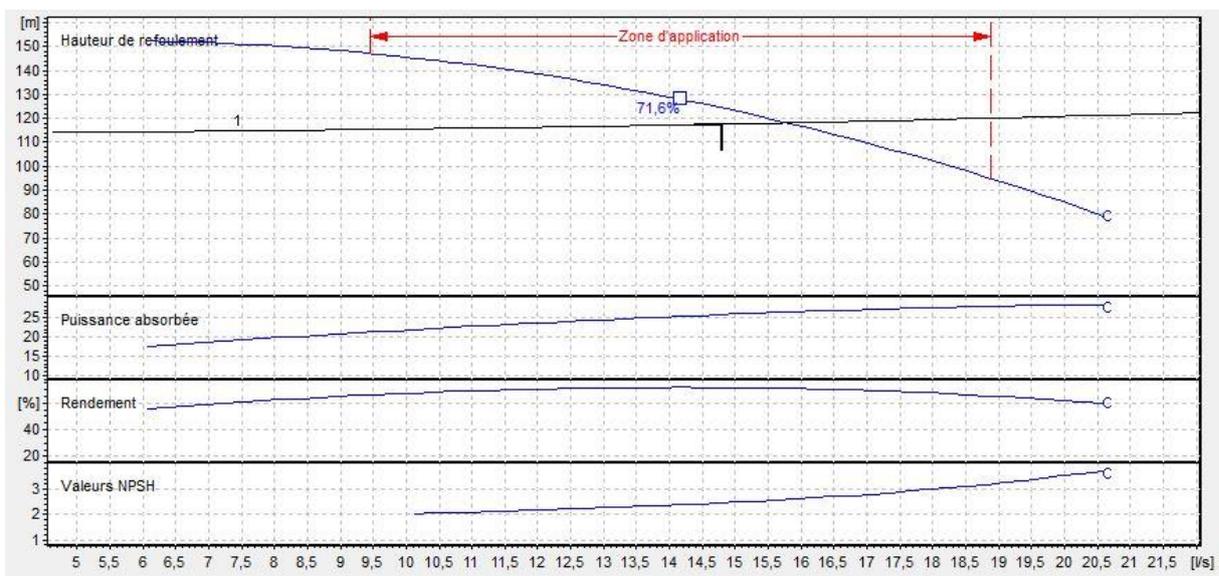


Figure V-4 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la sp1.

V.6.1.a Réalisation du point de fonctionnement

V.6.1.a.1 Première variante Réduction du temps de pompage

$$Q' \times T' = Q_1 \times T$$

D'où :

$$T' = T \times \frac{Q_{pr}}{Q'}$$

Donc :

$$T' = 24 \times \frac{14,8}{15,8} = 22,48 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q' \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0158 \times 118}{0,709}$$

$$P_{a1} = 25,73 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitations seront :

$$F_{exp} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{exp} = 25,73 \times 22,48 \times 365 \times 5,48 = 202922,4$$

$$F_{exp} = 1\,156\,936,482 \text{ DA}$$

V.6.1.a.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)

$$H' = H_1 + \Delta h$$

$$\Delta h = H' - H_1 = 125 - 118 = 7 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 125 \times 0,0148}{0,709}$$

$$P_a = 25,53 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitations seront :

$$F_{exp} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{exp} = 25,53 \times 24 \times 365 \times 5,48 = 204777,3$$

$$F_{exp} = 1\,225\,562,544 \text{ DA}$$

V.6.1.a.3 Troisième variante : Rognage de la roue

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode en raison du nombre de cellule qu'il faut rogner

V.6.1.a.4 Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit : $H = a \times Q^2$; $a = \frac{H_1}{Q_1^2}$; $H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$

$$H = 0,54 \times Q^2 \quad a = 0,54$$

L'équation de la courbe caractéristique de la pompe est : $H_p = aQ^2 + b$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (V.2) et le figure (V.6) ci-dessous :

Tableau V-2 : Les points de la courbe caractéristique.

Q (l/s)	7	11,5	16	22,5
Hp (m)	154	140	118	90
H (m)	26,46	71,41	138,24	273,375

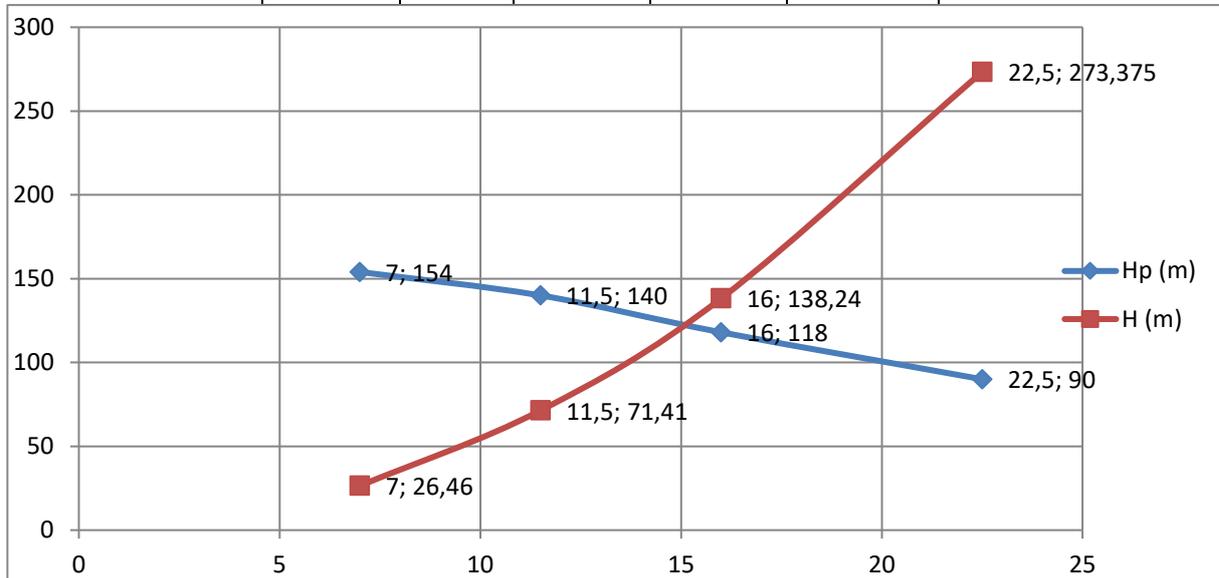


Figure V-5 : La caractéristique du point homologue pour la pompe SPI

Cette courbe passe par le point homologue P₂ (15,2 l/s ; 118 m)

$$N' = \frac{Q_1}{Q_2} \times N = \frac{14,8}{15,2} \times 2900$$

$$N' = 2823,68 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 118 \times 0,0152}{0,709}$$

$$P_a = 24,817 \text{ KW}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E \times Pe = Pa \times t \times 365 \times Pe$$

$$F_{exp} = 24,817 \times 24 \times 365 \times 5,48$$

$$F_{exp} = 1\,191\,335,122 \text{ DA}$$

Remarque : En point de vue économique nous nous allons opter pour la première variante.

V.6.1.b Etude de cavitation

- Hauteur d'aspiration : h_a = 1 m.
- La côte du plan d'aspiration C_a = 912,4 m
- La côte de l'axe de la pompe C_p = 911,4 m (côte du radier)

- $NPSH_r = 2,59 \text{ m}$

Calcul de la pression à la côte d’aspiration

$$P_{atm} = 10,33 \text{ m} ; J_a = 0 ; h_a = 1 ; h_v = 0,24 \text{ à } t = 20 \text{ C}^\circ$$

$$P_{ca} = P_{atm} - 0,0012 \times C_a = 10,33 - 0,0012 \times 912,4$$

$$P_{ca} = 9,23 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{ca} + H_a - (J_a + h_v)$$

$$(NPSH)_d = 9,23 + 1 - 0 - 0,24 = \mathbf{9,99 \text{ m}}$$

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

V.6.2 La deuxième station de pompage (SP2)

La pompe de la SP2 D’IYENNI LEQSEUR, d’après le catalogue des pompes : on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type :

(HMU50-1/ 8A) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$
- $\eta = 62,9\%$
- $P_a = 4,96 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 1,9 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P’ (3,4 l/s ; 92,32 m)
- Le point désiré P₁ (3,4 l/s ; 92,32)

On remarque que le point de fonctionnement (3,4 ; 92,32) coïncide avec le point désiré (3,4 ; 92,32) par conséquent la pompe nécessite aucune modification.

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (V.3) suivante : les détails sont donnés dans l’annexe (5).

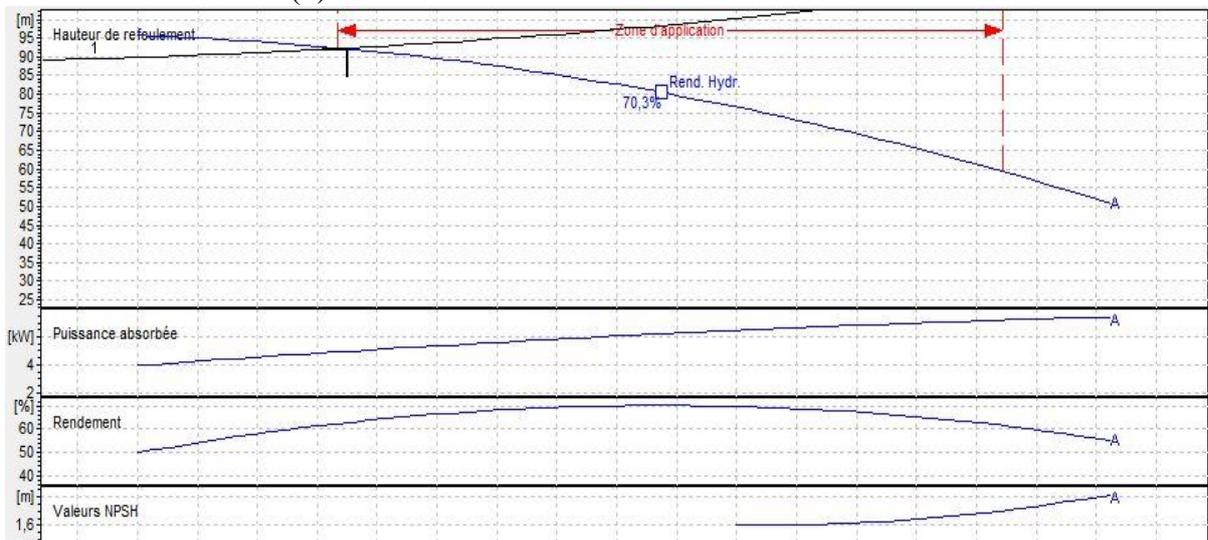


Figure V-6 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la sp2.

V.6.2.a Etude de la cavitation

- Hauteur d'aspiration : $h_a = 1$ m.
- La cote du plan d'aspiration $C_a = 1022,2$ m
- La cote de l'axe de la pompe $C_p = 1021,2$ m (cote du radier)
- $NPSH_r = 1,9$ m
- Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_{atm} = 10,33 \text{ m} ; J_a = 0 ; h_a = 1 ; h_v = 0,24 \text{ à } t = 20 \text{ C}^\circ$$

$$P_{ca} = P_{atm} - 0,0012 \times C_a = 10,33 - 0,0012 \times 1022,2$$

$$P_{ca} = 9,1 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_{ca} + H_a - (J_a + h_v)$$

$$(NPSH)_d = 9,1 + 1 - 0 - 0,24 = \mathbf{9,86 \text{ m}}$$

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

V.7 Conclusion

Dans ce chapitre, à l'aide d'un catalogue des pompes on a pu déterminer les caractéristiques de la pompe qui seront utilisées pour choisir un fournisseur. Nous avons opté pour deux pompes centrifuges multicellulaires à axes horizontaux

VI.1 Introduction

Le coup de bélier est un phénomène résultant d'un écoulement transitoire dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit, chaque tranche d'eau dans la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse a des instants différents « propagation par onde », le coup de bélier est donc un phénomène oscillatoire. Le fonctionnement en régime transitoire des installations hydrauliques peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. [7]

VI.2 Les causes du phénomène

- Actions externes
- Ouverture et fermeture des vannes.
- Démarrage et arrêt des pompes.
- Actions internes
- Réservoir en fin de remplissage.
- Fermeture de clapet anti-retour.
- Entrée et purge d'air.
- Sans actions
- Cavitation dynamique.
- Turbulence de l'écoulement. [7]

VI.2.1 Cas de surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant a la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien a la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe, si la pression totale majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des conduites, y aura risque de rupture de ces dernières et déboitement des joints, les anneaux d'étanchéité seront détérioré. [7]

VI.2.2 Cas de dépression

C'est une autre conséquence du coup de bélier engendré par l'apparition d'une pression relativement négative, a la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produira une poche de cavitation, si le profil en long de la conduite est déformable la canalisation pourra être

aplatie par implosion et les joints aspirés, le phénomène de cavitation, une fois apparu peut provoquer une détérioration de la couche d'enduit intérieur de la conduite. [7]

VI.3 Analyse physique du phénomène

Considérons le cas d'une conduite de refoulement de longueur L et dont le débit ne soit brusquement plus fourni suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe. [1]

1ère phase :

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

2ème phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial, à partir du réservoir les tranches successives de conduite se décontracte si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a , toute l'eau redescendue va se trouver arrêter par le clapet de non-retour de la pompe qui est fermé. Ce retour engendre une surpression qui peut endommager la conduite. Le phénomène se reproduirait infiniment s'il n'est pas amorti par les pertes de charge régulière. [1]

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

Dans le cas général, il est impossible de supprimer les effets du coup de bélier une fois créée, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier devront donc avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression. Les principaux types de protection anti-bélier sont explicités dans ce qui suit [1] :

VI.4.1 Le réservoir d'air

Cet appareil de protection est sous forme d'un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure, ces appareils sont appelés aussi accumulateurs, cloche à air, ballon d'air ou réservoir anti-bélier, d'autres part un clapet anti retour est souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air, ce dispositif est utilisé pour la protection contre la dépression et la surpression. (Annexe 6).

VI.4.2 Soupape de décharge

C'est un appareil font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui par compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximal et libre, le cas échéant, le débit de routeur de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible [7]. (Annexe 7).

VI.4.3 Cheminée d'équilibre

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

VI.4.4 Le volant d'inertie

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

VI.5 Valeur numérique du coup de bélier

La célérité est la vitesse de propagation des ondes, elle est donnée par la formule

D'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K_c \frac{D_i}{e}}} \quad (\text{V.16})$$

Où :

a : célérité de l'onde (m/s)

D : diamètre intérieur de la conduite (mm)

e : épaisseur de la conduite (mm)

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

VI.5.1 Cas d'une fermeture brusque

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

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad \dots \quad (\text{V.17})$$

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V}{g} \quad (\text{V.18})$$

D'où :

B : La valeur du coup de bélier (m)

a : célérité de l'onde (m/s)

V : vitesse d'écoulement (m/s)

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

- La valeur de la surpression maximale sera : $H_{\text{sur}} = H_0 + B \quad \dots (\text{V.19})$

- La valeur de la dépression maximale sera : $H_{\text{dep}} = H_0 - B \quad \dots (\text{V.20})$

Avec : $H_0 = H_g + 10 \quad \dots (\text{V.21})$

Où :

H₀ : pression absolue de la conduite avant apparition du coup de bélier (m).

H_g : hauteur géométrique (m).

10 : pression atmosphérique (m).

VI.5.2 Cas d'une fermeture lente

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

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad \dots (\text{V.22})$$

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

$$B = \frac{2 \times L \times V}{g \times T} \quad \dots (\text{V.23})$$

Remarque :

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

VI.6 Vérification du coup de bélier

VI.6.1 Cas de refoulement

Tableau VI-1 : Les valeurs du coup de bélier des différents tronçons (refoulement).

Tronçons	De (mm)	Di (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)	H _g	a (m/s)	B (m)	H0 (m)	Hsur (m)	Hdep (m)	PN (m)
SP1-SP2	160	124,2	17,9	1,22	492	113,8	396,25	49,28	114,80	164,08	65,52	20
SP2-R3	90	73,6	8,2	0,8	591	88,6	351,50	28,66	98,60	127,26	69,94	16

D'après le tableau ci-dessus, on remarque la surpression maximale et la dépression ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible donc il n'y a pas besoin d'installer un moyen de protection.

VI.7 Pose des conduites

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite.

VI.7.1 Pose en tranchée

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0,6 m, permettant aux ouvriers d'y accéder [7].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non ;

- Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :

- Du gravier dans les terres ordinaires ;
- Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;

- Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes. Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger. Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées

et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites Avec une terre purgée de pierres.

Le choix du matériau du remblaiement utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations. Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permette une meilleure stabilisation de la conduite, tel que le sable ou le gravier. Un grand soin doit être apporté lors de la pose des conduites afin d'éviter certains chocs à la canalisation : des chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure impliquant une fragilisation de la conduite à la corrosion.

VI.7.2 Traverse des points spéciaux

Pendant l'exécution des travaux de terrassement s'en trouve dans pas mal des cas obligés de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou une rivière.

- **Traversée d'une rivière**

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose des conduites qui traversent une rivière demande certains travaux confortatifs, on peut trouver deux cas :

- L'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction ;
- Dans le cas où le pont-route, n'existe pas, la canalisation suivra le lit de la rivière,

Elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux), on utilise les conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux côtés de la canalisation.

Pour le matériau des conduites utilisé, il dépend de la longueur de la traversée à effectuer et du diamètre des tuyaux et le mode d'immersion [7].

- **Traversée d'un chemin de fer**

La traversée des voies ferrées se fait de la même manière que celle des routes. Le tronçon sera introduit dans un fourreau de protection en béton armé préfabriqué, de Diamètre supérieur à celui de la conduite de 30cm [7].

- **Traversée d'une route**

À cause des différentes charges à supporter qui peuvent provoquer des ruptures au niveau des conduites, et par conséquent des infiltrations nuisibles, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur pour la préserver des vibrations et des surcharges.

VI.7.3 Stabilisation des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.

- Butée sur un cône.

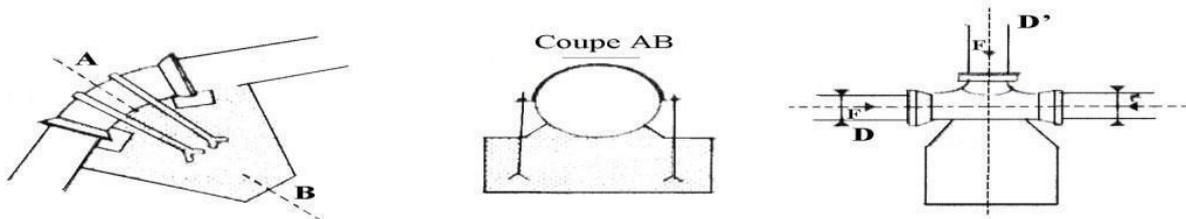


Figure VI-1 : Butée sur coude horizontal.

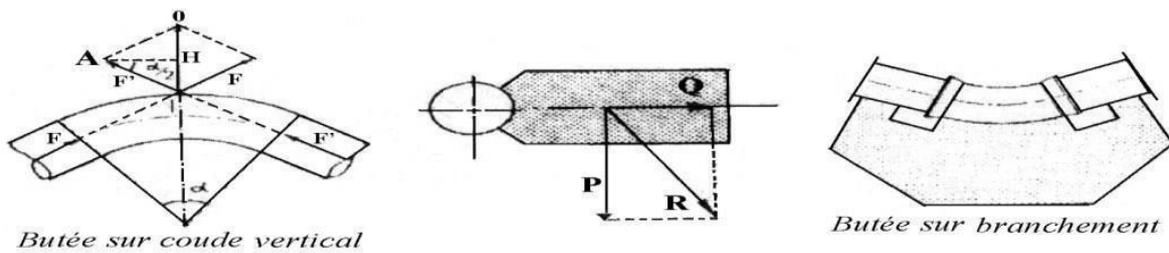


Figure VI-2 : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.

VI.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les normes et les techniques de protection contre le coup de bélier et nous avons vérifié les surpressions et les dépressions dans les conduites d'adduction, pour notre projet aucune protection n'est nécessaire.

VII.1 Introduction

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux utilisateurs les débits dont ils ont besoin ; elle nécessite donc un réseau de canalisations dimensionnées pour le débit maximal susceptible de passer en chaque point [3].

Une étude rationnelle d'un réseau de distribution nécessite :

- La définition des besoins des abonnés de la zone à desservir à différents horizons d'étude ;
- La connaissance de nombre d'habitants ;
- La connaissance des variations du débit ;
- La connaissance des pressions à fournir.
- Pour qu'un tel réseau soit performant il faut :
 - Choisir des conduites ayant une longue durée de vie ;
 - Les conduites devront transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte du débit de pointe ;
 - Dans le choix du diamètre on doit se référer aux diamètres normalisés donnés dans les catalogues [5].

VII.2 Calcul de réseau

Les réseaux de distribution d'eau doivent être calculé pour répondre aux conditions suivantes :

- Assurer une pression minimale au robinet le plus défavorisé (le plus élevé et le plus éloigné) de 1 bar au moins, 2 bars étant conseillé ;
- Ne pas dépasser une pression de 4 bars car cela causerait des fuites, des bruits et un risque de détérioration du matériel ;
- Maintenir une vitesse de l'eau de l'ordre de 1 m/s ; une vitesse inférieure entraînerait des dépôts et une supérieure une érosion des canalisations ;

VII.3 Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux étagés ;
- Les réseaux à alimentation distincte.

VII.3.1 Réseaux ramifiés

Réseaux dont les conduites ne sont alimentées que par une seule source située à l'amont. Un réseau ramifié se termine par des conduites antenne. Aucune d'entre elle n'a d'alimentation en retour [10].

Cette alimentation présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval [7].

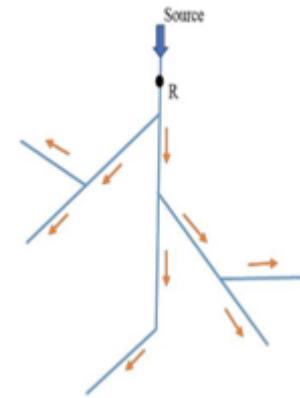


Figure VII-1 : Réseau ramifié.

VII.3.2 Réseaux maillés

Réseaux constitués de conduites raccordées à chacune de leurs extrémités, notamment aux intersections de voie.

Chaque tronçon bénéficie d'une alimentation en retour limitant ainsi le nombre de clients privés d'eau en cas d'avarie. Cette disposition est naturellement plus onéreuse mais plus fiable que la précédente [10].

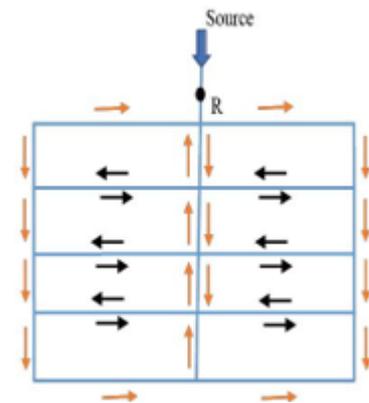


Figure VII-2 : Réseau maillé.

VII.3.3 Réseaux étagés

Avec un réseau étagé, il est possible, ainsi que nous l'avons vu, de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée aux environs de 40 m d'eau [7].

VII.3.4 Réseaux à alimentations distinctes

Distribuent, l'un, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre, l'eau non potable réservée aux usages industriels et aux lavage et arrosage des rues et plantations.

Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes [7].

VII.4 Description du réseau de distribution

Etant donné que la zone de notre étude est rurale qui présente un relief accidenté, et en prenant en considération le réseau existant, notre choix sera porté sur un réseau ramifié.



Figure VII-3 : Schéma descriptif du réseau.

VII.5 Conception du réseau de distribution

VII.5.1 Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passage difficile : traversée deux route, de ravine ...etc.
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux.
- Eviter les zones rocheuses : un tranché devra être creuse.
- Préférer les zones accessibles : le long du chemin existant (route...etc.)
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VII.5.2 Choix du type des conduites

En matière de canalisation on a choisi d'utiliser les conduites en PEHD (Polyéthylène à Haute Densité), pour les différents avantages qu'elles présentent, qu'on a cités précédemment dans la partie Adduction.

VII.6 Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour but de réaliser des canalisations qui devront en conséquence de présenter un diamètre suffisant, une vitesse admissible de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

VII.6.1 Détermination des débits du réseau

Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :

- Cas de pointe ;
- Cas de pointe plus incendie.

Vu les caractéristiques de la zone et la valeur du débit de pointe on va procéder pour le cas de pointe.

VII.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution

VII.7.1 Détermination des débits

VII.7.1.a Débit de pointe

Les conduites d'un réseau de distribution devront être calculées pour pouvoir transiter les débits de pointe horaire en tenant compte de la répartition spatiale des consommations, le débit de pointe se calcule comme suit :

$$Q_p = K_{\max,h} \times Q_{\max,j} \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

$K_{\max,j}$: Coefficient de pointe journalière.

$K_{\max,h}$: Coefficient de pointe horaire.

$Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier.

Q_p : Débit de pointe horaire.

On suppose que les consommations sont concentrées aux nœuds.

VII.7.1.b Débit spécifique

Pour le calcul, on admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/ml. Ce débit qui est fonction du linéaire de la conduite, se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\Sigma L} \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/ml).

Q_p : Débit de pointe horaire (l/s)

$\sum L$: Somme des longueurs du réseau en (m).

VII.7.1.c Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de la longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times l_i \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

Q_{ri} : Débit en route (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/ml).

l_i : Longueur du tronçon concerné (m).

VII.7.1.d Débit aux nœuds (nodaux)

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0,5 \times \sum Q_{ri} \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

Q_{ni} : Débit nodal du nœud concentré en (l/s).

Q_{ci} : Débit concentré au nœud i en (l/s).

$\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i en (l/s).

VII.8 Modélisation hydraulique

Le logiciel EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes [8] :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues aux frottements, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés...etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme les clapets anti-retours, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt...etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier la hauteur).
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression.

- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simples (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou complexes.

VII.8.1 Formules de pertes de charge utilisées

Les formules permettant de déterminer les pertes de charge linéaires et singulières, le coefficient de pertes de charge, le nombre de **REYNOLDS** et la viscosité, utilisé par EPANET dans la modélisation ont été données chapitre.

VII.8.2 Diamètres des conduites

Les étapes classiques de l'utilisation du logiciel EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [8] :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats d'une simulation.
- Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre 0.5 et 1 m/s.

VII.9 Calcul des cotes piézométriques et des pressions de service du réseau

VII.9.1 Cas de pointe

Afin que notre réseau soit réalisable, il doit assurer la pression minimale en tous points de la surface à alimenter. En pratique, la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 60 m.c.e, c'est-à-dire de 1 à 6 bars.

Connaissant les cotes des différentes extrémités des différents tronçons du réseau étudié ainsi que leurs pertes de charges, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol telles que [8] :

$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti} \quad \dots\dots\dots \text{(VI-5)}$$

Avec :

P_{Si} : Pression au sol au point (i).

C_{Pi} : Cote piézométrique au point (i).

C_{Ti} : Cote terrain naturel au point (i).

Remarque

Il suffit de connaître une seule cote piézométrique (celle du réservoir par exemple) pour déterminer les autres cotes piézométriques des différents points du réseau en retranchant ou en ajoutant les pertes de charge, selon le sens d'écoulement) et cela se fait par plusieurs itérations s'il s'agit d'un travail manuel.

VII.9.2 Débit d'incendie

Sauf disposition contraire, on prévoit réglementairement que l'extinction d'un incendie moyen nécessite un débit de 60 m³/h, soit 17 l/s pendant une durée de deux heures, qui doit être réservé à l'extinction des incendies. Le débit prévu nécessite des bouches et tuyauteries d'un diamètre minimal égal à 60 mm. Ce débit est ajouté aux nœuds les plus défavorables.

VII.10 Calcul des débits pour le réservoir EL MERDJ

VII.10.1 Calcul du débit de pointe

La distribution du débit maximal journalier sur les heures, tient compte du coefficient de variation horaire $k_{\max,h}$ qui est déterminé à partir de l'annexe (1). On prend $K_{\max,h} = 10,4$

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\max,j}$$

Avec :

$$Q_{\max,j} = 87,74 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\max,h} = \frac{10,4}{100} \times 87,74 = 9,125 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max,h} = 2,53 \text{ l/s}$$

VII.10.2 Calcul du débit spécifique

$$Q_{sp} = \frac{Q_{\max,h}}{\sum L_i} \quad ; \quad Q_{sp} = \frac{2,53}{960,16}$$

$$Q_s = 2,68 \times 10^{-3} \frac{\text{l}}{\text{s}/\text{ml}}$$

Tableau VII-1 : Résultats du calcul des différents débits de routes.

N° Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s/ml)	Qr (l/s)
R4-A	68,7	0,00268	0,184116
A-B	61,61	0,00268	0,1651148
B-C	61,35	0,00268	0,164418
C-D	49,25	0,00268	0,13199
D-E	33,27	0,00268	0,0891636
E-F	31,18	0,00268	0,0835624
F-1	42,59	0,00268	0,1141412
1-2	30,8	0,00268	0,082544
2-3	33,49	0,00268	0,0897532
3-4	44,13	0,00268	0,1182684
4-5	22,65	0,00268	0,060702
5-6	54,66	0,00268	0,1464888
6-7	51,68	0,00268	0,1385024
7-8	97,53	0,00268	0,2613804
5-09	56,31	0,00268	0,1509108
09-10	37,39	0,00268	0,1002052
10-11	18,44	0,00268	0,0494192
11-12	91,04	0,00268	0,2439872
12-13	57,59	0,00268	0,1543412

Tableau VII-2 : Résultats du calcul des différents débits aux nœuds.

N° Noeud	Tronçon	Q _r (l/s)	Σ Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
A	R4-A	0,181368	0,3492308	0,1746154
	A-B	0,1626504		
B	A-B	0,1626504	0,3295328	0,1647664
	B-C	0,161964		
C	B-C	0,161964	0,296408	0,148204
	C-D	0,13002		
D	C-D	0,13002	0,2211536	0,1105768
	D-E	0,0878328		
E	D-E	0,0878328	0,172726	0,086363
	E-F	0,0823152		
F	E-F	0,0823152	0,1977036	0,0988518
	F-1	0,1124376		
1	F-1	0,1124376	0,1966852	0,0983426
	1-2	0,081312		
2	1-2	0,081312	0,1722972	0,0861486
	2-3	0,0884136		
3	2-3	0,0884136	0,2080216	0,1040108
	3-4	0,1165032		
4	3-4	0,1165032	0,1789704	0,0894852
	4-5	0,059796		
5	4-5	0,059796	0,3581016	0,1790508
	5-6	0,1443024		
	5-09	0,1486584		
6	5-6	0,1443024	0,2849912	0,1424956
	6-7	0,1364352		
7	6-7	0,1364352	0,3998828	0,1999414
	7-8	0,2574792		
8	7-8	0,2574792	0,2613804	0,1306902
09	5-09	0,1486584	0,251116	0,125558
	09-10	0,0987096		
10	09-10	0,0987096	0,1496244	0,0748122
	10-11	0,0486816		
11	10-11	0,0486816	0,2934064	0,1467032
	11-12	0,2403456		
12	11-12	0,2403456	0,3983284	0,1991642
	12-13	0,1520376		
13	12-13	0,1520376	0,1543412	0,0771706

VII.11 Apport informatique

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et démultiplier sa puissance de travail essentiellement pour :

- Le calcul du fonctionnement hydraulique du réseau ;
- La détermination des solutions optimales.

Le logiciel utilisé dans notre calcul est le logiciel EPANET.

VII.11.1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur des longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'origine de l'eau. [2]

VII.11.2 Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.[2]

VII.11.3 Composants du Réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches. [2]

VII.11.3.a Nœuds de demande

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les Nœuds de demande sont :

- L'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau de la mer) ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau) ;
- La qualité initiale de l'eau.

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- La pression.[2]

VII.11.3.b Réservoirs

Les Réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau Stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes :

- L'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro) ;
- Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique) ;
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau ;
- La qualité initiale de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants :

- La charge (altitude de l'eau) ;
- La pression (niveau de l'eau) ;
- La qualité de l'eau [2]

VII.11.3.c Tuyaux

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont :

- les nœuds initial et final ;
- le diamètre ;
- la longueur ;
- le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge) ;
- l'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour).

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- Le débit ;
- La vitesse d'écoulement ;

- La perte de charge ;
- Le facteur de friction de Darcy-Weisbach ;
- La vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau) ;
- La qualité moyenne de l'eau (le long du tuyau). [2]

VII.11.3.d Vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau.

Leurs principaux paramètres d'entrée sont :

- Les nœuds d'entrée et de sortie ;
- Le diamètre ;
- La consigne de fonctionnement ;
- L'état de la vanne.

Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont

- Le débit ;
- La perte de charge hydraulique.

VII.11.4 Simulation du réseau

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydraulique (vitesses, débits, pressions, charges) à un instant donné qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque arc du réseau. Ce procédé, appelé équilibre hydraulique du réseau, utilise une technique itérative pour résoudre les équations non linéaires en jeu en utilisant « l'algorithme du Gradient ».

VII.11.5 Résultats et constatations

Dans le tableau (VII.3), on trouve le débit, la vitesse, le diamètre des conduites PN 10 ainsi que la longueur de chaque tronçon.

Tableau VII-3 : État des arcs du réseau.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	68,7	63,8	2,53	0,76
Tuyau 2	61,61	63,8	2,345884	0,71
Tuyau 3	61,35	63,8	2,1807692	0,66
Tuyau 4	49,25	63,8	2,0163512	0,61
Tuyau 5	33,27	53,8	1,8843612	0,81
Tuyau 6	31,18	53,8	1,7951976	0,77
Tuyau 7	42,59	53,8	1,7116352	0,73
Tuyau 8	30,8	53,8	1,597494	0,68
Tuyau 9	33,49	53,8	1,51495	0,65
Tuyau 10	44,13	53,8	1,4251968	0,60
Tuyau 11	22,65	53,8	1,3069284	0,56
Tuyau 12	54,66	27,2	0,5463716	0,81
Tuyau 13	51,68	27,2	0,3998828	0,57
Tuyau 14	97,53	16	0,2613804	0,65
Tuyau 15	56,31	34	0,6988636	0,69
Tuyau 16	37,39	34	0,5479528	0,55
Tuyau 17	18,44	27,2	0,4477476	0,73
Tuyau 18	91,04	21	0,3983284	0,80
Tuyau 19	57,59	16	0,1543412	0,38

Remarque : On remarque que la majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre vitesses 0.5 et 1 m/s sauf le dernier tronçon ou la vitesse est de 0.38 m/s

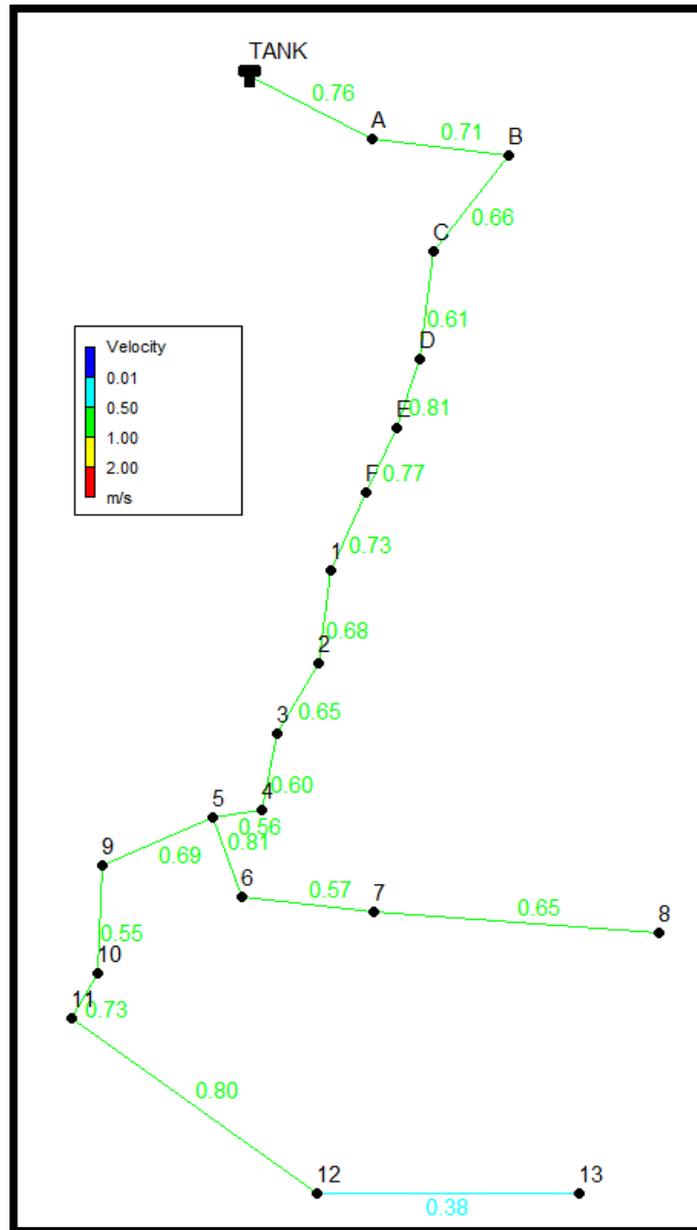


Figure VII-4 : Résultats de la simulation (vitesse en m/s).

Tableau VII-4 : État des nœuds du réseau.

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de base(l/s)	Charge (m)	Pression (m)
A	895,2	0,1746154	906,51	11,31
B	893,2	0,1647664	905,97	12,77
C	889,2	0,148204	905,5	16,3
D	882,2	0,1105768	905,17	22,97
E	880,2	0,086363	904,71	24,51
F	877,2	0,0988518	904,32	27,12
1	873,2	0,0983426	903,83	30,63
2	867,2	0,0861486	903,52	36,32
3	864,2	0,1040108	903,21	39,01
4	858,2	0,0894852	902,85	44,65
5	857,2	0,1790508	902,69	45,49
6	850,2	0,1424956	900,91	50,71
7	846,2	0,1999414	900,02	53,82
8	837,2	0,1306902	895,83	58,63
9	852,2	0,1746154	901,67	49,47
10	848,2	0,1647664	901,22	53,02
11	846,2	0,148204	900,73	54,53
12	838,2	0,1105768	896,76	58,56
13	834,2	0,086363	886,76	61,55

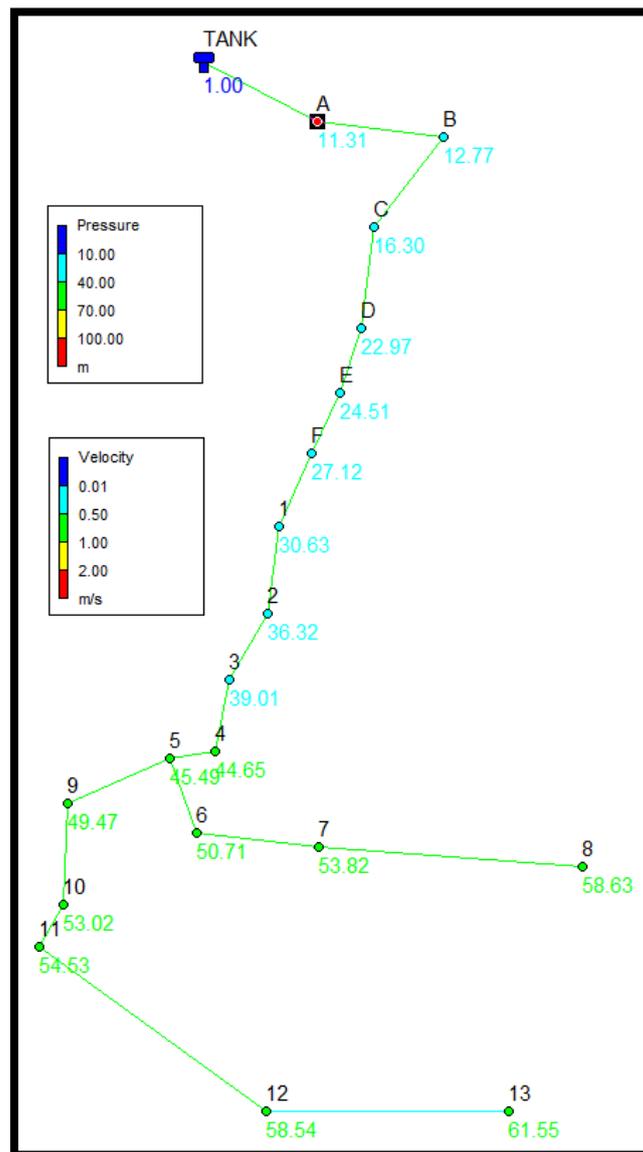


Figure VII-5 : Résultats de la simulation (pression en m)

VII.12 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution des villages IBOUHDIFENE et IAOUJITENE, dont le réseau est ramifié. A l'aide du logiciel EPANET nous avons déterminé les paramètres vitesse et pression des différents tronçons en PEHD PN 10.

Dans ce travail, nous avons 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, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 2489,14 m³/j soit 28,8 l/s, ils seront satisfaits par la source (30 l/s) avec un surplus de 1,2 l/s.

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons choisi une variante d'adduction qui comporte deux stations de pompage, la première à EL-AINSEUR., la deuxième à IYENNI LEQSER, et six réservoirs de stockage dont deux que nous avons renforcé par jumelage, le premier (R3) à TABLAT (50 m³), le deuxième (R5) à IKHAFOULMA (120 m³) ainsi que quatre nouveaux réservoirs à AVOR(300 m³) , AIT MESSAOUD(200 m³), AIT BOUDJELAL(200 m³), TIMANITHINE(150 m³), les trois restants R4 EL MERDJ et (R1,R1') EL-AINSEUR, et SP2 d'IYENNI LEQSER n'ont pas besoin de renforcement, leurs capacités respectives sont de 150 m³, 370 m³ et 500 m³.

Après avoir diagnostiqué le réseau existant et afin de garantir une meilleure exploitation et une bonne durabilité du réseau d'AEP projeté :

- Nous avons décidé de réaménager l'intérieur des ouvrages,
- De remplacer les vannes et les conduites détériorées et corrodées.
- De remplacer toutes les conduites en Acier Galvanisé et Acier Noir par des conduites en PEHD pour éviter les obturations de celle-ci ;

Notre choix s'est porté sur les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir :

- Pour les conduites de refoulement : DN160, DN90

Le type de matériau choisi est le PEHD PN 20 et PEHD PN 16

- Pour les conduites gravitaires : DN50 DN 63 DN 75 DN 125 DN 200.

Le type de matériau choisi est les PEHD PN 10.

Concernant les pompes nous avons choisi deux pompes centrifuges multicellulaires à axes horizontaux.

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 ne nécessite pas de protection contre ce phénomène.

Concernant le réseau de distribution, nous avons procédé à la distribution en eau potable pour la région d'IBOUHDIFEN et IOUJITEN avec un linéaire de 960,16m.

- Le type de matériau choisi est le PEHD PN 10.
- Nous proposons d'installer des compteurs d'eau pour chaque abonné afin de mieux gérer le réseau, le système d'AEP ainsi dimensionné sera plus efficace.

Nous espérons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est d'apporter une solution concernant la conception du réseau d'AEP de TOUDJA.

[1] : **AMARA Lyes, BOUSMAR Idir**, Etude de l'alimentation en eau des localités TOGHZA et CHOKRANE, commune de CHORFA, W de Bouira et report sur SIG.

[2] : **BLAIDI, B. AZIZI, A** "Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Afir (w) de Boumerdes, Mémoire de fin d'études, Master, université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juin 2016.

[3] : **BONNIN, J.** « hydraulique Urbaine Appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance », édition Eyrolles, 1977.

[4] : **BOUALI. K et MERABET. A**, Mémoire fin d'études, « Diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP de la zone Oust de la commune de FENAIA », Université A-MIRA Bejaia, Promotion 1999.

[5] **Catalogue de STPM CHIALI**, sarl. SERHEST, boulevard. Hassiba BEN-BOUALI BEJAIA.

[6] **Données.**, Equipements existants, Service Technique, APC de TOUDJA.

[7] : **DUPONT, A.** « Hydraulique Urbaine : Ouvrages de transport, Elévation et distribution des eaux », TOME II, édition Eyrolles 1979.

[8] : **HAMANI. S et YAHIAOUI. S**, Mémoire fin d'études « Etude d'alimentation en eau potable de la ville d'El Ouricia (Wilaya de Setif) », Université de Bejaia, Promotion 2011.

[9] : **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.

[10] : **LYONNAISE DES EAUX**, « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I, Ed Tec et Doc-Lavoisier, Paris, 1986.

[11] : Mecaflux aide aux calculs des mécaniques des fluides, définition de perte charge, www.mecaflux.com

[12] **NACKAB, J.** Calcul direct, sans itération, de la perte de charge en conduite par la formule de Colebrook. *La Houille Blanche*, 1988, no 1, p. 61-61.

[13] : **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. (Chapitre 2-3)

[14] : **OUCHAOUA Tarik, SOUIDI Larbi**, Etude et distribution en eau du village Ighil Imoula, commune de Tizi N'Tleta (TIZI OUZOU) 2009.

Annexe (3) :

Tableau 1 : Les diamètres, Prix des conduites en PEHD PN10.

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA /ml)
20	2	30.78
25	2	39.6
32	2.4	61.54
40	3	96.33
50	3.7	147.17
63	4.6	232.79
75	5.6	329.13
90	5.4	392.5
110	6.6	579.62
125	7.4	738.42
160	9.6	1209.38
200	11.9	1892.38
250	14.8	2937.81
315	18.7	4684.62
400	23.7	7516.57
500	29.7	11724.79
630	37.4	17729.58

Tableau 2 : Les diamètres, Prix des conduites en PEHD PN16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA /ml)
20	2	40.74
25	2.3	59.87
32	3	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

Tableau 3 : Les diamètres, Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN20

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA /ml)
20	3	44.46
25	3.5	70.86
32	4.4	109.64
40	5.5	171.15
50	6.9	265.07
63	8.6	423.18
75	10.3	595
90	10.1	794.01
110	12.3	1175.74
125	14	1490.27
160	17.9	2423.58
200	22.4	3793.42
250	27.9	5900.88
315	35.2	9015.89
400	44.7	14529.62
500	55.8	22624.58
630	70.3	35945.05

Tableau 4: Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ζ en fonction de son de degré d'ouverture

Angle d'ouverture (α°)	Z
0-5	0.25
10	0.52
20	1.54
30	3.91
40	10.8
45	18.7
50	32.6
60	118
70	751
80	1400

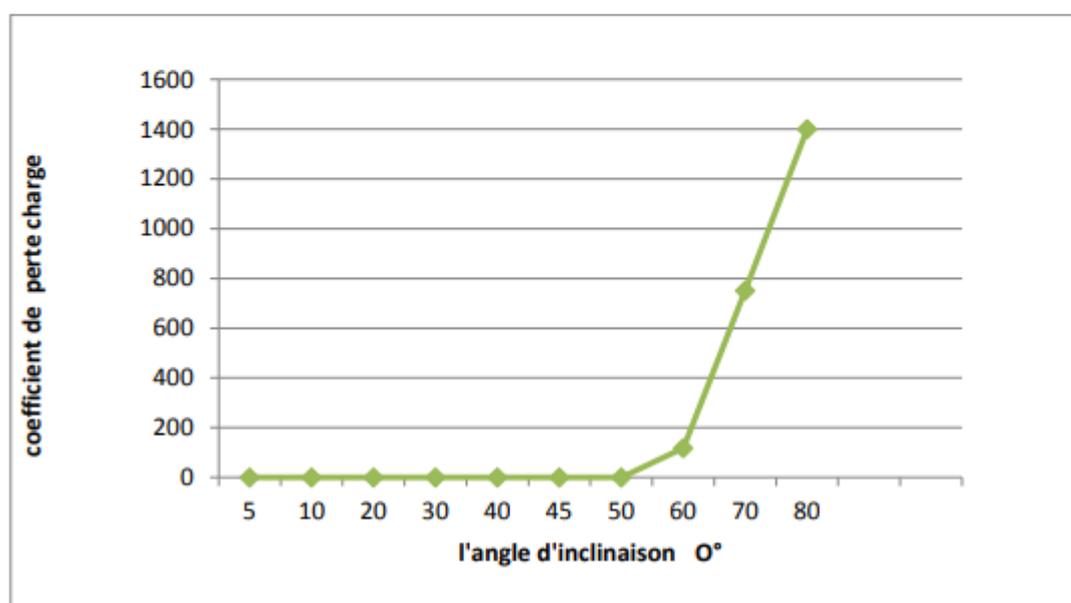


Figure (1): Abaque de la variation de l'angle d'ouverture de la vanne en fonction de ξ

Annexe (4) : Caractéristiques de la pompe SP1 d'EL AINSEUR.

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

HMU50-2/ 4C	
Caractéristiques requises	
Débit	14,8 l/s
Hauteur de refoulement	118 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

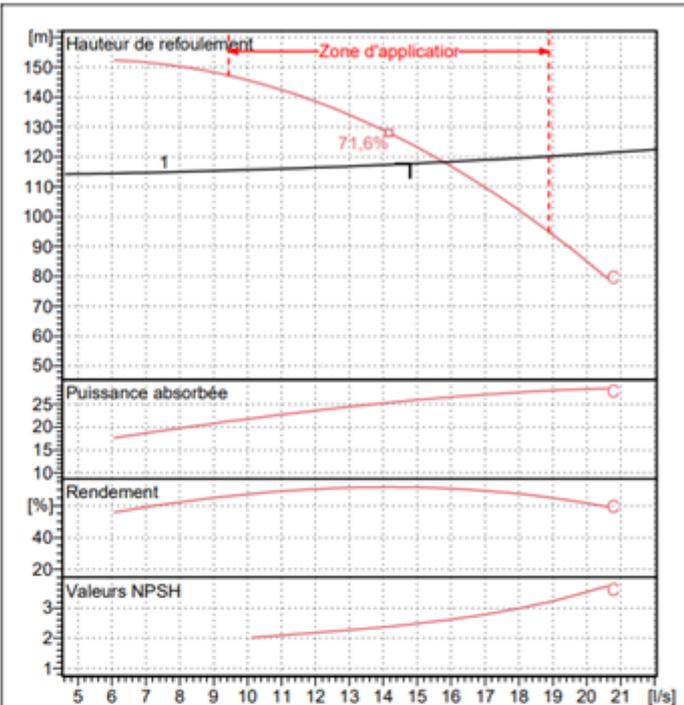
Caractéristiques de la pompe	
Débit	15,8 l/s
Hauteur de refoulement	118 m
Puissance absorbée	26,5 kW
Rendement	70,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	143 m
Orif. de refoulement	DN50 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	30 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales	
Poids	429 kg

Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

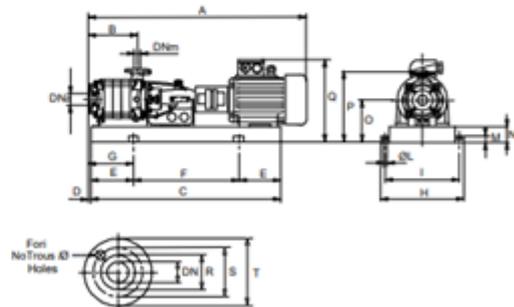


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2B

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	143	0	0	2
14.8	118	26.5	71.6	3
21	80	26.5	70.9	4

Dimensions mm

A = 1616
B = 342
C = 1424
DNa = 80/PN16
DNa Fori/Holes No = 8
DNm = 50/PN40
DNm Fori/Holes No = 4
E = 250
F = 924
Fori/Holes ø = 18
H = 530
I = 480
L = 20
M = 42
N = 100
O = 300
P = 500
Q = 594
Ra = 130
Rm = 102
Sa = 160
Sm = 125
Ta = 200
Tm = 165



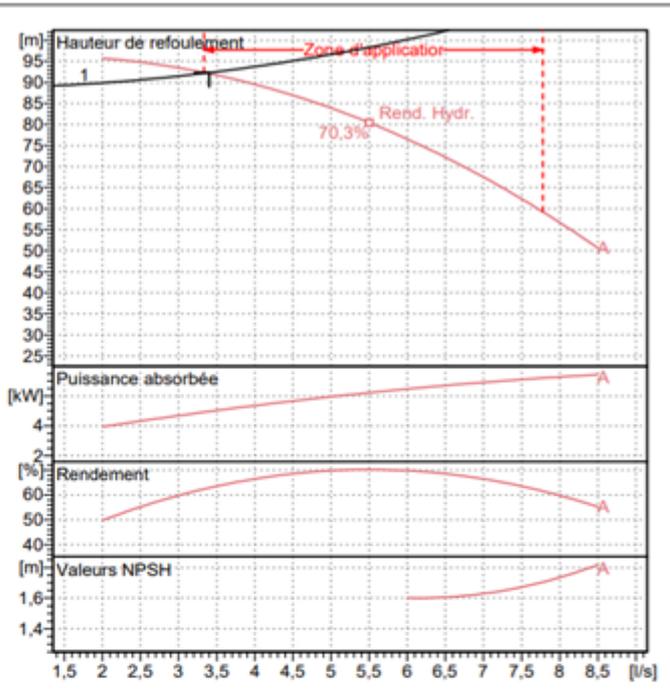
Notes:			
Date 24.09.2020	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Annexe (5) : Caractéristiques de la pompe SP2 d'IYENNI LEQSEUR.

Caractéristiques techniques

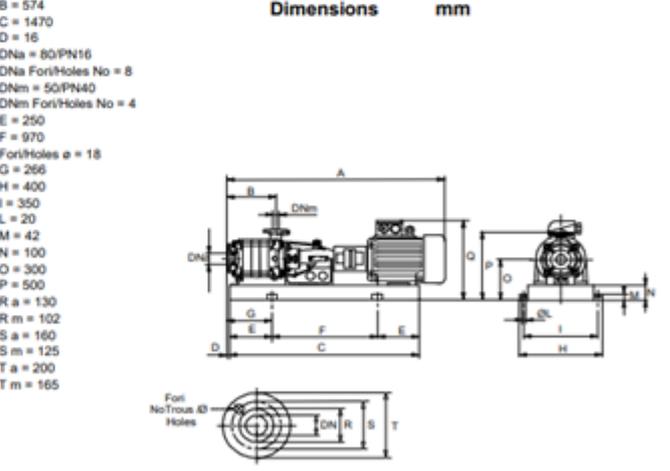
COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

HMU50-1/ 8A	
Caractéristiques requises	
Débit	3,4 l/s
Hauteur de refoulement	92,3 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	3,4 l/s
Hauteur de refoulement	92,3 m
Puissance absorbée	4,96 kW
Rendement	62,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	95 m
Orif. de refoulement	DN50 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	7,5 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	286 kg
Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2B

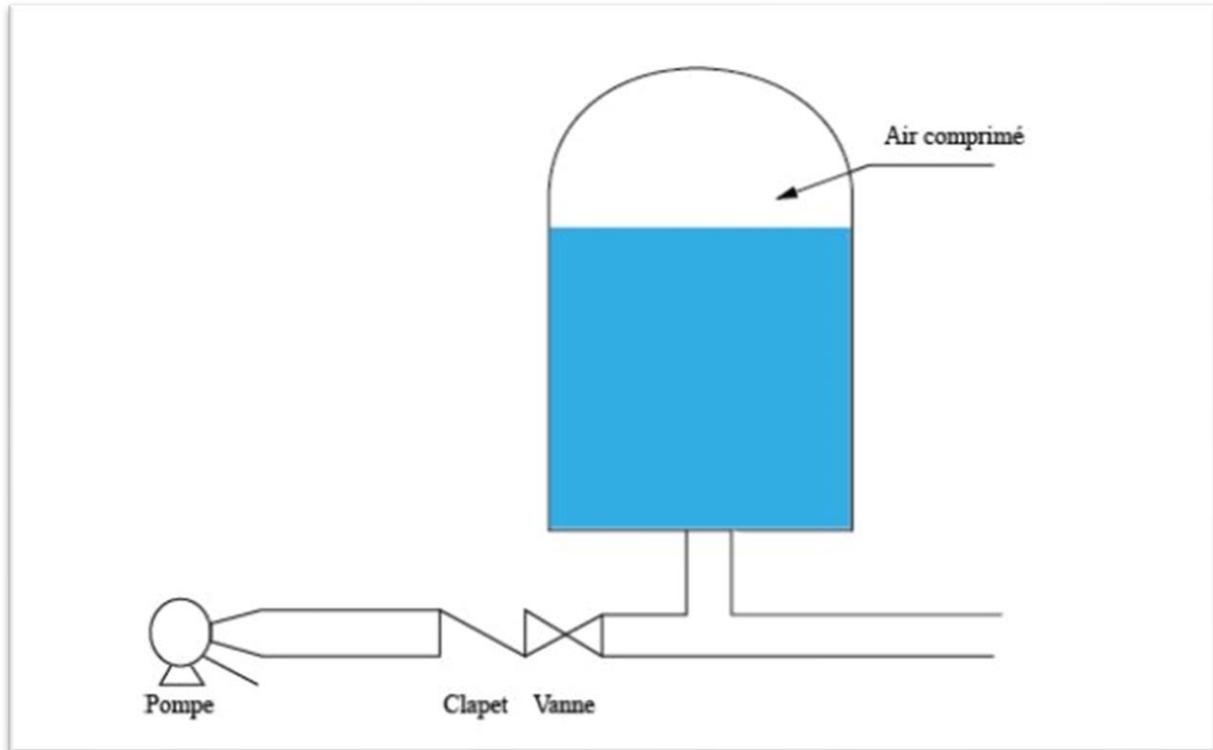
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
24.09.2020	1		

Annexe (6) : réservoir d'air.



Annexe (7) : Soupape de décharge.



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 six 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.

Nous compléterons notre travail en sécurisera les installations à travers l'analyse du phénomène de coup de bélier En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné un réseau de distribution à l'aide de logiciels de simulation EPANET.

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

Abstract

The main objective of our work is to make a diagnosis of the network of drinking water supply of the chief town of Toudja wilaya of Bejaia, and to design a more efficient network thus ensuring a better satisfaction in drinking water.

For this we have chosen a variant of adduction which comprises two pumping stations and six storage tanks and this by the projection and rehabilitation of any hydraulic structure, that it is pipes to bring (HDPE) storage and recovery works.

We will complete our work to secure the facilities through the analysis of the phenomenon of the blow of a ram. Finally, we have designed and dimensioned a distribution network using EPANET simulation software.

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

المخلص:

الهدف الرئيسي لعمالنا هو تقديم تشخيص عام لشبكة المياه الصالحة للشرب لمقر بلدية توجة وتصميم شبكة أكثر كفاءة.

لهذا اخترنا البديل الذي يتمثل في محطتان للضخ وصهاريج التخزين وهذا ببناء وإعادة تأهيل كل الهياكل الهيدروليكية، سواء كانت أنابيب لجلب المياه أو مرافق التخزين والضخ. سوف نكمل عملنا بتأمين المرافق من خلال تحليل ظاهرة المطرقة المائية. أخيرا قمنا بتصميم شبكة توزيع المياه باستخدام برنامج محاكاة ايبانيت.

الكلمات المفتاحية: التشخيص، إعادة تأهيل، إمدادات المياه، خزان المياه، محطة ضخ، مطرقة ال

Introduction

Générale

Présentation du site et estimation des besoins

Diagnostic du réseau d'AEP actuel

Dimensionnement des ouvrages de stockage

Adduction

Pompes

Pose et protection des conduites

Distribution

Conclusion Générale

PARTIE I :

Présentation du site et diagnostic du réseau existant

PARTIE II :
Dimensionnement du
nouveau réseau