

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique



جامعة عبد الرحمان ميرة – بجاية
كلية التكنولوجيا
قسم الري

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

HAMAZ Rania

ALOUACHE Hayet

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

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE
LA LOCALITE AZAGHAR, COMMUNE D'AKBOU,
WILAYA DE BEJAIA
– ADDUCTION ET DISTRIBUTION -**

Soutenu le **26 /06 /2024** devant le jury composé de :

Président : **Mr. IKNI Tahar**

Promoteur (s) : **Mr. BERREKSI Ali**

Mr. BEDJOU Abdelhamid

- Examineur (s) : **Mr. HAMMOUCHE Abderrahmane**

Remerciements

Nous tenons avant tout à exprimer notre gratitude au Dieu tout puissant pour nous avoir accordé le courage, la force et la patience nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à nos encadrateurs, Monsieur Berreksi Ali et Monsieur Bedjou Abdelhamid, pour leur générosité inestimable en partageant leurs connaissances, leurs précieux conseils et directives. Leur soutien constant et leur patience tout au long de ce travail ont été inestimables. Nous les remercions également pour la confiance qu'ils nous ont accordée.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance envers le bureau d'étude Oulebsir, ainsi qu'à l'ingénieur Boumazza. T et notre collègue M. Salhi. C, pour leur aide précieuse. Leur expertise, leurs conseils et leur disponibilité ont été des atouts essentiels pour la réalisation de notre travail. Nous les remercions sincèrement pour leur engagement et leur soutien constant.

Nos remerciements vont également à nos familles, pour leur soutien constant et leurs encouragements tout au long de notre parcours universitaire

Table des matières

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 : Présentation de site et estimation des besoins

1.1 Introduction	2
1.2 Présentation de la commune d'Akbou.....	2
1.2.1 Situation géographique de la commune d'Akbou.....	2
1.2.2 Délimitation de la zone d'étude	3
1.2.3 Situation climatique	4
1.2.3.1 <i>Climat</i>	4
1.2.3.2 <i>Pluviométrie</i>	4
1.2.4 Situation hydraulique actuelle.....	5
1.3 Evaluation de la population à différents horizons	6
1.3.1 Taux d'accroissement.....	6
1.3.2 Estimation des besoins en eau	7
1.4 Estimation des besoins en eau de la population	7
1.4.1 La dotation	7
1.4.2 La consommation moyenne journalière.....	8
1.5 Les différents besoins existants	8
1.5.1 Les besoins domestiques.....	8
1.5.2 Besoins administratifs.....	8
1.5.3 Besoins scolaires.....	9
1.5.4 Besoins socioculturels.....	9
1.5.5 Besoins commerciaux	9
1.5.6 Besoins touristiques	10
1.5.7 Consommation moyenne journalière totale.....	10
1.6 Estimation des besoins en équipements pour l'horizon 2054	11
1.7 Estimation du débit moyen journalier majoré ($Q_{maj.j}$).....	12
1.8 La consommation minimale journalière $Q_{min.j}$	12
1.9 Estimation du débit maximum journalier $Q_{max.j}$	13
1.10 Variation de la consommation horaire	14

1.11 conclusion.....	15
----------------------	----

Chapitre 2 : Réservoirs

2.1 Introduction	16
2.2 Classification des réservoirs	16
2.3 Choix de type de réservoir.....	16
2.4 Rôle des réservoirs	16
2.5 Equipement des réservoirs.....	17
2.5.1 Conduite d'arrivée (d'adduction).....	17
2.5.2 Conduite de vidange	18
2.5.3 Conduite by-pass.....	18
2.5.4 Conduite trop-plein	19
2.5.5 Conduite de départ (distribution).....	19
2.6 Emplacement du réservoir	20
2.7 Schéma global d'un réservoir d'eau potable	20
2.8 Capacité de réservoir	21
2.8.1 Méthode analytique.....	21
2.8.2 Méthode graphique	22
2.9 Calcul du diamètre du réservoir.....	22
2.10 Calcul de la hauteur d'incendie dans le réservoir.....	23
2.11 Dimensionnement du réservoir d'Azaghar	23
2.12 Conclusion.....	25

Chapitre 3 : Adduction

3.1 Introduction	26
3.2 Type d'adduction	26
3.2.1 Adduction par refoulement	26
3.2.2 Adduction gravitaire	26
3.3 Choix du tracé.....	26
3.4 Types de tuyaux	26
3.5 Le choix de type de conduite.....	27
3.5.1 Des conduites en PEHD.....	27
3.5.2 Des conduites en fonte.....	27

3.6	Description du schéma d'adduction	28
3.7	Etude technico-économique des conduites	28
3.7.1	Calcul du diamètre économique	29
3.7.2	Calcul de la vitesse.....	29
3.7.3	Calcul des pertes de charge.....	29
3.7.3.1	<i>Les pertes de charge linéaires</i>	29
3.7.3.2	<i>Les pertes de charge singulières Hs</i>	31
3.7.4	Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt).....	31
3.7.5	Calcul de la puissance absorbée de la pompe	32
3.7.6	Energie consommée par la pompe	32
3.7.7	Frais d'exploitation	32
3.7.8	Frais d'amortissement.....	32
3.8	Dimensionnement des conduites d'adduction	33
3.8.1	Dimensionnement du tronçon FR1 – SR1	33
3.8.1.1	Données du tronçon FR1 – SR1	33
3.8.1.2	Le diamètre optimal du tronçon FR1 – SR1	34
3.8.1.3	Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	34
3.8.1.4	Calcul des frais d'amortissement et d'exploitation.....	34
3.8.1.5	Bilan global des frais.....	34
3.8.2	Dimensionnement du tronçon FR2- 2 réservoirs.....	35
3.8.2.1	Données du tronçon FR2–SR1	35
3.8.2.2	Le diamètre optimal du tronçon FR2 - SR1	35
3.8.2.3	Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	36
3.8.2.4	Calcul des frais d'amortissement et d'exploitation.....	36
3.8.2.5	Bilan global des frais.....	36
3.8.3	Dimensionnement du tronçon SR1 - SR2.....	37
3.8.3.1	Données du tronçon SR1 – SR2.....	37
3.8.3.2	Le diamètre optimal de SR1 - SR2.....	37
3.8.3.3	Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	37
3.8.3.4	Calcul des frais d'amortissement et d'exploitation.....	38
3.8.3.5	Bilan global des frais.....	38
3.8.4	Dimensionnement du tronçon SR2 - Réservoir	38
3.8.4.1	Données du tronçon SR2 – Réservoir	38

3.8.4.2	Le diamètre optimal de SR2 - Réservoir.....	39
3.8.4.3	Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	39
3.8.4.4	Calcul des frais d'amortissement et d'exploitation.....	39
3.8.4.5	Bilan global des frais.....	40
3.9	Conclusion.....	40

Chapitre 4 : Pompes et coup de bélier

4.1	Introduction	41
4.2	Pompes	41
	Les pompes sont classées selon deux grandes catégories [7] :	41
4.2.1.1	Les pompes volumétriques.....	41
4.2.2	Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	43
4.2.3	Caractéristiques des pompes centrifuges	44
4.2.4	Choix du type de pompe	44
4.2.5	Constitution d'une pompe centrifuge	44
4.2.5.1	La roue.....	44
4.2.5.2	Un diffuseur.....	45
4.2.5.3	Des canaux de retour	45
4.2.5.4	Presse-étoupe.....	45
4.2.6	Couplage des pompes	46
4.2.6.1	Couplage en série	46
4.2.6.2	Couplage en parallèle	46
4.2.7	Le point de fonctionnement	47
4.2.8	Méthode d'ajustements du point de fonctionnement de la pompe	48
4.2.8.1	Modification du temps de pompage.....	48
4.2.8.2	Régulation par étouffement.....	48
4.2.8.3	Rognage de la roue.....	49
4.2.8.4	La vitesse de rotation de la roue.....	49
4.2.9	La cavitation	50
4.2.10	Choix du type des pompes	51
4.2.10.1	Tronçons FR1 – SR1	51
4.2.10.2	tronçons FR2 – SR1	53
4.2.10.3	Station de pompage du tronçon SR1 - SR2.....	54

4.2.10.4	Station de pompage du tronçon SR2 - Réservoir	56
4.2.13.3	Réalisation du point désiré	58
4.3	Etude du coup de bélier	60
4.3.1	Causes du phénomène de coup de bélier	60
4.3.2.1	<i>Les volants d'inertie</i>	61
4.3.2.2	<i>Les soupapes de décharge</i>	61
4.3.2.3	<i>Les ventouses</i>	61
4.3.2.4	<i>Les réservoirs d'air</i>	62
4.3.2.5	<i>Les cheminées d'équilibre</i>	63
4.3.3	Etude du coup de bélier	63
4.3.3.1	<i>Calcul de la célérité de l'onde</i>	64
4.3.3.2	<i>Les valeurs numériques du coup de bélier</i>	64
4.3.4	Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	65
4.3.4.1	<i>Interprétation des résultats</i>	66
4.4	Conclusion.....	66

Chapitre 5 : Distribution

5.1	Introduction	67
5.2	Classification des réseaux de distribution	67
5.2.1	Réseau ramifié	67
5.2.2	Réseau maillé.....	67
5.2.3	Réseau étagé	68
5.2.4	Réseau mixte.....	68
5.3	Choix du type des matériaux	69
5.4	Equipements et accessoires du réseau de distribution	69
5.6	Description du réseau de distribution	70
5.6.1	Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	70
5.6.1.1	<i>Débit de pointe</i>	70
5.6.1.2	<i>Débit spécifique</i>	70
5.6.1.3	<i>Débit de route</i>	71
5.6.1.4	<i>Débit au nœud</i>	71
5.7	Dimensionnement du réseau.....	71

5.7.1	Calcul des différents débits	71
5.7.1.1	<i>Débit spécifique</i>	71
5.7.1.2	<i>Débit de route</i>	71
5.7.1.3	<i>Débit de nœud</i>	71
5.8	Configuration et simulation du réseau hydraulique	75
5.8.1	Présentation du logiciel EPANET	76
5.8.2	Les étapes d'utilisation Epanet	76
5.8.3	Modalisation du réseau	76
5.8.4	Simulation du réseau	77
5.9	Conclusion	84
	Conclusion générale	85

Liste des symboles

A : Amortissement annuel.

α : Célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

B_L : Le bilan (DA).

D : Diamètre de la conduite (m).

d : La dotation (l/hab/j).

D_{Bress} : Diamètre donné par BRESS (m).

D_{Bonin} : Diamètre donné par BONNIN (m).

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

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m).

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

E : Énergie consommée par la pompe (KWh).

e : Épaisseur de la conduite (m).

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

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

g : Accélération ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

H_a : La hauteur d'aspiration (m).

H_d : La valeur minimale de la pression-dépression (m).

H_{inc} : La hauteur d'incendie (m).

H_g : La hauteur géométrique (m).

H_L : Pertes de charge linéaires.

Hmt : La hauteur manométrique totale (m).

H_r : Perte de charge de refoulement (m).

H_S : Pertes de charge singulières ;

H_s : La valeur maximale de la pression-surpression (m).

H_T : Les pertes de charge totales.

H' : la hauteur manométrique du point désiré (m).

H_1 : la distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

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

i : Le taux d'annuité.

K : La rugosité absolue de la conduite.

K_f : coefficient de fuite.

$k_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3.

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

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal. Sa valeur est comprise entre 0,7 et 0,9.

L : Longueur de la conduite (m).

L_{IJ} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).

m : Coefficient de rognage.

N : La vitesse de rotation (tr/min).

N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min);

N_i : Nombre d'habitants.

$NSPH_d$: La charge minimale disponible à l'aspiration.

$NSPH_r$: La charge nette minimale à l'aspiration.

n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

ni : Nombre d'année d'amortissement ($ni=30$ ans).

P : La puissance utile (KW).

Pa : La puissance absorbée par la pompe (KW).

P_0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

P_{max} : résidu maximal dans le réservoir (%).

P_n : Population à l'horizon d'étude.

P_0 : Population de l'année de référence (2024).

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PN : La pression nominale.

P_r : Prix d'un KW.H .

P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (m).

Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s).

$Q_{\text{équi}}$: Besoins d'équipement (m^3/j).

Q_{dom} : Besoins domestiques (m^3/j).

Q_n : Débit du nœud (l/s).

Q_p : Débit de pointe en (m^3/j).

Q_r : Débit de route (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s).

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

$Q_{\text{max},j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j).

$Q_{\text{min},j}$: Débit d'eau minimal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j).

$Q_{\text{max},h}$: Débit maximum horaire (m^3/h).

$Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen majoré horaire (m^3/h).

Q : Le débit au point de fonctionnement désiré (m^3 /s) ;

Q_1 : Le débit au point de fonctionnement (m^3 /s).

Q_2 : Le nouveau débit fourni par la pompe.

R_1 : Réservoir existant.

R_2 : Réservoir projeté.

Re : Le nombre de REYNOLDS.

$RGPH$: recensement général de la population et e l'habitat.

R_{max}^+ : Résidu maximum positif (%).

R_{max}^- : Résidu maximum négatif (%).

r : Le pourcentage de rognage (%).

S_e : Section du réservoir (m^2).

S_r : La surface de réservoir (m^2).

T : nouveau temps de pompage.

Ta : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 1,7.

T_p : temps de pompage.

T_v : la pression de vapeur maximale.

V : La vitesse d'écoulement (m/s).

V_1 : Vitesse dans la tuyère (m/s).

V_f : Vitesse finale choisie (m/s).

V_m : Moyenne arithmétique (m/s)

V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s.

V_{max} : Volume maximal de stockage (m^3).

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

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3).

V_T : Volume total du réservoir (m^3).

V_0 : Vitesse initiale d'écoulement (m/s).

Z_0 : pression absolue (m).

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1 ;4.

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

η : Le rendement de la pompe.

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

ΔH_a : perte de charge à l'aspiration en (m).

ΔH_v : La perte de charge crée par la vanne (m).

ΔH_t : La perte de charge totale (m).

ϕ : Diamètre de la conduite (mm).

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de site et estimation des besoins

Tableau (1.1) : Précipitations moyennes mensuelles d'Akbou en 2008	4
Tableau (1.2) : Evaluation de la population à différents horizons d'Azaghar	7
Tableau (1.3) : Détermination des besoins domestiques de la région d'Azaghar	8
Tableau (1.4) : Besoins administratifs de la région d'Azaghar	9
Tableau (1.5) : Besoins scolaires de la région d'Azaghar	9
Tableau (1.6) : Besoins socioculturels de la région d'Azaghar	9
Tableau (1.7) : Besoins commerciaux de la région d'Azaghar	10
Tableau (1.8) : Besoins touristiques de la région d'Azaghar	10
Tableau (1.9) : Consommation moyenne journalière totale de la région d'Azaghar	11
Tableau (1.10) : Estimation de différents besoins pour l'horizon 2054	11
Tableau (1.11) : La consommation moyenne journalière majorée	12
Tableau (1.12) : La consommation minimale journalière	13
Tableau (1.13) : Débit maximum journalier à l'horizon 2054	13
Tableau (1.14) : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	14
Tableau (1.15) : les valeurs β_{max} , $K_{max. h}$, $Q_{moy. h}$ et $Q_{max. h}$ pour l'horizon 2024....	15
Tableau (1.16) : les valeurs de β_{max} , $K_{max. h}$, $Q_{moy. h}$ et $Q_{max. h}$ pour l'horizon 2054	15

Chapitre 2 : Réservoirs

Tableau (2.1) : Détermination de la capacité du réservoir Azaghar	23
Tableau (2.1) : Détermination de la capacité du réservoir Azaghar (suite et fin).....	24

Chapitre 3 : Adduction

Tableau (3.1) : Détermination de la Hmt du tronçon FR1 – SR1.....	34
Tableau (3.2) : Frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon FR1- SR1	34
Tableau (3.3) : Bilan global du tronçon FR1–SR1	35
Tableau (3.4) : Détermination de la Hmt du tronçon FR2 – SR1.....	36
Tableau (3.5) : Frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon forage 2 - SR1	36
Tableau (3.6) : Bilan global du tronçon FR2- SR1	36
Tableau (3.7) : Détermination de la Hmt du tronçon SR1 – SR2.....	37

Tableau (3.8) : Frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon SR1 – SR2	38
Tableau (3.9) : Bilan global du tronçon SR1 – SR2.....	38
Tableau (3.10) : Détermination de la Hmt du tronçon SR2 – Réservoir	39
Tableau (3.11) : Frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon SR2 - Réservoirs	39
Tableau (3.12) : Bilan global du tronçon SR2 - Réservoir	40

Chapitre 4 : Pompes et coup de bélier

Tableau (4.1) : Tension de vapeur en fonction de la température	50
Tableur (4.2) : Valeur de <i>H_p et H₂</i> en fonction du débit refoulé.....	57
Tableau (4.3) : calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les quatre tronçons	64

Chapitre 5 : Distribution

Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar	71
Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar(suite)	72
Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar(suite)	73
Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar(suite)	74
Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar (suite et fin).....	75
Tableau (5.2) : Etat des conduites du réseau	76
Tableau (5.2) : Etat des conduites du réseau (suite).....	77
Tableau (5.2) : Etat des conduites du réseau (suite).....	78
Tableau (5.2) : Etat des conduites du réseau (suite et fin).....	97
Tableau (5.3) : Etats des nœuds du réseau	80
Tableau (5.3) : Etats des nœuds du réseau (suite)	81
Tableau (5.3) : Etats des nœuds du réseau (suite)	82
Tableau (5.3) : Etats des nœuds du réseau (suite et fin).....	83

Listes des figures

Chapitre 1 : Présentation de site et estimation des besoins

Figure (1.1) : Situation géographique de la commune d'Akbou.....	3
Figure (1.2) : Situation géographique de la zone d'étude de localité Azaghar (Google earth) ..	4
Figure (1.3) : Histogramme des précipitations.....	5
Figure (1.4) : Réservoir 300m ³ existant qui alimente la localité Azaghar.....	6
Figure (1.6) : Chambre de vanne du réservoir 300 m ³ existant d'Azaghar	6

Chapitre 2 : Réservoirs

Figure (2.1) : Conduite d'adduction avec chute libre.....	17
Figure (2.2) : Conduite trop-plein et de vidange dans un réservoir	18
Figure (2.3) : Emplacement de conduite by-pass entre deux conduites d'adduction et de distribution	19
Figure (2.4) : Conduite de distribution dans un réservoir	20
Figure (2.4) : Schéma globale de réservoirs d'eau potable	21

Chapitre 3 : Adduction

Figure (3.1) : schéma d'adduction.....	28
--	----

Chapitre 4 : Pompes et coup de bélier

Figure (4.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	42
Figure (4.2) : Types de roues de pompes.....	43
Figure (4.3) : Un diffuseur	44
Figure (4.4) : Une presse -étoupe	44
Figure (4.5) : Caractéristiques de deux pompes en série.....	45
Figure (4.6) : Caractéristiques de deux pompes en parallèle	45
Figure (4.7) : Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge	46
Figure (4.8) : Courbes caractéristiques de la pompe immergée de type « E9S50/6A+ MC850 » du tronçon du FR1- SR1.....	51
Figure (4.9) : Courbes caractéristiques de la pompe immergée de type « E10R35/5+ MC850 » du tronçon du FR2-SR1.....	52
Figure (4.10) : Courbes caractéristiques de la pompe «PM 125/ 5 A » du tronçon SR1-SR2 .	54

Figure (4.11) : Courbes caractéristiques de la pompe « PM 100/2B », du tronçon SR2-réservoir.....	56
Figure (4.12) : Courbes de H_p et H_2 en fonction du débit refoulé	57
Figure (4.13) : Soupape de décharge.....	60
Figure (4.14) : Ventouse à trois fonctions	60
Figure (4.15) : Réservoir d'air.....	61
Figure (4.16) : Cheminée d'équilibre	62

Chapitre 5 : Distribution

Figure (5.1) : Réseau ramifié.....	66
Figure (5.2) : Réseau maillé	67
Figure (5.3) : Réseau mixte	67
Figure (5.4) : résultat de la simulation	83

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est bien plus qu'une simple ressource, elle est essentielle à la survie et au développement de la vie sur Terre. Nos activités quotidiennes prouvent qu'une vie sans accès à une quantité suffisante d'eau de qualité est pratiquement impossible. Chaque jour, nous constatons que l'eau est indispensable pour la santé humaine, l'agriculture, l'industrie et les écosystèmes naturels. Cependant, cette ressource vitale est de plus en plus mise en danger par une mauvaise gestion in. Par conséquent, notre intérêt se porte particulièrement sur la gestion durable de l'eau potable pour répondre aux besoins croissants de la population.

Dans ce contexte, l'objectif de ce mémoire est d'étudier le réseau d'alimentation en eau potable de la zone Azaghar, située dans la commune d'Akbou, wilaya de Bejaia. L'approvisionnement en eau de cette région provient d'un forage capable de fournir un débit de 25 l/s, acheminé vers un réservoir de 300 m³.

La présente étude est structurée en cinq chapitres principaux, chacun abordant un aspect spécifique du projet de réseau d'alimentation en eau potable :

Le premier chapitre contient la présentation du site et l'estimation des besoins en eau ainsi que les caractéristiques de la région, à savoir la situation géographique, climatique et hydraulique.

Le second chapitre se concentre sur le calcul des volumes nécessaires des réservoirs pour assurer une alimentation continue et suffisante en eau potable.

Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction en tenant compte des conditions technico-économiques.

Le quatrième chapitre se portera sur le choix des pompes à l'aide du catalogue numérique CAPRARI, et puis nous analyserons le phénomène du coup de bélier au niveau de chaque tronçon du réseau pour anticiper les risques et assurer la protection des conduites.

En dernier chapitre, nous allons dimensionner le réseau de distribution de la zone d'étude Azaghar à l'aide du logiciel Epanet.

Chapitre 1

**Présentation du site et estimation
des besoins**

1.1 Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, une étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques de la zone d'étude Azaghar et les facteurs influençant la conception du projet afin de satisfaire ses besoins en eau à long terme. Parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie, la géographie, le climat et la topographie du site. Ces informations nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation de l'étude.

1.2 Présentation de la commune d'Akbou

Akbou est une commune de la wilaya de Bejaia. C'est la deuxième commune la plus peuplée de la wilaya, se situer dans la vallée de la Soummam sur les flancs de la chaîne de montagnes du Djurdjura et à une altitude moyenne de 280m, comprenant deux zones distinctes :

- Le plateau d'Akbou et Tifrit où se trouve le périmètre urbain ;
- La plaine d'Azaghar où se trouvent les périphéries, notamment les villages de Laazib et de colonel Amirouche.

La commune d'Akbou s'étend sur une superficie de 52,18 Km². Second pôle économique et urbain de la wilaya de Bejaia, elle est située à 70 Km du chef-lieu de la wilaya et à environ de 200 Km à l'Est de la capitale Alger.

1.2.1 Situation géographique de la commune d'Akbou

La commune d'Akbou est limitée par :

- La commune de Chellata au Nord ;
- Les communes d'Ait Rzine et Amalou au Sud ;
- La commune d'Ouzellaguene à l'Est ;
- Les communes d'Ighrem et Tazmalt à l'Ouest.

La figure (1.1) représenté la situation géographique de la commune d'Akbou.

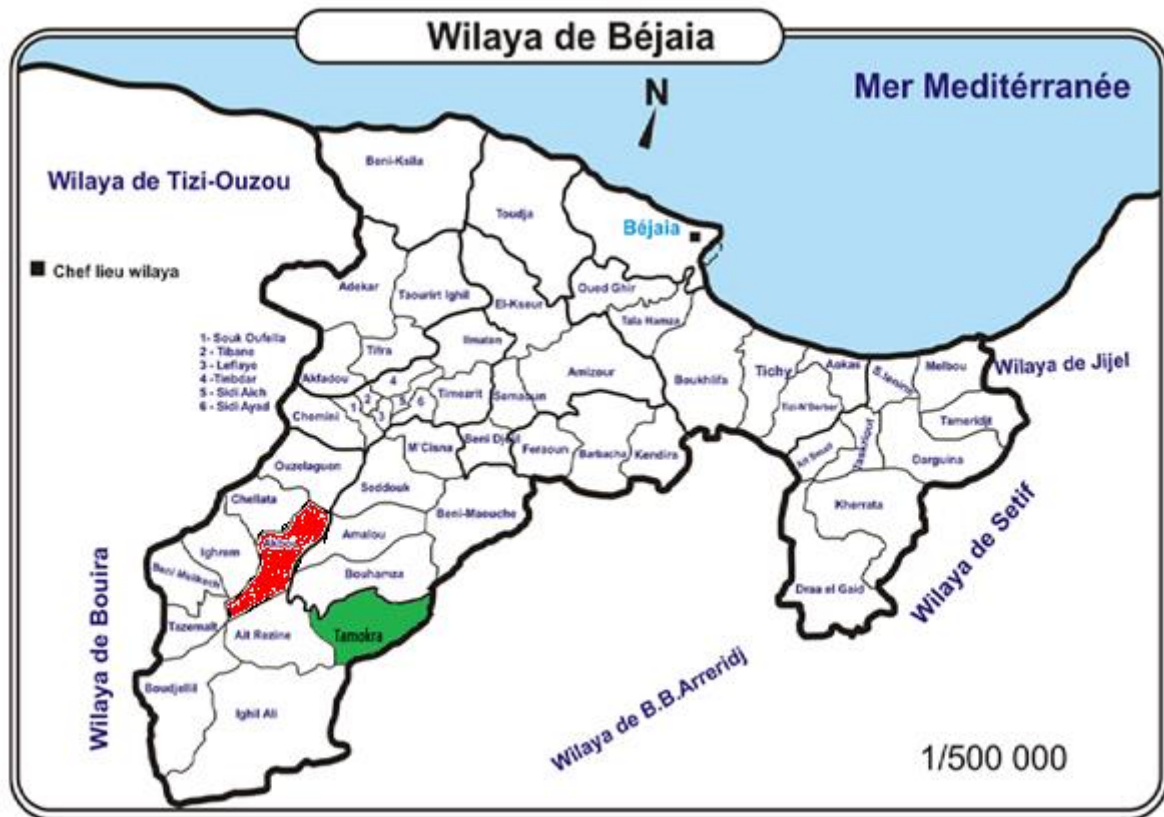


Figure (1.1) : Situation géographique de la commune d'Akbou

1.2.2 Délimitation de la zone d'étude

La zone d'étude est logée en haut de l'ancienne ville d'Akbou, grâce aux fonctionnalités avancées du logiciel google earth, nous avons pu délimiter la zone d'Azaghar comme suit :

- Ighram et l'ancienne ville au Nord ;
- Tizi Ouzro à l'Est ;
- Ait R'zine au Sud ;
- Colonel Amirouche à l'Ouest.

La figure (1.2) représente la situation géographique de la zone Azaghar.



Figure (1.2) : Situation géographique de la zone d'étude de localité Azaghar (Google earth)

1.2.3 Situation climatique

1.2.3.1 Climat

La commune d'Akbou est soumise à un climat méditerranéen typique, caractérisé par l'alternance très régulière d'une saison chaude et sèche avec une saison relativement froide et humide. Son régime thermique est de type semi-aride tempéré [1].

1.2.3.2 Pluviométrie

La répartition des précipitations par saison est typique du climat méditerranéen, une période pluvieuse allant de la fin de l'automne jusqu'au début du printemps, et une période sèche en été. Les maximas sont atteints en Décembre et Janvier, avec en moyenne une dizaine de jours de pluies par mois [1].

Les données de la pluviométrie mensuelle, sont présentées dans le tableau (1.1).

Tableau (1.1) : Précipitations moyennes mensuelles d'Akbou en 2008

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Pluie en mm	59,8	57	67,6	33	32,9	9	6,3	9,6	32,6	31,4	45,9	70,4	450,4
Nombre de jour	9	7	8	7	5	2	1	1	3	5	7	9	64

La figure (1.3) regroupe des précipitations mensuelles dans un histogramme.

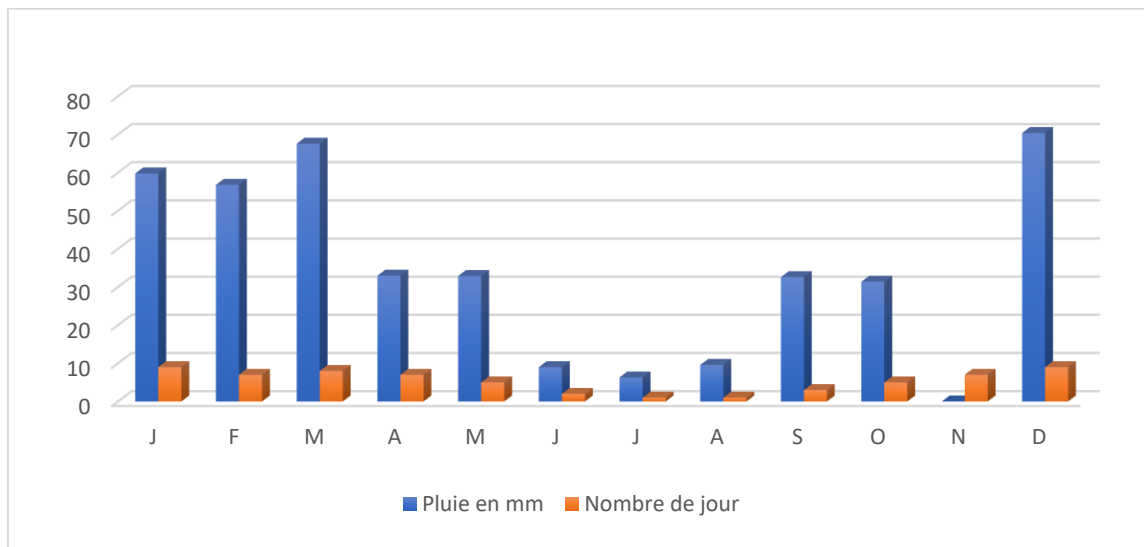


Figure (1.3) : Histogramme des précipitations

1.2.4 Situation hydraulique actuelle

Selon le service technique de l'APC et de la subdivision des ressources en eau d'Akbou et aussi quelques visites sur site, nous avons constaté que le système de la distribution d'eau potable de la localité Azaghar est comme suit [1] :

- Le réseau de distribution est réalisé en Acier Galvanisé durant les années 1990 avec un diamètre de 150mm à 20/27mm.
- La localité Azaghar est alimentée par forage ayant un débit de 25 l/s avec une conduite en PEHD de diamètre 200mm, qui alimente un réservoir existant de 300 m³ situé au Sud-Ouest d'Azaghar.

Le réservoir qui alimente la localité d'Azaghar est représenté dans la figure (1.4)



Figure (1.4) : Réservoir 300m³ existant qui alimente la localité Azaghar

La chambre de vanne est représentée dans la figure (1.6).



Figure (1.6) : Chambre de vanne du réservoir 300 m³ existant d'Azaghar

1.3 Evaluation de la population à différents horizons

1.3.1 Taux d'accroissement

Le taux d'accroissement de la population est de 1,7% (d'après le service de P.D.A.U) [1].

1.3.2 Estimation des besoins en eau

L'estimation des besoins en eau de la population de la région d'Azaghar est calculée grâce à la loi des accroissements qui est donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0(1 + T_a)^n \quad (1.1)$$

Avec :

- P_n : Population à l'horizon d'étude [1] ;
- P_0 : Population de l'année de référence ;
- T_a : Taux d'accroissement annuel de la population en % pris égal à 1,7 ;
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon d'étude .

Sachant que la population d'Azaghar est de 8000 habitants selon le RGPH 2022, on calcul ainsi la population actuelle (2024) puis celle de l'horizon projet (2054).

➤ **Actuel 2024 :**

$$P_{2024} = P_{2022}(1 + 0,017)^2 = 8274 \text{ habitants.}$$

➤ **Long terme 2054 :**

$$P_{2054} = P_{2024}(1 + 0,017)^{30} = 13720 \text{ habitants.}$$

L'évaluation démographique pour l'horizon 2054 sont représentées dans le tableau (1.2) suivant :

Tableau (1.2) : Evaluation de la population à différents horizons d'Azaghar.

Localité	Nombre d'habitant		
	2022	2024	2054
Azaghar	8000	8274	13720

1.4 Estimation des besoins en eau de la population

1.4.1 La dotation

La dotation journalière est la quantité d'eau moyenne consommée par habitant et par jour, exprimée en (l/j/hab). Cette dotation dépend de nombreux paramètres, tels que : la situation géographique, le climat, la population, etc.

Le dimensionnement du réseau à l'horizon d'étude se fera sur la base d'une dotation de 150 (l/j/hab) [1].

1.4.2 La consommation moyenne journalière

Pour déterminer la consommation moyenne journalière du site d'étude, on utilise la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = (d \times N_i / 1000) \quad (1.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- d : Dotation (l/j/hab) ;
- N_i : Nombre d'habitants.

1.5 Les différents besoins existants

1.5.1 Les besoins domestiques

On peut calculer les besoins en eau de la région par la relation suivante :

$$\text{Besoin en eau(l/j)} = \text{nombre d'habitants} \times \text{la dotation (l/j/hab)}$$

Les besoins domestiques sont représentés dans le tableau (1.3) ci-après.

Tableau (1.3) : Détermination des besoins domestiques de la région d'Azaghar

Localité	Horizon	Population	Dotation	Besoins domestique	
		<i>Habitants</i>	<i>(l/j/hab)</i>	<i>(m³/j)</i>	<i>(l/s)</i>
Azaghar					
	2024	8274	150	1241,1	14,36
	2054	13720	150	2058	23,82

1.5.2 Besoins administratifs

Les besoins administratifs sont donnés dans le tableau (1.4) suivant :

Tableau (1.4) : Besoins administratifs de la région d'Azaghar

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy}(m^3/j)$
Pénitencier	Personnes	350	20	7
CRS	Personnes	500	20	10
			Total	17

1.5.3 Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont donnés dans le tableau (1.5) suivant :

Tableau (1.5) : Besoins scolaires de la région d'Azaghar

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
01 Ecole primaire	Élève	200	10	2
			Total	2

1.5.4 Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont donnés dans le tableau (1.6) suivant :

Tableau (1.6) : Besoins socioculturels de la région d'Azaghar

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
01 Mosquée	Fidèles	300	20	6
			Total	6

1.5.5 Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont donnés dans le tableau (1.7) suivant :

Tableau (1.7) : Besoins commerciaux de la région d'Azaghar

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
Locaux commerciaux	Locaux	100	20	2
10 Cafétérias	Clients	500	10	5
06 Restaurants	Clients	600	10	6
01 Station de service	Clients	500	10	5
05 lavages	Clients	250	25	6,25
03 Usines	Employés	600	10	6
			Total	30,25

1.5.6 Besoins touristiques

Les besoins touristiques sont donnés dans le tableau (1.8) suivant :

Tableau (1.8) : Besoins touristiques de la région d'Azaghar

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,J}(m^3/j)$
Hôtel	Lits	100	100	10
			Total	10

1.5.7 Consommation moyenne journalière totale :

Les besoins totaux en eau de la localité Azaghar sont donnés par le tableau (1.9) comme suit :

Tableau (1.9) : Consommation moyenne journalière totale de la région d'Azaghar

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}(m^3/j)$
Domestiques	874,2
Administratifs	17
Scolaires	2
Socioculturels	6
Commerciaux	30,25
Touristiques	10
Total	939,45

1.6 Estimation des besoins en équipements pour l'horizon 2054

On a des besoins actuels domestiques et ceux des équipements existants de la région d'Azaghar on peut estimer les besoins d'équipements futurs. Ces besoins sont calculés par la formule suivante :

$$\frac{(Q_{\text{équi actuel}})}{(Q_{\text{dom actuel}})} = \frac{(Q_{\text{équi futur}})}{(Q_{\text{dom futur}})} \quad (1.3)$$

Avec :

- $Q_{\text{équi actuel}}$: Besoins d'équipements en 2024 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{équi futur}}$: Besoins d'équipements en 2054 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dom actuel}}$: Besoins domestiques en 2024 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dom futur}}$: Besoins domestiques en 2054 (m^3/j).

L'estimation des besoins pour l'horizon futur sont donnés dans le tableau (1.10) suivant :

Tableau (1.10) : Estimation de différents besoins pour l'horizon 2054

Localité	Besoins domestiques $Q_{\text{dom}}(m^3/j)$		Besoins d'équipements $Q_{\text{équi}}(m^3/j)$		$(Q_{\text{dom}} + Q_{\text{équi}})$ (m^3/j)	
	2024	2054	2024	2054	2024	2054
Azaghar	1241,1	2058	65,25	108,20	1306,35	2166,20

1.7 Estimation du débit moyen journalier majoré ($Q_{maj,j}$)

Le type de conduites, la nature du terrain et la qualité d'entretien déterminent les fuites au niveau des réseaux d'adduction et de distribution. Il y a une augmentation de 20 % pour éviter tout déficit dans la consommation quotidienne.

$$Q_{maj,j} = (Q_{dom} + Q_{équi}) \times K_f \quad (1.4)$$

Avec :

- ✓ $Q_{maj,j}$: Débit majoré journalier (m^3/j) ;
- ✓ K_f : Coefficient de fuite.

Les résultats de la consommation moyenne journalière majorée future sont représentés dans le tableau (1.11) suivant :

Tableau (1.11) : La consommation moyenne journalière majorée

Localité	$Q_{dom} + Q_{équi} (m^3/j)$		K_f	$Q_{maj,j} (m^3/j)$	
	2024	2054		2024	2054
Azaghar	1306,35	2166,2	1,2	1567,62	2599,44

1.8 La consommation minimale journalière $Q_{min,j}$

C'est la consommation du débit d'eau minimal du jour le plus chargé de l'année, qui est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{min,j} = Q_{maj,j} \times K_{min,j} \quad (1.5)$$

Avec :

- $Q_{min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j) ;
- $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 0,7 et 0,9. Dans ce cas, on prend la valeur moyenne, soit $K_{min,j} = 0,8$.

La consommation minimale journalière de 2054 est représentée dans le tableau (1.12).

Tableau (1.12) : La consommation minimale journalière

Localité	$Q_{maj,j} (m^3/j)$		$K_{min,j}$	$Q_{min,j} (m^3/j)$		
	Horizon	2024		2054	2024	2054
Azaghar		1567,62	2599,44	0,8	1254,10	2079,55

1.9 Estimation du débit maximum journalier $Q_{max,j}$

C'est la consommation de débit d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = Q_{maj,j} \times K_{max,j} \quad (1.6)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j) ;
- $k_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre 1,1 et 1,3. On prend $K_{max,j}=1,3$.

Donc :

$$Q_{max,j} = Q_{maj,j} \times 1,3 \quad (1.7)$$

Le tableau (1.13) suivant regroupe les résultats de calcul :

Tableau (1.13) : Débit maximum journalier à l'horizon 2054

Localité	$Q_{maj,j} (m^3/j)$		$K_{max,j}$	$Q_{max,j} (m^3/j)$		$Q_{max,j} (l/s)$		
	Horizon	2024		2054	2024	2054	2024	2054
Azaghar		1567,62	2599,4	1,3	2037,91	3379,22	28,30	46,93

Le débit futur de consommation est de 46,93 l/s. Dans ce cas, le forage existant ne suffit pas (25 l/s), ainsi on opte pour la réalisation d'un autre forage afin de satisfaire le déficit qui est de 22 l/s.

1.10 Variation de la consommation horaire

La quantité d'eau consommée chaque jour fluctue au cours des 24 heures et ne suit pas une trajectoire constante. Elle est définie par le coefficient d'irrégularité $K_{max.h}$, tel que

$$Q_{max.h} = (Q_{max.j}/24) \times K_{max.h} \quad (1.8)$$

Avec :

- $Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (m^3/h) ;
- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $k_{max.h}$: Coefficient de variation maximale horaire.

Et

$$Q_{moy.h} = Q_{max.j}/24 \quad (1.9)$$

$$k_{max.h} = \beta_{max} \times \alpha_{max} \quad (1.10)$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, il

Varie entre 1,2 et 1,3, on prend $\alpha_{max} = 1,2$.

- β_{max} : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant.

Le tableau (1.14) donne les valeurs du coefficient β_{max} en fonction de nombre d'habitant :

Tableau (1.14) : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants ×1000	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,2	1,1	1	1

D'après le tableau (1.15), on peut déterminer la valeur de β_{max} et aussi la valeur de $K_{max.h}$.

D'où :

$$\beta_{max} = 1,35$$

Le tableau (1.15) représente les valeurs β_{max} , $K_{max,h}$, $Q_{moy,h}$ et $Q_{max,h}$ pour l'horizon 2024.

Tableau (1.15) : les valeurs β_{max} , $K_{max,h}$, $Q_{moy,h}$ et $Q_{max,h}$ pour l'horizon 2024

Localité	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	$Q_{max,h}$ (m^3/h)
Azaghar	8274	1,2	1,35	1,62	84,91	137,55

Le tableau (1.16) représente les valeurs β_{max} , $K_{max,h}$, $Q_{moy,h}$ et $Q_{max,h}$ pour l'horizon 2054.

Tableau (1.16) : les valeurs de β_{max} , $K_{max,h}$, $Q_{moy,h}$ et $Q_{max,h}$ pour l'horizon 2054

Localité	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	$Q_{max,h}$ (m^3/h)
Azaghar	13720	1,2	1,25	1,5	140,80	211,20

1.11 conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le village d'Azaghar de la commune d'Akbou, ce qui nous a permis de déterminer les différentes caractéristiques de ce village.

Le forage existant, qui a un débit de 25 l/s ne sera pas suffisant pour garantir la consommation du village. Pour cela, nous avons obligé d'opter pour un nouveau forage au même endroit, qui sera de débit de 22 l/s. Le débit maximum journalier est de 3379,22 m^3/j avec un nombre d'habitants de 13720.

Chapitre 2

Les réservoirs

2.1 Introduction

Un réservoir est un ouvrage qui permet de stocker l'eau pour nombreuses applications agricoles, industrielles ,domestiques, extinction des incendies, ...etc. Il joue un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable (la production et distribution).

Dans ce chapitre, le but est de déterminer les volumes nécessaires des réservoirs composant le réseau et de les vérifier afin de garantir le meilleur fonctionnement des réseaux.

2.2 Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon [2] :

- La nature des matériaux, on distingue :
 - ✓ Les réservoirs métalliques ;
 - ✓ Les réservoirs en maçonnerie ;
 - ✓ Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- La situation des lieux, ils peuvent être :
 - ✓ Enterrés ;
 - ✓ Semi-enterrés ;
 - ✓ Surélevés ou sur tour.
- Considérations esthétiques, ils peuvent être :
 - ✓ Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
 - ✓ Soit s'intégrer au paysage.

2.3 Choix de type de réservoir

Il est préférable d'avoir recours aux réservoirs semi-enterrés [2].

Ces types de réservoirs présentent les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simple et moins sujette à critique ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;

2.4 Rôle des réservoirs

Les réservoirs peuvent avoir plusieurs rôles comme :

- Assurer une régulation entre les débits différents ;

- Assurer la sécurité de la distribution ;
- Restituer l'eau lorsque la consommation en devient supérieure à la production ;
- Réguler la pression et le débit de l'eau ;
- Permettent la séparation du réseau de distribution vis-à-vis du réseau de refoulement ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage.

2.5 Equipment des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable sont équipés de [2,3] :

2.5.1 Conduite d'arrivée (d'adduction)

La conduite d'adduction permet d'amener l'eau de la prise d'eau vers le réservoir, cette conduite peut être placée soit au fond du réservoir soit à la partie supérieure. Elle doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal. On trouve deux types de conduite d'adduction : adduction avec chute libre et adduction noyée.

La figure (2.1) représente le schéma de la conduite d'adduction avec chute libre.

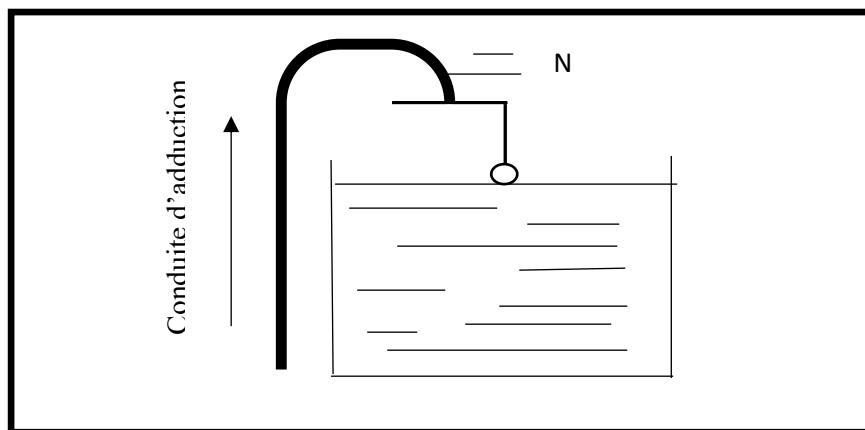


Figure (2.1) : Conduite d'adduction avec chute libre [4]

2.5.2 Conduite de vidange

La conduite de vidange est placée au point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation, elle comporte un robinet-vanne.

La figure (2.2) représente le schéma de deux conduites de vidange et de trop-plein.

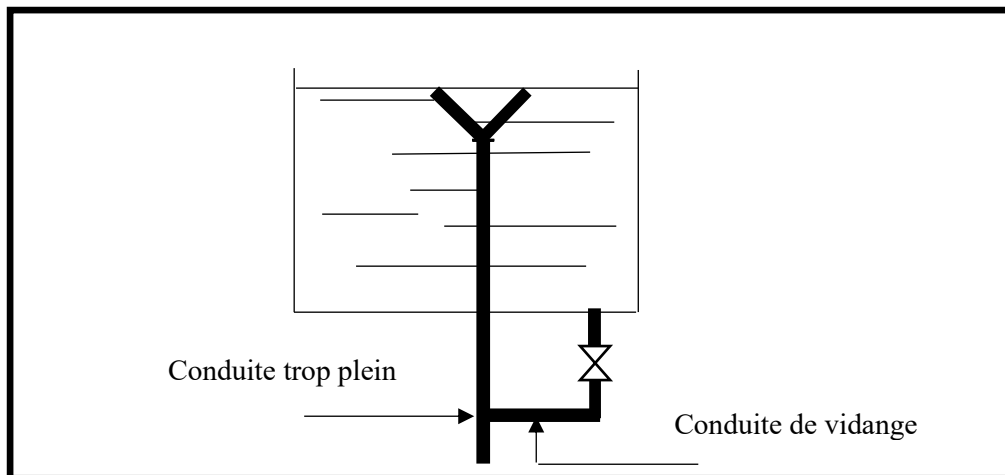


Figure (2.2) : Conduite trop-plein et de vidange dans un réservoir [4]

2.5.3 Conduite by-pass

C'est une conduite qui permet la distribution pendant la vidange, elle relie la conduite d'adduction avec la conduite de distribution

Les vannes (1) et (3) sont ouvertes, et la vanne (2) est fermée en fonctionnement normal. En by-pass, on ferme la vanne (1) et (3) et on ouvre la vanne (2).

Le schéma de la conduite by-pass et d'adduction est représenté dans la figure (2.3) ci-après :

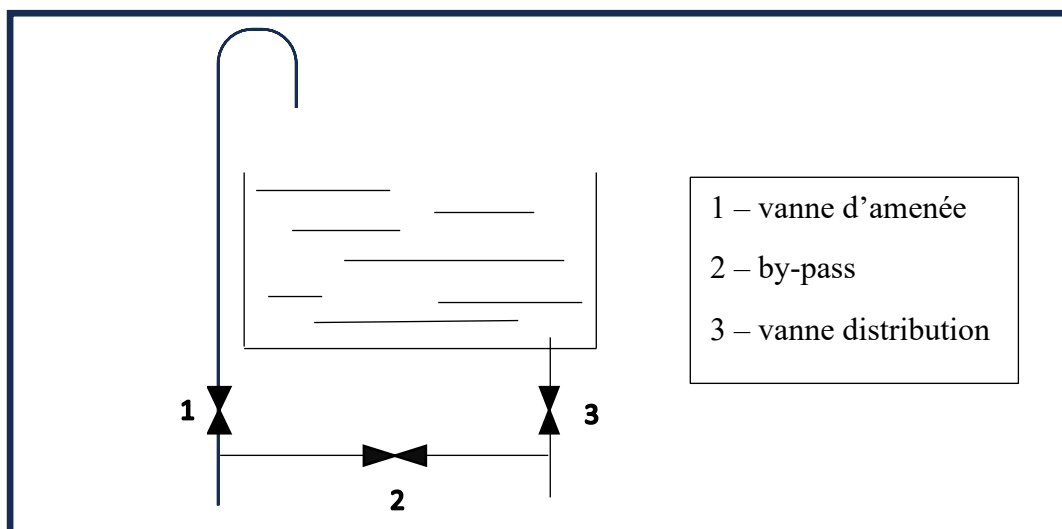


Figure (2.3) : Emplacement de conduite by-pass entre deux conduites d'adduction et de distribution [4]

2.5.4 Conduite trop-plein

C'est une conduite qui ne comportera pas de robinet sur son parcours, elle permet d'évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir, et chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

2.5.5 Conduite de départ (distribution)

C'est la conduite de la distribution qui s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter la décantation des matières en suspension dans la cuve. Cette conduite comporte une vanne- papillon qui se mettra en marche dès qu'une survitesse permettra la fermeture en cas de rupture de la conduite.

La figure (2.4) présente une conduite de distribution.

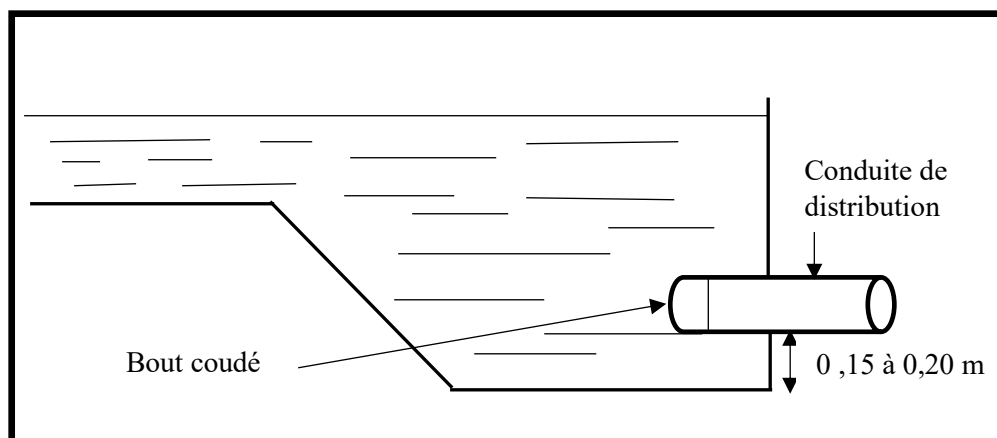


Figure (2.4) : Conduite de distribution dans un réservoir [4]

2.6 Emplacement du réservoir

Le choix de site d'un réservoir est essentiellement effectué sur la base des considérations techniques et économiques. Pour cela, il doit respecter les aspects suivants [5] :

- Dans le terrain accidenté le réservoir doit se situer à un niveau supérieur (de 10 m à 20 m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité ;
- Pour des raisons économiques, le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération ;
- Evaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute côte piézométrique à desservir.

2.7 Schéma global d'un réservoir d'eau potable

Le schéma global d'un réservoir d'eau potable est représenté dans la figure (2.5) suivante :

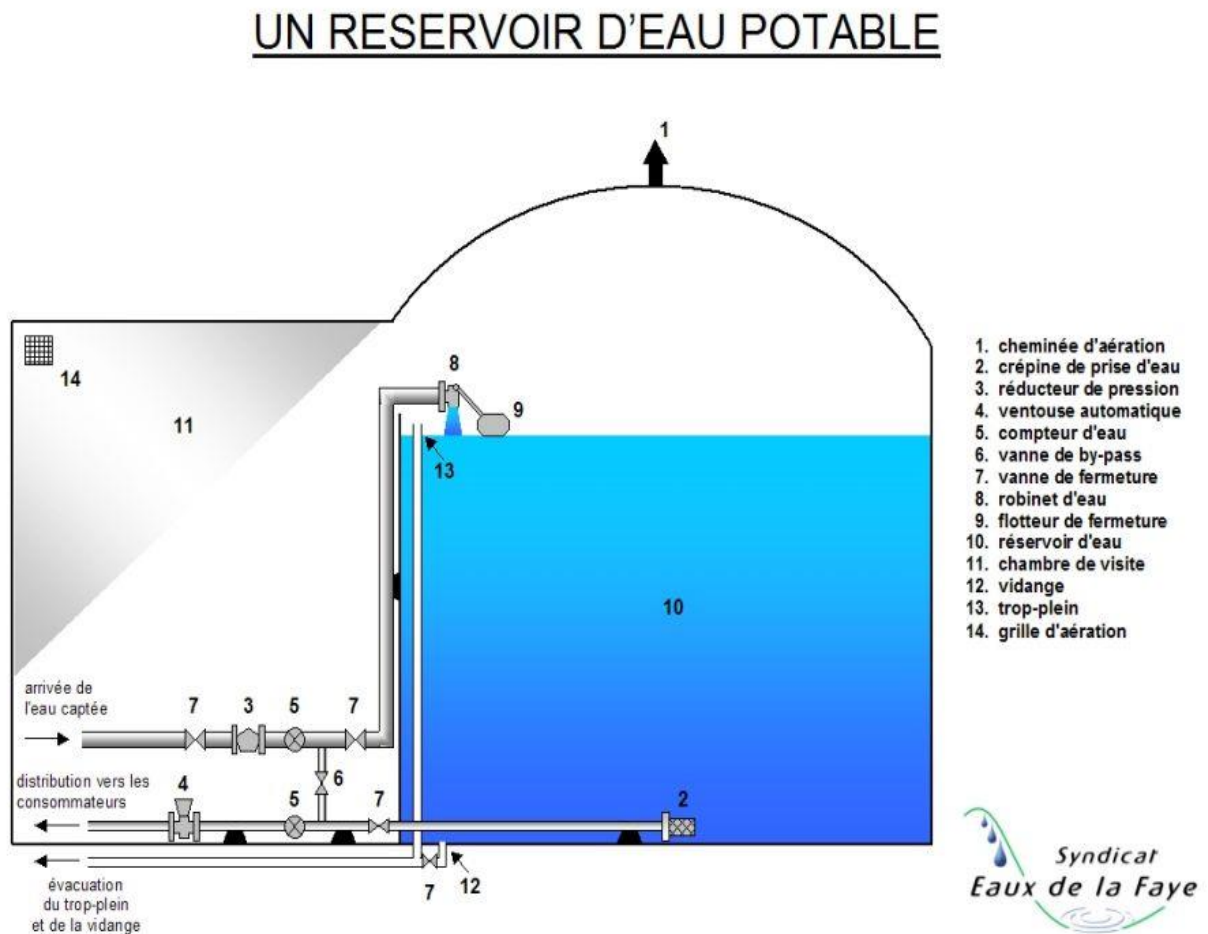


Figure (2.5) : Schéma global de réservoirs d'eau potable [6].

2.8 Capacité d'un réservoir

Le calcul de la capacité d'un réservoir peut se faire par deux méthodes :

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

2.8.1 Méthode analytique

Pour calculer le volume total d'un réservoir, on utilisera la méthode analytique moyennant la relation suivante :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (2.1)$$

Avec :

- V_T : Volume total du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : Volume d'incendie ($V_{inc} = 120m^3$) ;
- V_{max} : Volume maximal de stockage (m^3), déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = P_{max}(\%) \times Q_{max,j} / 100 \quad (2.2)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: consommation maximale journalière (m^3) ;
- P_{max} : résidu maximal dans le réservoir (%), déterminé par :

$$P_{max}(\%) = |R_{max+}| + |R_{max-}| \quad (2.3)$$

- R_{max+} : Résidu maximum positif (%) ;
- R_{max-} : Résidu maximum négatif (%).

2.8.2 Méthode graphique

C'est une méthode basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière, en portant sur l'axe des abscisses les heures et sur l'axe des ordonnées le résidu cumulé. En additionnant en valeur absolue les écarts des deux extrêmes de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

2.9 Calcul du diamètre du réservoir

La hauteur du réservoir est variée entre 4 m et 5 m, on prend $H = 4$ m.

$$V_n = S_e \times H \quad (2.4)$$

Avec :

$$S_e = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (2.5)$$

Et

Ou
$$D_R = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times H}} \quad (2.6)$$

- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

- S_e : Section du réservoir (m^2) ;
- H : Hauteur utile optimale d'eau (m) ;
- D_R : Diamètre du réservoir (m) .

2.10 Calcul de la hauteur d'incendie dans le réservoir

La hauteur d'incendie est donnée comme suit :

$$V_{inc} = 120m^3$$

Donc

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \quad (2.7)$$

2.11 Dimensionnement du réservoir d'Azaghar

Le réservoir existant alimente l'agglomération de la zone d'Azaghar dont le nombre d'habitants est de 13720 et le débit max journalier est de 3379,22 (m^3/j) par le système de refoulement. Le tableau (2.1) représente le calcul de la capacité du réservoir :

Tableau (2.1) : Détermination de la capacité du réservoir Azaghar

Heurs	Apport	Sortie	Déficit	Surplus	Résidu (%)
00 – 01	5	1,50		3,5	3,5
01 – 02	5	1,50		3,5	7,00
02 – 03	5	1,50		3,5	10,5
03 – 04	5	1,50		3,5	14,00
04 – 05	5	2,50		2,5	16,5
05 – 06	5	3,50		1,5	18
06 – 07	5	4,50		0,5	18,5
07 – 08	5	5,50	0,5		18
08 – 09	5	6,25	1,25		16,75
09 – 10	5	6,25	1,25		15,5
10 – 11	5	6,25	1,25		14
11 – 12	5	6,25	1,25		12,75
12 – 13	5	5,00		0	12,75

Tableau (2.1) : Détermination de la capacité du réservoir Azaghar (suite et fin)

Heurs	Apport	Sortie	Déficit	Surplus	Résidu (%)
13 – 14	5	5,00		0	12,75
14 – 15	5	5,50	0,5		12,25
15 – 16	5	6,00	1		11,25
16 – 17	5	6,00	1		10,25
17 – 18	5	5,50	0,5		9,75
18 – 19	5	5,00		0	9,75
19 – 20	5	4,50		0,5	10,25
20 – 21	0	4,00	4,00		6,25
21 – 22	0	3,00	3,00		3,25
22 – 23	0	2,00	2,00		1,25
23 – 00	0	1,50	1,50		-0,25
Total	100	100			

D'après le tableau (2.1) :

$$P\% = |18,5| + |0,25| = 18,75\%$$

$$V_{\max} = P\% \times Q_{\max.j} / 100 = 18,75 \times 3379,22 / 100 = 633,60 m^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{633,60 m^3}$$

$$V_T = 633,60 + 120 = 753,60 m^3$$

On choisira un volume de 800 m³, vu que le réservoir existant ayant une capacité de 300m³, donc le volume du réservoir projeté sera 500m³.

Le diamètre du réservoir d'Azaghar est :

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \times 500}{4 \times \pi}}$$

$$D_R = 12,961 \text{ m on prend } D = 13 \text{ m}$$

La hauteur d'incendie est :

$$\text{On a } V_{inc} = 120 m^3, \text{ donc : } H_{inc} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 13^2} = 1,06 \text{ m}$$

2.12 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné un ouvrage de stockage pour la zone d'étude Azaghar. La capacité totale du réservoir existant est de $300m^3$, alors que le volume calculé est estimé à $800 m^3$. La demande à l'horizon 2054 dépasse largement la capacité du réservoir existant donc la projection d'un autre réservoir d'une capacité de $500m^3$ et d'un diamètre de 13 m est nécessaire pour satisfaire les besoins des consommateurs. Le réservoir projeté sera dans le même endroit du réservoir existant.

Chapitre 3

Adduction

3.1 Introduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc, qanat) vers les lieux de consommation.

3.2 Type d'adduction

On distingue deux types d'adduction [2] :

3.2.1 Adduction par refoulement

Dans ce type d'adduction, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Dans cette conduite de refoulement, les eaux du captage sont relevées par une station de pompage.

3.2.2 Adduction gravitaire

Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. Elle s'effectue soit par aqueduc où l'écoulement de l'eau est libre, c'est-à-dire sans pression, soit par conduite forcée où l'écoulement est sous pression.

3.3 Choix du tracé

Pour faire un bon choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des conditions suivantes [2] :

- Il est important de s'abstenir de traverser les obstacles (routes, voies ferrées,...etc.) car cela implique la construction d'infrastructures spécifiques ;
- Éviter les contre-pentes qui peuvent engendrer, en exploitation des cantonnements d'air ;
- Éviter la répétition des travaux chers ou fragiles ;
- Entraîner des coûts de construction aussi bas que possible en évitant les niveaux élevés de refoulement.

3.4 Types de tuyaux

Les tuyaux les plus couramment utilisés dans le secteur d'alimentation d'eau potable sont :

- ✓ Les tuyaux en fonte ;
- ✓ Les tuyaux en acier ;
- ✓ Les tuyaux en béton armé ;

- ✓ Les tuyaux en matière plastique.

3.5 Le choix de type de conduite

Pour choisir un type de conduite, il faut juste se baser sur les conditions techniques et économiques telles que :

- ✓ Diamètre ;
- ✓ Pression supportée ;
- ✓ Les conditions d'installation et de transport ;
- ✓ La durabilité ;
- ✓ Le prix ;
- ✓ Du type de sol ;
- ✓ La disponibilité sur le marché.

Dans le cas d'un projet d'alimentation en eau potable, on utilise des matériaux comme :

3.5.1 Des conduites en PEHD

Le PEHD a de nombreux avantages, notamment [3] :

- Peut supporter les contraintes saisonnières (chaleur et froid) ;
- Peut résister durant 50ans ;
- Plus résistant au sel, au sable, à la poussière et aux matériaux corrosifs ;
- Connu pour sa flexibilité, sa stabilité chimique et son rapport force ;

Le PEHD peut être installé comme suit :

- Tranchée ouverte ;
- Alésage directionnel ;
- Alésage horizontal.

3.5.2 Des conduites en fonte

Les conduites en fonte présentent également de nombreux avantages à prendre en compte :

- Ils sont simples à raccorder, peuvent être posés dans toutes les conditions météorologiques ;
- Adaptent aux mouvements du sol grâce à leur ductilité ;
- Résistent aux conditions de transport et de manutention.

3.6 Description du schéma d'adduction

Deux conduites d'adduction prennent leur départ à partir du forage 1 (FR1) et forage 2 (FR2), situés à une altitude de 186 m, qui refoulent respectivement des débits de 25 m^3 et 22 m^3 vers la station de reprise SR1 sur un linéaire de 191m, la troisième destination est la station de reprise SR2, située à une altitude de 265 m qui refoule vers deux réservoirs, le premier est existant, se trouve à une altitude de 344 m, et possède une capacité de stockage de 300 m^3 et l'autre projeté aura une capacité de 450 m.

Le schéma de l'adduction est présenté dans la figure (3.1) suivante :

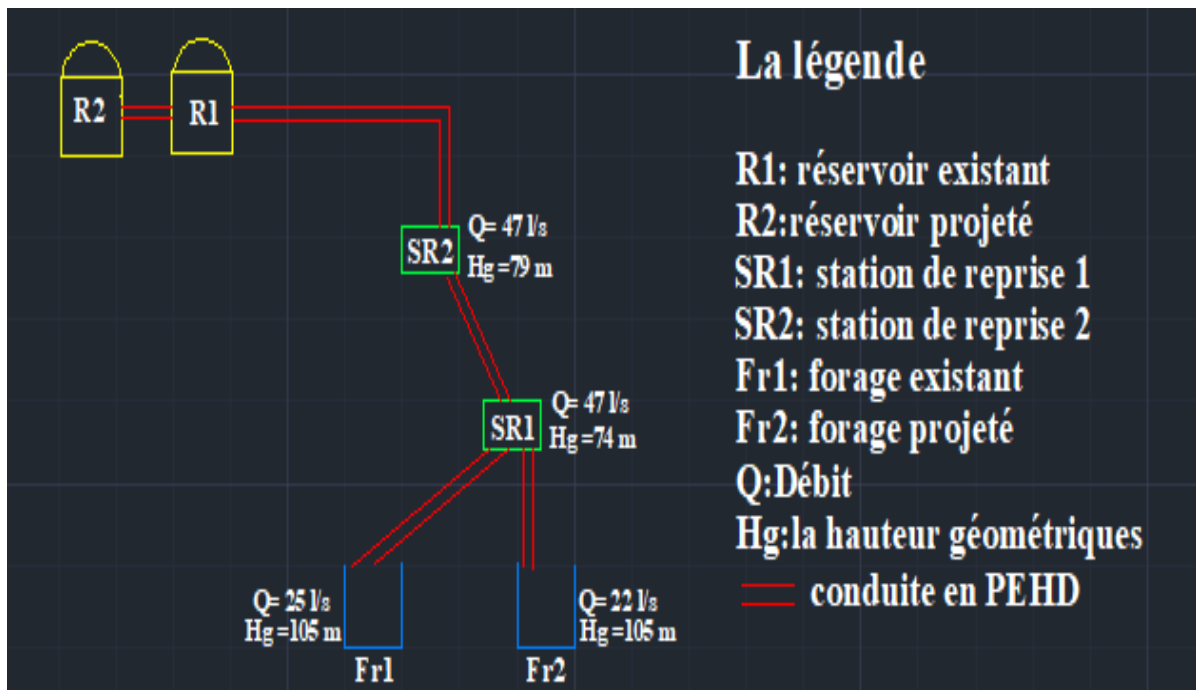


Figure (3.1) : Schéma d'adduction

3.7 Etude technico-économique des conduites

Son objectif est d'étudier le meilleur choix économique pour le diamètre de la conduite [2] :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante ;
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charge ;
- Les frais d'amortissement de la conduite, qui croissent avec le diamètre de la canalisation.

3.7.1 Calcul du diamètre économique

Pour déterminer le diamètre économique, on utilise les deux formules suivantes ;

- Formule de BRESS :

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (3.1)$$

- Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (3.2)$$

D'où :

- ✓ **D** : Le diamètre de la conduite (m) ;
- ✓ **Q** : Le débit véhiculé (m^3/s).

On prendra tous les diamètres compris entre BRESS et BONNIN, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s.

3.7.2 Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule ci-après :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (3.3)$$

Avec :

- **V** : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- **Q** : Le débit transitant dans la conduite (m^3/s) ;
- **D** : Le diamètre de la conduite (m).

3.7.3 Calcul des pertes de charge

On rencontre deux pertes de charge dans des conditions d'adduction :

3.7.3.1 Les pertes de charge linéaires

Elles sont données par la formule de Darcy-Weissbach [4] :

$$H_L = \frac{\lambda L v^2}{2gD} \quad (3.4)$$

Avec :

- H_L : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- λ : Coefficient de Darcy, calculé par les formules suivantes :

➤ **Régime turbulent rugueux**

Formule de Nikuradazi [4] :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \ln \left(\frac{K}{D} \right)]^{-2} \quad (3.5)$$

➤ **Régime de transition**

Formule de Colebrook [4] :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \times \log \left(\frac{K}{3,17 \times D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (3.6)$$

Où :

- K : Coefficient de rugosité de la conduite ;
- Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (3.7)$$

- V : Vitesse d'eau m/s ;
- ν : Viscosité cinématique de l'eau ;
- À 10°C : $\nu = 1,31 \times 10^{-6}$ (m²) ;
- À 20°C $\nu = 1 \times 10^{-6}$ (m²/s) ;
- À 30°C : $\nu = 0,08 \times 10^{-6}$ (m²/s).

A- La rugosité

La rugosité correspond à la taille moyenne des aspérités de la surface des parois sous l'influence de l'eau. Elle joue un rôle essentiel dans le choix des matériaux de tuyaux lors d'une étude d'un réseau hydraulique, elle est calculée par la formule suivante :

$$K = K_0 + \alpha t \quad (3.8)$$

Avec :

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs ($K_0 = 0,1$ mm pour l'acier neuf, pour le PEHD $K_0 = 0,01$ mm).
- α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de Peter Lamon donnée en annexe (2) ;
- t : Temps de service, $t = 25$ ans.

K (PEHD) : si $D \leq 200$ mm, $K = 0,01$ mm, si $D > 200$ mm, $K = 0,02$

✓ *La rugosité relative*

C'est le produit de la rugosité absolue K au diamètre de la conduite D.

$$\text{Rugosité relative} = K \times D \quad (3.9)$$

3.7.3.2 Les pertes de charge singulières H_S

Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$H_S = 0,1 \times H_L \quad (3.10)$$

Avec

- H_S : Pertes de charge singulières ;
- H_L : Pertes de charge linéaires.

Donc :

$$\Sigma H = 1,1 \times H_L \quad (3.11)$$

3.7.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)

C'est la différence d'énergie d'entrée et de sortie de la pompe, et sera calculée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + H_T \quad (3.12)$$

Avec :

$$H_T = H_a + H_r \quad (3.13)$$

Où

- H_g : La hauteur géométrique (m) ;

- H_T : Les pertes de charge totales (m) ;
- H_a : La perte de charge d'aspiration (m) ;
- H_r : La perte de charge de refoulement (m).

3.7.5 Calcul de la puissance absorbée de la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe, elle est calculée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (3.14)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à transiter (m^3/s) ;
- η : Rendement de la pompe (%).

3.7.6 Energie consommée par la pompe

Elle est calculée comme suit :

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (3.15)$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- P : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- t : Temps de pompage par jour.

3.7.7 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E \times P_r \quad (3.16)$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- P_r : Prix d'un KW.H selon le tarif de SONELGAZ, $P_r = 4,67$ (DA/ KWh).

3.7.8 Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (3.17)$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
- Pu : Prix du mètre linéaire de la conduite (m) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel qui est donné comme suit :

$$A = \frac{i}{[(i+1)^n - 1]} + i \quad (3.18)$$

Avec :

- i : Taux d'annuité (8%) ;
- ni : Nombre d'années d'amortissement, ni= 30 ans.

D'où :

$$A = \frac{0,08}{[(0,08+1)^{30} - 1]} + 0,08$$

$$A = 0,0888$$

3.7.9 Calcul du bilan B_L

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (3.19)$$

3.8 Dimensionnement des conduites d'adduction

3.8.1 Dimensionnement du tronçon FR1 – SR1

Ce tronçon transporte l'eau de FR1 existant vers SR1.

3.8.1.1 Données du tronçon FRI – SRI

Les caractéristiques du tronçon sont :

$Q = 25$ l/s ;

$L = 604$ m ;

$H_g = 105$ m ;

Côte du terrain naturel de la source : 186 m ;

Côte trop plein : 191m ;

$PN = 16$ bars.

3.8.1.2 Le diamètre optimal du tronçon FR1 – SR1

Le diamètre optimal est calculé comme suit :

- $D = \sqrt{0,025} = 0,158 \text{ m} = 158 \text{ mm}$
- $D = 1,5 * \sqrt{0,025} = 0,237 \text{ m} = 237 \text{ mm}$

Alors on prend le diamètre de la conduite PEHD : 160 mm, 200 mm, 250 mm.

3.8.1.3 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

Les valeurs des pertes de charge totales et les hauteurs manométriques totales du tronçon FR1– SR1 sont données dans le tableau (3.1) :

Tableau (3.1) : Détermination de la Hmt du tronçon FR1 – SR1

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	H_L (m)	H_T (m)	Hmt (m)
160	141,00	0,025	1,60	225866,20	0,0158	604	8,85	9,74	114,74
200	176,20	0,025	1,03	180744,23	0,0162	604	2,98	3,28	108,28
250	220,40	0,025	0,66	144496,98	0,017	604	1,02	1,12	106,12

3.8.1.4 Calcul des frais d'amortissement et d'exploitation

Les frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon FR1 – SR1 sont donnés dans le tableau (3.2) ci-dessous :

Tableau (3.2) : Frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon FR1- SR1

D_{ext} (mm)	P_a (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)	Prix (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
160	37,519	273889,10	1279062,10	2476,42	604	88203,10
200	35,406	258465,87	1207035,60	3620,17	604	192310,36
250	34,702	253325,49	1183030	6107,17	604	324424,56

3.8.1.5 Bilan global des frais

Les frais globaux du tronçon FR1–SR1 sont donnés dans le tableau (3.3) ci-dessous :

Tableau (3.3) : Bilan global du tronçon FR1–SR1

D_{ext} (mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
160	1279062	88203,10	1367265,2
200	1207036	192310,36	1399346
250	1183030	324424,56	1507454,6

D'après cette étude, en prenant en compte les aspects économiques et techniques, il est recommandé à choisir un diamètre de 160 mm, avec une vitesse de 1,6 m/s et un bilan minimal de 1367265,2 DA.

3.8.2 Dimensionnement du tronçon FR2- 2 réservoirs

Ce tronçon transporte l'eau de FR2 (projeté) vers les deux réservoirs.

3.8.2.1 Données du tronçon FR2–SR1

Les caractéristiques du tronçon sont :

$Q = 22$ l/s ;

$L = 538$ m ;

$H_g = 105$ m ;

Côte du terrain naturel de la source : 186m ;

Côte trop plein : 191 m ;

$P_N = 16$ bars.

3.8.2.2 Le diamètre optimal du tronçon FR2 - SR1

Le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{0,022} = 0,148 \text{ m} = 148 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 * \sqrt{0,022} = 0,222 \text{ m} = 222 \text{ mm}$$

Alors on prend le diamètre de la conduite PEHD : 160,200, 250 mm.

3.8.2.3 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

Les valeurs des pertes de charge totales et les hauteurs manométriques totales du tronçon FR2 - SR1 sont données dans le tableau (3.4) :

Tableau (3.4) : Détermination de la Hmt du tronçon FR2 – SR1

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	H_L (m)	H_T (m)	Hmt (m)
160	141	0,022	1.41	198762,25	0,016	538	6,18	6,80	111,80
200	176,2	0,022	0.90	159054,92	0,0167	538	2,12	2,33	107,33
250	220,4	0,022	0.58	127157,34	0,0172	538	0,71	0,78	105,78

3.8.2.4 Calcul des frais d'amortissement et d'exploitation

Les frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon FR2 - SR1 sont donnés dans le tableau (3.5) ci-dessous :

Tableau (3.5) : Frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon forage 2 - SR1

D_{ext} (mm)	P_a (KW)	E (kWh)	F_{exp} (DA)	Prix (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
160	32,17	234855,70	1096775.90	2476,42	583	126978
200	30,89	225461,60	1052905.53	3620,17	583	185624
250	30,44	222213,90	1037739.14	6107,17	583	313145

3.8.2.5 Bilan global des frais

Les frais globaux du tronçon FR2 - SR1 sont donnés dans le tableau (3.6) ci-dessous :

Tableau (3.6) : Bilan global du tronçon FR2- SR1

D_{ext} (mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
160	1096775,90	126978,34	1223754
200	1052905,50	185624,07	1238530
250	1037739,10	313144,90	1350884

D'après cette étude, le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse de 1,41 m/s et un bilan minimal de 1223754 DA.

3.8.3 Dimensionnement du tronçon SR1 - SR2

Ce tronçon transporte l'eau de SR1 vers SR2.

3.8.3.1 Données du tronçon SR1 – SR2

Les caractéristiques du tronçon sont :

$$Q = 47 \text{ l/s ;}$$

$$L = 2380 \text{ m ;}$$

$$H_g = 74 \text{ m ;}$$

Côte du terrain naturel de la source : 191 m ;

Côte trop plein : 265 m ;

PN = 16 bars.

3.8.3.2 Le diamètre optimal de SR1 - SR2

Le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{0,047} = 0,217 \text{ m} = 217 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 * \sqrt{0,047} = 0,325 \text{ m} = 325 \text{ mm}$$

Alors on prend le diamètre de la conduite PEHD : 200, 250, 315 mm.

3.8.3.3 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

Les valeurs des pertes de charge totales et les hauteurs manométriques totales du tronçon de SR1-SR2 sont données dans le tableau (3.7) :

Tableau (3.7) : Détermination de la Hmt du tronçon SR1 – SR2

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	H_L (m)	H_T (m)	Hmt (m)
200	145,2	0,047	2,84	412345,81	0,0155	2380	104,44	114,89	188,89
250	181,6	0,047	1,81	329695,00	0,0155	2380	33,92	37,31	111,31
315	228,8	0,047	1,14	261680,99	0,0154	2380	10,61	11,67	85,67

3.8.3.4 Calcul des frais d'amortissement et d'exploitation

Les frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon de SR1 - SR2 sont donnés dans le tableau (3.8) ci-dessous :

Tableau (3.8) : Frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon SR1 – SR2

D_{ext} (mm)	P_a (KW)	E (kWh)	F_{exp} (DA)	Prix (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
200	11,612	84768	395865,91	3620,17	2380	757779,24
250	6,843	49954	233282,97	6107,17	2380	1278361,70
315	5,267	38447	179547,42	9568,64	2380	2002921,60

3.8.3.5 Bilan global des frais

Les frais globaux du tronçon SR1 - SR2 sont donnés dans le tableau (3.9) ci-dessous :

Tableau (3.9) : Bilan global du tronçon SR1 – SR2

D_{ext} (mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
200	395865,91	757779,24	1153645,15
250	233282,97	1278361,70	1511644,66
315	179547,42	2002921,60	2182469,04

D'après cette étude, le coté économique nous conduit à choisir le diamètre 200 mm, mais l'aspect technique nous oblige à choisir le diamètre 250 mm, avec une vitesse de 1,81 m/s et un bilan de 1511644,66 DA.

3.8.4 Dimensionnement du tronçon SR2 - Réservoir

Ce tronçon transporte l'eau de la station de reprise vers deux réservoirs.

3.8.4.1 Données du tronçon SR2 – Réservoir

Les caractéristiques du tronçon sont :

Q= 47 l/s ;

L= 782 m ;

Hg =79 m ;

Côte du terrain naturel de la source :265 ;

Côte trop plein : 344 m ;

PN =16 bars.

3.8.4.2 Le diamètre optimal de SR2 - Réservoir

Le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{0,047} = 0,217 \text{ m} = 217 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 * \sqrt{0,047} = 0,325 \text{ m} = 325 \text{ mm}$$

Alors on prend le diamètre de la conduite PEHD : 200, 250, 315 mm.

3.8.4.3 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

Les valeurs des pertes de charge totales et les hauteurs manométriques totales du tronçon station de reprise – réservoir sont données dans le tableau (3.10) :

Tableau (3.10) : Détermination de la Hmt du tronçon SR2 – Réservoir

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	H_L (m)	H_T (m)	Hmt (m)
200	145,2	0,047	2,84	412345,81	0,0155	782	34,317	37,75	116,75
250	181,6	0,047	1,81	329695,00	0,0155	782	11,145	12,26	91,26
315	228,8	0,047	1,14	261680,99	0,0154	782	3,509	3,86	82,86

3.8.4.4 Calcul des frais d'amortissement et d'exploitation

Les frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon SR2 – Réservoir sont donnés dans le tableau (3.11) ci-dessous :

Tableau (3.11) : Frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon SR2 - Réservoirs

D_{ext} (mm)	P_a (KW)	E (kWh)	F_{exp} (DA)	Prix (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
200	7,177	52393,87	244679,39	3620,17	782	248984,61
250	5,610	40954,96	191259,68	6107,17	782	420033,13
315	5,094	37185,44	173655,98	9568,64	782	658102,82

3.8.4.5 Bilan global des frais

Les frais globaux du tronçon SR2 – réservoir sont donnés dans le tableau (3.12) ci-dessous :

Tableau (3.12) : Bilan global du tronçon SR2 - Réservoir

D_{ext} (mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	B_L (DA)
200	244679,39	248984,61	493664,00
250	191259,68	420033,13	611292,81
315	173655,98	658102,82	831758,80

D'après cette étude, le coté économique nous conduit à choisir le diamètre 200 mm, mais l'aspect technique nous obligé à choisir le diamètre 250 mm, avec une vitesse de 1,81 m/s et un bilan de 611292,81 DA.

3.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné et évalué divers paramètres, tels que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement des tronçons. On est arrivé à choisir deux diamètres pour quatre tronçons. Un diamètre de 160 mm pour les tronçons FR1-SR1 et FR2-SR1 avec deux vitesses respectivement de 1,60 m/s, 1,41m/s, et un diamètre de 250 mm pour les tronçons SR1-SR2 et SR2- Réservoir avec une vitesse de 1,81 m/s.

Chapitre 4

Pompes et coup de bélier

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on passera au choix des pompes adéquates à l'installation hydraulique étudiée, ainsi que l'analyse du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier.

Les pompes sont des machines mécaniques utilisées dans les systèmes hydrauliques afin de circuler les fluides d'une région de basse pression vers une région à grande pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

Par ailleurs, le coup de bélier en hydraulique est un phénomène oscillatoire qui se produit dans les canalisations d'eau. Il résulte d'un écoulement non permanent (transitoire) dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci. Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative liée à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde).

4.2 Pompes

4.2.1 Classification des pompes

Les pompes sont classées selon deux grandes catégories [4] :

4.2.1.1 Les pompes volumétriques

Les pompes volumétriques sont de grande diversité on cite deux genres essentiels :

Les pompes volumétriques rotatives sont des pompes à vis, à engrenages, à palettes ;

Les pompes volumétriques alternatives sont des pompes à piston, à diaphragme, à cylindre, à vérin.

Généralement ce type est utilisé pour les hautes pressions et les faibles débits

4.2.1.2 Les turbopompes

Le principe de fonctionnement d'une turbopompe consiste dans l'augmentation du moment cinétique ou de la circulation du liquide au moyen d'une roue fixée sur un arbre tournant.

On distingue trois types de pompes :

- ✓ Pompes centrifuges ;

- ✓ Pompes hélices ;
- ✓ Pompes hélico-centrifuges.

4.2.2 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Trois courbes principales peuvent être utilisées pour représenter les caractéristiques d'une pompe centrifuge et ses performances sont :

- La courbe débit - hauteur qui représente les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits : $H = f(Q)$.
- La courbe débit - rendement qui exprime les variations des différents rendements en fonction des débits : $\eta = f(Q)$.

Cette courbe représente un maximum pour une certaine valeur du débit

- La courbe débit – puissance absorbée qui représente les variations des différentes puissances en fonction des débits : $P = f(Q)$.

Les Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge sont illustrées dans la figure (4.1) suivantes :

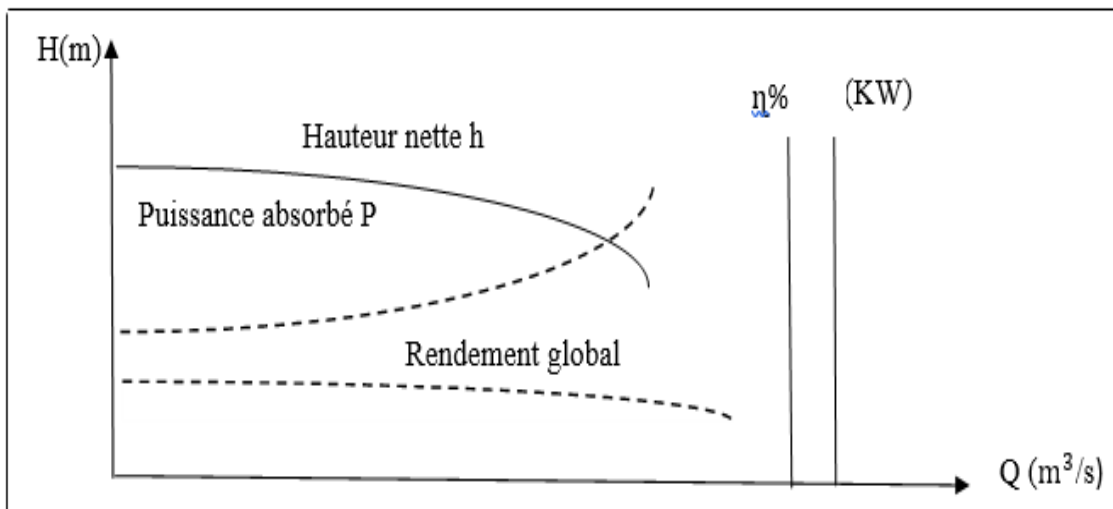


Figure (4.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

4.2.3 Caractéristiques des pompes centrifuges

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- Le débit à refouler ;
- La hauteur manométrique totale ;

- La puissance et le rendement ;
- La vitesse spécifique.

4.2.4 Choix du type de pompe

Pour choisir le type de pompe à utiliser, on doit prendre en considération ces plusieurs variables comme : Hmt, le débit à refouler (Q), le rendement de la pompe et de vérifier le risque de cavitation.

4.2.5 Constitution d'une pompe centrifuge

Une pompe centrifuge est construite pour répondre à des conditions de fonctionnement : débit à élever à une hauteur h , en général une pompe comporte [2,5,7] :

4.2.5.1 La roue

Appelé aussi turbine, impulseur ou rotor, c'est la partie essentielle d'une turbopompe. Elle est caractérisée par les angles de ses aubages, ses diamètres, sa largeur et la vitesse à laquelle elle doit tourner. Elle peut être construite fermée, c'est-à-dire que ses aubes sont comprises entre deux flasques, semi-ouverte ou complètement ouverte. La figure (4.2) représente les différents types de roues de pompes.

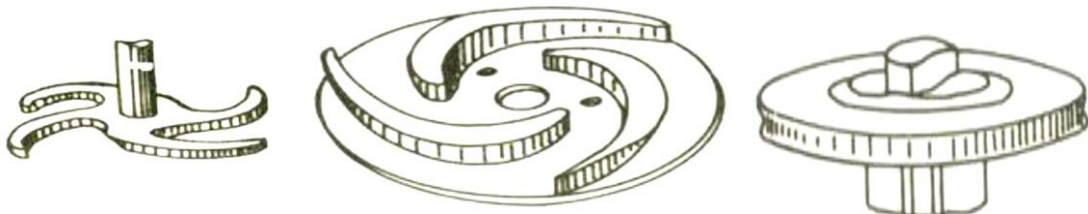


Figure (4.2) : Types de roues de pompes

4.2.5.2 Un diffuseur

Appelé aussi stator, construit en matière moulée, généralement en métal. Il est formé d'aubage offrant la collecte du fluide à la sortie de la roue pour l'acheminer vers la section (croissante) de la sortie de la machine (Figure (4.3)).

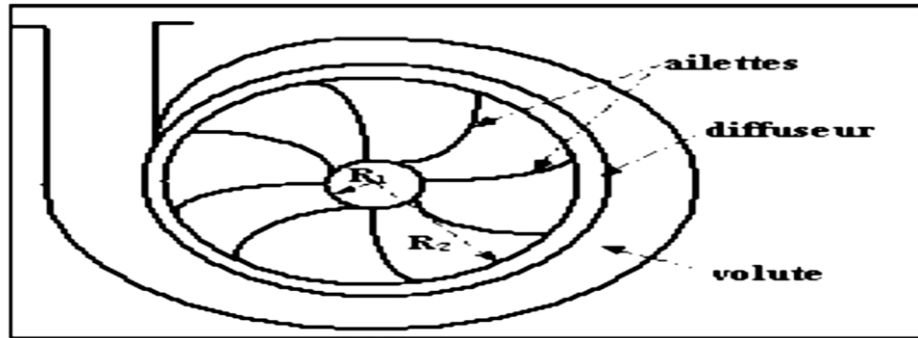


Figure (4.3) : Un diffuseur

4.2.5.3 Des canaux de retour

Les canaux de retour présentent une section constante, sauf s'il font de la diffusion. Leur rôle est de ramener l'eau à une vitesse basse qu'elle possède à sa sortie du diffuseur.

4.2.5.4 Presse-étoupe

Appelée aussi un distributeur, son rôle est d'assurer l'étanchéité de la roue. La figure (4.4) suivante représente un presse-étoupe.

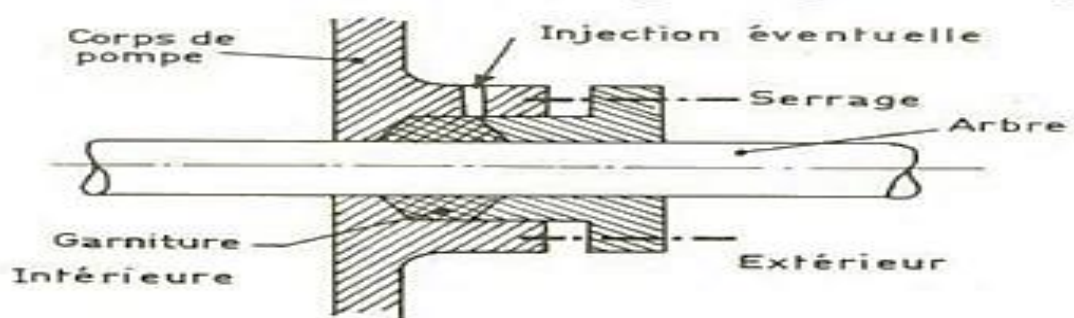


Figure (4.4) : Une presse-étoupe

4.2.6 Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon la hauteur d'élévation recherchée ou le débit [7].

4.2.6.1 Couplage en série

Les débits qui traversent dans deux pompes en série sont les mêmes, et l'on ajoute les énergies c'est-à-dire les hauteurs qu'elles fournissent à l'eau. La figure (4.5) représente les caractéristiques de deux pompes en série.

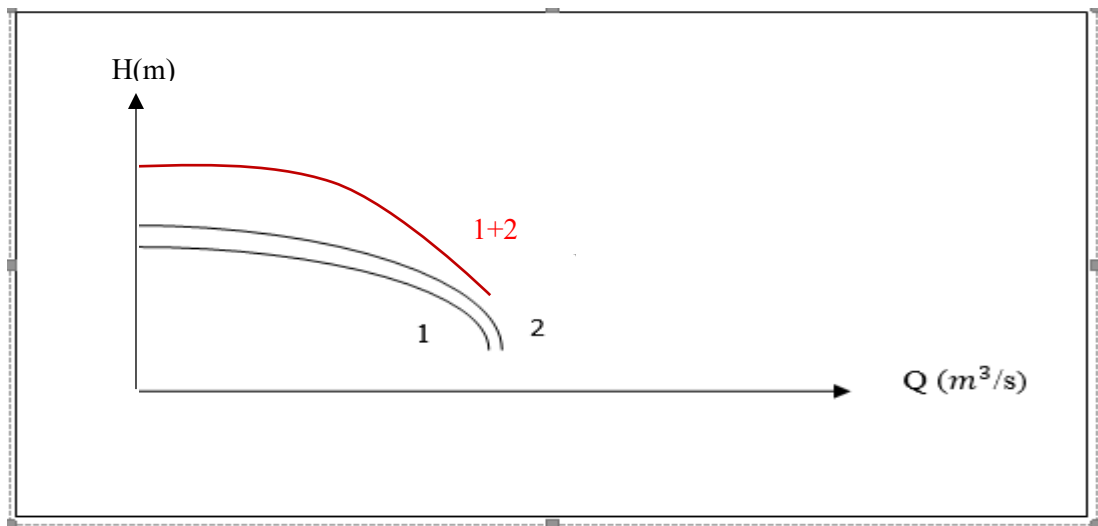


Figure (4.5) : Caractéristiques de deux pompes en série

4.2.6.2 Couplage en parallèle

Si deux pompes sont couplées hydrauliquement en parallèle, il est nécessaire que les hauteurs soient égales et que les débits s'additionnent. Cependant, si les pompes ont des caractéristiques très différentes, cela peut causer des difficultés qui surgissent généralement pour les petits débits. On peut utiliser un clapet pour éviter qu'une pompe n'absorbe une partie du débit fourni par l'autre. Parfois, ajouter une deuxième pompe peut réduire le débit. En pratique, il est préférable d'éviter de coupler des pompes différents. La figure (4.6) représente les caractéristiques de deux pompes en parallèle.

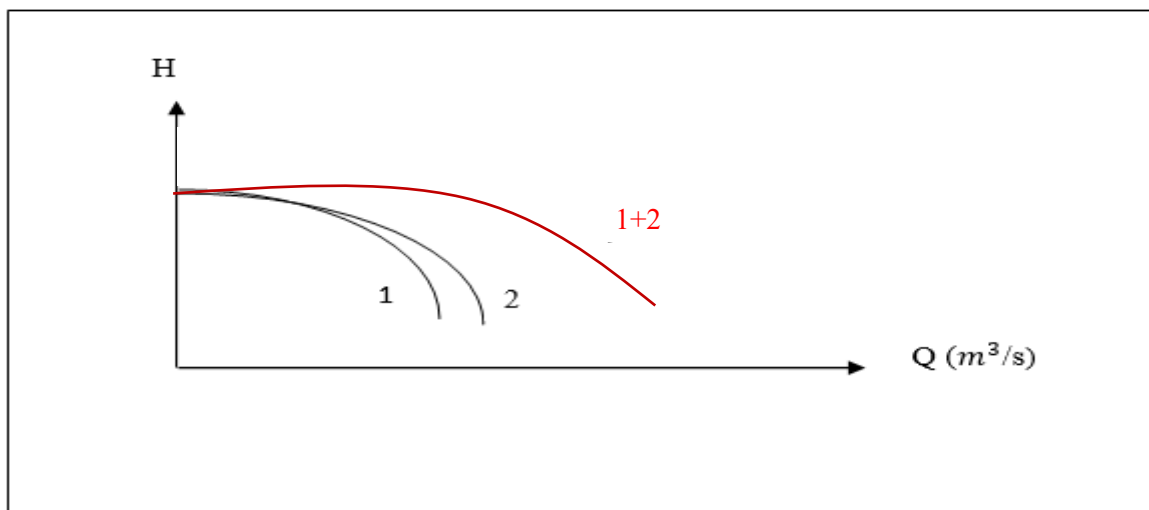


Figure (4.6) : Caractéristiques de deux pompes en parallèle

4.2.7 Le point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est le point d'intersection entre la courbe caractéristique de la conduite et la courbe caractéristique de la pompe, comme le représente la figure (4.7).

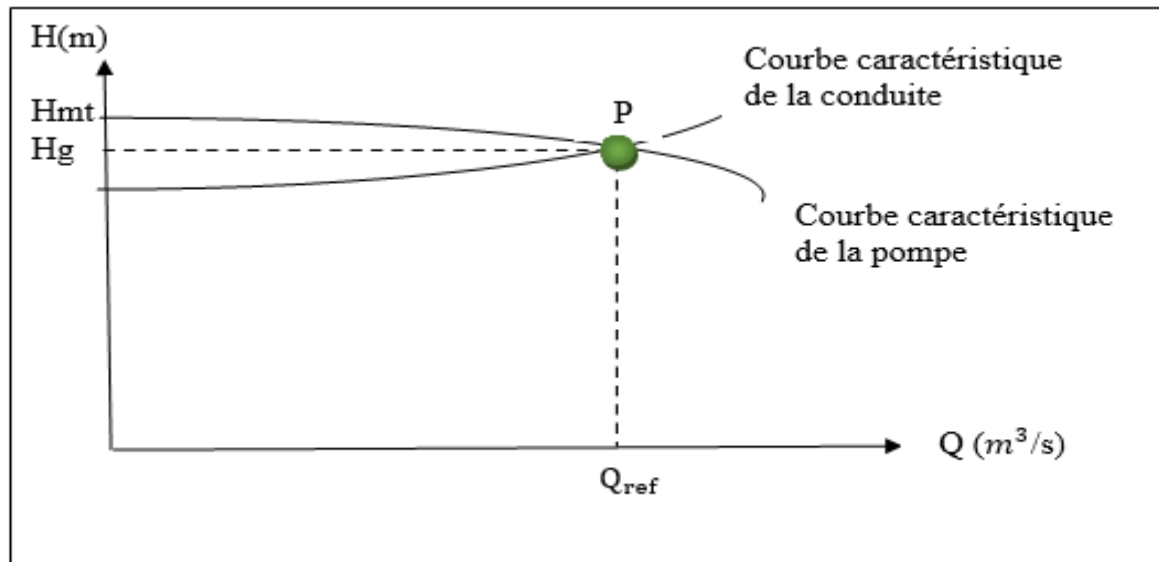


Figure (4.7) : Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

4.2.8 Méthode d'ajustements du point de fonctionnement de la pompe

L'ajustement peut être effectué de différentes façons, telles que :

4.2.8.1 Modification du temps de pompage

Pour trouver un nouveau temps de pompage, on peut utiliser la formule suivante :

$$T_p \times Q = T \times Q_1 \quad (4.1)$$

D'où :

$$T = (T_p \times Q) / Q_1 \quad (4.2)$$

Avec :

- T_p : temps de pompage, égal à 20 h ;
- T : nouveau temps de pompage ;
- Q : Le débit au point de fonctionnement désiré (m^3/s) ;
- Q_1 : Le débit au point de fonctionnement (m^3/s).

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = (Q_1 \times g \times H_{mt})/\eta \quad (4.3)$$

Et les frais d'exploitation de la pompe seront donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = P_a \times T \times 365 \times P_r \quad (4.4)$$

4.2.8.2 Régulation par étouffement

La régulation par étouffement ou bien vannage, elle crée des pertes de charge qui permettent d'obtenir le débit désiré .la valeur de perte de la charge est exprimée par la formule suivante [8]:

$$h = H' - H_1 \quad (4.5)$$

Avec :

- ✓ h : perte de charge engendrée par le vannage (m);
- ✓ H' : la hauteur manométrique du point désiré (m) ;
- ✓ H_1 : la distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$P_a = (Q \times g \times H')/\eta \quad (4.6)$$

Avec :

- ✓ η : Rendement de la pompe.

Les frais d'exploitation de la pompe sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = P_a \times T_p \times 365 \times P_r \quad (4.7)$$

4.2.8.3 Rognage de la roue

Le rognage se produit lorsque le diamètre extérieur de la roue diminue, ce qui entraîne une baisse de la hauteur de refoulement, mais avec la même vitesse de rotation. On obtient alors la formule suivante [8] :

$$m = \left(\frac{Q}{Q_1}\right)^{1/2} \times \left(\frac{H_1}{H_{mt}}\right)^{1/2} \quad (4.8)$$

Avec :

✓ **m** : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage **r** est :

$$\mathbf{r = 1 - m \text{ (\%)}} \quad (4.9)$$

Alors la puissance absorbée par la pompe devient :

$$\mathbf{P_a = \frac{Q \times g \times H_1}{\eta}} \quad (4.10)$$

Les frais d'exploitation de la pompe sont donnés par la formule suivante :

$$\mathbf{F_{exp} = P_a \times T_p \times 365 \times P_r} \quad (4.11)$$

4.2.8.4 La vitesse de rotation de la roue

Lorsque la vitesse de rotation diminue, cela entraîne une diminution du débit et de la puissance. On trace une courbe appelée iso-rendement ($H=aQ^2$) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_2(H_2, Q_2)$ [8].

On a l'équation de la courbe iso-rendements qui s'écrit :

$$\mathbf{H_2 = \frac{H_1}{Q^2} \times Q_2^2} \quad (4.12)$$

Et l'équation de la pompe s'écrit :

$$\mathbf{H_p = \frac{H_{mt} - H_1}{Q_1 - Q} \times Q_2^2 + H_1} \quad (4.13)$$

La nouvelle vitesse de rotation est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{N' = N \times \frac{Q}{Q_2}} \quad (4.14)$$

Avec :

- **N'**: La nouvelle vitesse de rotation de la roue de la pompe (tr/min);
- **N** : La vitesse de rotation de la roue de la pompe (tr/min) ;
- **Q** : Le débit fourni par la pompe (l/s) ;
- **Q₂**: Le nouveau débit fourni par la pompe (l/s).

La puissance absorbée par la pompe devient :

$$\mathbf{P_a = \frac{Q \times g \times H_1}{\eta}} \quad (4.15)$$

Les frais d'exploitation de la pompe sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = P_a \times T_p \times 365 \times P_r \quad (4.16)$$

4.2.9 La cavitation

C'est un phénomène qui se produit préférentiellement lors de l'aspiration des pompes au moment de la rotation lorsque la pression statique descend en dessous de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles, des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevée. Ce qui provoque d'importantes perturbations, des bruits dans l'écoulement, des vibrations, et une érosion des matériaux au niveau de la pompe et la détérioration des caractéristiques hydrauliques [7].

Pour éviter la cavitation dans le fonctionnement de la pompe, il faut vérifier la condition suivante :

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

Pour une alimentation en charge :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad (4.17)$$

Pour une alimentation en dépression :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad (4.18)$$

Avec :

- H_a : hauteur d'aspiration en (m) ;
- ΔH_a : perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $\frac{P_0}{g \cdot \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_v : la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (4.1) :

Tableau (4.1) : Tension de vapeur en fonction de la température

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$T_v(m)$	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,3

4.2.10 Choix du type des pompes

Pour choisir les types des pompes pour les différents points de refoulement, on utilise le catalogue numérique « [CAPRARI PUMP TUTOR](#) ».

4.2.10.1 Tronçons *FR1 – SR1*

A- Caractéristiques de la conduite

$$Q = 25 \text{ l/s}$$

La hauteur géométrique : 105 m

La hauteur manométrique : 115 m

B- Caractéristiques de la pompe

Nous avons choisi une pompe immergée semi-axiale de type « E9S50/6A + MC850 », avec les caractéristiques suivantes :

N : 2900 tr/min ;

$NPSH_r$: 3,94 m ;

Rendement : 78,4 % ;

Puissance moteur P : 37 KW ;

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q_1 = 25 \text{ l/s}, H_{mt} : 115 \text{ m})$;

Le point désiré : $P = (Q = 25 \text{ l/s}, H = 115 \text{ m})$.

Les courbes caractéristiques de la pompe du tronçon FR1-SR1 sont représentées dans la figure (4.8) ci-dessous :

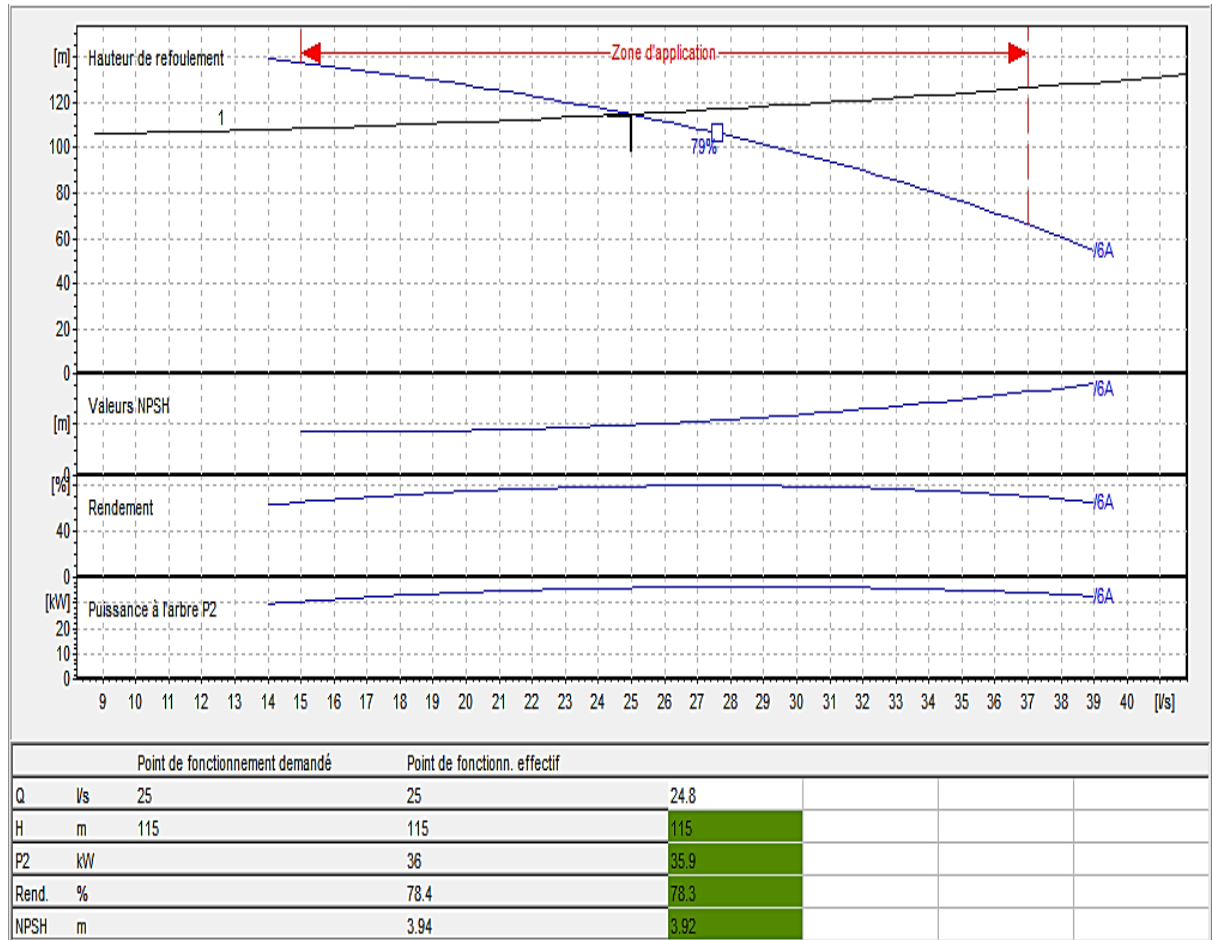


Figure (4.8) : Courbes caractéristiques de la pompe immergée de type « E9S50/6A+ MC850 » du tronçon du FR1- SR1

C- Etude de la cavitation

La cavitation est vérifiée car les pompes immergées sont toujours placées à 0.5 m au-dessous du niveau dynamique.

4.2.10.2 tronçons FR2 – SR1

A- Caractéristiques de la conduite

Q= 22 l/s ;

La hauteur géométrique :105 m ;

La hauteur manométrique : 111,80 m.

B- Caractéristiques de la pompe

Nous avons choisi une pompe immergée semi-axiale de type « E10R35/5+ MC850» avec les caractéristiques suivantes :

N :2900 tr/min ;

$NPSH_r$: 2,77 m ;

Rendement :74,4% ;

Puissance moteur P : 51 KW ;

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q_1=22 \text{ l/s, Hmt} = 112\text{m})$;

Le point désiré : $P = (Q = 22 \text{ l/s, H} =111,80 \text{ m})$.

La figure (4.9) ci-dessous représente Les courbes caractéristiques de la pompe du tronçon FR2-SR1.

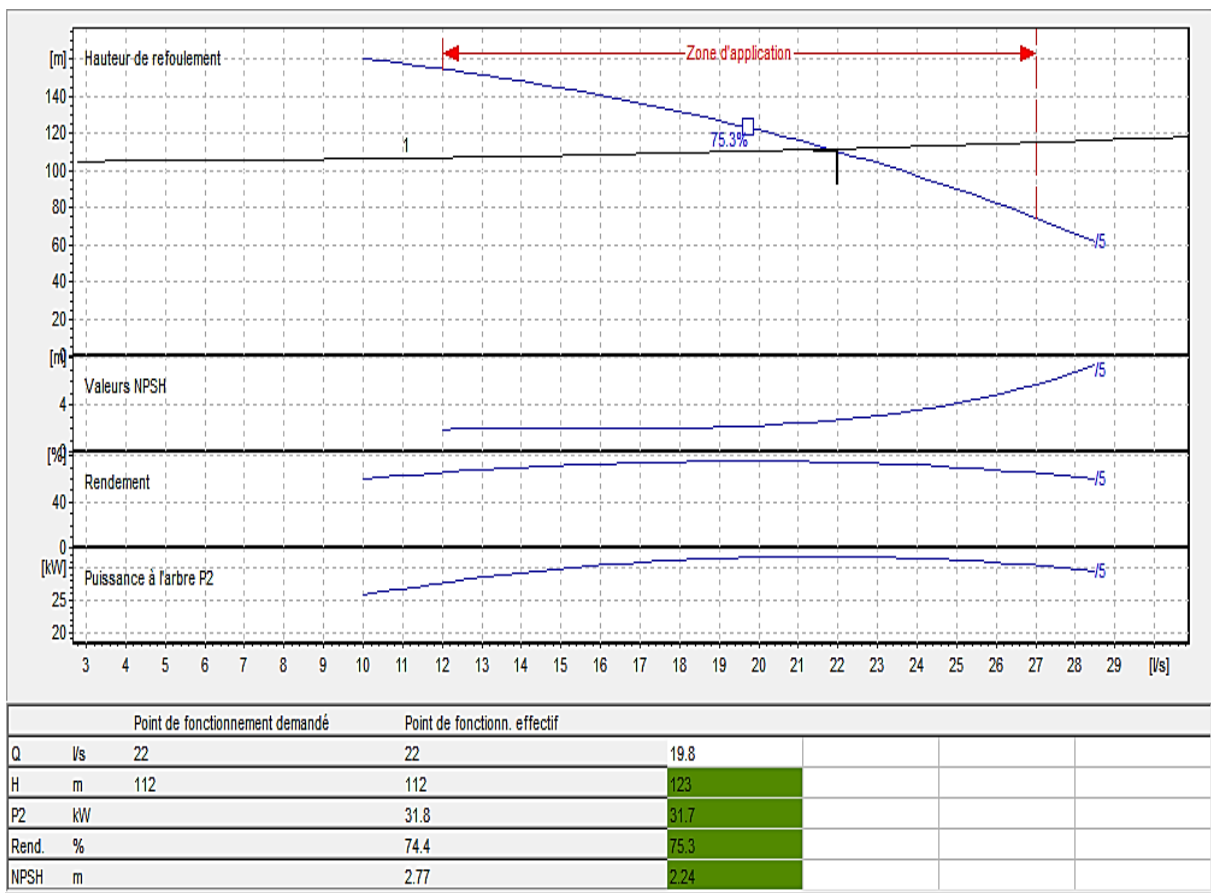


Figure (4.9) : Courbes caractéristiques de la pompe immergée de type « E10R35/5+ MC850» du tronçon du FR2-SR1

C- Etude de la cavitation

La cavitation est vérifiée car les pompes immergées sont toujours placées à 0.5 m au-dessous du niveau dynamique.

4.2.10.3 Station de pompage du tronçon SR1 - SR2**A- Caractéristiques de la conduite**

$Q = 47 \text{ l/s}$

La hauteur géométrique : 74 m

La hauteur manométrique 111,31 m

B- Caractéristiques de la pompe

Nous avons choisi une pompe multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type « PM 125/ 5 A » avec les caractéristiques suivantes :

$N : 1450 \text{ tr/min}$;

$NPSH_r : 2,43 \text{ m}$;

Rendement : 74,8 % ;

Puissance moteur $P : 75 \text{ KW}$;

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 47 \text{ l/s}, H_{mt} = 111 \text{ m})$;

Le point désiré : $P = (Q_1 = 47 \text{ l/s}, H_1 = 111,31 \text{ m})$.

Les courbes caractéristiques de la pompe du tronçon SR1-SR2 sont représentées dans la figure (4.10) ci-dessous :

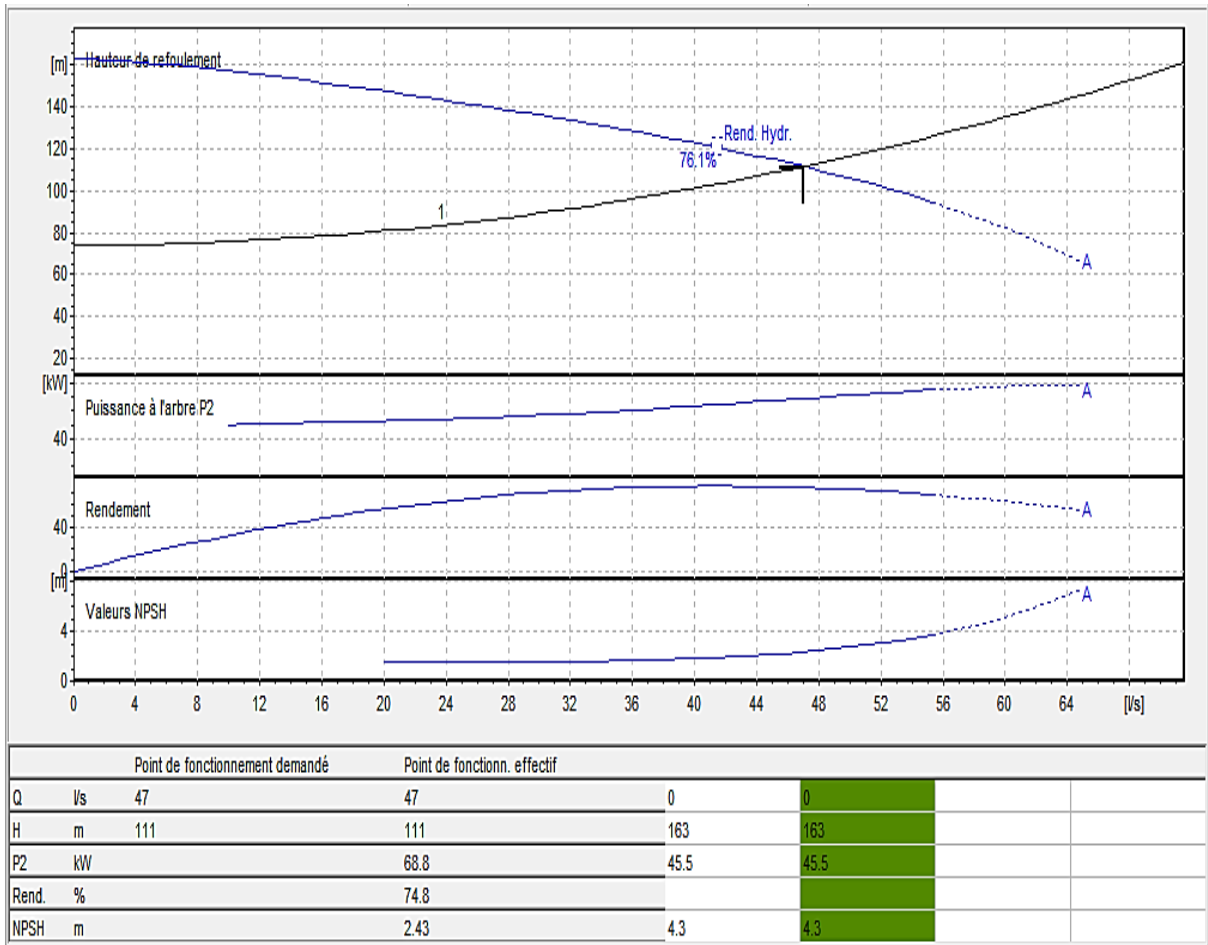


Figure (4.10) : Courbes caractéristiques de la pompe «PM 125/ 5 A » du tronçon SR1-SR2

C- Etude de la cavitation

On a : $NPSH_r = 2,43 \text{ m}$, $H_a = 0 \text{ m}$, $\Delta H_a = 0$

En appliquant l'équation (4.12) on aura :

$$NPSH_d = 10,33 + 0 - 0,24 = 10,09 \text{ m}$$

Donc la condition $NPSH_d > NPSH_r$ est vérifiée, alors la pompe ne cavite pas.

4.2.10.4 Station de pompage du tronçon SR2 - Réservoir

A- Caractéristiques de la conduite

$Q = 47 \text{ l/s}$

La hauteur géométrique : 79 m

La hauteur manométrique : 91,26 m

B- Caractéristiques de la pompe

Nous avons choisi une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type « PM 100/2B 0 », avec les caractéristiques suivantes :

N : 2900 tr/min ;

$$\frac{DH}{H} = 1,5\% ;$$

$NPSH_r$: 6,9 m ;

Rendement : 69,6 % ;

Puissance moteur P : 44,1 KW ;

Le point de fonctionnement $P_1 = (Q = 49,7 \text{ l/s}, H_{mt} = 92,7 \text{ m})$;

Le point désiré : $P = (Q_1 = 47 \text{ l/s}, H_1 = 91,26 \text{ m})$.

Les courbes caractéristiques de la pompe du tronçon SR2-Réservoir sont représentées dans la figure (4.11) ci-dessous :

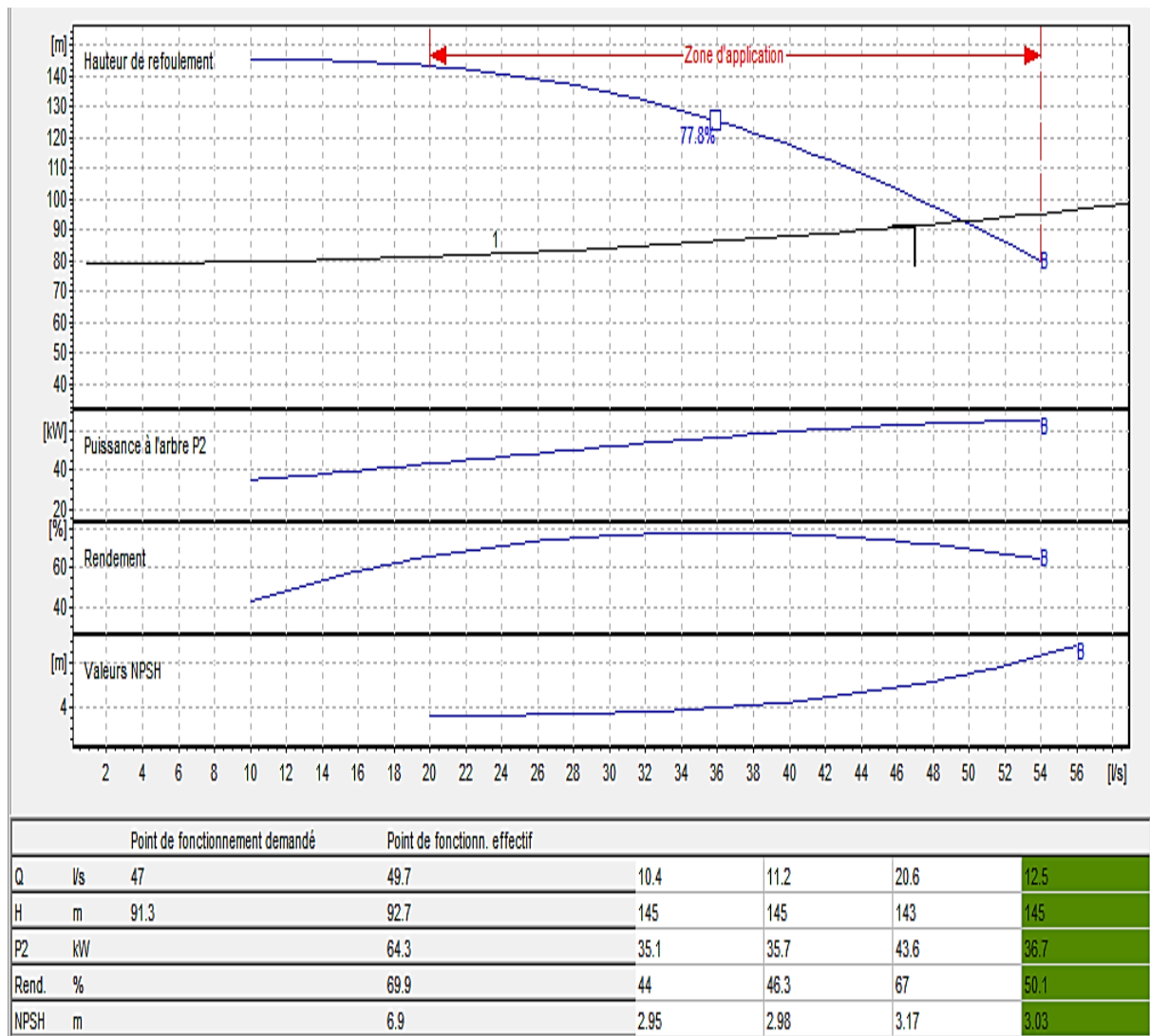


Figure (4.11) : Courbes caractéristiques de la pompe « PM 100/2B », du tronçon SR2-réservoir

D’après la figure (4.11), Le point de fonctionnement de la pompe ne correspond pas au point désiré. On remarque clairement que le débit de la pompe est important par rapport au débit désiré, donc nous allons réduire le débit fourni par la pompe avec une des méthodes d'ajustement connues.

4.2.13.3 Réalisation du point désiré

A - Réduction du temps de pompage

En appliquant les équations (4.2), (4.3) et (4.4) on aura :

$$T_1 = (47/ 49,7) \times 20= 18,91 \text{ h}$$

$$P_a = (0,0497 \times 9,81 \times 92,7 \times 1000) /0,699=64,65 \text{ kW}$$

$$F_{exp} = (64,65 \times 18,91 \times 365 \times 4,67) = 2083866,06 \text{ DA}$$

B - Vitesse de rotation de la roue

C'est la courbe de la pompe qui passe par les deux points suivants :

Le point 1 = ($Q_1 = 0 \text{ l/s}$, $H_1 = 145\text{m}$) ;

Le point de fonctionnement P = ($Q = 49,7 \text{ l/s}$, $H_{mt} = 92,7\text{m}$).

Nous avons $H_2 = 0,0412 \times Q^2$ et $H_p = -0,0211 \times Q^2 + 145$

Les valeurs de la courbe caractéristique de la pompe « PM 100/2B » et la courbe d'iso-rendement sont données dans le tableau (4.2) ci-dessous :

Tableur (4.2) : Valeur de H_p et H_2 en fonction du débit refoulé

Q (l/s)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
H(m)	0	1,03	4,12	9,27	16,48	25,75	37,08	50,47	65,92	83,43	103	124,63
H_p	145	144,47	142,89	140,25	136,56	131,81	126,01	119,15	111,24	102,27	92,25	81,17

Les courbes de H_p et l'iso rendement de la pompe « PM 100/2B » sont représentées dans la figure (4.12) ci-après :

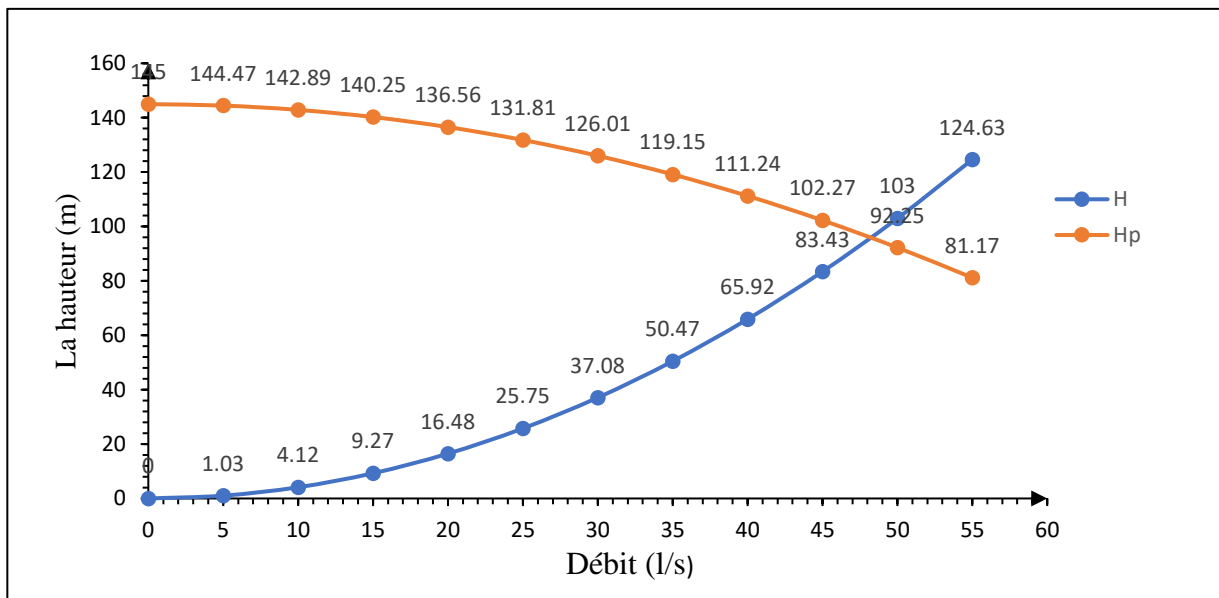


Figure (4.12) : Courbes de H_p et H_2 en fonction du débit refoulé

On met

$$H_2 = H_p$$

$$0,0412 \times Q^2 = -0,0211 \times Q^2 + 145$$

$$\text{Donc } Q_2 = 48,24 \text{ l/s, } H_2 = 95,87 \text{ m}$$

D'après les équations (4.14), (4.15) et (4.16), on trouve :

$$N' = 2900 \times \frac{47}{48,24} = 2825,45 \text{ tr/min}$$

$$P_a = (0,04824 \times 9,81 \times 95,87 \times 1000) / 0,699 = 64,90 \text{ kW}$$

$$F_{exp} = (64,90 \times 20 \times 365 \times 4,67) = 2212505,90 \text{ DA}$$

C - Etouffement (vannage)

Les coordonnées du point H' sont : H' = 95,87 m, Q' = 48,24 l/s et $\eta = 69,9\%$;

En appliquant l'équation (4.5) (4.6), (4.7), on aura

$$h = 95,87 - 91,26 = 4,61 \text{ m ;}$$

$$P_a = (Q' \times g \times H' \times \rho) / \eta = (0,04824 \times 9,81 \times 95,87 \times 1000) / 0,699 = 64,90 \text{ kW.}$$

$$F_{exp} = P_a \times T \times 365 \times Pr = 64,90 \times 18,91 \times 365 \times 4,67 = 2091924,33 \text{ DA.}$$

D - Rognage de la roue

D'après les équations (4.8), (4.9), (4.10) et (4.11) ci-dessus, on aura :

$$m = (47/49,7)^{1/2} \times (91,26/92,7)^{1/2} = 0,96$$

$$r = (1-m) \times 100\% = (1-0,96) \times 100\% = 4 \%$$

$$P_a = (0,047 \times 9,81 \times 91,26 \times 1000) / 0,699 = 60,19 \text{ kW}$$

$$F_{exp} = (60,19 \times 20 \times 365 \times 4,67) = 2051937,29 \text{ DA}$$

En conclusion, d'un point de vue économique, nous choisirons une régulation plus efficace et rentable, connue sous le nom de "Rognage". Cette méthode offre l'avantage d'avoir des coûts d'exploitation de 2051937,29 DA. Pour l'aspect pratique, la solution la plus faisable serait de diminuer le temps de pompage.

E- Etude de la cavitation

On a : $NPSH_r = 6,9 \text{ m}$, $H_a = 0 \text{ m}$, $m = 1$, $\Delta H_a = 0$

En appliquant l'équation (4.17) on aura :

$$NPSH_d = 10,33 + 0 - 0,24 = 10,09 \text{ m}$$

Donc la condition $NPSH_d > NPSH_r$ est vérifiée, alors la pompe ne cavite pas.

4.3 Etude du coup de bélier

4.3.1 Causes du phénomène de coup de bélier

Les causes les plus fréquentes de ce phénomène sont les suivantes [9] :

- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Changement de la vitesse d'une pompe ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe dépitant dans une conduite déjà alimentée.

4.3.2 Moyenne de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet [2,5] :

- Limiter la surpression ;
- Limiter la dépression.

Les appareils les plus utilisés sont :

4.3.2.1 Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe. Grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble.

Ce système généralement n'est pas praticable que sur les installations de faible puissance.

4.3.2.2 Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge aussi appelé clapet de décharge est utilisé pour contrôler et évacuer un débit important il protège les conduites contre les suppressions dues aux variations brutales de régimes dans les réseaux, et aussi maintient la pression dans la limite conçue. La figure (4.13) représente une soupape de décharge.

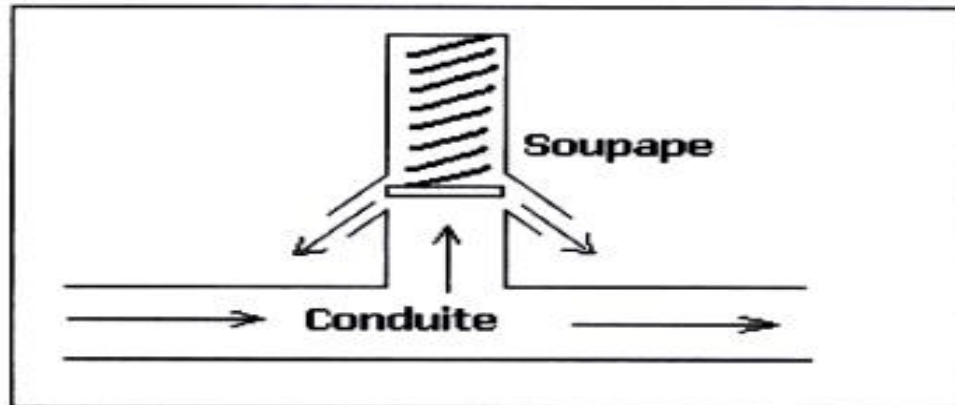


Figure (4.13) : Soupape de décharge [4]

4.3.2.3 Les ventouses

On distingue deux types de ventouses : des ventouses à fonction unique et des ventouses à trois fonctions (Figure (4.14)). Elle est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte. Leurs rôles principaux sont l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettent l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange.

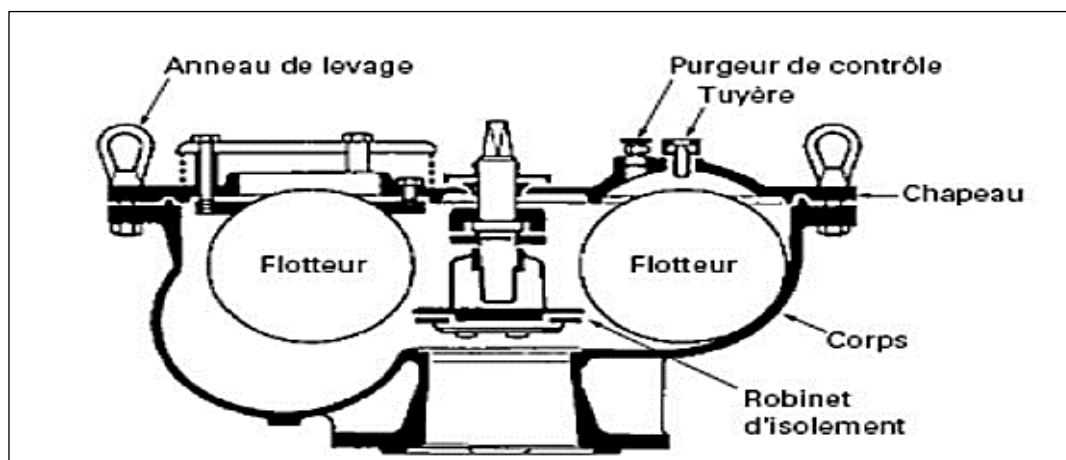


Figure (4.14) : Ventouse à trois fonctions [4]

4.3.2.4 Les réservoirs d'air

C'est l'appareil le plus répandu pour la protection contre le coup bélier, appelé aussi réservoir anti bélier. C'est un réservoir fermé placé sur la conduite de refoulement, sa partie supérieure est remplie d'air sous pression et sa partie inférieure a un certain volume d'eau. La figure (4.15) représente le réservoir d'air.

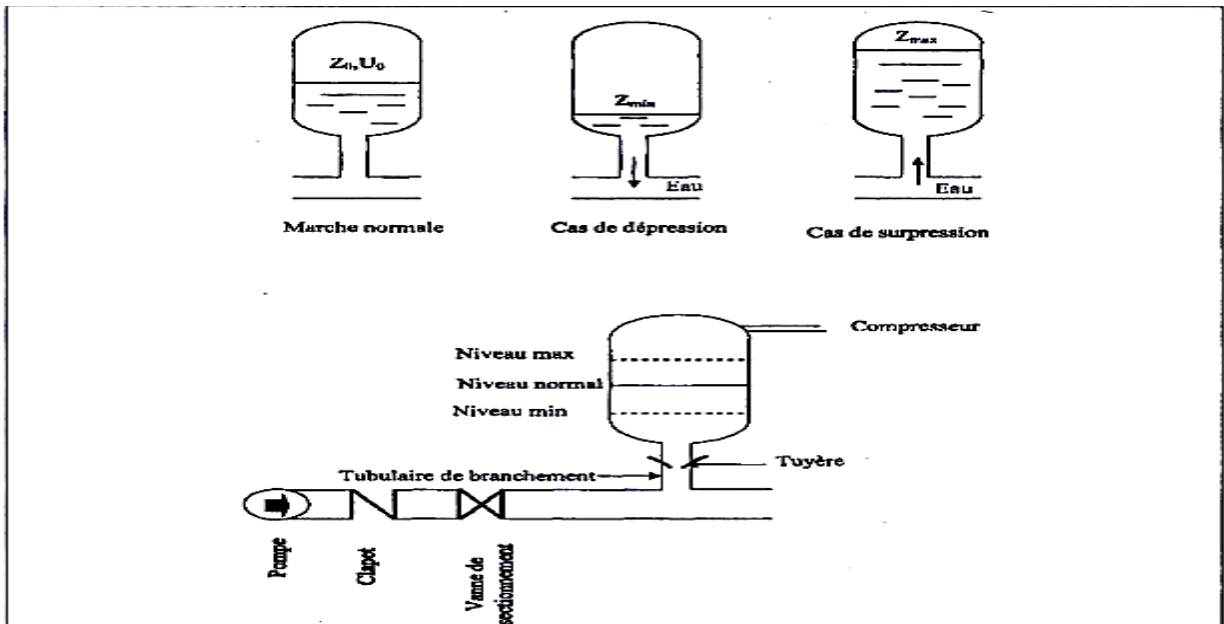


Figure (4.15) : Réservoir d'air [4]

Le réservoir d'air présente certains avantages, comme il présente certains inconvénients qui sont [5] :

A- Les avantages

- Il présente des dimensions réduites par rapport aux autres moyens ;
- Ils peuvent être installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre ;
- Faciles à chauffer pour éviter les effets du gel dans les régions froides.

B- Les inconvénients

- La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demandent une maintenance constante et des frais élevés ;
- La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment.

4.3.2.5 Les cheminées d'équilibre

Une cheminée d'équilibre appelée aussi un réservoir à l'air libre, peut être utilisée à la place d'un réservoir d'air sous pression. Cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes. Elles sont très rarement utilisées à la station de pompage. Le schéma général de la cheminée d'équilibre est représenté dans la figure (4.16) ci-après :

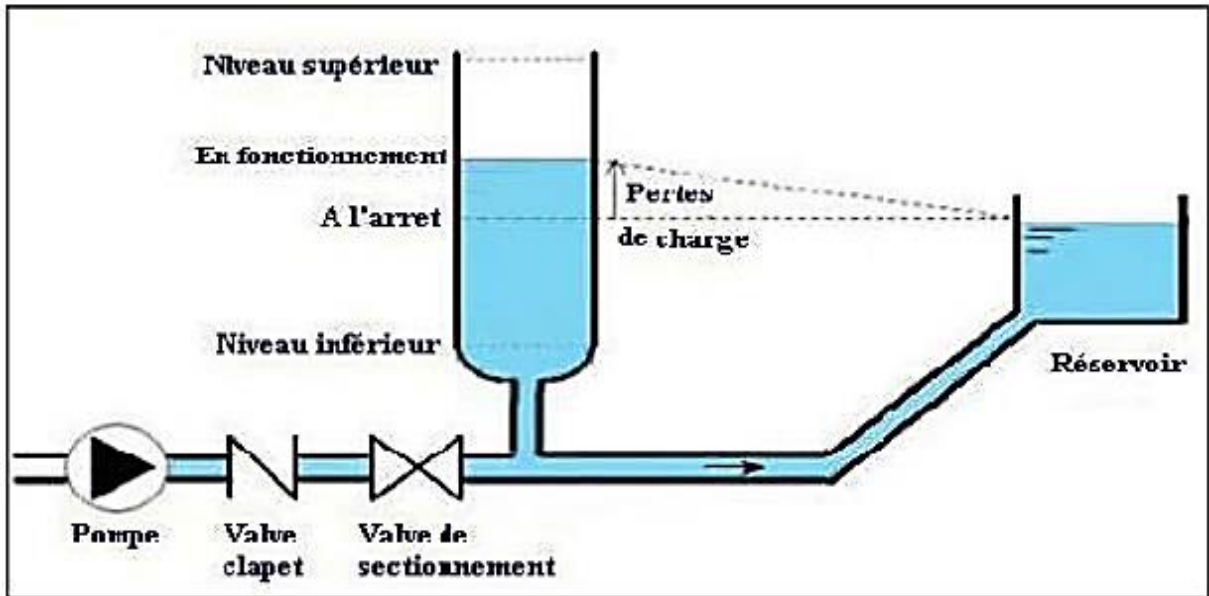


Figure (4.16) : Cheminée d'équilibre [9]

4.3.3 Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites et à vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

4.3.3.1 Calcul de la célérité de l'onde

La célérité de l'onde est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{k \times d}{e}}} \quad (4.19)$$

Avec :

- **a** : célérité de l'onde (m/s);
- **D** : diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- **e** : épaisseur de la conduite (mm) ;

- **K** : coefficient dépendant de la nature de la conduite. Pour le PEHD : **K= 83**

4.3.3.2 Les valeurs numériques du coup de bélier

A- Cas de fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T_f , tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (4.20)$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (4.21)$$

Avec :

- **B** : Valeur du coup de bélier (m) ;
- **V₀** : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

La valeur maximale de la pression-suppression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (4.22)$$

La valeur minimale de la pression- dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (4.23)$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (4.24)$$

Avec :

- **H_g** : Hauteur géométrique de refoulement (m) ;
- **10** : Pression atmosphérique.

B- Cas de fermeture lente

Une fermeture lente est caractérisée par un temps (T_f), tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (4.25)$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de Michaud :

$$B = \frac{a \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (4.26)$$

Avec :

- L : la longueur de la conduite (m) ;
- T_f : le temps de fermeture de la vanne (s).

4.3.4 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont données dans le tableau (4.3) :

Tableau (4.3) : calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les quatre tronçons

Adduction	Tronçon	D (m)	L (m)	e (m)	V0 (m/s)	H ₀ (m)	H _p (m)	a (m/s)	B (m)	H _s Bars	H _d Bars	PN Bars
Refoulement	FR1-SR1	0,141	604	14,6	1,60	105	115	319,87	52,23	167,23	62,77	16
Refoulement	FR2-SR1	0,141	538	14,6	1,41	105	115	319,87	45,96	160,96	69,04	16
Refoulement	SR1-SR2	0,1816	2380	22,7	0,96	74	84	319,12	31,16	115,16	52,84	16
Refoulement	SR2-R	0,1816	782	22,7	0,96	79	89	319,12	31,16	120,16	57,84	16

4.3.4.1 Interprétation des résultats

D'après le tableau (4.3), on constate que les valeurs des surpressions et dépression des tronçons SR1-SR2 et SR2-R sont acceptables, les surpressions ne dépassent pas 16 bars et les dépressions sont positives. Par ailleurs, les valeurs des dépressions des tronçons FR1-SR1 et FR2-SR1 sont également positives, donc il n'y a pas de risque vis-à-vis de la dépression. Cependant, les valeurs des surpressions sont légèrement supérieures à 16 bars.

Dans la pratique, on sait que généralement les conduites admettent un coefficient de sécurité allant de 10 % à 20 %. Si on opte pour un coefficient de sécurité de 10 % (valeur minimale),

les conduites PN16 peuvent donc supporter une pression de $16 + 0,1 \times 16 = 17,6$ bars, soit 170,6 m. Ainsi, les deux tronçons FR1-SR1 et FR2-SR1 sont protégés vis-à-vis de la surpression.

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons sélectionné des pompes répondant aux conditions du projet à l'aide du catalogue numérique CAPRARI. Pour les deux forages, nous avons choisi deux pompes émergées de type « E9S50/6A + MC850 » et « E10R35/5+ MC850 » respectivement. De plus, nous avons opté pour deux pompes multicellulaires de type « PM 125/5 A » et « PM 100/2B » pour les deux stations de reprises SR1 et SR2, dans l'ordre. Chaque pompe multicellulaire sera accompagnée d'une pompe de secours identique à celle en service. Nous nous sommes également intéressés au phénomène du coup de bélier. Les valeurs obtenues dans les différents tronçons ne constituent aucun risque pour les conduites d'adduction, ce qui signifie qu'une protection anti-bélier n'est pas nécessaire.

Chapitre 5
Distribution

5.1 Introduction

Pour répondre au besoin en eau des consommateurs, il est nécessaire de réaliser une étude appelée la distribution d'eau potable, cette étude consiste à fournir l'eau propre à la population par une série de conduites qui doivent avoir un diamètre adéquat pour garantir un débit maximal.

5.2 Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

5.2.1 Réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, il 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 à l'aval [2]. Le réseau est représenté dans la figure (5.1) ci-après :

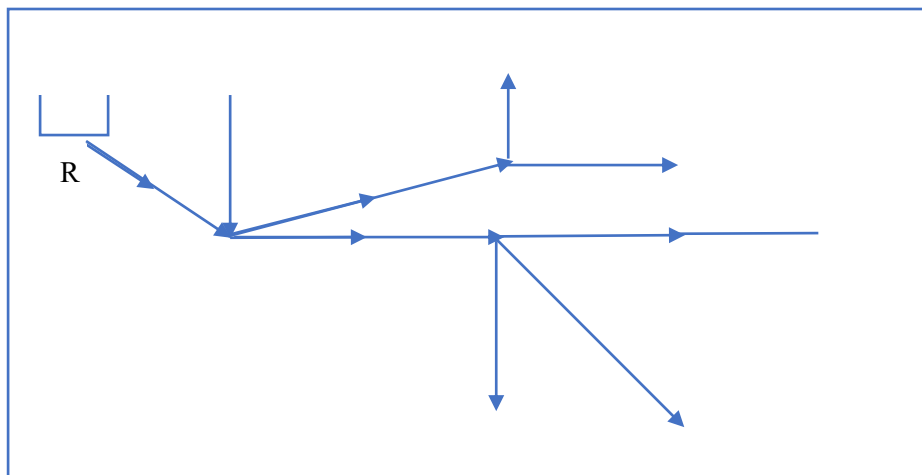


Figure (5.1) : Réseau ramifié

5.2.2 Réseau maillé

Il permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler la partie endommagée et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Bien que son coût initial soit plus élevé, mais en raison de la sécurité qu'il procure il doit être toujours préféré au réseau ramifié [2]. Le réseau est représenté dans la figure (5.2) ci-dessous :

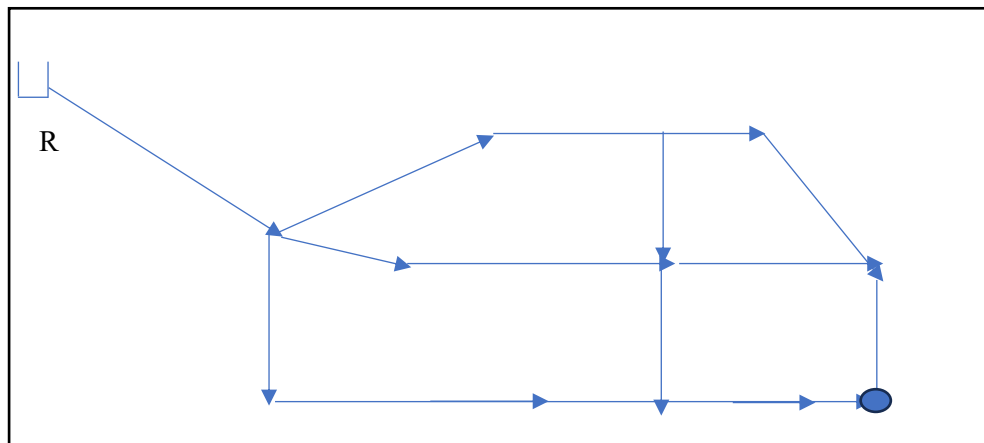


Figure (5.2) : Réseau maillé

5.2.3 Réseau mixte

C'est un réseau maillé comportant, en cas de besoin quelques ramifications permettant d'alimenter des zones isolées de la ville (zones industrielles, zones rurales). La figure (6.3) représente un réseau mixte.

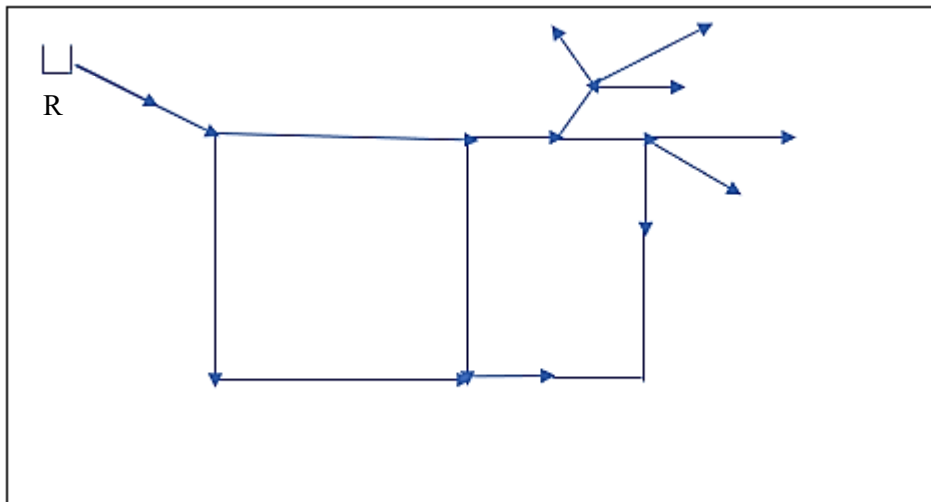


Figure (5.3) : Réseau mixte

5.3 Choix du type des matériaux

Dans le cadre de cette étude, nous avons choisi d'utiliser la conduite en PEHD, il est essentiel de prendre en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre ;
- La pression de service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;

- Le prix et la durée de vie du matériau ;
- La disponibilité du diamètre sur le marché.

5.4 Equipements et accessoires du réseau de distribution

Les accessoires du réseau de distribution sont :

- ❖ **Les vannes de sectionnement** : C'est pour séparer les tronçons spécifiques du réseau afin de réaliser les travaux de la réparation.
- ❖ **Les vannes de régulation de pression** : Utilisées pour maintenir une pression d'eau adéquate dans le réseau, en ajustant la pression en fonction des besoins.
- ❖ **Les compteurs d'eau** : Ils mesurent la quantité d'eau consommée par les utilisateurs et permettent une facturation précise ainsi qu'une gestion efficace de la consommation.
- ❖ **Les raccords et les joints** : Ils assurent une connexion étanche entre les différentes sections de canalisation, évitant ainsi les fuites d'eau et les pertes de pression (tés, bouchons d'extrémités, coudes, cônes).
- ❖ **Les détecteurs de fuites** : Ils sont utilisés pour surveiller et détecter les fuites d'eau dans le réseau, permettant une intervention rapide et minimisant les pertes d'eau.
- ❖ **Les systèmes de contrôle et de surveillance** : Ils permettent de surveiller en temps réel le fonctionnement du réseau, de collecter des données sur la consommation, les pressions, les débits, ...etc. Et de détecter les problèmes potentiels pour une gestion proactive du réseau.

5.5 Description du réseau de distribution

Dans cette étude, nous avons choisi d'effectuer la distribution pour la zone d'étude d'Azaghar avec un débit journalier maximal de $3379,22 \text{ m}^3/\text{j}$. Cette distribution est réalisée à partir de deux réservoirs, dont la côte radiaire est de 344 m, et ayant respectivement une capacité de 300 m^3 et 400 m^3 .

5.5.1 Calcul hydraulique du réseau de distribution

5.5.1.1 Débit de pointe

Le débit de pointe correspond au débit maximum atteint dans un système de distribution à un moment donné. En d'autres termes, il s'agit de la consommation d'eau la plus élevée durant l'heure de pointe la plus chargée de la journée [4]. Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_p = Q_{\max,j} \times p \quad (5.1)$$

Avec :

- ✓ Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- ✓ $Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ;
- ✓ P : Pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

Le nombre d'habitants du réseau de distribution est estimé à 13720 habitants.

$$K_{\max,h} = \beta_{\max} \times \alpha_{\max} \quad (5.2)$$

$$\beta_{\max} = 1,25 \qquad \alpha_{\max} = 1,2$$

5.5.1.2 Débit spécifique

C'est la quantité d'eau consommée par mètre linéaire de conduite en une seconde, déterminée par la relation suivante [9] :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (5.3)$$

- Q_s : Débit spécifique (l/s/m) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

5.6.1.3 Débit de route

Le débit de route correspond à la quantité d'eau qui s'écoule à travers un tronçon, supposée être consommée de manière uniforme sur toute sa longueur [4]. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (5.4)$$

- Q_r : Débit de route (l/s) ;
- L_{ij} : Longueur du tronçon (m)

5.5.1.4 Débit au nœud

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau. Il est déterminé par la relation suivante [9] :

$$Q_n = 0,5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (5.5)$$

- Q_n : Débit au nœud (l/s) ;

- $\sum Q_c$: somme des débits localisés au nœud considéré (l/s) ;
- Q_r : somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s).

5.6 Dimensionnement du réseau

5.6.1 Calcul des différents débits

5.6.1.1 Débit spécifique

On a le débit de pointe selon le tableau (5.1) :

$$Q_p = 211,20 \text{ m}^3/h = 58,67 \text{ l/s}$$

On a la somme des longueurs des tronçons du réseau est de 18759,79 m, donc le débit spécifique sera :

$$Q_s = 58,67/18759,79 = 0,003127 \text{ l/s/m}$$

5.6.1.2 Débit de route

On calcule le débit de route pour le tronçon (R-N1)

$$Q_r = 113,27 \times 0,003127 = 0,354246 \text{ l/s}$$

5.6.1.3 Débit de nœud

On calcule le débit de nœud pour le tronçon (R-N1)

$$Q_{n1} = 0,5 \times (0,354246 + 0,09580) = 0,22501 \text{ l/s}$$

Les résultats des différents nœuds calculés sont représentés dans le tableau (5.1) ci-dessous :

Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar

Nœud	Longueur	Q_s (l/s/m)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
R-N1	113,27	0,0031274	0,354246	0,2250198
N1-N2	30,63	0,0031275	0,095794	0,5580309
N2-N3	326,23	0,0031275	1,020268	1,0000021
N3-N4	41,72	0,0031275	0,130477	0,4898681
N3-N5	271,55	0,0031275	0,849259	0,8599237
N5-N6	278,37	0,0031275	0,870588	1,2320902
N6-N7	127,59	0,0031275	0,399031	0,2534798
N7-N8	34,51	0,0031275	0,107928	0,2151998
N8-N9	103,11	0,0031275	0,322471	0,1612357
N6-N10	381,96	0,0031275	1,194561	0,9021286
N10-N11	91,84	0,0031275	0,287225	0,1436125
N10-N12	134,36	0,0031275	0,420204	0,7175152
N12-N13	324,49	0,0031275	1,014826	0,8865695
N13-N14	171,14	0,0031275	0,535232	0,2676159
N13-N15	71,33	0,0031275	0,223081	0,3702432
N15-N16	81,36	0,0031275	0,254449	0,2807199
N16-N17	98,16	0,0031275	0,306990	0,1534952
N15-N18	84,08	0,0031275	0,262956	0,131478
N12-N19	59,16	0,0031275	0,185020	0,6348098
N19-N20	336,18	0,0031275	1,051386	0,873747
N20-N21	222,58	0,0031275	0,696108	0,6023
N21-N22	69,78	0,0031275	0,218233	0,3337302
N22-N23	143,64	0,0031275	0,449227	0,2246135
N21-N24	92,81	0,0031275	0,290259	0,5355289
N24-N25	75,28	0,0031275	0,235434	1,3589396
N25-N26	378,38	0,0031275	1,183365	0,787961
N26-N27	125,52	0,0031275	0,392558	0,1962788
N25-N28	415,38	0,0031275	1,299080	0,9728559
N28-N29	206,76	0,0031275	0,646632	0,3233158

Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar(suite)

Nœud	Longueur	Q_s (l/s/m)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
N24-N30	174,38	0,0031275	0,545365	0,621784
N30-N31	223,25	0,0031275	0,698203	1,0005964
N31-N32	123,3	0,0031275	0,385615	0,1928073
N31-N33	293,33	0,0031275	0,917375	1,0130592
N33-N34	61,16	0,0031275	0,191275	0,0956374
N33-N35	293,36	0,0031275	0,917469	0,5759199
N35-N36	74,94	0,0031275	0,234371	0,5739965
N36-N37	91,47	0,0031275	0,286068	0,3886951
N37-N38	157,1	0,0031275	0,491322	0,2456612
N36-N40	52,79	0,0031275	0,165098	0,655967
N40-N41	366,7	0,0031275	1,146836	0,7684927
N41-N42	124,75	0,0031275	0,390149	0,1950747
N36-N43	147,87	0,0031275	0,462456	0,8154826
N43-N44	281,41	0,0031275	0,880096	0,5966236
N44-N45	100,13	0,0031275	0,313152	1,133341
N45-N46	227,38	0,0031275	0,711120	0,3555598
N45-N47	273,45	0,0031275	0,855201	1,1568438
N47-N48	95,53	0,0031275	0,298765	0,1493826
N47-N49	150,3	0,0031275	0,470056	0,7055058
N49-N50	300,87	0,0031275	0,940956	0,8153106
N50-N51	165,66	0,0031275	0,518093	0,2590467
N47-N52	220,52	0,0031275	0,689665	0,962848
N52-N53	72,88	0,0031275	0,227929	0,6121983
N53-N54	82,97	0,0031275	0,259485	0,1297423
N53-N55	235,65	0,0031275	0,736984	0,3684918
N52-N56	312,25	0,0031275	0,976546	1,1963591
N56-N57	252,69	0,0031275	0,790275	0,3951377
N56-N58	200,13	0,0031275	0,625897	1,0824886
N58-N59	243,65	0,0031275	0,762003	0,3810016

Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar(suite)

Nœud	Longueur	Q_s(l/s/m)	Q_r(l/s)	Q_n(l/s)
N58-N60	139,33	0,0031275	0,435748	0,7519797
N60-N61	191,26	0,0031275	0,598156	0,299078
N60-N62	150,3	0,0031275	0,470056	0,5735587
N62-N63	116,14	0,0031275	0,363222	0,181611
N62-N64	100,35	0,0031275	0,313840	0,1569198
N58-N65	109,14	0,0031275	0,341330	0,3924793
N65-N66	141,85	0,0031275	0,443629	0,9907918
N66-N67	380,26	0,0031275	1,189244	0,5946221
N66-N68	111,5	0,0031275	0,348711	0,631354
N68-N69	292,25	0,0031275	0,913997	0,4569986
N45-N70	123,81	0,0031275	0,387210	0,3585465
N70-N71	105,48	0,0031275	0,329883	0,3270218
N71-N72	103,65	0,0031275	0,324160	0,4901652
N72-N73	209,81	0,0031275	0,656170	0,3280851
N71-N74	199,34	0,0031275	0,623426	1,3818325
N74-N75	540,07	0,0031275	1,689042	0,844521
N74-N76	144,27	0,0031275	0,451197	0,4895085
N76-N77	168,77	0,0031275	0,527820	0,9369684
N77-N78	57,62	0,0031275	0,180204	0,0901018
N77-N79	180,82	0,0031275	0,565506	0,2827528
N77-N80	191,98	0,0031275	0,600408	0,4328704
N80-N81	84,84	0,0031275	0,265333	0,1326664
N43-N82	92,22	0,0031275	0,288413	0,5384687
N82-N83	102,26	0,0031275	0,319813	0,2878818
N83-N84	81,84	0,0031275	0,255951	0,3357474
N84-N85	132,87	0,0031275	0,415544	0,2077721
N82-N86	149,87	0,0031275	0,468711	0,6558106
N86-N87	159,97	0,0031275	0,500298	0,2501491
N87-N88	113,07	0,0031275	0,353621	0,1768104

Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar(suite)

Nœud	Longueur	Q_s (l/s/m)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
N86-N89	109,55	0,0031275	0,342612	0,7523081
N89-N90	122,7	0,0031275	0,383738	0,1918691
N89-N91	248,85	0,0031275	0,778266	0,5918074
N91-N92	129,61	0,0031275	0,405349	0,6031444
N92-N93	197,62	0,0031275	0,618047	0,6076479
N93-N94	81,62	0,0031275	0,255262	0,2722758
N94-N95	92,5	0,0031275	0,289289	0,1446446
N93-N96	109,35	0,0031275	0,341987	0,4292112
N96-N97	165,13	0,0031275	0,516436	0,2582179
N92-N98	58,48	0,0031275	0,182893	0,1587025
N98-N99	43,01	0,0031275	0,134512	0,2652859
N99-N100	126,64	0,0031275	0,396060	0,3800321
N100-N101	116,39	0,0031275	0,364004	0,4239415
N101-N102	154,72	0,0031275	0,483879	0,5716666
N102-N103	210,86	0,0031275	0,659454	0,4754193
N103-N104	93,17	0,0031275	0,291385	0,4518227
N104-N105	147,39	0,0031275	0,460955	0,2304774
N104-N106	48,38	0,0031275	0,151306	0,5885079
N106-N107	243,44	0,0031275	0,761346	0,5454742
N107-N108	105,39	0,0031275	0,329602	0,164801
N106-N109	84,53	0,0031275	0,264363	0,1321817
N109-N110	85,18	0,0031275	0,266396	0,1331981
N109-N111	169,57	0,0031275	0,530322	0,4563262
N111-N112	55,93	0,0031275	0,174918	0,0874591
N111-N113	66,32	0,0031275	0,207412	0,4585154
N113-N114	75,13	0,0031275	0,234965	0,1174827
N113-N115	151,77	0,0031275	0,474653	0,5439417
N115-N116	103,46	0,0031275	0,323566	0,4188907
N116-N117	164,42	0,0031275	0,514215	0,4760448

Tableau (5.1) : Débits aux nœuds de la zone Azaghar (suite et fin)

Nœud	Longueur	Q_s (l/s/m)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
N117-N118	140,01	0,0031275	0,437874	0,2189371
N115-N119	92,62	0,0031275	0,289664	0,1448322

5.7 Configuration et simulation du réseau hydraulique

5.7.1 Présentation du logiciel Epanet

Epanet est un logiciel de modélisation hydraulique utilisé pour simuler les réseaux de distribution d'eau, il permet d'analyser la pression, le débit et la qualité d'eau dans les réseaux de distribution, Epanet est largement utilisé dans le domaine de l'ingénierie environnementale pour concevoir, optimiser et gérer les réseaux de distribution d'eau potable. C'est un outil puissant pour les professionnels travaillant dans le domaine de l'ingénierie hydraulique.

5.7.2 Les étapes d'utilisation d'Epanet

Les étapes à suivre pour l'utilisation du logiciel Epanet sont [9] :

- Tracé du réseau ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer la simulation ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

5.7.3 Modalisation du réseau

Les éléments de modélisation du réseau ci-dessous sont présentés [4] :

- Il offre la possibilité de mettre en place des réseaux de distribution d'eau de taille illimitée ;
- Evaluer les pertes de charge liées au frottement ;
- Le logiciel peut prendre en considération diverses formes de pompes ;
- Il offre la possibilité de modéliser diverses vannes, comme les clapets anti-retours, les vannes de contrôle de pression ou de débit, ainsi que les vannes d'arrêt ;
- Il permet de définir différentes catégories de demandes au niveau des nœuds, avec des modulations spécifiques à chaque catégorie ;

- Le logiciel permet de modéliser les consommations d'eau en fonction de la pression dans le réseau ;
- Il permet de contrôler le fonctionnement de la station de pompage à l'aide de commandes simples, comme les horaires de marche/arrêt basés sur le niveau d'un réservoir, ou de commandes plus complexes.

5.7.4 Simulation du réseau

Pour modéliser le réseau de distribution de la zone Azaghar, nous avons utilisé le logiciel Epanet pour saisir les débits de chaque nœud, et les longueurs et les diamètres des conduites, Après avoir introduit les données, la simulation du réseau est réussie.

Les résultats de cette simulation sont donnés dans le tableau (5.2) ci -dessous ,contenant des pressions qui ne dépassent pas 6 bars et des vitesses acceptables. Les diamètres des tuyaux utilisés sont conformes aux normes des tuyaux en PEHD PN16, sont joints en annexe 7.

Tableau (5.2) : Etat des conduites du réseau

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T1	113,27	204,6	0,1	58,49	1,78
T2	326,23	204,6	0,1	55,82	1,7
T3	134,36	204,6	0,1	49,65	1,51
T4	30,63	204,6	0,1	55,97	1,7
T5	92,81	204,6	0,1	42,04	1,28
T6	271,55	204,6	0,1	54,27	1,65
T7	278,37	204,6	0,1	53,52	1,63
T8	75,28	90	0,1	3,7	0,58
T9	123,3	32,6	0,1	0,45	0,53
T10	61,16	26	0,1	0,3	0,56
T11	74,94	163,6	0,1	34,09	1,62
T12	52,79	51,4	0,1	1,72	0,83
T13	124,75	32,6	0,1	0,55	0,66
T14	82,97	32,6	0,1	0,6	0,72
T15	72,88	32,6	0,1	1,61	1,93
T16	252,69	32	0,1	0,6	0,75
T17	48,38	51,4	0,1	2,86	1,38
T18	75,13	26	0,1	0,14	0,26
T19	92,59	26	0,1	0,17	0,31
T20	116,39	90	0,1	4,17	0,65
T21	126,64	90	0,1	4,39	0,69

Tableau (5.2) : Etat des conduites du réseau (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T22	43,01	26	0,1	0,08	0,15
T23	129,62	90	0,1	5,98	0,94
T24	84,84	32,6	0,1	0,41	0,49
T25	81,62	26	0,1	0,31	0,59
T26	92,5	26	0,1	0,17	0,31
T27	111,5	51,4	0,1	1,08	0,52
T28	292,25	32	0,1	0,61	0,76
T29	141,85	51,4	0,1	2,57	1,24
T30	109,14	51,4	0,1	3,05	1,47
T31	206,76	32,6	0,1	1,06	1,27
T32	373,38	32,6	0,1	1,29	1,54
T33	125,52	32,6	0,1	0,42	0,51
T34	243,65	32	0,1	0,64	0,79
T35	139,33	163,6	0,1	2,18	0,1
T36	150,3	32,6	0,1	1,18	1,41
T37	103,65	51,4	0,1	0,87	0,42
T38	199,34	90	0,1	4,5	0,71
T39	540,07	32,6	0,1	1,08	1,29
T40	209,81	32,6	0,1	0,53	0,64
T41	66,32	51,4	0,1	1,43	0,69
T42	281,41	130,8	0,1	21,07	1,57
T43	123,81	90	0,1	6,42	1,01
T44	100,13	130,8	0,1	20,41	1,52
T45	210,86	51,4	0,1	3,68	1,77
T46	147,39	32,6	0,1	0,27	0,32
T47	103,11	40,8	0,1	0,68	0,52
T48	127,59	40,8	0,1	1,56	1,2
T49	71,33	51,4	0,1	1,87	0,9
T50	81,36	61,4	0,1	0,9	0,3
T51	98,16	51,4	0,1	0,6	0,29
T52	222,58	204,6	0,1	43,86	1,33
T53	143,64	32,6	0,1	0,6	0,72
T54	69,78	50,4	0,1	0,98	0,49
T55	113,07	16	0,1	0,2	1,01
T56	109,55	130,8	0,1	6,85	0,51
T57	92,22	130,8	0,1	8,51	0,63
T58	43,51	40,8	0,1	1,15	0,88
T59	381,96	204,6	0,1	50,94	1,55

Tableau (5.2) : Etat des conduites du réseau (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T60	91,84	26	0,1	0,44	0,82
T61	324,49	90	0,1	3,47	0,54
T62	171,14	51,4	0,1	0,71	0,34
T63	84,08	51,4	0,1	0,72	0,34
T64	336,18	204,6	0,1	44,83	1,36
T65	174,38	163,6	0,1	37,91	1,8
T66	223,25	163,6	0,1	37,39	1,78
T67	41,72	163,6	0,1	0,3	0,01
T68	293,33	163,6	0,1	36,01	1,71
T69	293,36	163,6	0,1	35	1,66
T70	91,47	40,8	0,1	1,68	1,29
T71	157,1	32,6	0,1	0,54	0,65
T72	159,97	32,6	0,1	0,49	0,59
T73	149,87	130,8	0,1	7,61	0,57
T74	102,26	32,6	0,1	0,57	0,69
T75	132,87	26	0,1	0,24	0,45
T76	122,7	32,6	0,1	0,22	0,27
T77	246,85	90	0,1	6,43	1,01
T78	58,48	90	0,1	4,58	0,72
T79	109,35	32,6	0,1	0,5	0,59
T80	165,13	26	0,1	0,3	0,56
T81	93,17	51,4	0,1	3,3	1,59
T82	243,4	32,6	0,1	0,63	0,75
T83	105,39	26	0,1	0,19	0,36
T84	84,58	51,4	0,1	2,15	1,03
T85	85,18	32,6	0,1	0,15	0,18
T86	169,57	51,4	0,1	1,84	0,89
T87	55,93	26	0,1	0,1	0,19
T88	151,77	51,4	0,1	1,18	0,57
T89	103,46	32,6	0,1	0,74	0,88
T90	164,42	32,6	0,1	0,55	0,66
T91	140,01	26	0,1	0,25	0,48
T92	277,38	51,4	0,1	0,59	0,29
T93	57,62	32,6	0,1	0,38	0,45
T94	144,27	51,4	0,1	2,76	1,33
T95	150,39	51,4	0,1	1,88	0,9
T96	165,66	32,6	0,1	0,5	0,6
T97	95,53	32,6	0,1	0,41	0,49

Tableau (5.2) : Etat des conduites du réseau (suite et fin)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T98	273,45	130,8	0,1	13,05	0,97
T99	220,52	90	0,1	10,12	1,59
T100	200,13	90	0,1	6,39	1
T101	191,26	32,6	0,1	0,45	0,54
T102	116,44	32,6	0,1	0,44	0,52
T103	100,35	32,6	0,1	0,39	0,47
T104	168,77	51,4	0,1	2,38	1,15
T105	191,89	51,4	0,1	1,05	0,51
T106	180,82	32,6	0,1	0,51	0,61
T107	300,87	51,4	0,1	1,33	0,64
T108	415,34	40,8	0,1	2,06	1,58
T109	312,25	90	0,1	7,91	1,24
T110	147,87	163,6	0,1	30,19	1,44
T111	81,84	26	0,1	0,39	0,73
T112	154,72	51,4	0,1	3,96	1,91
T113	197,62	32,6	0,1	1,17	1,4
T114	105,48	90	0,1	5,75	0,9
T115	366,7	32,6	0,1	1,32	1,58
T116	235,65	32	0,1	0,66	0,82
T117	380,26	32,6	0,1	0,85	1,02
T118	29,77	204,6	0,1	45,39	1,38

A partir du tableau (5.2) on remarque que les vitesses sont favorables, variant entre 0,5 m/s et 2 m/s dans certains tronçons. Cependant, dans d'autres tronçons, les vitesses sont inférieures à 0,5 m/s en raison des débits faibles dans ces sections.

Les pressions et les bases de demande sont représentées dans le tableau (5.3) ci-après :

Tableau (5.3) : Etats des nœuds du réseau

Nœud	Altitude	Base de demande	Pression
N1	309	0,225019767	3,27
N2	306,715	0,558030904	5,15
N3	263,786	0,575372614	33,84
N4	261,595	0,489868131	46,03
N5	241,563	0,859923652	52,72
N6	231,536	0,634809801	59,41
N7	242,973	0,253479823	51,62
N8	251,483	0,215199835	41,9
N9	248,69	0,758516086	43,62
N10	217,607	0,740892905	59,18
N11	222,182	0,353714595	50,58
N12	216,163	0,717515216	57,23
N13	229,077	0,775029022	54,98
N14	231,044	0,379156401	52,4
N15	234,319	0,23876517	58,18
N16	245,739	0,280719912	46,58
N17	262,616	0,284973244	29,44
N18	233,016	0,223987969	49,18
N19	216	0,618203042	59,14
N20	205,998	0,873746981	52,28
N21	202,127	0,457170641	58,33
N22	201,939	0,33373019	59,02
N23	203,656	0,369742776	58,61
N24	201,818	0,262846535	57,94
N25	201,084	0,709399484	58,32
N26	194,727	0,787961028	54,3
N27	195,908	0,845818853	51,45
N28	200,917	0,972855872	53,23
N29	195,33	0,595998147	43,43
N30	203,164	0,621783972	53,24
N31	203,572	0,541908899	58,66
N32	205,513	0,651494747	54,92
N33	202,387	0,554324875	58,73
N34	202,185	0,554371787	57,63
N35	203,502	0,575919918	58,79
N36	203,827	0,260219477	57,29
N37	203,939	0,388695123	51,93
N38	209,414	0,32821024	53,14

Tableau (5.3) : Etats des nœuds du réseau (suite)

Nœud	Altitude	Base de demande	Pression
N40	202,16	0,655967	57,98
N41	196,939	0,768492651	31,76
N42	203,662	0,42630271	22,33
N43	197,279	0,671275868	59
N44	194,843	0,596623637	59
N45	194,402	0,512135575	57,62
N46	193,296	0,783160392	58
N47	193,229	0,576983251	56,68
N48	196,414	0,384410517	52,29
N49	190,751	0,705505808	55,88
N50	186,585	0,729524624	56,59
N51	193,596	0,603879321	56,56
N52	194,505	0,458796915	58,41
N53	195,523	0,243706541	45,25
N54	194,872	0,49823406	43,81
N55	192,894	0,856764928	40,05
N56	195,912	0,883410802	50,84
N57	191,661	0,708085955	47,98
N58	193,628	0,693949881	50,5
N59	188,336	0,598875401	48,19
N60	187,989	0,516951848	56,12
N61	189,709	0,534105911	51,56
N62	191,126	0,416638889	39,28
N63	188,891	0,338530825	39,87
N64	190,094	0,32758475	39,16
N65	189,359	0,392479338	48,76
N66	187,12	0,81643646	45,36
N67	188,831	0,768977406	24,86
N68	193,867	0,631353969	37,75
N69	193,437	0,650603424	29,66
N70	192,336	0,358546505	58,04
N71	189,635	0,327021809	59,61
N72	189,314	0,490165239	59,39
N73	187,396	0,639798084	57,06
N74	183,549	1,156233902	54,35
N75	186,776	1,070119567	29,74
N76	184,369	0,489508474	56,97
N77	183,916	0,354011703	51,64
N78	184,267	0,372854589	50,67

Tableau (5.3) : Etats des nœuds du réseau (suite)

Nœud	Altitude	Base de demande	Pression
N79	184,572	0,58295668	57,56
N80	185,631	0,432870355	58,52
N81	202,081	0,276873149	41,03
N82	199,878	0,304113238	59,09
N83	198,512	0,287881773	58,08
N84	197,296	0,335747395	56,43
N85	196,455	0,442127607	55,36
N86	200,728	0,484504554	57,82
N87	206,136	0,426959474	49,6
N88	198,476	0,34811646	43,32
N89	199,909	0,363175131	58,39
N90	197,452	0,581002024	55,35
N91	200,883	0,591807364	54,14
N92	200,445	0,511697732	53,08
N93	203,54	0,436654569	42,31
N94	202,094	0,272275797	41,82
N95	201,722	0,315637891	41,5
N96	205,461	0,429211238	38,44
N97	207,658	0,349664547	32,7
N98	200,478	0,15870245	52,64
N99	198,015	0,265285946	55,04
N100	200,726	0,380032087	51,57
N101	199,8	0,423941485	51,82
N102	196,031	0,571666586	51,51
N103	193,967	0,475419312	36,93
N104	192,189	0,376169686	32,74
N105	193,145	0,306130443	30,95
N106	191,243	0,45632623	31,33
N107	191,479	0,545474192	24,34
N108	189,883	0,296982652	24,94
N109	189,721	0,26537977	30,47
N110	189,986	0,398358944	30,03
N111	187,258	0,352619988	29,38
N112	187,05	0,191165381	29,42
N113	186,168	0,221188901	29,6
N114	186,079	0,354809203	29,3
N115	183,557	0,399109532	30,83

Tableau (5.3) : Etats des nœuds du réseau (suite et fin)

Nœud	Altitude	Base de demande	Pression
N116	183,911	0,418890653	26,62
N117	182,637	0,476044802	24,36
N118	180,119	0,363769347	24,66
N119	182,126	0,14483221	31,57
Réservoir	344	58,49296292	3,77

La figure (5.4) ci-dessous représente les résultats de la simulation du réseau de distribution de la zone Azaghar avec le logiciel Epanet.

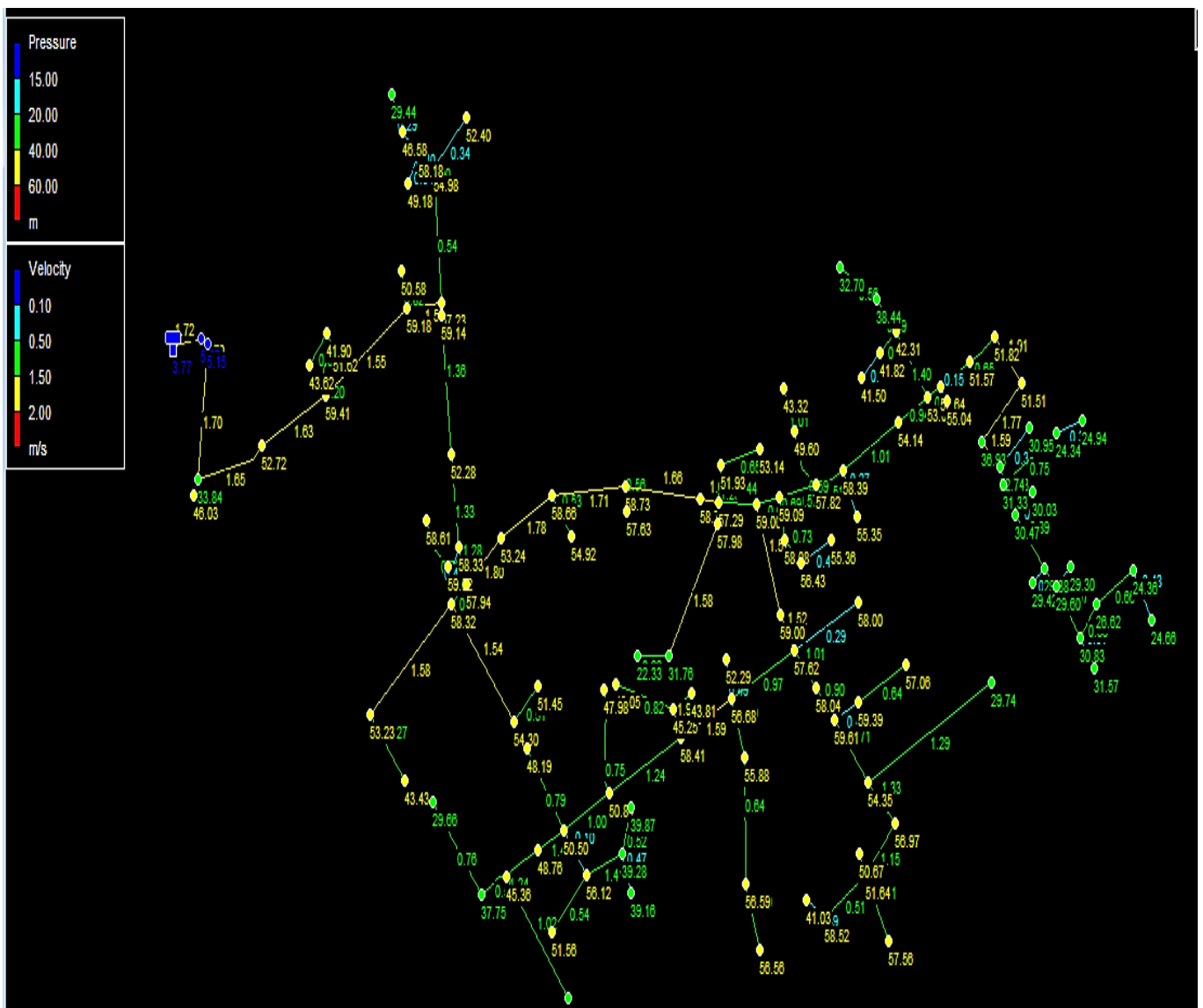


Figure (5.4) : Résultat de la simulation

5.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel Epanet pour dimensionner le réseau de distribution d'eau de la zone Azaghar, qui est de type ramifié. Le réseau a été conçu avec des conduites en PEHD (PN16), ayant des diamètres intérieurs variant de 26 mm à 204,6 mm. Les pressions et les vitesses obtenues sont acceptables.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail est de mettre en œuvre une chaîne pour alimenter la zone d'étude Azaghar, de la commune d'Akbou, wilaya de Bejaia par l'eau de forage pour satisfaire les besoins de la population et aussi pour qu'aucune interruption de l'eau ne se produise.

En faisant une collecte de données relatives pour des besoins d'agglomération, avec un taux d'accroissement de 1,7% et de 13720 habitants d'ici 2054. Pour cet horizon, on a un forage existant de 25 l/s, vu que la consommation de débit maximum journalier est de 3379,22 m³/jour ce qui nécessite de rajouter un autre forage de 22l/s pour répondre aux besoins de la population.

D'après l'étude des ouvrages de stockage, on remarque que le réservoir existant ayant une altitude de 344 m avec une capacité de 300 m³ n'est pas suffisant, c'est pour ça qu'on opte pour un autre réservoir de 500 m³.

Selon l'étude de la zone, nous avons quatre adductions par refoulement, la première se fait à partir du forage 1 vers la station de reprise 1 avec un diamètre de 160 mm et une vitesse de 1,6m/s, la deuxième reliant le forage 2 et la station de reprise 1 avec un diamètre de 160 mm et une vitesse de 1,41 m/s, pour la troisième et la quatrième elles sont entre (SR1-SR2) et (SR2-réservoir) respectivement avec un diamètre 250 mm et une vitesse de 1,81 m/s. Ces quatre tronçons sont en PEHD PN16.

Dans le chapitre pompe, on a choisi deux pompes émergées de type « E9S50/6A + MC850 » et « E10R35/5+ MC850 » pour les forages, et pour les stations de reprise on a opté deux pompes multicellulaires du type « PM 125/5 A » et « PM 100/2B ». D'après l'étude du phénomène de coup de bélier on a constaté que les tronçons de refoulement ne présentent aucun risque.

En dernier lieu, nous avons dimensionné le réseau de distribution de la zone Azaghar à l'aide du logiciel Epanet avec des conduites en PEHD (PN16) et des diamètres intérieurs compris entre 26 et 204,6 mm pour lesquels les pressions et les vitesses sont acceptables.

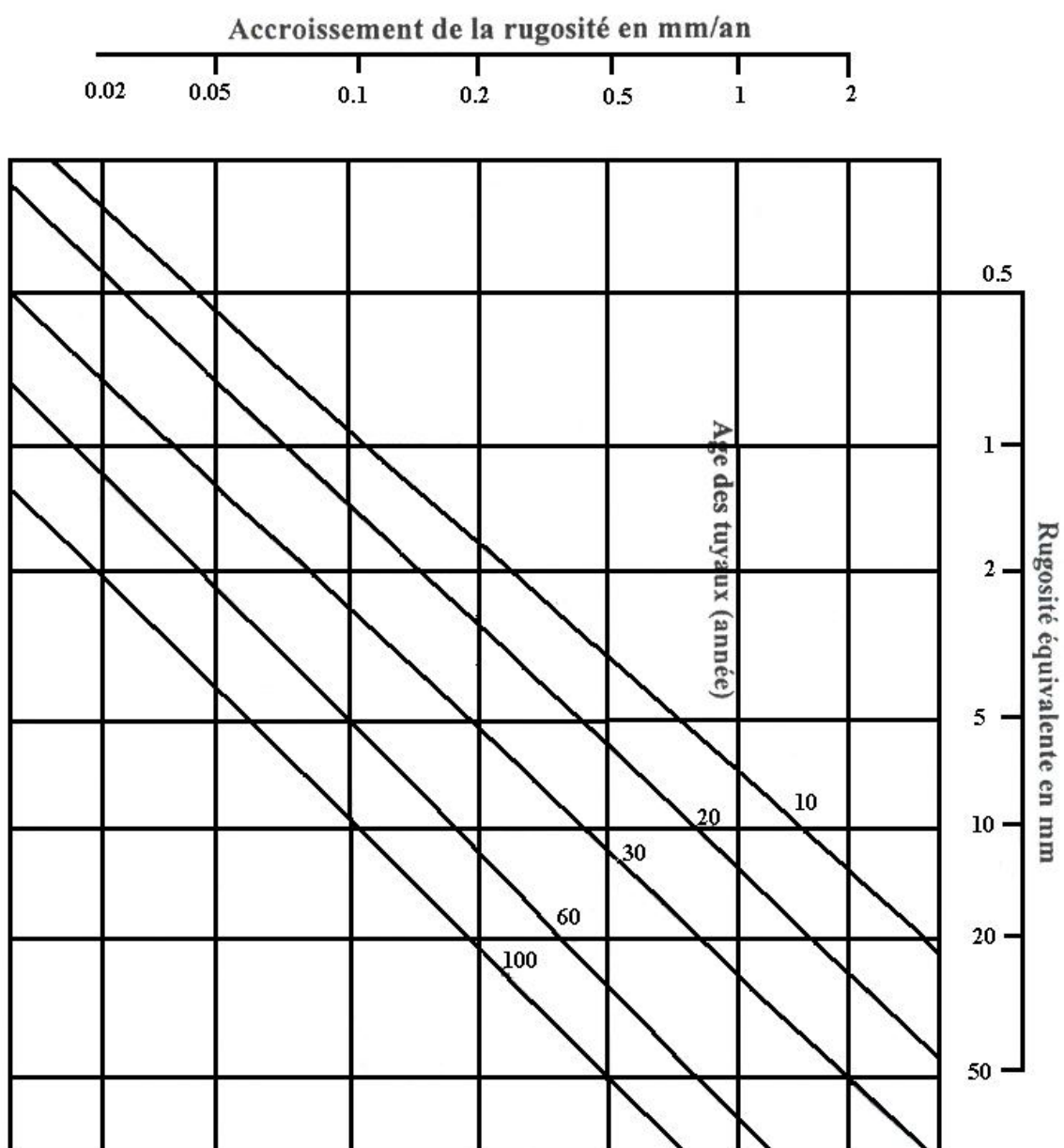
Références bibliographiques

- [1] Données recueillies auprès des services d'APC de la commune d'Akbou wilaya de Bejaia.
- [2] **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine". Tome II, Edition Eyrolles, 1979, 483Pages
- [3] **BONIN, J.** : " Aide-mémoire d'hydraulique urbaine". Edition Eyrolles, 1982, 127 Pages
- [4] **NEGMAR, A. CHERDOUH, L.** : " Etude du système d'alimentation en eau potable de la partie haute D'Ouzellaguene ". Mémoire de fin d'études, Master en hydraulique urbaine, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juin 2023, 105 Pages
- [5] **AHFIR, A.** : " Etude de renforcement en AEP de la commune de Beni-maouche à partir du système d'adduction du couloir Tichi-Haf- Bejaia". Mémoire de fin d'études, Master en hydraulique urbaine, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juillet 2017, 80 Pages
- [6] <https://images.app.goo.gl/g8p1tfP8asj52DfBXA>.
- [7] **BONIN, J.** : " Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance". Edition Eyrolles, 1977, 254 Pages
- [8] **ABBAS, M. BAKOUCHE, H.** : " Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage D'ighil Edma, wilaya de Bejaia". Mémoire de fin d'études, Master en hydraulique urbaine, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juillet 2019, 84 Pages
- [9] **BOULAMRI, M., BEN NARA, A.** : " Aep de la localité Tilioune, Commune de Lakhdaria, Wilaya de Bouira, Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique urbaine, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Septembre 2022, 84 Pages.

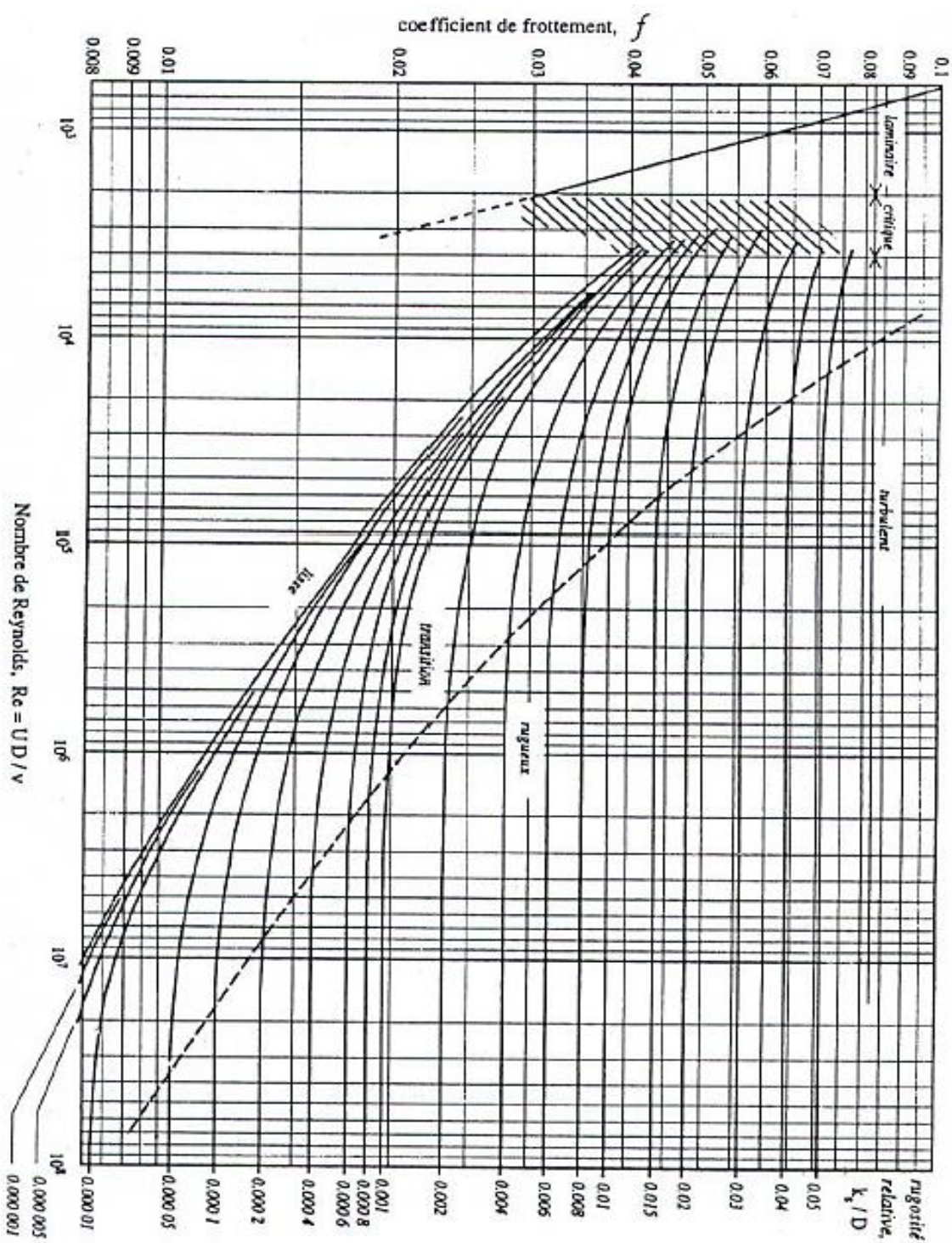
Annexe

Annexe 1 : Régime de la consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de viriation maximale horaire de la consommation ($k_{max,h}$)											
	1.2	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 - 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 - 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 - 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 - 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 - 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 - 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	6.50	5.50	4.50	3.50	3.50	9.40
18 - 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 - 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 - 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 - 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 - 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe 2 : Abaque de PETTER LAMONT

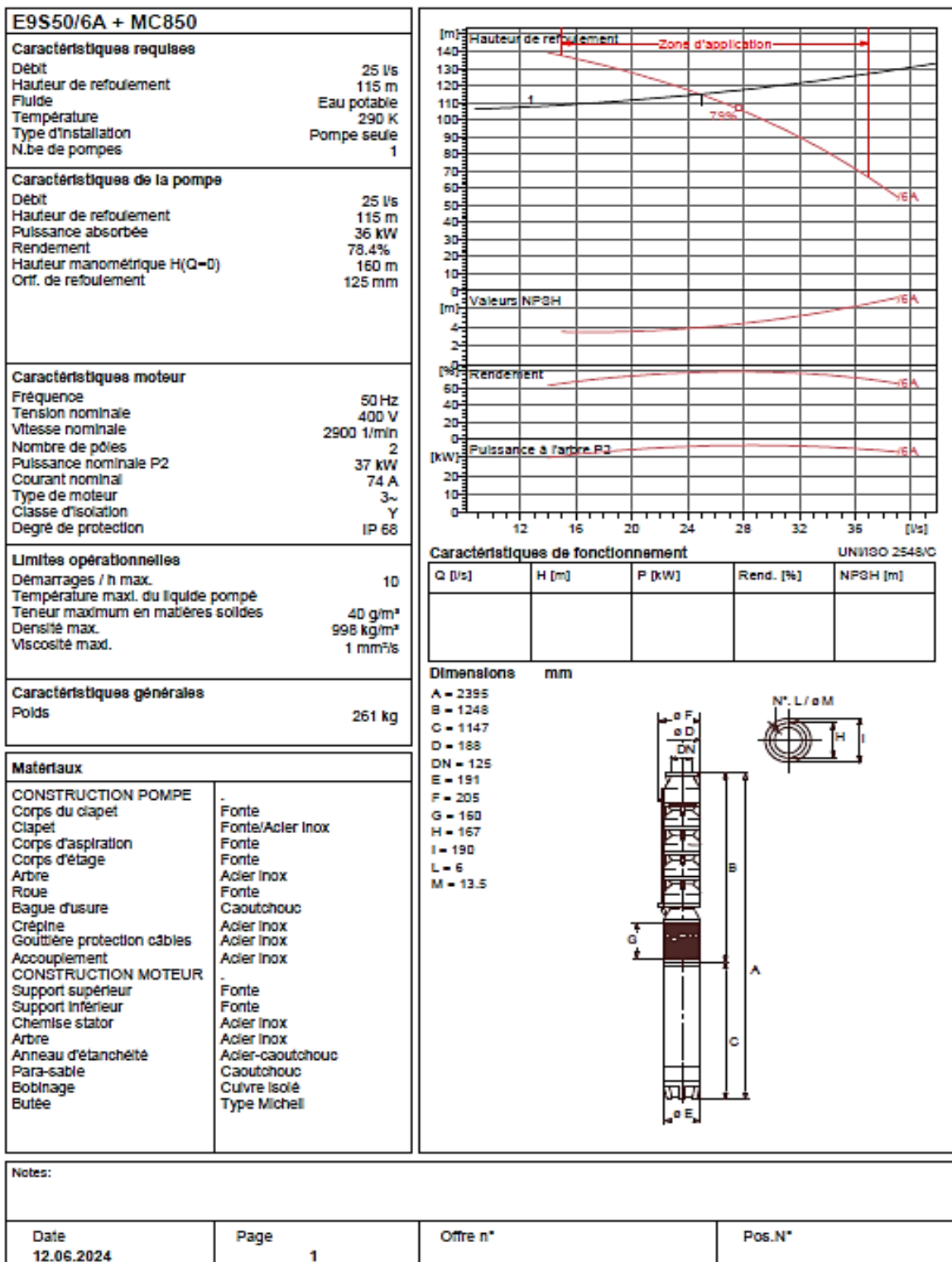
Annexe 3 : Abaque de MOODY



Annexe 4 : Courbe caractéristique de la pompe 1

caprari

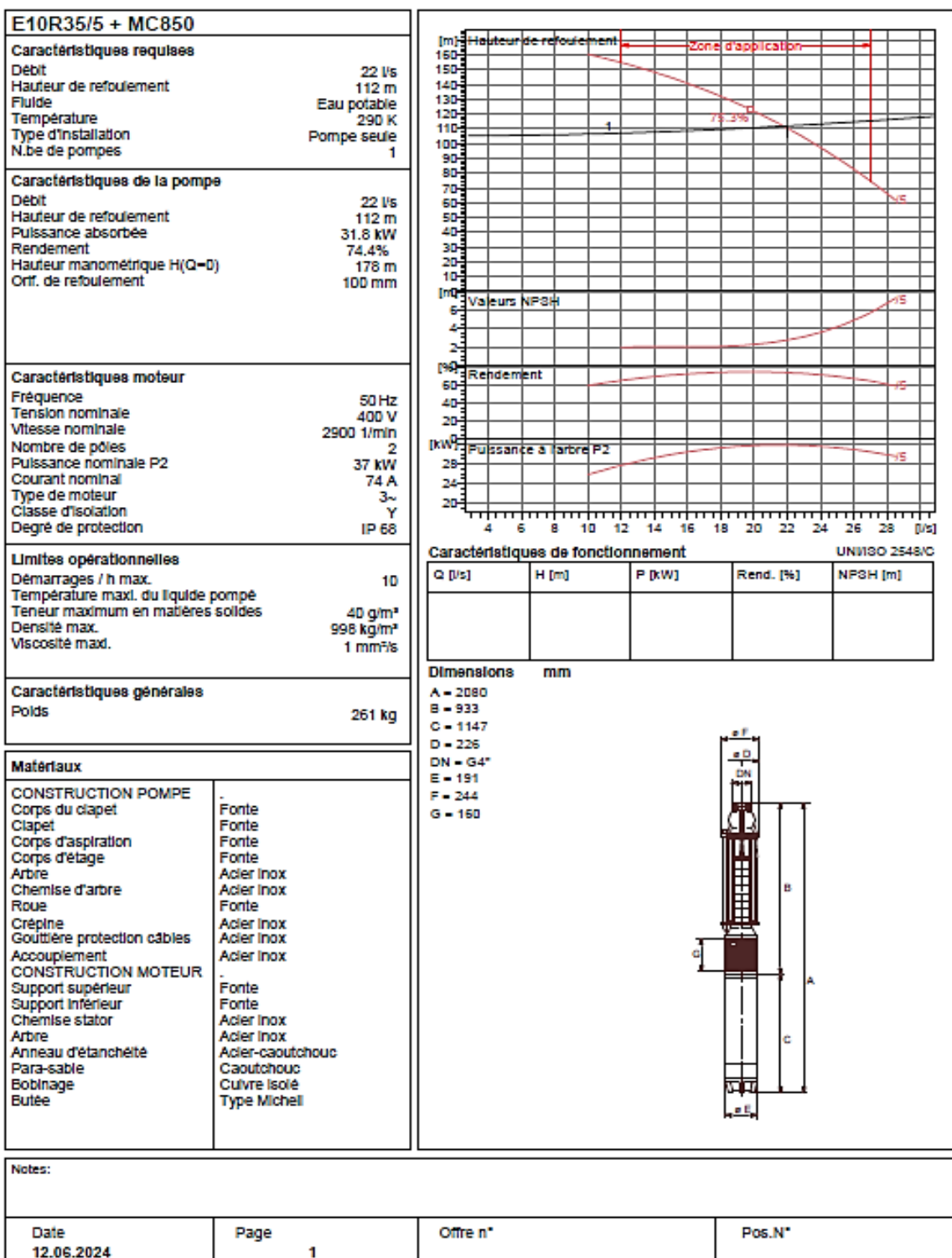
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

Annexe 5 : Courbe caractéristique de la pompe 2

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

Annexe 6 : Courbe caractéristique de la pompe 3

caprari

Modena - Italy

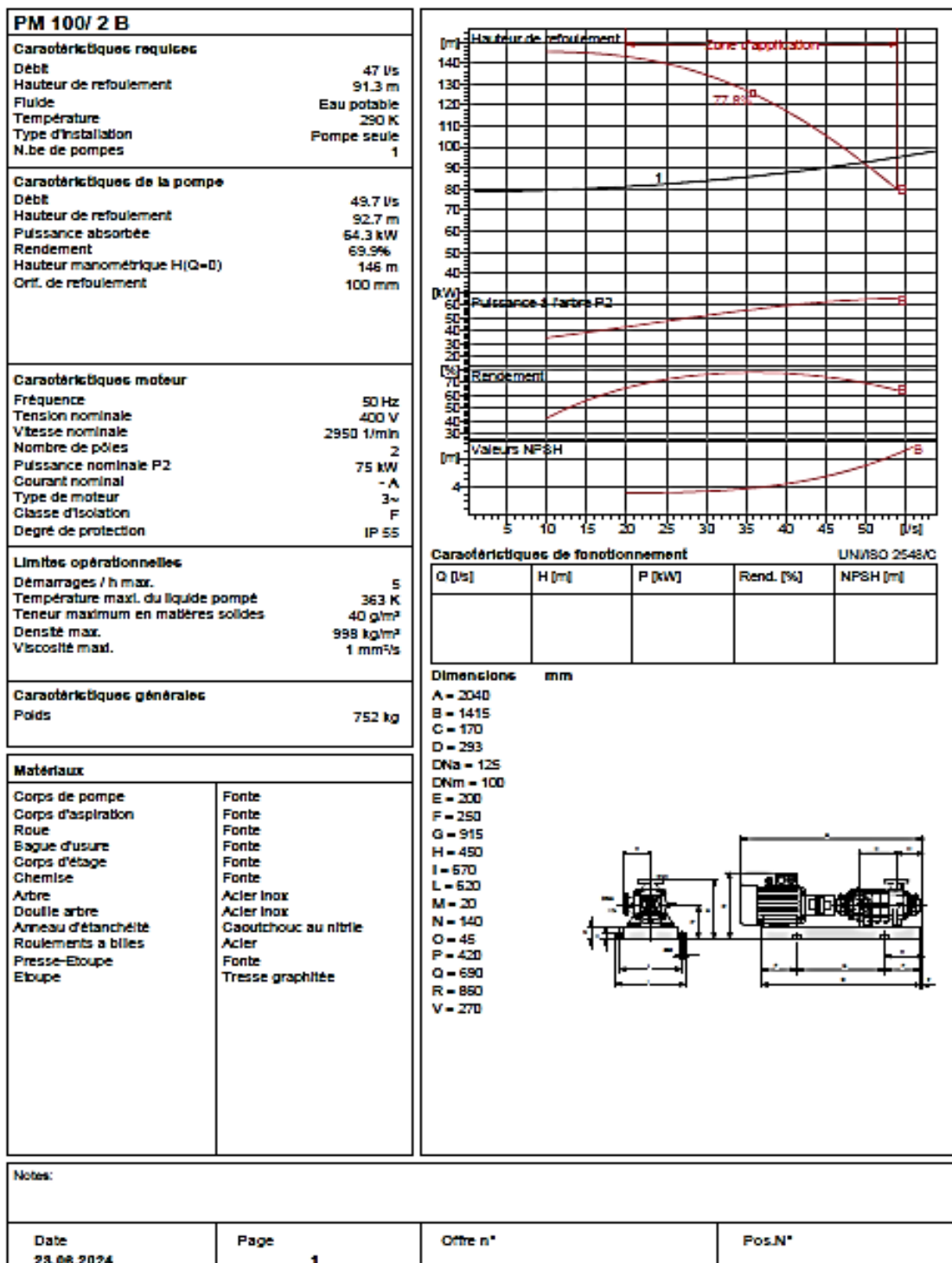
COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 125/ 5 A				
Caractéristiques requises				
Débit	47 l/s			
Hauteur de refoulement	111 m			
Fluide	Eau potable			
Température	290 K			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	47 l/s			
Hauteur de refoulement	111 m			
Puissance absorbée	68.8 kW			
Rendement	74.8%			
Hauteur manométrique H(Q=D)	163 m			
Orif. de refoulement	125 mm			
Caractéristiques moteur				
Fréquence	50 Hz			
Tension nominale	400 V			
Vitesse nominale	1450 1/min			
Nombre de pôles	4			
Puissance nominale P2	75 kW			
Courant nominal	- A			
Type de moteur	3~			
Classe d'isolation	F			
Degré de protection	IP 55			
Limites opérationnelles				
Démarrages / h max.	5			
Température max. du liquide pompé	363 K			
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³			
Densité max.	998 kg/m ³			
Viscosité max.	1 mm ² /s			
Caractéristiques générales				
Poids	1130 kg			
Matériaux				
Corps de pompe	Fonte			
Corps d'aspiration	Fonte			
Roue	Fonte			
Bague d'usure	Fonte			
Corps d'étage	Fonte			
Chemise	Fonte			
Arbre	Acier Inox			
Douille arbre	Acier Inox			
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile			
Roulements à billes	Acier			
Presse-Etoupe	Fonte			
Etoupe	Tresse graphitée			
Caractéristiques de fonctionnement UN3150 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
Dimensions mm				
A = 2262				
B = 1876				
C = 548				
D = 337				
DNa = 150				
DNm = 125				
E = 244				
F = 300				
G = 1276				
H = 544				
I = 720				
L = 670				
M = 20				
N = 140				
O = 45				
P = 420				
Q = 740				
R = 836				
V = 320				
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos.N°	
12.06.2024	1			

Annexe 6 : Courbe Caractéristique de la pompe 4

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

Annexe 7 : Caractéristique de la conduite PEHD PN 16

Code	Désignation	Prix de vente HT	Prix de vente TTC
PF0406800438	TUBE PEHD EAU PE100 Ø20 PN16 EP. 2.0 mm	38.74	46.10
PF0406800446	TUBE PEHD EAU PE100 Ø25 PN16 EP. 2.3 mm	54.62	65.00
PF0406800440	TUBE PEHD EAU PE100 Ø32 PN16 EP. 3.0 mm	88.91	105.80
PF0406800442	TUBE PEHD EAU PE100 Ø40 PN16 EP. 3.7 mm	136.81	162.80
PF0406800443	TUBE PEHD EAU PE100 Ø50 PN16 EP. 4.6 mm	215.13	256.00
PF0407100515	TUBE PEHD EAU PE100 Ø63 PN16 EP. 5.8 mm	334.03	397.50
PF0407100518	TUBE PEHD EAU PE100 Ø75 PN16 EP. 6.8 mm	470.59	560.00
PF0407100526	TUBE PEHD EAU PE100 Ø90 PN16 EP. 8.2 mm (50 ML)	672.27	800.00
PF0407100527	TUBE PEHD EAU PE100 Ø90 PN16 EP. 8.2 mm (06 ML)	672.27	800.00
PF0407100510	TUBE PEHD EAU PE100 Ø110 PN16 EP. 10.0 mm	1,000.00	1,190.00
PF0407100511	TUBE PEHD EAU PE100 Ø110 PN16 EP. 10.0 mm (12 ML)	1,000.00	1,190.00
PF0406900465	TUBE PEHD EAU PE100 Ø125 PN16 EP. 11.4 mm	1,290.08	1,535.20
PF0406900469	TUBE PEHD EAU PE100 Ø160 PN16 EP. 14.6 mm	2,081.03	2,476.42
PF0406900474	TUBE PEHD EAU PE100 Ø200 PN16 EP. 18.2 mm	3,042.16	3,620.17
PF0406900479	TUBE PEHD EAU PE100 Ø250 PN16 EP. 22.7 mm	5,132.08	6,107.17
PF0407000483	TUBE PEHD EAU PE100 Ø315 PN16 EP. 28.6 mm	8,040.88	9,568.64
PF0407000489	TUBE PEHD EAU PE100 Ø400 PN16 EP. 36.3 mm	13,177.40	15,681.10
PF0407000493	TUBE PEHD EAU PE100 Ø500 PN16 EP. 45.4 mm	20,539.10	24,441.53
PF0407000496	TUBE PEHD EAU PE100 Ø630 PN16 (6 ML)	33,022.08	39,296.28
PF0407000497	TUBE PEHD EAU PE100 Ø630 PN16 EP. 57.3 mm	33,022.08	39,296.28
PF0407000501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø710 PN16 EP. 64.5 mm	41,424.93	49,299.87
PF0407000503	TUBE PEHD EAU PE100 Ø800 PN16 EP. 72.6 mm	53,282.71	63,406.43

الملخص

قمنا في هذا التقرير بإجراء دراسة تقنية لتزويد منطقة أزغار الواقعة بولاية بجاية بالمياه الصالحة للشرب. بدأت الدراسة بعرض للموقع وتقدير احتياجات السكان من المياه بحلول عام 2054. ثم قمنا بقياس الأبعاد والتحقق من قدرات الخزانات اللازمة، يليها قياس أبعاد أنابيب النقل واختيار المضخات الأربع الصحيحة. ولحماية الشبكة، قمنا بتحليل ظاهرة المطرقة المائية، مع ملاحظة أن الضغط الزائد والانخفاض لا يشكلان خطراً على الأنابيب. وأخيراً، قمنا بقياس أبعاد شبكة التوزيع لمنطقة الدراسة باستخدام برنامج Epanet.

الكلمات المفتاحية : الخزان، الإمداد، المضخة، المطرقة المائية، التوزيع

Résumé

Dans ce mémoire, nous avons réalisé une étude technique pour l'approvisionnement en eau potable de la zone Azaghar située à Akbou, dans la wilaya de Bejaia. L'étude a commencé par une présentation du site et une estimation des besoins en eau de la population à l'horizon 2054. Ensuite, on a dimensionné et vérifié les capacités des réservoirs nécessaires, suivie par un dimensionnement des conduites d'adduction et sélectionné les quatre pompes adéquates. Pour protéger le réseau, nous avons analysé le phénomène du coup de bélier, constatant que les surpressions et dépressions ne présentaient pas de risque pour les conduites. Enfin, nous avons dimensionné le réseau de distribution de la zone d'étude en utilisant le logiciel d'Epanet.

Mot clés : *Réservoir, adduction, pompe, coup de bélier, distribution.*

Abstract

In this report, we carried out a technical study for the supply of drinking water to the Azaghar zone located in Akbou, in the wilaya of Béjaïa. The study began with a presentation of the site and an estimate of the water needs of the population by 2054. Then, we dimensioned and verified the capacities of the necessary reservoirs, followed by a dimensioning of the conveyance pipes and selected the four correct pumps. To protect the network, we analyzed the water hammer phenomenon, noting that excess pressure and depression did not present a risk for the pipes. Finally, we dimensioned the distribution network of the study area using Epanet software.

Keywords: *Reservoir, supply, pump, water hammer, distribution.*