



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

NEGMAR Abdelmoumen

CHERDOUH Lyes

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA PARTIE HAUTE D'OUZELLAGUEN

Soutenu le /06 /2023 devant le jury composé de :

- Président : **Mr. HAMMOUCHE Abderrahmane**
- Promoteur (s) : **Mr. BERREKSI Ali**

Mr. BEDJOU Abdelhamid

- Examineur : **Mr. AMOURA Zouhir**
- Invité : **Mr. CHALABI Halim**

REMERCIEMENT

En premier lieu nous remercions Dieu de nous avoir donné la volonté et la détermination afin de présenter ce travail.

Nous sommes très reconnaissants envers nos encadreurs monsieur BERREKSI Ali, monsieur BEDJOU Abdelhamid de nous avoir facilité le travail grâce à leurs précieux conseils, leurs connaissances, leurs remarques ainsi que leurs considérables instructions. Ils ont été patients et bienveillants à nos côtés et ils nous ont apporté tout le soutien que nous avons besoin tout au long de ce travail.

Nous tenons à remercier le bureau d'étude de monsieur CHALABI Halim de nous avoir procuré la collecte de données du présent projet.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à nos familles pour nous avoir encouragé et nous avoir poussé à donner le meilleur de nous-même durant notre parcours universitaire.

DÉDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

Ma mère, mon père Dieu lui accorde sa miséricorde dont le mérite, les sacrifices et les qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour ;

Mon frère Yanis, ma sœur Radhia et ma chère petite amie Mélissa eux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail ;

Ma famille et mes proches qui me donnent de l'amour et de la vivacité ;

Tous mes amis et à ceux qui me sont trop chers qui m'ont toujours encouragé et à qui je souhaite plus de succès.

♠ Abdelmoumen NEGMAR ♠

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon père et ma chère maman

A mon frère KIKI

A mon frère Reda Dieu lui accorde sa miséricorde

A mes deux famille Cherdouh et Cherdouane

Mes chers cousins DANI et OMAR.

A mon bras droit Mayssa.

A mes amis : YASSOU, SOFIANE .

A tous mes cousin et cousines.

*A mes chers amis de ma promo : OUSSAMA , MOUAD, HOUSSEM,
WALID, ZINOU, KHEIROU, AMINE, RABAH , YUCEF.*

A tous mes amis

A tous ceux qui ont contribué à ma formation.

-LYES-

Table des matières

Introduction générale.....	1
<u>Chapitre 1</u>	
1.1 Introduction.....	2
1.2 Présentation du site	2
1.2.1 Situation géographique de la commune d'Ouzellaguen	2
1.2.2 Situation topographique.....	3
1.2.3 Situation hydrographique	4
1.2.4 Situation climatique	4
1.2.5 Situation Hydraulique.....	4
1.3 Site du projet.....	5
1.3.1 Répartition de la zone d'étude	6
1.4 Estimations des besoins de la zone d'étude	7
1.4.1 Estimation de la population future.....	7
1.4.2 Consommation moyenne journalière de la population.....	8
1.4.3 Consommation moyenne journalière pour les différents besoins	9
1.4.4 Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon 2053	13
1.4.5 Majoration de la consommation moyenne journalière	14
1.4.6 Consommation maximale journalière	15
1.4.7 Variation de la consommation horaire	15
1.5 Conclusion	17
<u>Chapitre 2</u>	
2.1 Introduction	18
2.2 Exigence technique à satisfaire lors de la construction des réservoirs	18
2.3 Classification des réservoirs	18
2.3.1 Les matériaux de construction	18
2.3.2 Réservoirs en maçonnerie	18
2.3.3 La situation des lieux	19
2.3.4 La forme géométrique	19
2.3.5 La fonction dans le système hydraulique	19
2.4 Rôle des réservoirs.....	19
2.5 Emplacement des réservoirs	20

2.6 Equipements des réservoirs	20
2.6.1 Conduite d'alimentation (adduction).....	20
2.6.2 Conduite by-pass:	20
2.6.3 Conduite de distribution	21
2.6.4 Conduite de trop-plein	21
2.6.5 Conduite de vidange	22
2.7 Schéma global d'un réservoir d'eau potable	22
2.8 Capacité du réservoir	23
2.8.1 Détermination de la valeur de « P% ».....	24
2.8.2 Calcul du diamètre du réservoir.....	24
2.8.3 Calcul de la hauteur d'incendie dans le réservoir	25
2.9 Dimensionnement des réservoirs de la zone d'étude	25
2.9.1 Dimensionnement du réservoir Bourafaa (zone 1)	25
2.9.2 Dimensionnement du réservoir Ait saada (zone 2 :	27
2.9.3 Dimensionnement du réservoir tampon Bourafaa (Zone 3).....	29
2.10 Conclusion	31
<u>Chapitre 3</u>	
Adduction.....	32
3.1 Introduction :	31
3.2 Description du schéma d'adduction.....	31
3.3 Types d'adduction	31
3.3.1 Adduction par refoulement	31
3.3.2 Adduction gravitaire	32
3.4 Critères d'adduction	32
3.4.1 Tracé d'adduction	32
3.4.2 Caractéristiques d'une conduite	32
3.4.3 Conduite d'adduction	32
3.4.4 Type de tuyaux	33
3.5 Choix du type de conduite.....	33
3.6 Étude technico-économique	34
3.6.1 Calcul du diamètre avantageux dans le cas d'une conduite en refoulement.....	34
3.6.2 Calcul de diamètre avantageux dans le cas d'une conduite gravitaire	35
3.6.3 Calcul de la vitesse d'écoulement	35
3.6.5 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt	38
3.6.6 La puissance absorbée par la pompe	38

3.6.7	Energie consommée par la pompe	38
3.6.8	Frais d'exploitation	39
3.6.9	Frais d'amortissement	39
3.6.10	Bilan économique	40
3.7	Dimensionnement des conduites d'adduction.....	40
3.7.1	Dimensionnement du tronçon Chef-lieu - Tigrine (adduction par refoulement).....	40
3.7.2	Etude économique	41
3.7.3	Dimensionnement du tronçon Tigrine–Bourafaa (adduction par refoulement)	42
3.7.4	Etude économique	43
3.7.5	Dimensionnement du tronçon Tigrine – Ait saada (adduction gravitaire).....	45
3.8	Le schéma global de l'adduction.....	46
3.9	Conclusion.....	47

Chapitre 4

4.1	Introduction	49
4.2	Classification des pompes	49
4.2.1	Les pompes volumétriques	49
4.2.2	Les turbopompes	49
4.3	Choix de types de pompes.....	50
4.4	Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	51
4.4.1	Hauteur manométrique (Hmt).....	51
4.4.2	Le rendement (η).....	51
4.4.3	Le débit (Q)	51
4.4.4	La puissance absorbée par la pompe (Pa).....	51
4.4.6	Les courbes caractéristiques d'une pompe	52
4.4.7	La courbe débit – hauteur $H = f(Q)$	52
4.4.8	La courbe rendement – débit $\eta = f(Q)$	52
4.4.9	La courbe des puissances absorbées - débit $P_a = f(Q)$	52
4.4.10	Le point de fonctionnement d'une pompe	52
4.5	Méthodes d'ajustements du point de fonctionnement de la pompe	53
4.5.1	Modification du temps de pompage.....	53
4.5.2	Vitesse de rotation de la roue.....	53
4.5.3	Régulation par étouffement	54
4.5.4	Rognage de la roue.....	55
4.6	Le phénomène de cavitation.....	56
4.7	Choix des pompes du projet	57

4.8 Station de pompage du tronçon Chef-lieu – Tigrine.....	57
4.8.1 Caractéristiques de la conduite	57
4.8.2 Caractéristiques de la pompe	57
4.8.3 Réalisation du point désiré.....	58
4.8.4 Etude de la cavitation.....	61
4.9 Station de pompage du tronçon Tigrine-Bourafaa 2.....	61
4.9.1 Caractéristiques de la conduite	61
4.9.2 Caractéristiques de la pompe	61
4.9.3 Réalisation du point désiré.....	62
4.9.4 Etude de la cavitation.....	64
4.10 Conclusion.....	65

Chapitre 5

5.1 Introduction.....	67
5.2 Définition du coup de bélier.....	67
5.3 Cause du phénomène	67
5.4 Conséquences du coup de bélier.....	67
5.5 Moyens de protection contre le coup de bélier	68
5.5.1 Volant d’inertie.....	68
5.5.2 Soupapes de décharge.....	68
5.5.3 Les ventouses.....	69
5.5.4 Cheminée d’équilibre.....	69
5.5.5 Soupapes d’admission et de purge d’air.....	70
5.5.6 Le réservoir d’air.....	71
5.6 Etude du coup de bélier.....	72
5.6.1 Calcul de la célérité de l’onde.....	72
5.7 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	73
5.8 Calcul du réservoir d’air.....	74
5.8.1 Principe de construction de l’épure de Bergeron.....	74
5.8.2 Principe de calcul du réservoir d’air	75
5.9 Calcul numérique du réservoir d’air	78
5.10 Conclusion.....	82

Chapitre 6

6.1 Introduction.....	84
6.2 Classification des réseaux de distribution.....	84
6.2.1 Réseau ramifié.....	84

6.2.2 Réseau maillé.....	84
6.2.3 Réseau mixte.....	85
6.3 Conception d'un réseau.....	86
6.3.1 Choix du type des matériaux	86
6.3.2 Equipements et accessoires du réseau de distribution.....	87
6.4 Description du réseau de distribution	88
6.4.1 Calcul hydraulique du réseau de distribution	90
6.5 Dimensionnement du réseau	91
6.5.1 Calcul des différents débits.....	91
6.6 Configuration et simulation de réseau hydraulique	95
6.6.1 Présentation du logiciel EPANET.....	95
6.6.2 Utilisation d'EPANET	95
6.6.3 Modélisation du réseau	96
6.6.4 Simulation du réseau	97
6.7 Conclusion	104
Conclusion générale	105

Liste des symboles

A : Amortissement annuel.

a : Célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

BL : Le bilan (DA).

CTP : La côte trop plein.

CR : la côte radiée.

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

D : Diamètre de la conduite (m).

d' : Diamètre de la veine contractée (m) .

Dext : Diamètre extérieur de la conduite (m).

Dint : Diamètre intérieur de la conduite (m).

Dmax : Diamètre maximale de la conduite (m).

DBONNIN : Diamètre donné par BONNIN (m).

DBRESS : Diamètre donné par BRESS (m).

E : Énergie consommée par la pompe (KWh).

e : Épaisseur de la conduite (m).

eu : Prix unitaire du KWh fixé par SONELGAZ à (4,67 DA).

Fexp : Frais d'exploitation (DA).

Fam : Frais d'amortissement (DA).

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

Ha : La hauteur d'aspiration (m).

Hr : La hauteur du réservoir (m).

H1 : La hauteur manométrique au point désiré (m).

H2 : La hauteur manométrique au point homologue (m).

Hinc : La hauteur d'incendie (m).

Hmt : La hauteur manométrique totale (m).

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

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

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

H0 : La pression absolue de la conduite (m).

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

i : Le taux d'intérêt.

K : La rugosité absolue de la conduite.

k : coefficient qui dépend de V1 et Vf dans le cas de la montée de l'eau

k' : coefficient qui dépend de V2 et Vf dans le cas de la descente de l'eau

Kc : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

Kmax.h : Coefficient de variation horaire maximale.

Kmax.j : Coefficient de variation journalière maximale.

L : Longueur de la conduite (m).

Lij : 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).

Ni : Nombre d'habitants.

NPSHd : La charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSHr : 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 (n=30ans).

P : La puissance utile (KW).

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

P0 : La pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).

P% : Le résidu maximal dans le réservoir (%).

Pn : La population à l'horizon d'étude.

P0 : La population de l'année référence (2023).

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PN : La pression nominale.

Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).

Q_{equi} : Besoins d'équipement (m³/j).

Q_{dom} : Besoins domestiques (m³/j).

Q_p : Débit de pointe en (m³/j).

Q_n : Débit du noeud (l/s).

Q_r : Débit de route (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s).

Q_{maj.j} : Débit majoré journalier en (m³/j).

Q_{max.j} : Débit maximum journalier en (m³/j).

Q_{moy.h} : Débit moyen majoré horaire (m³/h).

Q_{max.h} : Débit maximum horaire (m³/h).

Q : Le débit au point de fonctionnement (m³/s).

Q1 : Le débit désiré (m³/s).

Q2 : Le débit au point homologue du point désiré (m³/s).

q : Dotation moyenne journalière (l/j.hab).

R : Réservoir.

Re : Le nombre de REYNOLDS.

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

R_p : Réservoir projeté.

R+max : Résidu maximum positif.

R-max : Résidu maximum négatif.

r : Le pourcentage de rognage (%).

S : Section de la conduite (m²).

S_r : La surface de réservoir (m²).

T_a : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 1.2.

T_p : Le temps de pompage.

T₁ : Le temps de fermeture brusque de la vanne (s).

T₂ : Le temps de fermeture lente de la vanne (s).

T_v : La pression de vapeur maximale de l'air.

T' : Le nouveau temps de pompage (s).

T : Le temps de pompage par jour (t = 20h).

U₀ : Volume d'air initial (m³).

V : La vitesse d'écoulement (m/s).

V₁ : Vitesse dans la tuyère (m/s).

V_f : Vitesse finale choisie (m/s).

V_T : Le volume total du réservoir (m³).

V_m : Moyenne arithmétique (m/s)

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

V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s.

V_{inc} : Le volume d'incendie (120 m³).

V₀ : Vitesse initiale d'écoulement (m/s).

Z₀ : 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 (m²/s).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

$\delta 0$: Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

ρ : La masse volumique (kg/m³).

π : 3,14.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

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

ΔH_t : La perte de charge totale (m).

ΔH_L : La perte de charge linéaire (m).

ΔH_s : La perte de charge singulière (m).

ΔU : Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T, au volume d'air choisi arbitrairement U₀ au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente.

ϕ : Diamètre de la conduite (mm).

Liste des tables

Chapitre 1

Table 1- 1 : Caractéristiques des cinq forages.....	4
Table 1- 2 : Caractéristiques des quatre sources.	5
Table 1- 3 : Répartition du nombre d'habitants des trois zones.	6
Table 1- 4 : Estimation de nombre d'habitants des trois zones d'étude à l'horizon 2053.	7
Table 1- 5 : Valeurs de la dotation q en fonction du nombre d'habitants de l'agglomération. ...	8
Table 1- 6 : Evaluation des besoins en eau des trois zones.....	9
Table 1- 7 : Evaluation des besoins scolaires.....	10
Table 1- 8 : Evaluation des besoins sanitaires.....	10
Table 1- 9 : Evaluation des besoins industriels.	10
Table 1- 9 : Evaluation des besoins industriels. (Suite et fin).....	11
Table 1- 10 : Evaluation des besoins commerciaux.	11
Table 1- 10 : Evaluation des besoins commerciaux (Suite et fin).....	12
Table 1- 11 : La consommation moyenne journalière totale pour 2023.	13
Table 1- 12 : La consommation moyenne journalière pour l'horizon 2053.	14
Table 1- 13 : La consommation maximale journalière.....	14
Table 1- 14 : Consommation maximale journalière.....	15
Table 1- 15: Présentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon (2023).	16
Table 1- 16 : Présentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon (2023).	16
Table 1- 17: Présentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon futur (2053).	17

Chapitre 2

Table 2- 1 : Dimensionnement du réservoir Bourafaa.	26
Table 2- 2: Dimensionnement du réservoir d'Ait Saada.	28
Table 2- 3 : Dimensionnement du réservoir tampon Tigrine.	30

Chapitre 3

Table 3- 1 : Détermination de la Hmt du tronçon Chef-lieu – Tigrine.	41
Table 3- 2 : Frais d'amortissement du tronçon Chef-lieu –Tigrine.	41
Table 3- 3 : Frais d'exploitation de la station de pompage.....	42
Table 3- 4 : Bilan global du tronçon Tigrine – Bourafaa.	42
Table 3- 5 : Détermination de la Hmt du tronçon Tigrine – Bourafaa.	43
Table 3- 7 : Frais d'exploitation de la station de pompage.	44
Table 3- 8: Bilan global du tronçon Tigrine - Bourafaa.....	44
Table 3- 9 : Détermination des pertes de charge totales du tronçon Tigrine – Ait saada.....	45

Chapitre 4

Table 4- 1: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.	57
Table 4- 2 : Valeurs de Hp et H2 en fonction de débit refoulé.	59
Table 4- 3 : Valeurs de Hp et H2 en fonction de débit refoulé.	63

Chapitre 5

Table 5- 1 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les deux tronçons.....	73
Table 5- 2 : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air	80

Chapitre 6

Table 6- 1 : Tableau des débits de routes.	92
Table 6- 1 : Tableau des débits de routes (Suite et fin).....	93
Table 6- 2 : Tableau des débits aux nœuds.	94
Table 6- 3 : État des arcs du réseau.	98
Table 6- 3 : État des arcs du réseau (suite et fin).....	99
Table 6- 4 : État des nœuds du réseau.	100
Table 6- 4 : État des nœuds du réseau (Suite et fin).....	101

Liste des Figures

Chapitre 1

Figure 1- 1 : Situation géographique de la commune d'Ouzellaguen .	3
Figure 1- 2 : Présentation de la zone d'étude sur la carte d'état-major.	5
Figure 1- 3 : Répartition des trois zones d'étude .	6

Chapitre 2

Figure 2- 1 : Emplacement des deux conduites, d'adduction et de by-pass dans un réservoir d'eau potable.	21
Figure 2- 2 : Emplacement de la conduite de distribution dans un réservoir d'eau potable.	21
Figure 2- 3 : Emplacement de la Conduite de trop-plein et de vidange dans un réservoir.	22
Figure 2- 4 : <i>Schéma d'un réservoir d'eau potable.</i>	23

Chapitre 3

Figure 3- 1 : Conception des trois tronçons d'adduction .	31
Figure 3- 2 : Schéma global d'adduction.	46

Chapitre 4

Figure 4- 5 : Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge.	52
Figure 4- 6 : Courbes caractéristiques de la première pompe.	58
Figure 4- 7 : Courbes de H_p et H_2 en fonction du débit refoulé.	59
Figure 4- 8 : Courbes caractéristiques de la deuxième pompe.	62
Figure 4- 9 : Courbes de H_p et H_2 en fonction du débit refoulé.	63

Chapitre 5

Figure 5- 1 : Soupapes de décharge .	69
Figure 5- 2 : Ventouse à trois fonctions .	69
Figure 5- 3 : Cheminée d'équilibre .	70
Figure 5- 4 : Soupapes d'admission .	70
Figure 5- 5 : Réservoir d'air .	71
Figure 5- 6 : Etranglement au moyen d'une tuyère .	74
Figure 5- 7 : L'eau du réservoir se dirige vers la conduite .	76
Figure 5- 8 : L'eau de la conduite revient dans le réservoir .	78
Figure 5- 9 : Epure de Bergeron.	81
Figure 5- 10 : variation de la pression absolue en fonction du temps .	81
Figure 5- 11 : la variation des pressions en régime permanent et transitoire .	82

Chapitre 6

Figure 6- 1 : Réseau ramifié.....	84
Figure 6- 2 : Réseau maillé	85
Figure 6- 3 : Réseau mixte	85
Figure 6- 4 : Schéma du réseau de distribution de la zone Tigrine.....	89
Figure 6- 5 : Résultats de la simulation de la partie haute du réseau de la première zone avec réducteur de pression.....	103
Figure 6- 6 : Résultats de la simulation la partie basse du réseau de la première zone avec réducteur de pression.....	103

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est la source fondamentale de la vie et du développement, un fait prouvé par nos activités quotidiennes qui démontrent qu'une vie sans accès à une quantité suffisante d'eau de qualité est pratiquement impossible. L'eau dépasse ainsi les simples besoins humains pour devenir une ressource essentielle, de plus en plus menacée en raison de sa mauvaise gestion. Dans ce contexte, notre intérêt se porte spécifiquement sur l'alimentation en eau potable, dont les besoins de la population augmentent rapidement en raison du développement socio-économique.

Dans cette perspective, l'objectif de ce mémoire est d'étudier en détail le réseau d'alimentation en eau potable de la partie haute d'Ouezelaguen, située dans la Wilaya de Bejaia. Nous visons ainsi à élaborer une étude approfondie de ce réseau, en mettant l'accent sur deux aspects majeurs qui sont la chaîne d'adduction et la distribution de l'eau. Le plan de travail s'articule autour des points suivants :

Présentation globale du site d'étude et estimation des besoins en eau de la population locale dans le premier chapitre pour déterminer les capacités des réservoirs de stockage, sujet abordé dans le chapitre suivant.

Le troisième chapitre est réservé à l'élaboration d'étude approfondie sur la partie adduction du projet.

Le quatrième chapitre consiste à sélectionner les pompes adaptées pour les deux refoulements.

Le cinquième chapitre est de faire une analyse du phénomène de coup de bélier et dimensionné et les anti-béliers.

Pour le dernier chapitre, il a pour but de dimensionner le réseau de distribution de la première zone d'étude, Bourafaa, à l'aide du logiciel d'épanet.

Enfin, nous concluons par, une conclusion générale.

Chapitre 1

Présentation du site et estimation des besoins

1.1 Introduction

La présente étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la partie haute de la commune d'Ouzellaguen wilaya de Bejaia ; pour cela, on a commencé ce travail par une collecte de toutes les données nécessaires. Ce chapitre consiste à développer deux points essentiels. Le premier est consacré à la présentation de l'aire d'étude du point de vue géographique, climatique, hydraulique et démographique, tandis que le deuxième point est consacré à la description et le fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable actuel.

1.2 Présentation du site

1.2.1 Situation géographique de la commune d'Ouzellaguen

Selon le RGPH 2021 la commune d'Ouzellaguen compte 31859 habitants. La commune d'Ouzellaguen se situe au Nord-Est de l'Algérie à 60 Km au Sud-Ouest du chef-lieu de la wilaya de Bejaia, d'une superficie d'environ de 61.40 km², comme la montre la figure 1-1 ci-dessous. Les coordonnées géographique de la commune sont comme suit : une latitude : 36.542, une longitude : 4.61291. 36° 32' 31" Nord, 4° 36' 46" Est. [1]

Cette commune est délimitée :

- Au Nord, par la commune de Chemini ;
- A l'Est, par la commune de Seddouk ;
- Au Sud, par les communes de Chelata et Akbou ;
- A l'Ouest, par la commune de Bouzguen de la wilaya de Tizi ouzou.

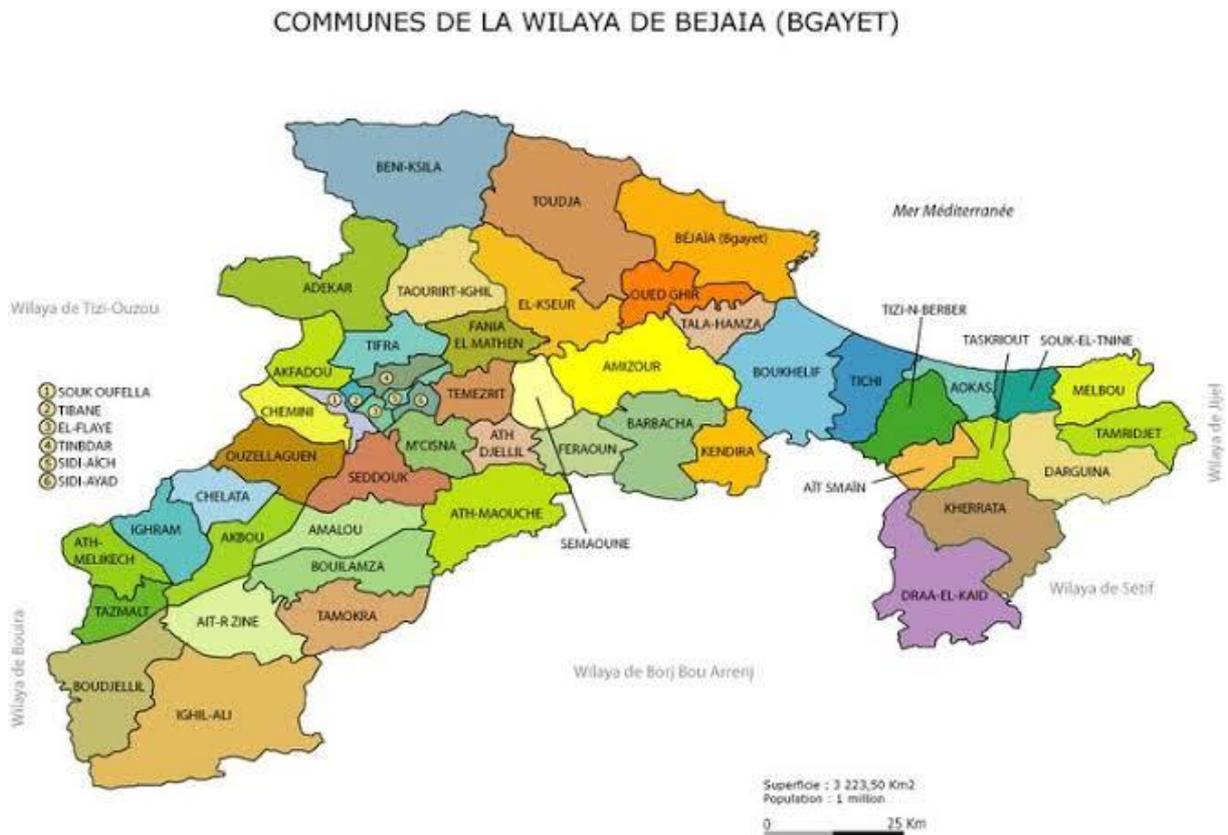


Figure 1- 1 : Situation géographique de la commune d'Ouzellaguen [1].

1.2.2 Situation topographique

La commune d'Ouzellaguen est située au centre de la vallée de la Soummam. Le territoire de cette commune correspond physiquement et principalement à deux unités morphologiques.

La zone de plaine en forme d'entonnoir au S-O qui se rétrécit au N-E vers la sortie d'Ouzellaguen en allant vers Bejaia. La largeur moyenne de cette plaine est de 2 Km et l'altitude moyenne est de l'ordre de 160 m, cette zone correspond morphologiquement à un système de terrasses alluviales.

La zone de collines qui sont taillées par de profonds ravins creusés par des torrents lors des pluies. La vitesse des eaux est en effet accélérée par les fortes pentes du relief. Les altitudes décroissent du Nord au Sud rapidement, passant de 1720 m (en haute montagne) à 110 m au niveau de l'Oued Soummam. [3]

1.2.3 Situation hydrographique

L'oued Soummam constitue la limite Sud de la commune, il est considéré comme le plus important cours d'eau dans la région, il est ramifié de plusieurs ravinements, dont les plus importants sont :

- Oued Hellouane qui coule du Nord au Sud pour rejoindre l'Oued Soummam ;
- Oued Ighzer Amokrane résultant d'un certain nombre d'affluents qui prennent naissance en zone de montagne.

L'action de l'eau au niveau de ces affluents est très forte. [3]

1.2.4 Situation climatique

La commune d'Ouzellaguen est soumise au climat méditerranéen avec un été chaud et sec et un hiver froid et pluvieux (la neige dans les montagnes).

1.2.5 Situation Hydraulique

La commune d'Ouzellaguen est alimentée par 5 forages, 4 sources et par le barrage de Tichy-Haf, qui sont comme suite : [2]

- Forages

La commune est alimentée par 5 forages qui sont représentés dans la table 1-1 :

Table 1-1 : Caractéristiques des cinq forages.

N°	Nom du forage	Débit (l/s)
1	Boutagout	12
2	Ighzer Amdeane	8
3	Ahrik	10
4	Chikhouné	30
5	Tiouririne	25

- Sources

La commune est alimentée par 4 sources qui sont représentées dans la table 1-2 :

Table 1- 2 : Caractéristiques des quatre sources.

N°	Nom de la source	Débit (l/s)
1	Talghemt	20
2	Ifri	10
3	Ivaoullen	2
4	Aghebalou	2

- Barrage

La commune d'Ouzellaguen est alimentée par le barrage de Tichy-Haf à partir d'un picage au niveau de la chaîne de refoulement BOUZGUEN.

1.3 Site du projet

Le dit projet se situe au Nord-Ouest du chef-lieu de la commune, comme la montre la figure 1-2 ci-dessous. Le site est délimité par :

- Au Nord, par Oued Amokrane de la commune ;
- Au Sud, par les villages Meghnoune et Tala Tafat ;
- A l'Est, par le chef-lieu de la commune ;
- A l'Ouest, par le village Bouaissai.

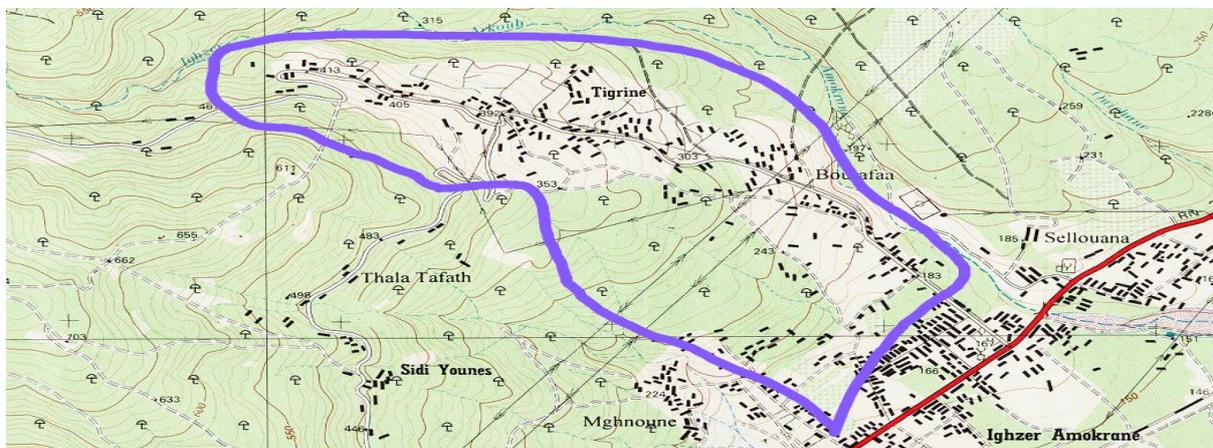


Figure 1- 2 : Présentation de la zone d'étude sur la carte d'état-major.

La zone d'étude est alimentée par les sources de Talghemt et Ifri, et vu l'insuffisance de ces deux sources, on s'est dirigé vers les eaux du barrage TICHY-HAF, donc actuellement la zone est alimenté par le barrage en question.

1.3.1 Répartition de la zone d'étude

Le nombre d'habitant de la zone étudiée est de 4400 habitants. La zone d'étude est répartie en trois zones, comme est donnée dans la table 1-3 ci-dessous :

Table 1-3 : Répartition du nombre d'habitants des trois zones.

N° de la zone	Nombre de logements	Habitants
Bourafaa	291	1400
Ait Saada	68	850
Tigrine	552	2150
Total	851	4400

La figure 1-3 ci- dessous représente la répartition des trois zones d'études :

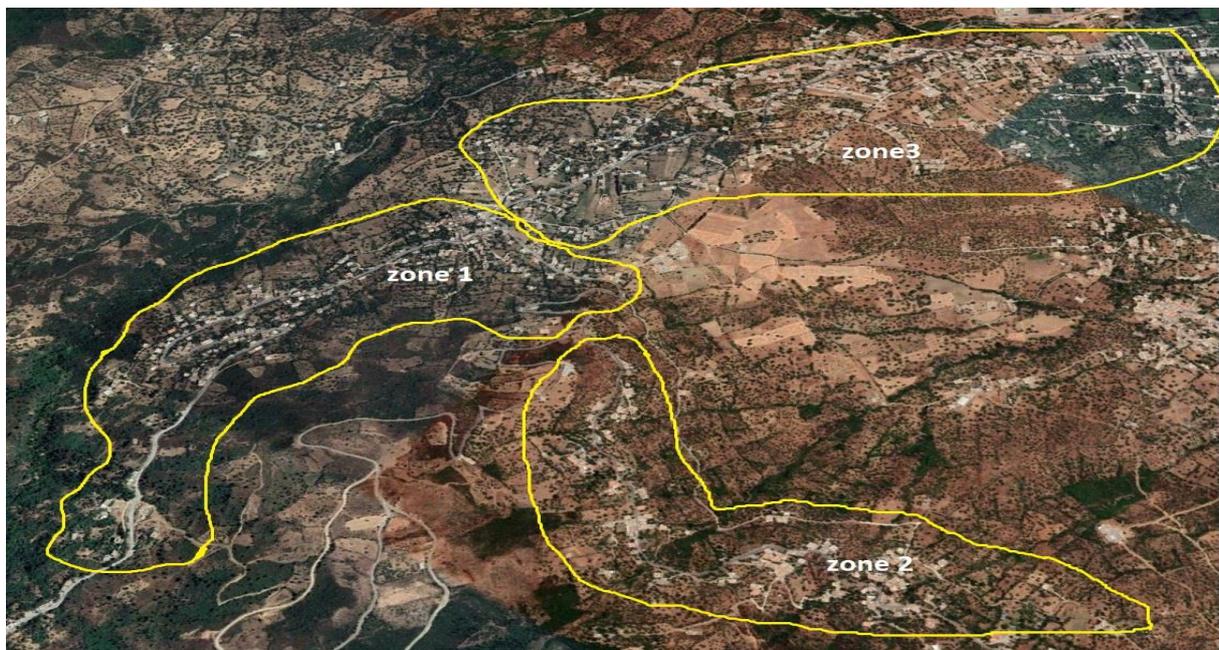


Figure 1-3 : Répartition des trois zones d'étude [12].

1.4 Estimations des besoins en eau de la zone d'étude

1.4.1 Estimation de la population future

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit sur une période de 30 ans, qui est une moyenne en matière de durée de vie des canalisations.

L'évolution démographique de la population se calcule par la formule des intérêts composés suivante [4] :

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

Avec :

- ✓ P_n : Population à l'horizon d'étude (2053) ;
- ✓ P_0 : Population actuelle (2023) ;
- ✓ n : Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude (30 ans) ;
- ✓ T : Taux d'accroissement démographique moyen pris égale à 1,60 % [1].

La population actuelle de la zone d'étude est de 4400 habitants qui sont répartis en trois réseaux, le premier alimentera 1400 habitants, le deuxième alimentera 850 habitants et le troisième alimentera 2150 habitants. L'estimation de la population à l'horizon d'étude est mentionnée dans la table 1-4 suivante :

Table 1- 4 : Estimation de nombre d'habitants des trois zones d'étude à l'horizon 2053.

Zone	Taux d'accroissement en (%)	Nombre d'habitants en 2023	Nombre d'habitants en 2053
Bourafaa	1,6	1400	2254
Ait Saada		850	1368
Tigrine		2150	3461
Total		4400	7083

1.4.2 Consommation moyenne journalière de la population

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Le dimensionnement du réseau projeté est estimé sur la base de la consommation en eau actuelle et future. Pour la zone d'étude, il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres des besoins, tel que les besoins scolaires, sanitaires, socioculturels, administratifs, commerciaux et industriels [4].

1.4.2.1 Consommation moyenne journalière

Cette consommation est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum \frac{q \times N_i}{1000} \quad (1.2)$$

Avec :

- ✓ $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière en (m³/j) ;
- ✓ N_i : Nombre de consommateurs ;
- ✓ q : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).

1.4.2.2 La dotation

La valeur de la dotation unitaire " q " dépend généralement de la population de cette agglomération et de son niveau de vie. Ces valeurs sont représentées dans la table 1-5 ci-dessous [5] :

Table 1-5 : Valeurs de la dotation q en fonction du nombre d'habitants de l'agglomération.

Nombre d'habitants de l'agglomération	$N_i < 2000$	$2000 < N_i < 20000$	$20000 < N_i < 100000$	$N_i > 100000$
La valeur de la dotation en (l/j/hab.)	125	150 ÷ 200	200 ÷ 300	300 ÷ 350

Dans le présent cas, la zone d'étude contient moins de 20000 habitants, la norme de consommation est prise égale à 150 l/j/hab.

1.4.3 Consommation moyenne journalière pour les différents besoins

1.4.3.1 Consommation moyenne journalière pour les besoins domestiques

Les besoins domestiques sont des quantités d'eau utilisées par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène,... etc. Ils sont estimés selon la population et la dotation. Pour pouvoir calculer ces besoins, il faut choisir une norme fixée pour la dotation, cette norme est dite la dotation unitaire, c'est le rapport entre le débit journalier et le nombre de consommateur (agent, élève, lit,... etc.), attribuée à chaque habitant [4].

Donc les besoins domestiques en eau des trois zones sont donnés dans la table 1-6 ci-dessous :

Table 1- 6 : Evaluation des besoins en eau des trois zones.

Zone	Nombre d'habitants en 2023	Nombre d'habitants en 2053	Dotation (l/j/Hab)	Besoins actuels (m ³ /j)	Besoins futurs (m ³ /j)
Bourafaa	1400	2254	150	210	338,1
Ait Saada	850	1368		127,5	205,2
Tigrine	2150	3467		322,5	520,05
Total	4400	7089	Total	660	1063,35

1.4.3.2 Consommation moyenne journalière pour les besoins des différents équipements

Les différents équipements de la zone d'étude sont comme suit :

a). Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont donnés dans la table 1-7 ci-dessous :

Table 1-7 : Evaluation des besoins scolaires.

Zones	Etablissements	Effectifs	Dotation (l/j/effec)	Besoins en eau (m ³ /j)
Bourafaa	Primaire Tigrine + cantine	250	15	3,75
Ait Saada	Primaire Mamouri Houcine + Cantine	300		4,50
Total				8,25

B). Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont donnés dans la table 1-8 ci-dessous :

Table 1-8 : Evaluation des besoins sanitaires.

Zone	Etablissements	Effectifs	Dotation (l/j/patient)	Besoins en eau (m ³ /j)
Tigrine	Polyclinique	150	40	6,00
Total				6,00

C). Besoins industriels

Les besoins industriels sont donnés dans la table 1-9 ci-dessous :

Table 1- 9 : Evaluation des besoins industriels.

Zones	Etablissement	Nombre	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Ait Saada	Huilerie	1	5000	5,00
	Poulailler	2	2000	4,00

Table 1- 9 : Evaluation des besoins industriels. (Suite et fin)

Zone	Etablissement	Nombre	Dotation (l/j)	Besoins en eau (m ³ /j)
Total				9,00
Tigrine	Huilerie	1	5000	5,00
	Poulailler	1	2000	2,00
Total				7,00

D). Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont donnés dans la table 1-10 ci-dessous :

Table 1- 10 : Evaluation des besoins commerciaux.

Zones	Equipements	Unité	Nombres	Dotation (l/j/employé)	besoin en eau (m ³ /j)
Bourafaa	6 Alimentation générale	Employé	12	20	0,24
	2 Cafétérias	Employé	8	500	4
	2 Soudeurs	Employé	4	20	0,08
	1 Boulangerie	Employé	6	500	3
	1 Crémèrie	Employé	2	100	0,2
	1 Mécanicien	Employé	2	20	0,04
	1 Menuiserie aluminium	Employé	2	20	0,04
Total					7,60

Table 1- 10 : Evaluation des besoins commerciaux (Suite et fin).

Zones	Equipements	Unité	Nombres	Dotation (l/j/employé)	besoin en eau (m ³ /j)
Ait Saada	1 Alimentation générale	Employé	2	20	0,04
Total					0,04
Tigrine	1 Lavage Auto	Employé	2	2000	4
	1 Superettes	Employé	6	20	0,12
	3 Soudeurs	Employé	6	20	0,12
	1 Tailleur	Employé	2	20	0,04
	1 Bijouterie	Employé	2	20	0,04
	1 Mécanicien	Employé	2	20	0,04
	1 Réparation cardans	Employé	2	20	0,04
	1 Menuiserie aluminium	Employé	2	20	0,04
	1 Alimentation général	Employé	2	20	0,04
Total					4,48

1.4.3.3 Consommation moyenne journalière totale

La consommation moyenne journalière est définie comme étant la somme des différentes consommations de l'agglomération.

La consommation moyenne journalière totale est donnée dans la table 1-11 ci-dessous :

Table 1- 11 : La consommation moyenne journalière totale pour 2023.

Zone Type de besoins	Bourafaa	Ait Saada	Tigrine	Total (m ³ /j)
Besoins domestique	210	127,5	322,5	660
Besoins scolaire	3,75		4,50	8,25
Besoins sanitaire			6,00	6,00
Besoins commerciaux	7,60	0,04	4,48	1212
Besoins industriels		9,00	7,00	16,00
Total des équipements	11,35	9,04	21,98	42,37
Total (m ³ /j)	221,35	136,54	344,48	702,37

1.4.4 Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon 2053

En considérant les besoins actuels domestiques et ceux des équipements existants de chaque village, on peut estimer les différents besoins d'équipements futurs. Ces besoins auront une croissance sur les différents horizons suivant la relation ci-après [4] :

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

Avec :

- ✓ $Q_{\text{équi actuel}}$: besoins d'équipements en 2023 (m³/j) ;
- ✓ $Q_{\text{dom actuel}}$: besoins domestiques en 2023 (m³/j) ;
- ✓ $Q_{\text{équi futur}}$: besoins d'équipements en 2053 (m³/j) ;
- ✓ $Q_{\text{dom futur}}$: besoins domestiques en 2053 (m³/j).

L'estimation des différents besoins pour l'horizon futur sont donnés dans le tableau 1-12 ci-dessous :

Table 1- 12 : La consommation moyenne journalière pour l'horizon 2053.

Zone	Besoins domestiques Q_{dom} (m ³ /j)	Besoins d'équipements $Q_{équi}$ (m ³ /j)	$Q_{moy} = Q_{dom} + Q_{équi}$ (m ³ /j)
Bourafaa	338,1	18,27	356,37
Ait Saada	205,2	14,55	219,75
Tigrine	520,05	35,44	555,49
Total	1063,35	68,26	1131,61

1.4.5 Majoration de la consommation moyenne journalière

Les fuites au niveau du réseau d'adduction et du réseau de distribution sont en fonction du type de conduites, la nature du terrain et la qualité d'entretien. Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 20% (réseau neuf). La table 1-13 représente les débits majorés [2] :

$$Q_{maj,j} = 1.2 \times Q_{moy,j} \quad (1.4)$$

Avec :

✓ $Q_{maj,j}$: débit majoré journalier (m³/j).

Table 1- 13 : La consommation moyenne journalière majorée.

Zone	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)		$Q_{maj,j}$ (m ³ /j)	
	2023	2053	2023	2053
Bourafaa	221,35	356,37	265,62	427,64
Ait Saada	136,54	219,75	163,848	263,7
Tigrine	344,48	555,49	413,376	666,59
Total	702,37	1131,6	842,844	1357,93

1.4.6 Consommation maximale journalière

Cette consommation représente le débit du jour le plus chargé de l'année, elle se détermine par la formule suivante [4] :

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

Avec :

- ✓ $Q_{max,j}$: débit maximal journalier ;
- ✓ $Q_{maj,j}$: débit majoré journalier.

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre 1,1 et 1,3, on prend $K_{max,j} = 1,3$.

La table 1-14 ci-après représente les consommations maximales journalières :

Table 1-14 : Consommation maximale journalière.

Zones	$Q_{max,j} (m^3/j)$	
	2023	2053
Bourafaa	345,30	555,94
Ait Saada	213,00	342,81
Tigrine	537,39	866,56
Total	1095,70	1765,31

1.4.7 Variation de la consommation horaire

La consommation d'eau journalière varie durant les 24 heures, elle ne suit pas un chemin régulier. Donc on la caractérise par le coefficient d'irrégularité $K_{max,h}$, tel que :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{max,j/24} \quad (1.6)$$

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 maximal horaire.

D'où :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (1.7)$$

Avec :

✓ α_{max} : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1,2 et 1,3, on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

✓ β_{max} : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant représenté dans la table 1-15 ci-dessous : [7]

Table 1- 15 : Présentation des valeurs de β_{max} selon le nombre d'habitants de l'agglomération.

Nombre d'habitant $\times 10^3$	≤ 1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	$\geq 10^3$
valeur de β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

À travers ce tableau, on détermine les valeurs de β_{max} et du coefficient $K_{max.h}$. Pour estimer les valeurs de $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon (2023) et futur (2053), ces valeurs sont représentées respectivement dans les tables 1-16 et 1-17 ci-dessous :

Table 1- 16 : Présentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon (2023).

Zone	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}$ (m^3/h)
Bourafaa	1400	1,3	1,84	2,39	34,39
Ait Saada	850	1,3	2	2,6	23,09
Tigrine	2150	1,3	1,67	2,17	48,59

Table 1-17 : Présentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon futur (2053).

Zone	Nombre d'habitants	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}$ (m ³ /h)
Bourafaa	2254	1,3	1,65	2,15	49,79
Ait Saada	1368	1,3	1,85	2,41	34,41
Tigrine	3461	1,3	1,54	2,00	72,22

1.5 Conclusion

Dans ce chapitre, Nous avons présenté la partie haute de la commune d'Ouzellaguen ce qui nous a permis d'avoir une idée sur les différentes caractéristiques de cette zone. Nous avons aussi estimé les besoins en eau potable de cette zone en tenant compte des différentes consommations pour pouvoir dimensionner l'ensemble des ouvrages de stockages et de transport d'eau. Le débit maximum journalier est de 1765.31 m³/j avec un nombre d'habitants de 7089.

Chapitre 2

Réservoirs

2.1 Introduction

Dans le système de l'alimentation en eau potable le réservoir est un ouvrage hydraulique essentiel qui sert à stocker l'eau temporairement afin de la distribuer pour l'agglomération étudiée. Dans ce chapitre nous allons procéder au dimensionnement des réservoirs destinés à alimenter la zone d'étude.

2.2 Exigences techniques à satisfaire lors de la construction des réservoirs

Lors de la construction d'un réservoir, concernant le côté technique nous sommes obligés de satisfaire les trois conditions suivantes [7] :

- La résistance

Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties (Poids, effet climatique, effet dynamique,... etc.)

- L'étanchéité

Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.

- La durabilité

Les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec l'eau.

2.3 Classification des réservoirs

On classe les réservoirs selon des caractéristiques suivantes [7] :

2.3.1 Les matériaux de construction

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques ;

2.3.2 Réservoirs en maçonnerie

- Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

2.3.3 La situation des lieux

D'après la situation des lieux, l'implantation du réservoir par rapport au sol peut être :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés, sur tour.

2.3.4 La forme géométrique

La forme d'un réservoir peut être :

- Parallélépipédique ;
- Cylindrique ;
- Conique ;
- Sphérique ;
- Ou d'autre forme quelconque.

2.3.5 La fonction dans le système hydraulique

- Réservoir principal de stockage et d'accumulation ;
- Réservoir d'équilibre tampon (mise charge ou brise de charge) ;
- Réservoir ou bache de prise ;
- Réservoir de traitement.

Enfin, d'après les considérations esthétiques, ils doivent :

- Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- S'intégrer au paysage.

2.4 Rôles des réservoirs

Les réservoirs de stockage ont plusieurs fonctions dans les réseaux d'AEP, et leur principale fonction est celle de l'intermédiaire entre l'adduction et la distribution. Ils peuvent avoir aussi d'autres rôles comme :

- Régulateur et accumulateur ;

- Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution ;
- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Briser la charge ;
- Assurer la réserve incendie.

2.5 Emplacement des réservoirs

Le bon emplacement du réservoir est celui qui respecte toutes les conditions. Pour cela, nous prenons en considération les facteurs suivants [7] :

- Le réservoir doit se situer à un niveau supérieur (au minimum 20 mètres et le maximum 100 m) à celui du réseau ;
- Evaluer la perte de charge entre le fond du réservoir et le point le plus haut à desservir ;
- Un réservoir au centre d'une agglomération (château d'eau) permet de réduire les pertes de charge et les diamètres des conduites.

2.6 Equipements des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable doivent être équipés de [7] :

2.6.1 Conduite d'alimentation (adduction)

Elle permet d'acheminer l'eau de la prise d'eau vers le réservoir, et doit s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximum dans le réservoir en utilisant un flotteur à l'extrémité de cette conduite. On distingue deux types de conduites d'adduction : adduction avec chute libre et adduction noyée, comme le représente la figure 2-1.

2.6.2 Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution.

Habituellement les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée. En by-pass, on ferme la vanne (1) et (2) et on ouvre la vanne (3).

Le schéma de la conduite by-pass et d'adduction est représenté dans la figure 2-1 ci-après :

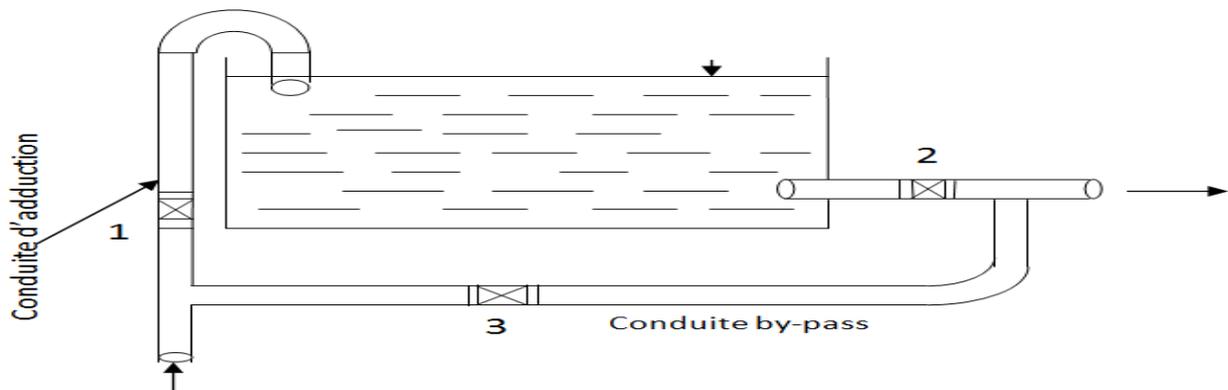


Figure 2- 1 : Emplacement des deux conduites, d'adduction et de by-pass dans un réservoir d'eau potable.

2.6.3 Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier, en vue d'éviter l'introduction du sable et de boue éventuellement déposés sur le radier. Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite selon la figure 2-2 ci-dessous.

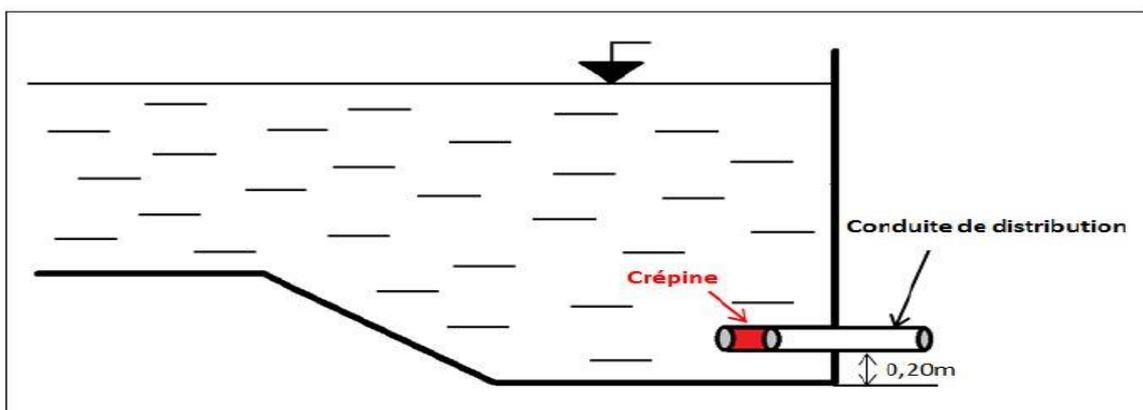


Figure 2- 2 : Emplacement de la conduite de distribution dans un réservoir d'eau potable.

2.6.4 Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction

de certains corps nocifs dans la cuve ; le schéma de la conduite du trop-plein est représenté dans figure 2-3.

2.6.5 Conduite de vidange

Elle est installée au point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir. La figure 2-3 représente la conduite de vidange.

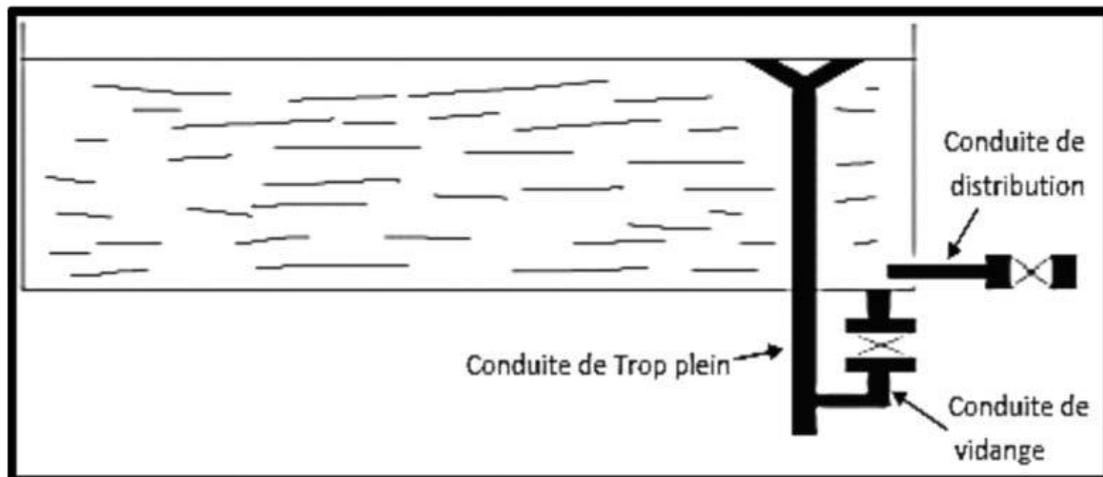


Figure 2- 3 : Emplacement de la Conduite de trop-plein et de vidange dans un réservoir.

2.7 Schéma global d'un réservoir d'eau potable

Le schéma global d'un réservoir d'eau potable est représenté dans la figure 2-6 suivante [6] :

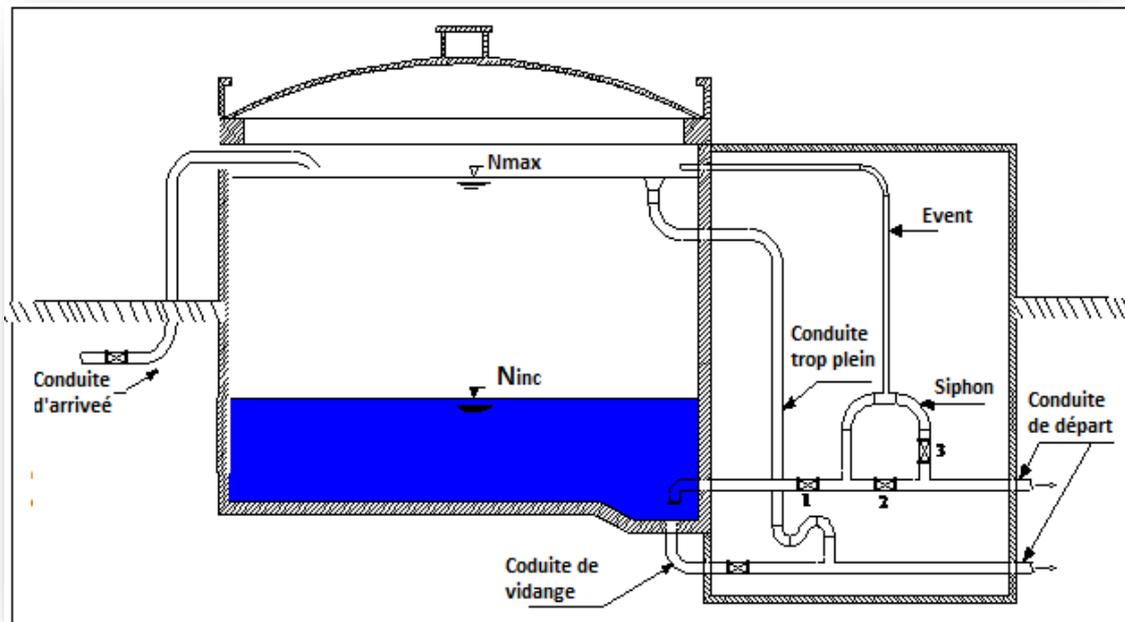


Figure 2- 4 : Schéma d'un réservoir d'eau potable [6].

On opte pour des réservoirs circulaires, semi-enterrés, vu que le relief de la zone d'étude qui est très accidenté et ces types de réservoirs offrent les avantages suivants :

- Economie sur les frais de constructions ;
- Maintien l'eau à température constante ;
- L'étanchéité est facile à réaliser.

2.8 Capacité du réservoir

Le volume a donné au réservoir dépend des variations du débit rentrant et sortant. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes [9] :

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

Dans le présent projet, on va utiliser la méthode analytique pour le calcul du volume total du réservoir. La relation de ce dernier est la suivante :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (2.1)$$

Avec :

- ✓ V_t : volume total du réservoir (m^3) ;
- ✓ V_{inc} : volume d'incendie ($V_{inc} = 120 m^3$) ;
- ✓ V_r : volume de régularisation du réservoir (m^3), il se calcule en se basant sur la formule ci-après :

$$V_r = P_{max} (\%) \times \frac{Q_{max.j}}{100} \quad (2.2)$$

Avec :

- ✓ $Q_{max.j}$: consommation maximale journalière (m^3) ;
- ✓ $P_{max} (\%)$: Résidu maximal dans le réservoir en (%).

2.8.1 Détermination de la valeur de « P% »

Pour déterminer la valeur du résidu maximal on doit :

Connaissant la valeur de ($K_{max.h}$), on répartit la consommation maximale journalière sur 24h ;

On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée.

La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.

On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximale de P%, qui sera calculée par la formule suivante :

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

Avec :

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

2.8.2 Calcul du diamètre du réservoir

La hauteur utile optimale d'eau varie entre 3 et 6 m. On prend $H = 4$ m. Donc le diamètre est donné comme suit :

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

Avec : $Se = \frac{\pi \times D^2}{4}$

Donc : $D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times H}}$ (2.5)

Avec :

- ✓ **V_n** : Capacité normalisée du réservoir (m³) ;
- ✓ **Se** : Section du réservoir en (m²) ;
- ✓ **H** : Hauteur utile optimale d'eau (m) ;
- ✓ **D** : Diamètre du réservoir (m).

2.8.3 Calcul de la hauteur d'incendie dans le réservoir

La hauteur d'incendie est donnée comme suit :

On a : $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

Donc : $H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2}$ (2.6)

2.9 Dimensionnement des réservoirs de la zone d'étude

2.9.1 Dimensionnement du réservoir Bourafaa

Le réservoir Bourafaa est alimenté à partir du réservoir tampon de Tigrine par le système de refoulement. Il assure une distribution pour la zone de Bourafaa d'un nombre d'habitants de 2254 et un débit max journalier de 555.94 m³/j, la table 2-1 ci-dessous nous donne les résultats du calcul :

Table 2- 1 : Dimensionnement du réservoir Bourafaa.

Heure	Distribution (%)	Apport (%)	Surplus (%)	Deficit (%)	Residu (%)
0 - 1	0,75	5	4,25		4,25
1 - 2	0,75	5	4,25		8,5
2 - 3	1	5	4		12,5
3 - 4	1	5	4		16,5
4 - 5	3	5	2		18,5
5 - 6	5,5	5		-0,5	18
6 - 7	5,5	5		-0,5	17,5
7 - 8	5,5	5		-0,5	17
8 - 9	3,5	5	1,5		18,5
9 - 10	3,5	5	1,5		20
10 - 11	6	5		-1	19
11 - 12	8,5	5		-3,5	15,5
12 - 13	8,5	5		-3,5	12
13 - 14	6	5		-1	11
14 - 15	5	5	0		11
15 - 16	5	5	0		11
16 - 17	3,5	5	1,5		12,5
17 - 18	3,5	5	1,5		14
18 - 19	6	0		-6	8
19 - 20	6	0		-6	2
20 - 21	6	0		-6	-4
21 - 22	3	0		-3	-7
22 - 23	2	5	3		-4
23 - 00	1	5	4		0
Total	100	100	31,5	-31,5	

D'après la table 2-1 :

$$P\% = |18,5| + |-7| = 25,50 \%$$

$$\text{Donc : } V_r = 25,50 \times \frac{555,94}{100} = 141,75 \text{ m}^3$$

$$\text{D'où : } V_t = 141,75 + 120 = 261,76 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de 300 m³

Le diamètre du réservoir est :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 300}{\pi \times 4}} = 9,77 \text{ on prend } D = 10 \text{ m}$$

La hauteur d'incendie est :

$$\text{On a : } V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3, \text{ donc : } H_{\text{inc}} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 10^2} = 1,53 \text{ m}$$

2.9.2 Dimensionnement du réservoir Ait Saada:

Le réservoir Ait saada est alimenté à partir du réservoir tampon de Tigrine par un système gravitaire. Il assure une distribution pour la zone Ait Saada pour un nombre d'habitants de 1368 et un débit max journalier de 342,81 m³/j, la table 2-2 ci-dessous donne les résultats du calcul :

Table 2- 2 : Dimensionnement du réservoir d'Ait Saada.

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Deficit (%)	Residu (%)
0 - 1	4,16	0,75	3,41		3,41
1 - 2	4,16	0,75	3,41		6,82
2 - 3	4,16	1	3,16		9,98
3 - 4	4,16	1	3,16		13,14
4 - 5	4,16	3	1,16		14,30
5 - 6	4,16	5,5		-1,34	12,96
6 - 7	4,16	5,5		-1,34	11,62
7 - 8	4,16	5,5		-1,34	10,28
8 - 9	4,17	3,5	0,67		10,95
9 - 10	4,17	3,5	0,67		11,62
10 - 11	4,17	6		-1,83	9,79
11 - 12	4,17	8,5		-4,33	5,46
12 - 13	4,17	8,5		-4,33	1,13
13 - 14	4,17	6		-1,83	-0,70
14 - 15	4,17	5		-0,83	-1,53
15 - 16	4,17	5		-0,83	-2,36
16 - 17	4,17	3,5	0,67		-1,69
17 - 18	4,17	3,5	0,67		-1,02
18 - 19	4,17	6		-1,83	-2,85
19 - 20	4,17	6		-1,83	-4,68
20 - 21	4,17	6		-1,83	-6,51
21 - 22	4,17	3	1,17		-5,34
22 - 23	4,17	2	2,17		3,17
23 - 00	4,17	1	3,17		0,00
Total	100	100	23,49	-23,49	

D'après la table 2-2 :

$$P\% = |+14,30| + |-6,51| = 20,81 \%$$

$$\text{Donc : } V_r = 20,81 \times \frac{342,81}{100} = 71,34 \text{ m}^3$$

$$\text{D'où : } V_t = 71,34 + 120 = 191,34 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de 200 m³

Le diamètre du réservoir est :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 200}{\pi \times 4}} = 7,98 \text{ on prend } D = 8 \text{ m.}$$

La hauteur d'incendie est :

$$\text{On a : } V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3, \text{ donc : } H_{\text{inc}} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 8^2} = 2,39 \text{ m}$$

2.9.3 Dimensionnement du réservoir tampon Tigrine

Le réservoir Tigrine est un réservoir tampon alimenté avec un système de refoulement à partir un picage de la conduite de Tichy-Haf. Il assure une distribution pour 3461 habitants de la zone 3 avec un pourcentage de 49,12 % par rapport au nombre d'habitants total de des trois zones. Ainsi il assure deux adductions, une gravitaire pour le réservoir Ait saada de 1368 habitants. L'autre par refoulement pour le réservoir Bourafaa pour 2254 habitants, avec des pourcentages respectivement de 19,43 % et de 31,52 %. La table 2-3 donne les résultats du calcul :

Table 2- 3 : Dimensionnement du réservoir tampon Tigrine.

Heurs	Apport	Distribution		Adductions vers Bourafaa et Ait saada				sortie	Surplus	Déficit	P (%)
		Chef-lieu à 70%		Gravitaire		Refoulement					
	100%	K=2,00 100%	équivlt 49,12%	100%	équivlt	100%	équivlt	100%			
0_1	5,00	0,75	0,37	4,17	0,81	5,00	1,57	2,75	2,25		6,01
1_2	5,00	0,75	0,37	4,17	0,81	5,00	1,57	2,75	2,25		8,26
2_3	5,00	1	0,49	4,17	0,81	5,00	1,57	2,87	2,13		10,39
3_4	5,00	1	0,49	4,17	0,81	5,00	1,57	2,87	2,13		12,51
4_5	5,00	3	1,47	4,17	0,81	5,00	1,57	3,86	1,14		13,66
5_6	5,00	5,5	2,70	4,17	0,81	5,00	1,57	5,08		-0,08	13,57
6_7	5,00	5,5	2,70	4,17	0,81	5,00	1,57	5,08		-0,08	13,49
7_8	5,00	5,5	2,70	4,17	0,81	5,00	1,57	5,08		-0,08	13,41
8_9	5,00	3,5	1,72	4,17	0,81	5,00	1,57	4,10	0,90		14,30
9_10	5,00	3,5	1,72	4,17	0,81	5,00	1,57	4,10	0,90		15,20
10_11	5,00	6	2,95	4,17	0,81	5,00	1,57	5,33		-0,33	14,87
11_12	5,00	8,5	4,18	4,17	0,81	5,00	1,57	6,56		-1,56	13,32
12_13	5,00	8,5	4,18	4,17	0,81	5,00	1,57	6,56		-1,56	11,76
13_14	5,00	6	2,95	4,17	0,81	5,00	1,57	5,33		-0,33	11,43
14_15	5,00	5	2,46	4,17	0,81	5,00	1,57	4,84	0,16		11,59
15_16	5,00	5	2,46	4,17	0,81	5,00	1,57	4,84	0,16		11,75
16_17	5,00	3,5	1,72	4,17	0,81	5,00	1,57	4,10	0,90		12,65
17_18	5,00	3,5	1,72	4,17	0,81	5,00	1,57	4,10	0,90		13,55
18_19	0,00	6	2,95	4,17	0,81	0,00	0,00	3,76		-3,76	9,79
19_20	0,00	6	2,95	4,17	0,81	0,00	0,00	3,76		-3,76	6,04
20_21	0,00	6	2,95	4,17	0,81	0,00	0,00	3,76		-3,76	2,28
21_22	0,00	3	1,47	4,17	0,81	0,00	0,00	2,28		-2,28	0,00
22_23	5,00	2	0,98	4,17	0,81	5,00	1,57	3,36	1,64		1,64
23_24	5,00	1	0,49	4,17	0,81	5,00	1,57	2,87	2,13		3,76
total	100,00	100,00	49,12	100,00	19,43	100,00	31,52	100,00	17,57	-17,57	

D'après la table 2-3 :

$$P\% = |+15,20| + |-0,00| = 15,20 \text{ donc :}$$

$$V_r = 15,20 \times \frac{1765,31}{100} = 268,33 \text{ m}^3$$

$$\text{D'où : } V_t = 268,33 + 120 = 388,32 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de 400 m³.

Le diamètre du réservoir :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 400}{\pi \times 4}} = 11,29 \text{ on prend } D = 12 \text{ m}$$

La hauteur d'incendie :

$$\text{On a : } V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3, \text{ donc : } H_{\text{inc}} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 12^2} = 1,06 \text{ m}$$

2.10 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les ouvrages de stockage pour la zone d'étude, qui sont des réservoirs semi enterrés. Pour la première localité (Bourafaa), on opte un réservoir 300 m³. Pour la deuxième localité (Ait Saada), on opte un réservoir 200 m³. Pour La troisième zone (Tigrine), nous avons dimensionné un réservoir de 400 m³.

Chapitre 3

Adduction

3.1 Introduction

L'adduction est la première partie dans un système d'alimentation en eau potable. Elle permet d'amener l'eau de sa source vers le réservoir de distribution, ou bien de l'amener d'un réservoir vers l'autre. Elle s'effectue par refoulement ou par gravitation suivant la nature du terrain. On peut avoir une seule chaîne comme on peut avoir plusieurs chaînes de distribution tout dépend de la conception du réseau.

3.2 Description du schéma d'adduction

Le premier tronçon s'effectue par refoulement, sa station de pompage, située à une altitude de 228.9 m. Elle refoule un débit de 24,5 l/s sur une conduite de 1525 m de longueur, en direction du réservoir tampon de Tigrine, qui se trouve à une altitude de 387 m, et possède une capacité de stockage de 400 m³.

Le deuxième tronçon s'effectue par refoulement depuis le réservoir tampon de Tigrine, vers le réservoir de Bourafaa, qui a une capacité de 300 m³ et est situé à une altitude de 480 m. Ce refoulement garantit un débit de 7.7 litres par seconde sur une conduite d'une longueur de 1392 m.

L'adduction finale est réalisée en partant du réservoir tampon Tigrine, vers le réservoir d'Ait Saada. Ce réservoir a une capacité de 200 m³ est situé à une altitude de 322.5 m. Cette adduction est effectuée par gravité, assurant un débit de 4,8 l/s sur une conduite d'une longueur de 1011 m. La figure 3-1 ci-dessus représente le schéma de l'adduction :

Figure 3- 1 : Localisation des trois tronçons d'adduction [12].

3.3 Types d'adduction

Tout dépend de la position du point de captage par rapport au réservoir d'accumulation, on distingue deux types d'adduction [7] :

3.3.1 Adduction par refoulement

Le point de captage dans ce type d'adduction se situe à une altitude inférieure à celle du réservoir d'accumulation. Les eaux sont relevées vers le réservoir d'accumulation par une station de pompage.

3.3.2 Adduction gravitaire

Dans ce type d'adduction le réservoir de desserte se situe dans un niveau bas par rapport à celui du point de captage. Le déplacement des eaux dans les conduites se fait par la force de gravitation. Elle s'effectue soit par aqueducs ; où l'écoulement de l'eau est sans pression (libre). Soit par des conduites forcées ; où l'écoulement est sous pression et les pertes de charge sont plus importantes.

3.4 Critères de l'adduction

3.4.1 Tracé d'adduction

Un bon tracé de la conduite d'adduction est choisi selon les conditions suivantes [7] :

- Faire un bon profil en long et éviter les sur profondeurs des tranchés ;
- Avoir choisir un tracé le plus court, direct et un profil en long plus régulier que possible, dans le but d'économie du projet ;
- Eviter les contre-pentes qui génèrent des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer, qui va entraîner un déficit de refoulement et un retour des eaux entraînant des ruptures et des aplatissements de canalisation ;
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux et fragiles ;
- Eviter autant que possible la traversée des obstacles, pour faciliter son entretien ;
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et le transport des matériaux.

3.4.2 Caractéristiques d'une conduite

La caractéristique d'une conduite correspond à la courbe qui représente les variations des pertes de charge totale en fonction du débit véhiculé dans une canalisation de diamètre D et de longueur L . Elle s'écrit comme suit $H = f(Q)$ [7].

3.4.3 Conduite d'adduction

Le choix de la bonne canalisation qui convient à une adduction se fait par sa faisabilité technique et économique.

3.4.3.1 La faisabilité technique

Dépend de plusieurs facteurs, on cite :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et dépressions générées par l'écoulement des eaux et la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose, et une bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service ;
- Longue durée de vie.

3.4.3.2 La faisabilité économique

Dépend de deux facteurs essentiels :

- Le prix de fourniture et de pose et leur transport ;
- La disponibilité sur le marché local ou bien international.

3.4.4 Type de tuyaux

Les conduites les plus utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable sont [7] :

- Tuyaux en fonte ;
- Tuyaux en acier ;
- Tuyaux en béton armé ;
- Tuyaux en matière plastique (polyéthylène et tube en polychlorure de vinyle non plastifié).

3.5 Choix du type de conduite

La sélection des conduites pour les systèmes d'alimentation en eau potable est basée sur des critères techniques et économiques tels que le diamètre, la pression de service, la durabilité, les conditions d'installation et de transport, ainsi que le prix et la disponibilité sur le marché. Les principaux types de conduites utilisées dans ce domaine sont les conduites en fonte, en acier, en béton et en polyéthylène [7].

Dans cette situation, le choix se porte sur l'utilisation de conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) en raison des multiples avantages offerts par ce matériau, on cite :

- Leur grande flexibilité facilite leur installation.
- Elles peuvent être enroulées en couronnes pour les diamètres plus petits.
- Elles présentent une résistance à la corrosion, à la fois interne et externe.
- Elles sont facilement disponibles sur le marché national.
- Leur surface lisse offre une faible rugosité.

Elles présentent une meilleure résistance aux contraintes telles que les chocs, l'écrasement et le déplacement du terrain

3.6 Étude technico-économique

Cette étude a pour but de déterminer un meilleur tracé de la conduite d'adduction et de la dimensionner avec un diamètre optimal en respectant les paramètres essentiels ; le débit, la vitesse d'écoulement, la pression ainsi les pertes de charges. En répondant aux contraintes entrantes dans cette étude [7].

- Le bon choix du site de stockage est un élément délicat permet de contrôler la pression nominale des conduites.
- La vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.
- Faire un bon tracé diminue les contraintes, facilite et accélère la réalisation

L'aspect économique nous obligera de choisir un diamètre de canalisation résultant d'un compromis entre les deux inclinations suivantes :

- Les frais d'amortissement de la conduite croissent avec l'augmentation du diamètre des canalisations.
- Un diamètre inférieur génère plus de perte de charge, donc un surplus des frais d'exploitation de la station de pompage.

3.6.1 Calcul du diamètre avantageux dans le cas d'une conduite en refoulement

La méthode de détermination du diamètre économique présente l'avantage de résoudre les problèmes rencontrés avec d'autres formules qui calculent des diamètres économiques théoriques. Dans cette méthode, plusieurs diamètres normalisés proches du diamètre calculé sont considérés, et les dépenses d'amortissement de la conduite ainsi que les coûts d'exploitation

sont calculés afin d'obtenir l'optimum économique résultant de ces deux types de dépenses. Deux corrélations établies par BONNIN et BRESS sont disponibles pour approximer ce diamètre économique [14] :

- Formule de BONNIN :
$$D = \sqrt{Q} \quad (3.1)$$

- Formule de BRESS :
$$D = 1.5 \sqrt{Q} \quad (3.2)$$

Avec :

- ✓ D : Diamètre de la conduite en (m) ;
- ✓ Q : Débit véhiculé dans la conduite en (m³/s).

3.6.2 Calcul du diamètre avantageux dans le cas d'une conduite gravitaire

Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre V_{min} et V_{max} :

Le diamètre choisi est compris entre les deux valeurs calculées, le plus économique est celui avec une vitesse acceptable, tel que [14] :

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4Q}{V_{max} \pi}} \quad (3.3)$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4Q}{V_{min} \pi}} \quad (3.4)$$

Avec :

- ✓ V_{min} : la vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- ✓ V_{max} : la vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s ;
- ✓ D_{min} : le diamètre minimal de la conduite (m) ;
- ✓ D_{max} : le diamètre maximal de la conduite (m).

3.6.3 Calcul de la vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement dans la conduite se calcule par la formule suivante [14] :

$$V = \frac{(4*Q)}{(\pi*D^2)} \quad (3.5)$$

Avec :

- ✓ V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- ✓ Q : Débit véhiculé dans la conduite en (m³/s) ;
- ✓ D : Diamètre de la conduite (mm).

3.6.4 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau le long de son parcours dans la conduite, on distingue deux types de pertes de charge [14] :

3.6.4.1 Pertes de charge linéaires H_L

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau avec les parois de la canalisation, peuvent être tirées d'abaques ou calculées. Elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$H_L = J * L = \lambda * \left(\frac{L}{D_{int}}\right) * \left(\frac{V^2}{2g}\right) \quad (3.6)$$

Avec :

$$J = (8 * \lambda * Q^2) / (\pi^2 * g * D^5) \quad (3.7)$$

Où :

- ✓ J : Pertes de charge unitaire en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m) ;
- ✓ L : Longueur de la conduite (m) ;
- ✓ D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- ✓ V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- ✓ Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;
- ✓ g : Accélération de la pesanteur, $g = 9,81$ (m/s²) ;
- ✓ λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLEBROOK.

Formule de Colebrook :

$$\left(\frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right) = -2 * \log\left(\left(\frac{K}{3.7 * D}\right) + \left(2. \frac{51}{Re * \sqrt{\lambda}}\right)\right) \quad (3.8)$$

Avec :

- ✓ D : Diamètre du tuyau (m) ;
- ✓ K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi (mm) ;

Le coefficient de rugosité équivalente de la paroi se détermine par la formule suivante :

$$K = K_0 + \alpha * T_u = 1.2 \text{ mm} = 0.0012 \text{ m} \quad (3.9)$$

Avec :

- ✓ K_0 : Rugosité de la conduite à l'état neuf qui est égale pour le PEHD : $K_0 = 0.01 \text{ mm}$;
- ✓ α : Coefficient de vieillissement de la conduite ($\alpha = 0,04 \text{ mm/an}$) ;
- ✓ T_u : Durée d'utilisation de la conduite (25 ans) ;
- ✓ Re : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule.

Le nombre de Reynolds se calcule par la formule suivante :

$$Re = (V * D) / \nu \quad (3.10)$$

Avec :

- ✓ ν : Viscosité cinématique de l'eau qui est égale à :

$$\nu = 1.00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad \text{à } T = 20 \text{ }^\circ\text{C}.$$

3.6.4.2 Pertes de charge singulières H_s

Elles sont provoquées par les coudes, vannes, clapets, ...etc. Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires :

$$H_s = 0.1 * H_L \quad (3.11)$$

Avec :

- ✓ H_s : Pertes de charge singulières (m) ;
- ✓ H_L : Pertes de charge linéaires (m).

3.6.4.3 Perte de charge totale H_T

Elle représente la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H_T = H_L + H_s \quad (3.12)$$

Avec :

- ✓ H_T : Perte de charge totales (m) ;
- ✓ H_L : Pertes de charge linéaires (m) ;

- ✓ H_s : Pertes de charge singulières (m).

3.6.5 Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}

C'est la hauteur d'élévation de l'eau par la pompe, elle se calcule par la somme de la hauteur géométrique et la somme des pertes de charge, comme suit [14] :

$$H_{mt} = H_g + H_T \quad (3.13)$$

Avec :

- ✓ H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m) ;
- ✓ H_T : Pertes de charge totales (m) ;
- ✓ H_g : la hauteur géométrique (la hauteur d'aspiration + la hauteur de refoulement) (m).

3.6.6 La puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante [14] :

$$P_a = (\rho * g * H_{mt} * Q) / (\eta) \quad (3.14)$$

Avec :

- ✓ P_a : Puissance absorbée par la pompe (kW) ;
- ✓ Q : Débit de la pompe (m³/s) ;
- ✓ H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- ✓ η : Rendement de la pompe en (%) ;
- ✓ ρ : Masse volumique de l'eau = 1000 kg/m³.

3.6.7 Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule [14] :

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

Avec :

- ✓ E : Energie totale dépensée par la pompe (kWh) ;
- ✓ P_a : puissance absorbée (kW) ;

- ✓ t : Temps de fonctionnement des pompes ; $t = 20$ heures.

3.6.8 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du kilowatt heure [kWh] d'électricité. Ils sont donnés par la formule suivante [14] :

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

Avec :

- ✓ F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;
- ✓ E : Energie totale dépensée par la pompe (kWh) ;
- ✓ P_r : prix du kWh = 4,67 (DA/kWh) (source d'information : SONELGAZ).

3.6.9 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 25 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" [14].

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

Avec :

- ✓ F_{am} : frais d'amortissement (DA) ;
- ✓ A : amortissement annuel de la conduite ;
- ✓ P_u : prix unitaire de la conduite (DA) ;
- ✓ L : longueur de la conduite (m).

L'amortissement annuel de la conduite est donné par la formule suivante :

$$A = \left(\frac{i}{(i+1)^n} \right) + i \quad (3.18)$$

Avec :

- ✓ A : amortissement annuel de la conduite ;
- ✓ i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) ;

- ✓ n : durée d'exploitation de la conduite = 25 ans.

3.6.10 Bilan économique

Le bilan économique est la somme des frais d'exploitation et les frais d'amortissement [14] :

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

Avec :

- ✓ F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA) ;
- ✓ F_{am} : Les frais d'amortissement (DA) ;
- ✓ B_L : Le bilan (DA).

3.7 Dimensionnement des conduites d'adduction

3.7.1 Dimensionnement du tronçon Chef-lieu - Tigrine (adduction par refoulement)

Ce tronçon transporte l'eau des deux réservoirs existants dans le chef-lieu vers le réservoir tampon de Tigrine.

3.7.1.1 Données du tronçon Chef-lieu – Tigrine

Les caractéristiques du tronçon sont :

- $Q = 24,5$ l/s ;
- $L = 1572$ m ;
- $H_g = 158$ m ;
- $PN = 20$ bars ;
- Côte du terrain naturel de la source = 230 m ;
- Côte trop plein = 388 m.

3.7.1.2 Le diamètre optimal du tronçon Chef-lieu - Tigrine

Le diamètre optimal est calculé comme suit :

- Par la formule (3.1) : $D = \sqrt{0,0245} = 0,157$ m = 157 mm
- Par la formule (3.2) : $D = 1,5 \times \sqrt{0,0245} = 0,235$ m = 235 mm

Donc comme diamètre commercialisé on prend : 160 mm, 200 mm et 250 mm

3.7.1.3 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

Les valeurs des pertes de charge totales et les hauteurs manométriques totales sont données dans la table 3-1 ci-après :

Table 3- 1 : Détermination de la Hmt du tronçon Chef-lieu – Tigrine.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	H _T (m)	Hmt (m)
160	124,22	0,0245	2,06389359	256376,862	0,01707156	1572	51,5943835	209,5943835
200	155,2	0,0245	1,32216884	205200,604	0,02217908	1572	22,0176924	180,0176924
250	194,2	0,0245	0,84444603	163991,42	0,01950697	1572	6,31292387	164,3129239

3.7.2 Etude économique

3.7.2.1 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement du tronçon Chef-lieu –Tigrine sont donnés dans la table 3-2 ci-dessous :

Table 3- 2 : Frais d'amortissement du tronçon Chef-lieu –Tigrine.

D (mm)	L (m)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)	Amortissement annuel de la conduite A	Famor (DA)
160	1572	5921,7	9308912,4	0,08736128	813238,539
200	1572	9134,18	14358931	0,08736128	1254414,64
250	1572	14097,3	22160955,6	0,08736128	1936009,53

3.7.2.2 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation de la station de pompage du tronçon Chef-lieu –Tigrine sont donnés dans la table 3-3 ci-dessous :

Table 3- 3 : Frais d'exploitation de la station de pompage.

D (mm)	Pa (kW)	E (kWh)	Pr (DA)	Fexp (DA)
160	62,6866129	457612,274	4,67	2137049,32
200	53,8406574	393036,799	4,67	1835481,85
250	49,1435909	358748,214	4,67	1675354,16

3.7.2.3 Bilan global des frais

Les frais globaux du tronçon Chef-lieu-Tigrine sont donnés dans la table 3-4 ci-dessous :

Table 3- 4 : Bilan global du tronçon Tigrine – Bourafaa.

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais totaux (DA)
160	813238,539	2137049,32	2675017,467
200	1254414,64	1835481,85	2971194,509
250	1936009,53	1675354,16	3577584,162

D'après cette étude, le coté économique nous conduit de choisir le diamètre 160 mm, mais l'aspect technique nous oblige de choisir le diamètre \varnothing 200 mm, avec une vitesse acceptable de 1,32 m/s.

3.7.3 Dimensionnement du tronçon Tigrine–Bourafaa (adduction par refoulement)

Ce tronçon transporte l'eau du réservoir tampon de Tigrine vers le réservoir de Bourafaa.

3.7.3.1 Données du tronçon Tigrine – Bourafaa

Les caractéristiques du tronçon sont :

- $Q = 7.72$ l/s ;
- $L = 1392$ m ;
- $H_g = 96$ m.
- $PN = 16$ bar
- Cote du terrain naturel de la source = 386 m ;
- Cote trop plein = 482 m ;

3.7.3.2 Le diamètre optimal du tronçon Tigrine – Bourafaa

Le diamètre optimal est calculé comme suit :

- Par la formule (3.1) : $D = \sqrt{0,00772} = 0,088 \text{ m} = 0,088 \text{ mm}$
- Par la formule (3.2) : $D = 1,5 \times \sqrt{0,00772} = 0.132 \text{ m} = 132 \text{ mm}$

Donc comme diamètre commercialisé on prend : 90 mm, 110 mm, 125 mm et 140 mm

3.7.3.3 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

Les valeurs des pertes de charge totales et les hauteurs manométriques totales du tronçon Tigrine - Bourafaa sont données dans les tables 3-5 ci-après :

Table 3- 5 : Détermination de la Hmt du tronçon Tigrine – Bourafaa.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_T (m)	Hmt (m)
110	90	0,00772	1,21412283	109271,054	0,02037915	1680	31,4392169	127,4392169
125	102,2	0,00772	0,94155534	96226,956	0,01910234	1680	15,6073883	111,6073883
160	130,8	0,00772	0,57482038	75186,5054	0,01670382	1680	3,97443445	99,97443445

Remarque : pour des raisons techniques on exclut le diamètre Ø 90 mm, vu son Hmt =209m qui est supérieur à la pression résistible de la conduite PN16.

3.7.4 Etude économique

3.7.4.1 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement du tronçon Tigrine - Bourafaa sont donnés dans la table 3-6 ci-dessous :

Table 3- 6 : Frais d'amortissement du tronçon Tigrine – Bourafaa.

D (mm)	L(m)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)	Amortissement annuel de la	Famor (DA)
110	1572	2380	3741360	0,08736128	326850,013
125	1572	3070,4	4826668,8	0,08736128	421663,983
160	1572	4952,84	7785864,48	0,08736128	680183,117

3.7.4.2 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation de la station de pompage du tronçon Tigrine - Bourafaa sont donnés dans la table 3-7 ci-dessous :

Table 3- 6 : Frais d'exploitation de la station de pompage.

D (mm)	Pa (kW)	E (kWh)	Pr (DA)	Fexp (DA)
110	11,7699752	85920,8193	4,67	401250,226
125	10,3077862	75246,839	4,67	351402,738
160	9,23339493	67403,783	4,67	314775,666

3.7.4.3 Bilan global des frais

Les frais globaux du tronçon Tigrine-Bourafaa sont donnés dans la table 3-8 ci-dessous :

Table 3- 7: Bilan global du tronçon Tigrine - Bourafaa.

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais totaux (DA)
110	326850,013	401250,226	728100,2393
125	421663,983	351402,738	773066,7216
160	680183,117	314775,666	994958,7836

D'après cette étude économique, le diamètre économique est \varnothing 110 mm, avec une vitesse acceptable de 1,21 m/s.

3.7.5 Dimensionnement du tronçon Tigrine – Ait saada (adduction gravitaire)

Ce tronçon transporte l'eau du réservoir tampon de Tigrine vers le réservoir Ait saada.

3.7.5.1 Données du tronçon Tigrine-Ait Saada

Les caractéristiques du tronçon sont :

- $Q = 4,8$ l/s ;
- $L = 1011$ m ;
- $H_g = 61$ m ;
- $PN = 16$ bar ;
- Cote du terrain naturel de la source = 386 m ;
- Cote trop plein = 325 m.

3.7.5.2 Le diamètre optimal du tronçon Tigrine – Ait Saada

Le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$\text{Par la formule (3-3) : } D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times 0,0048}{2 \times \pi}} = 0,055 \text{ m} = 55 \text{ mm}$$

$$\text{Par la formule (3-4) : } D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times 0,0048}{0,5 \times \pi}} = 0,111 \text{ m} = 110 \text{ mm}$$

Donc comme diamètre commercialisé on prend : 63 mm, 75 mm, 90 mm et 110 mm

3.7.5.3 Calcul de pertes de charge totale du tronçon Tigrine – Ait Saada

Les valeurs des pertes charge totales sont données dans la table 3-9 ci-après :

Table 3- 8 : Détermination des pertes de charge totales du tronçon Tigrine – Ait saada.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)
63	51,4	0,0048	1,92869741	99135,0467	0,02883575	1011	118,288111	61
75	61,4	0,0048	1,35161683	82989,2736	0,02578814	1011	43,4914317	61
90	73,6	0,0048	0,9406644	69232,8995	0,02295598	1011	15,6434379	61
110	90	0,0048	0,62907919	56617,1267	0,02044156	1011	5,09479744	61

D'après le tableau (3 -9), pour $H_g \geq H_T$, on opte pour un diamètre de $\varnothing 75$ mm, avec une vitesse acceptable de 1,10 m/s.

3.7.5.4 Calcul de pertes de charge générées par la vanne

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_T$$

$$\text{D'où } \Delta H_v = 61 - 43,49 = 17,51 \text{ m}$$

3.7.5.5 Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

$$\text{D'où } \xi = \frac{\Delta H_v \times 2 \times g}{v^2} = \frac{17,51 \times 2 \times 9,81}{1,1^2} = 283,9225$$

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

Pour $\xi = 283,9225$ la vanne papillon sera ouverte avec un angle de $\theta^\circ = 63^\circ$

3.8 Le schéma global de l'adduction

Le schéma global du présent projet et comme le monte la figure 3- 2 ci-après

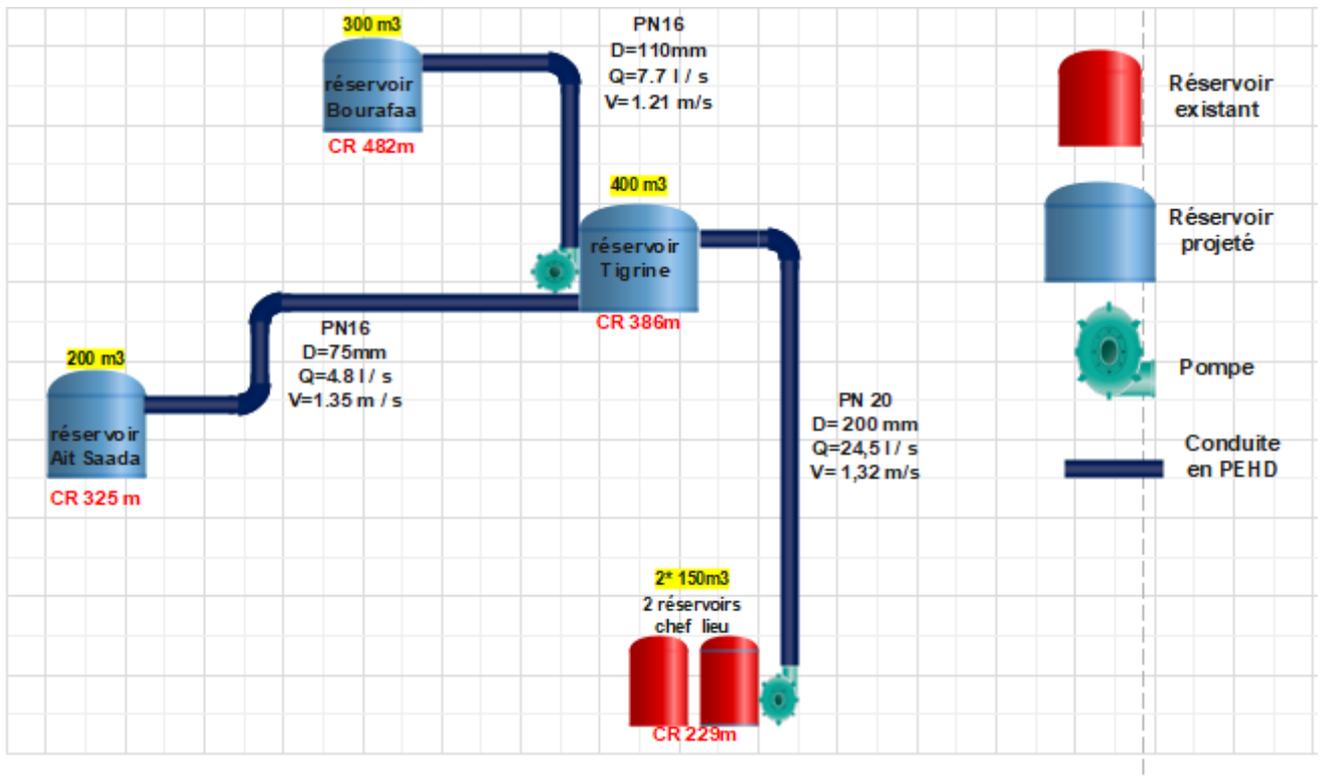


Figure 3- 2 : Schéma global de l'adduction.

3.9 Conclusion

D'après l'étude du réseau adduction on est arrivé à choisir trois diamètres économiques pour les trois tronçons. Commenant par le tronçon Chef-lieu – Tigrine, le diamètre de la conduite est 200 mm avec une vitesse d'écoulement égale à 1,32 m/s, avec un coût de 2675017,47 DA. Le tronçon Tigrine – Bourafaa est réalisé avec un coût de 665349,25 DA, en admettant un diamètre de 110 avec une vitesse d'écoulement de 1,21 m/s. Le tronçon Tigrine – Ait saada, son diamètre est 75 mm, sa vitesse d'écoulement égale à 1,1 m/s avec un cout de 109178,89 DA.

Chapitre 4

Pompes

4.1 Introduction

Les pompes sont des machines qui permettent de circuler les fluides dans les systèmes hydrauliques. En fonction des conditions d'utilisation, les pompes peuvent communiquer au fluide principalement de l'énergie potentielle en augmentant la pression en aval, ou principalement de l'énergie cinétique en mettant en mouvement le fluide.

Dans le présent projet, nous avons besoin d'utiliser des pompes pour transférer l'eau potable de la basse altitude vers les hautes altitudes dans la zone d'étude.

4.2 Classification des pompes

On distingue deux types de pompes [7] :

4.2.1 Les pompes volumétriques

Les pompes volumétriques transforment l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Le transfert du fluide dans une pompe volumétrique se fait au moyen d'un déplacement de volume à chaque rotation. Le débit d'une pompe volumétrique est proportionnel à la vitesse d'actionnement de ses éléments mobiles et dépend très peu de la pression de refoulement. Le dispositif qui peut être un piston, un engrenage, des lobes, des vis ou autres provoquent son déplacement. Les pompes volumétriques sont de grande diversité on cite deux genres essentielles ; les pompes volumétriques rotatives et les pompes volumétriques alternatives.

4.2.2 Les turbopompes

Les turbopompes se fonctionnent avec la rotation permanente d'une roue ou bien d'une turbine. Elles sont généralement utilisées pour les hautes pressions et les faibles débits. Dans le domaine de l'alimentation en eau potable on distingue trois types de pompes :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes hélico-centrifuges ;
- Les pompes hélices (axiales).

4.3 Choix de types de pompes

Lorsqu'il s'agit de choisir le type de pompe à utiliser, il est important de prendre en compte plusieurs critères. Tout d'abord, la pompe doit être en mesure de fournir le débit de refoulement nécessaire, ainsi que la hauteur manométrique requise. De plus, pour obtenir un rendement maximal, il est important de sélectionner une pompe adaptée à ces paramètres. Il convient également de choisir une pompe dont la vitesse de rotation est suffisamment élevée. Enfin, il est essentiel de vérifier que la pompe sélectionnée ne présente pas de risque de cavitation.

Le choix entre une pompe centrifuge ou une pompe volumétrique dépend en général d'un facteur principal qui est la viscosité du liquide à pomper. Pour les liquides à forte viscosité, c'est la pompe volumétrique qu'il faut utiliser. Pour les autres fluides (huiles fines, eau, ... etc.), la pompe centrifuge peut parfaitement faire l'affaire.

La pompe volumétrique offre un débit constant et insensible aux variations de pression. Au contraire, dans le cas d'une pompe centrifuge, une variation de pression va obligatoirement influencer sur le débit : le débit est réduit avec l'augmentation de pression et inversement.

La pompe centrifuge reste la pompe à privilégier dans les cas où un fort débit est nécessaire. Elle permet en effet de pomper des volumes importants avec un débit constant [7].

Dans cette étude, notre attention sera portée sur les pompes centrifuges pour les raisons suivantes :

- Acheminer des débits importants sur de grandes distances en surmontant des hauteurs considérables.
- Les pompes centrifuges offrent un rendement acceptable tout en étant économiques en termes de coûts.
- Les pompes centrifuges sont caractérisées par leur légèreté et leur encombrement réduit, ce qui les rend faciles à installer et à intégrer dans des espaces restreints.

4.4 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont caractérisées par [7] :

4.4.1 Hauteur manométrique (Hmt)

La hauteur totale de la pompe est calculée en additionnant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement. Cette valeur est exprimée de la manière suivante :

$$Hmt = Hg + \Delta Ha + \Delta Hr \quad (4.1)$$

Avec :

- ✓ ΔHa : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- ✓ ΔHr : Pertes de charge au refoulement en (m).

4.4.2 Le rendement (η)

Le rendement d'une machine est défini comme le rapport entre la puissance utile fournie (P_u) et la puissance absorbée (P_a). Cette grandeur peut être calculée de la manière suivante :

$$\eta = P_u/P_a \quad (4.2)$$

4.4.3 Le débit (Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge se définit comme le volume refoulé par unité de temps. Il s'exprime en l/s.

4.4.4 La puissance absorbée par la pompe (Pa)

La puissance électrique absorbée par une pompe est exprimée en kilowatts (kW) et correspond à la puissance mécanique transmise à l'arbre de la pompe.

4.4.5 La vitesse de rotation (N)

La vitesse de rotation (N) d'une pompe est définie comme le nombre de tours effectués par la pompe par minute (tr/min).

4.4.6 Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui permettent de caractériser les performances d'une pompe sont les suivantes :

4.4.7 La courbe débit – hauteur $H = f(Q)$

La courbe de performance d'une pompe représente les variations des hauteurs de refoulement en fonction du débit.

4.4.8 La courbe rendement – débit $\eta = f(Q)$

La courbe de rendement d'une pompe présente les valeurs du rendement en fonction du débit. Cette courbe passe par l'origine, car pour un débit nul ($Q = 0$), le rendement est également nul.

4.4.9 La courbe des puissances absorbées - débit $P_a = f(Q)$

Cette courbe représente la variation de la puissance absorbée en fonction du débit.

4.4.10 Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme le point d'intersection de la courbe représentant la variation de la hauteur de refoulement en fonction du débit ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c = f(Q)$), comme le représente la figure 4-1.

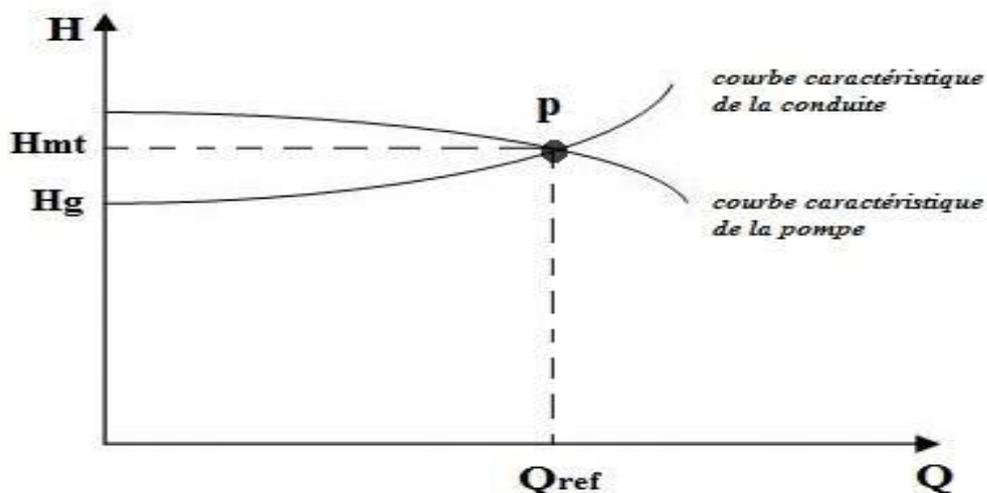


Figure 4- 1 : Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge.

4.5 Méthodes d'ajustements du point de fonctionnement de la pompe

Si le point de fonctionnement de la pompe ne correspond pas au point souhaité, il sera nécessaire d'effectuer des ajustements. Les méthodes d'ajustements sont comme suite :

4.5.1 Modification du temps de pompage

Pour trouver un nouveau temps de pompage, il est possible d'utiliser la formule suivante :

$$T_p \times Q_1 = T_1 \times Q \quad (4.3)$$

D'où :
$$T_1 = T_p \times (Q_1 / Q) \quad (4.4)$$

Avec :

- ✓ T_P : temps de pompage, égal à 20 h ;
- ✓ T_I : nouveau temps de pompage ;
- ✓ Q_1 : Le débit désiré (m³/s) ;
- ✓ Q : Le débit au point de fonctionnement.

Donc la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = \frac{H_{mt} \times g \times Q \times \rho}{\eta} \quad (4.5)$$

- ✓ η : rendement de la pompe.

Et les frais d'exploitation de la pompe deviennent :

$$F_{exp} = P_a \times T_1 \times 365 \times Pr \quad (4.6)$$

4.5.2 Vitesse de rotation de la roue

Cette méthode se fait par la diminution ou l'augmentation du nombre de tours de la roue de la pompe ce qui génère un changement du débit sortant de la pompe, afin que la caractéristique de la pompe " $H_p = f(Q)$ " passe par le point désiré. Pour cela :

Nous avons la courbe de la pompe qui passe par les deux points suivants :

- Point 1 ($Q_1 = 0$ l/s ; H_1) ;
- Point de fonctionnement (Q ; H_{mt}).

Donc l'équation de la courbe iso-rendement s'écrit comme suit : $H_2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q_2^2$ (4.7)

Donc l'équation de la pompe s'écrit comme suit : $H_p = \frac{H_{mt} - H_1}{(Q - Q_1)^2} \times Q_2^2 + H_1$ (4.8)

On met : $H = H_p$ pour trouver un point homologues du point désiré de la pompe.

Nouveau point ($Q_2; H_2$)

Avec :

- ✓ N_1 : La vitesse de rotation de la roue de la pompe ;
- ✓ N_2 : La nouvelle vitesse de rotation de la roue de la pompe ;
- ✓ Q_1 : Le débit fourni par la pompe ;
- ✓ Q_2 : Le nouveau débit fourni par la pompe.

On a :
$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (4.9)$$

Avec :

- ✓ N' : La nouvelle vitesse de rotation de roue de la pompe ;
- ✓ N : La vitesse de rotation de roue de la pompe ;
- ✓ Q : Le débit fourni par la pompe ;
- ✓ Q_2 : le nouveau débit fourni par la pompe.

Donc la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = \frac{Q_2 \times g \times H_2 \times \rho}{\eta} \quad (4.10)$$

Et les frais d'exploitation de la pompe deviennent :

$$F_{exp} = P_a \times T_P \times 365 \times Pr \quad (4.11)$$

4.5.3 Régulation par étouffement

La régulation par étouffement, également appelée régulation par vannage, implique de fermer partiellement la vanne de refoulement afin de créer une perte de charge permettant d'obtenir un débit Q' désiré. La valeur de la perte de charge peut être exprimée par la relation suivante :

$$h = H' - H_1 \quad (4.12)$$

Avec :

- ✓ h : perte de charge engendrée par le vanne (m) ;
- ✓ H_1 : la hauteur manométrique désirée (m) ;
- ✓ H' : 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 devient :

$$P_a = \frac{Q_1 \times g \times H' \times \rho}{\eta} \quad (4.13)$$

Avec:

- ✓ η : rendement de la pompe.

Et les frais d'exploitation de la pompe deviennent :

$$F_{exp} = P_a \times T_p \times 365 \times Pr \quad (4.14)$$

4.5.4 Rognage de la roue

Le rognage est obtenu en réduisant le diamètre extérieur de la roue de la pompe, ce qui conduit à une diminution de la hauteur de refoulement. Toutefois, pour une même vitesse de rotation, on obtient alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q}\right)^{1/2} \times \left(\frac{H_1}{H_{mt}}\right)^{1/2} \quad (4.15)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage

Et le pourcentage de rognage (r) égal à :

$$r = (1 - m) \times 100\% \quad (4.16)$$

Donc la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = \frac{Q_1 \times g \times H_1 \times \rho}{\eta} \quad (4.17)$$

Et les frais d'exploitation de la pompe deviennent :

$$F_{exp} = P_a \times T_p \times 365 \times Pr \quad (4.18)$$

4.6 Le phénomène de cavitation

La cavitation se produit lorsque des cavités remplies de vapeur ou de gaz se forment dans un liquide en mouvement. Lorsque le liquide s'écoule dans le tuyau d'aspiration et pénètre dans l'impulseur, sa vitesse augmente, ce qui entraîne une baisse de la pression. Si cette pression diminue jusqu'à atteindre ou dépasser la pression de vapeur du liquide, de petites bulles ou poches de vapeur commencent à se former. En continuant son mouvement dans l'impulseur, le liquide atteint une zone de pression plus élevée, ce qui fait disparaître les poches de vapeur. Cependant, c'est cette disparition qui provoque le bruit associé à la cavitation. Afin d'éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration (NPSHd) donnée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration (NPSHr) donnée par le constructeur ($NPSHd > NPSHr$) [15].

Le NPSHd est la mesure de la hauteur manométrique disponible à l'aspiration de la pompe, qui permet d'éviter la vaporisation du liquide au niveau de pression le plus bas.

Le NPSHr, quant à lui, est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, requise au-dessus de l'aspiration pour éviter la cavitation. Cette hauteur dépend du type de pompe et du point de fonctionnement.

Le fabricant fournit une courbe représentante le NPSH requis (exprimé en mètres de liquide) en fonction du débit pour assurer l'absence de cavitation. Cela correspond à :

$NPSH d > NPSHr$, qui est la condition de fonctionnement de la pompe sans cavitation

Pour une alimentation en charge :

$$NPSH_d = P_0 / (g \times \rho) + H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad (4.19)$$

Pour une alimentation en dépression :

$$NPSH_d = P_0 / (g \times \rho) - H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad (4.20)$$

Avec :

- ✓ **H_a** : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- ✓ **P_0** : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- ✓ **ΔH_a** : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- ✓ **T_v** : la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Table 4- 1: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
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

4.7 Choix des pompes du projet

La sélection des pompes pour les différents points de refoulement sera effectuée à l'aide du catalogue numérique "CAPRARI PUMP TUTOR". En saisissant les caractéristiques requises de la pompe, il est possible d'obtenir toutes les options disponibles, y compris les caractéristiques de la pompe, du moteur et du point de fonctionnement correspondant.

4.8 Station de pompage du tronçon Chef-lieu – Tigrine

4.8.1 Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : **Q = 24,52 l/s**
- La hauteur géométrique : **H_g = 158 m**
- La hauteur manométrique totale : **H_{mt} = 180,02 m**

4.8.2 Caractéristiques de la pompe

Nous avons choisi une pompe multicellulaire de type PM80, avec les caractéristiques suivantes :

- N = 2950 tr / min ;
- H = 75,6 % ;
- NPSH_r = 4,1 m ;
- P_a = 62,3 kW ;
- Le point de fonctionnement est P = (Q = 26,3 l/s ; H_{mt}=183 m) ;
- Le point désiré : P₁ = (Q₁ = 24,52 l/s ; H₁=180,02 m).

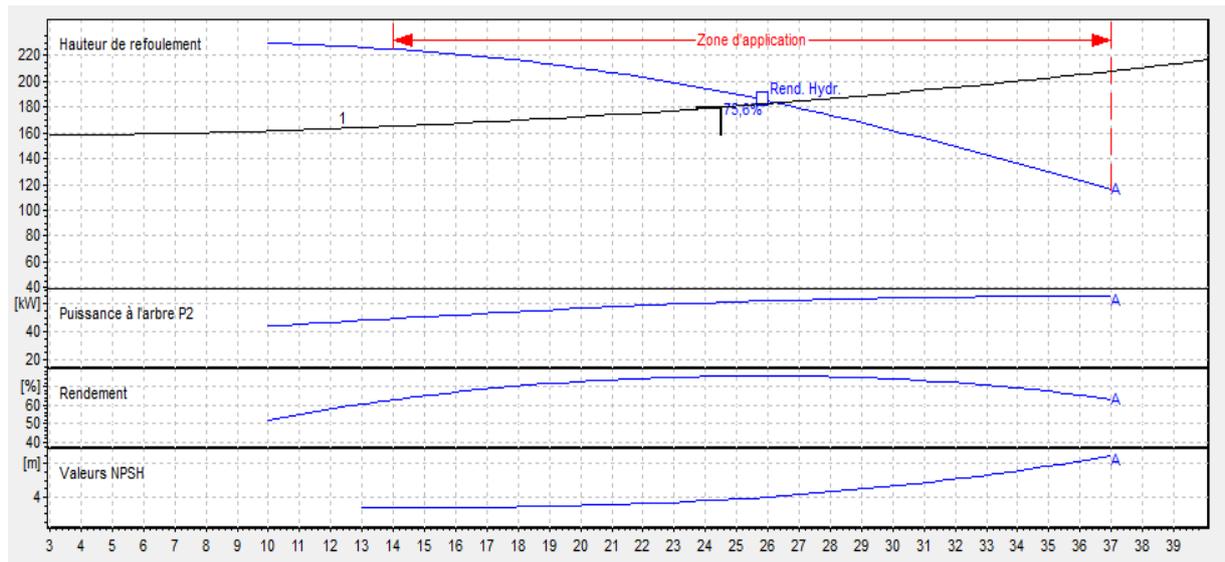


Figure 4- 2 : Courbes caractéristiques de la pompe PM80 du tronçon Chef-lieu - Tigrine.

Le point de fonctionnement de la pompe ne correspond pas au point désiré. On voit bien 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.

4.8.3 Réalisation du point désiré

4.8.3.1 Réduction du temps de pompage

En appliquant l'équation (4.4) ci-dessus, on aura :

$$T_1 = 20h \times (24,5/26,3) = 18,63 \text{ h}$$

En appliquant l'équation (4.5) ci-dessus, la puissance absorbée par la pompe devient :

$$Pa = (0,0263 \times 9,81 \times 183 \times 1000) / 0,756 = 62,45 \text{ KW.}$$

En appliquant l'équation (4.6) ci-dessus, les frais d'exploitation deviennent :

$$F_{exp} = 62,45 \times 18,63 \times 365 \times 4,67 = 1983246,29 \text{ DA.}$$

1.1.1.1 Vitesse de rotation de la roue

Nous avons la courbe de la pompe qui passe par les deux points suivants :

- Point 1 (Q= 0 l/s ; H= 242m) ;
- Point de fonctionnement (Q= 26,3 l/s ; Hmt= 183 m).

D'après l'équation (4.7) ci-dessus, nous avons : $H_2 = 0,299 \times Q^2$

D'après l'équation (4.8) ci-dessus, nous avons : $H_p = - 0,085 \times Q^2 + 242$

Les valeurs de la courbe caractéristique de la pompe PM80 et la courbe d'iso-rendement sont données dans la table 4-2 ci-dessous :

Table 4- 2 : Valeurs de H_p et H_2 en fonction de débit refoulé.

Q (l/s)	0	5	10	15	20	25	30	35	40
H (m)	0	7,48	29,9	67,28	119,6	186,88	269,1	366,28	478,4
H_p (m)	242	239,87	233,47	222,81	207,88	188,69	165,23	137,51	105,52

Les courbes de H_p et l'iso rendement de la pompe PM80 sont représentées dans la figure 4-7 ci-après :

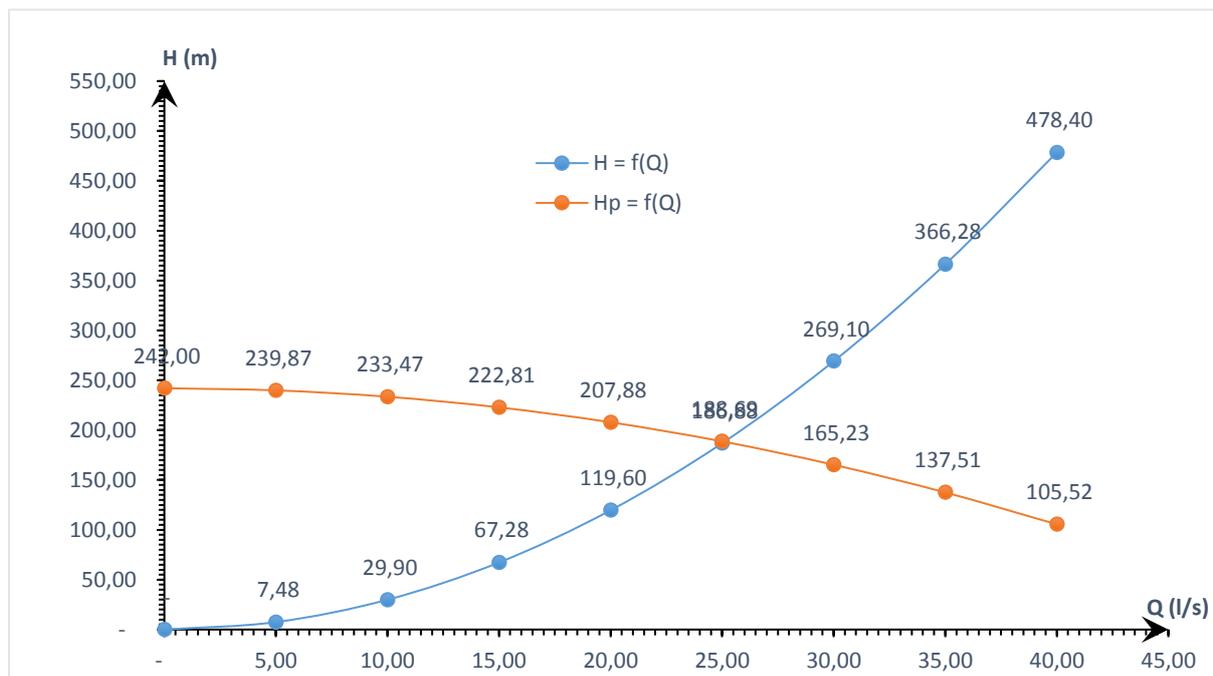


Figure 4- 3 : Courbes de H_p et H_2 en fonction du débit refoulé.

On met : $H_2 = H_p$ pour trouver un point homologue du point désiré de notre pompe

$$\text{Donc : } 0,304 \times Q^2 = -0,085 \times Q^2 + 242$$

$$\text{On trouve : } Q_2 = 25 \text{ l/s et } H_2 = 189 \text{ m}$$

$$\text{D'après l'équation (4.9) ci-dessus, } N' = 2950 * \frac{25}{26,3} = 2893,36 \text{ tr/min}$$

En appliquant l'équation (4.10) ci-dessus, la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = (Q_2 \times g \times H_2 \times \rho) / \eta = (0,025 \times 9,81 \times 189 \times 1000) / 0,756 = 61,31 \text{ kW}$$

En appliquant l'équation (4.11) ci-dessus, les frais d'exploitation deviennent :

$$F_{\text{exp}} = P_a \times T_p \times 365 \times Pr = 61,31 \times 20 \times 365 \times 4,67 = 2090204,44 \text{ DA.}$$

4.8.3.2 Etouffement (vannage)

Les coordonnées du point H' sont : $H' = 190 \text{ m}$, $Q' = 24,5 \text{ l/s}$ et $\eta' = 75,6 \%$;

En appliquant l'équation (4.12) ci-dessus, $h = 190 - 182,6 = 7,4 \text{ m}$.

En appliquant l'équation (4.13) ci-dessus, la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = (Q' \times g \times H' \times \rho) / \eta = (0,0245 \times 9,81 \times 190 \times 1000) / 0,756 = 60,40 \text{ kW.}$$

En appliquant l'équation (4.14) ci-dessus, frais d'exploitation deviennent :

$$F_{\text{exp}} = P_a \times T_1 \times 365 \times Pr = 60,40 \times 20 \times 365 \times 4,67 = 2059238,45 \text{ DA.}$$

4.8.3.3 Rognage de la roue

$$\text{D'après l'équation (4.15) ci-dessus, } m = \left(\frac{24,5}{26,3}\right)^{1/2} \times \left(\frac{180}{183}\right)^{1/2} = 0,9572$$

Et d'après la formule (4.16) ci-dessus, $r = (1 - m) \times 100 \% = (1 - 0,9572) \times 100 \% = 4,27 \%$

En appliquant l'équation (4.17) ci-dessus, la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = (Q_1 \times g \times H_1 \times \rho) / \eta = (0,0245 \times 9,81 \times 180 \times 1000) / 0,756 = 57,23 \text{ kW.}$$

En appliquant l'équation (4.18) ci-dessus, frais d'exploitation deviennent :

$$F_{\text{exp}} = P_a \times T_1 \times 365 \times Pr = 57,23 \times 60,41 \times 20 \times 365 \times 4,67 = 1950857,48 \text{ DA.}$$

En conclusion ce qui concerne l'aspect économique, nous opterons pour une régulation plus efficace et économique, appelée "le Rognage". Cette méthode présente l'avantage d'avoir des frais d'exploitation s'élevant à **1950857,48 DA.**

En ce qui concerne l'aspect pratique, le choix le plus réalisable serait de réduire le temps de pompage.

4.8.4 Etude de la cavitation

On a : $H_a = 4$ m, $\Delta H_a = 0$ m, $NPSH_r = 4,1$ m

En appliquant la relation (4.20) ci-dessus, on trouve :

$$NPSH_d = 10,33 + 4 - 0 - 0,24 = 14,57\text{m}$$

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

4.9 Station de pompage du tronçon Tigrine-Bourafaa 2

4.9.1 Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q = 7,7$ l/s
- La hauteur géométrique : $H_g = 96$ m
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 127,44$ m

4.9.2 Caractéristiques de la pompe

Nous avons choisi une pompe multicellulaire de type *PM80/10A*, avec les caractéristiques suivantes :

- $N = 1450$ tr / min
- $\eta = 68,3$ %
- $NPSH_r = 1,38$ m
- $P_a = 17,6$ kW
- Le point de fonctionnement est $P = (Q = 8,81$ l/s ; $H_{mt}=137$ m) ;
- Le point désiré : $P_1 = (Q_1 = 7,7$ l/s ; $H_1=127$ m).

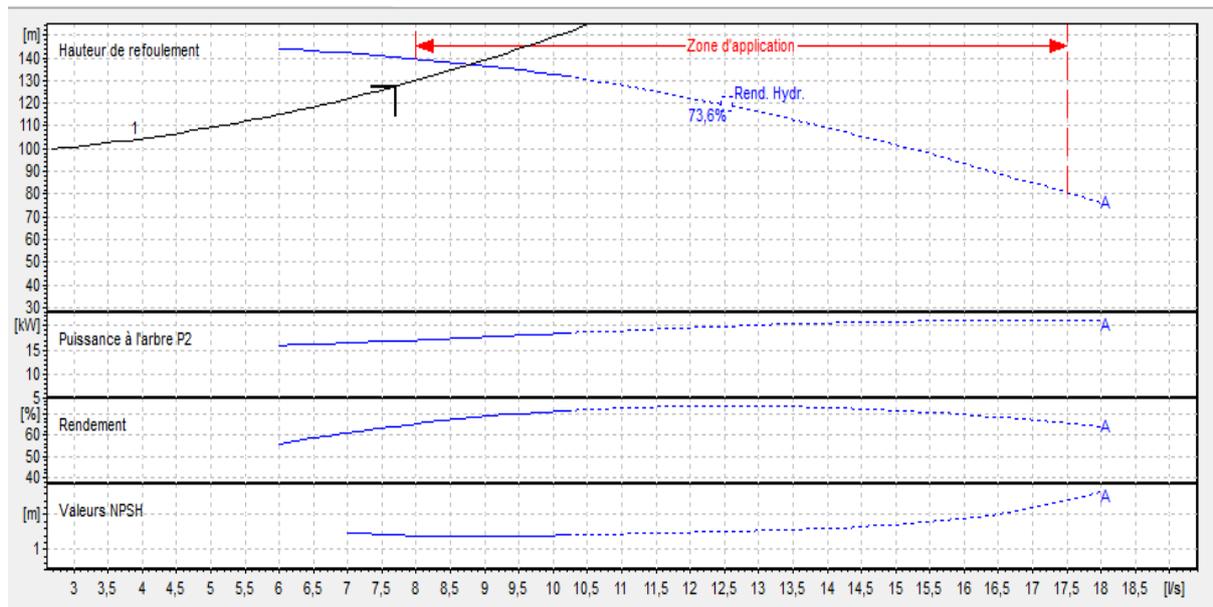


Figure 4- 4 : Courbes caractéristiques de la pompe PM80/ 1 0 A du tronçon Tigrine - Bourafaa.

Le point de fonctionnement de la pompe ne correspond pas au point désiré. On voit bien 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.

4.9.3 Réalisation du point désiré

4.9.3.1 Réduction du temps de pompage

En appliquant l'équation (4.4) on aura :

$$T_p = 20h \times (7,7/8,81) = 17,48 \text{ h}$$

En appliquant l'équation (4.5) la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = (0,00881 \times 9,81 \times 137) / 0,682 = 17,36 \text{ kW.}$$

En appliquant l'équation (4.6) les frais d'exploitation deviennent :

$$F_{exp} = 17,36 \times 17,48 \times 365 \times 4,67 = 517287,85 \text{ DA.}$$

4.9.3.2 Vitesse de rotation de la roue

Nous avons la courbe de la pompe qui passe par les deux points suivants :

- Point 1 (Q= 0 l/s ; H= 154m) ;
- Point de fonctionnement (Q= 8,81 l/s ; H= 137m).

D'après l'équation (4.7) nous avons : $H_2 = 2,149 Q^2$

D'après l'équation (4.8) nous avons : $H_p = -0,219 Q^2 + 154$

Les valeurs de la courbe caractéristique de la pompe PM80/ 1 0 A et la courbe d'iso-rendement sont données dans la table IV-3 ci-dessous :

Table 4- 3 : Valeurs de H_p et H_2 en fonction de débit refoulé.

Q (l/s)	0	2	4	6	8	10	12
H(m)	0	8,6	34,38	77,36	137,54	214,9	309,46
H_p (m)	242	241,66	240,64	238,93	236,54	233,47	229,72

Les courbes de H_p et l'iso rendement de la pompe PM80/ 1 0 A sont représentées dans la figure IV-7 ci-après :

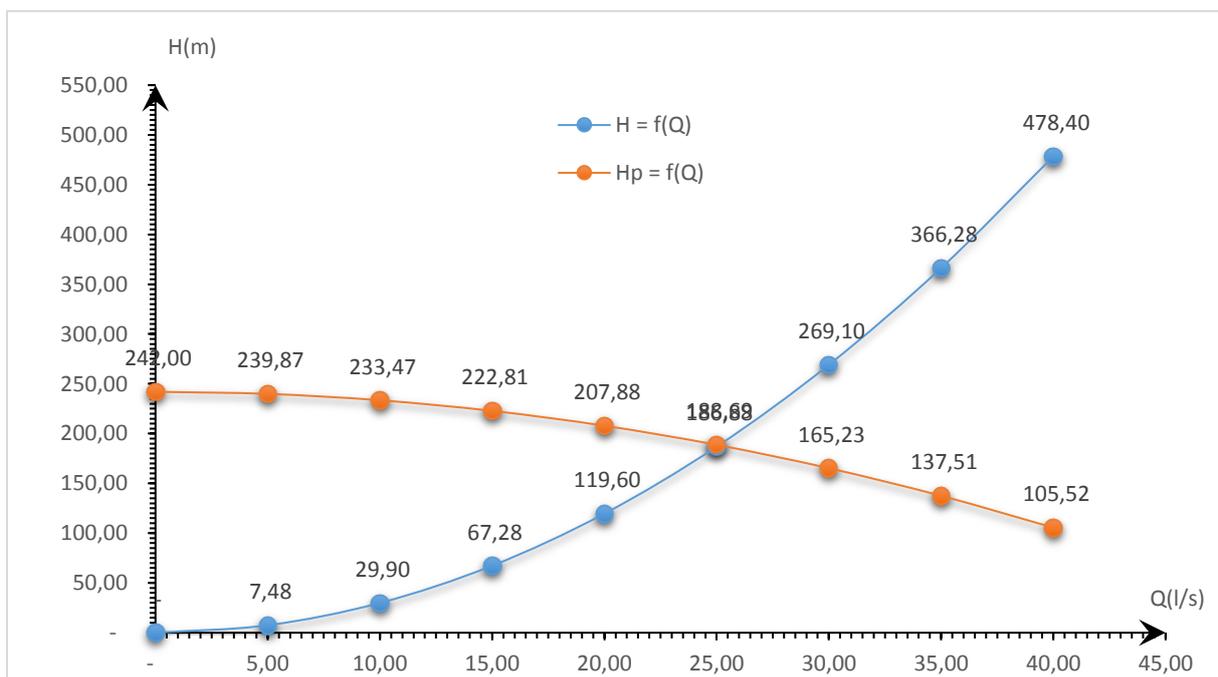


Figure 4- 5 : Courbes de H_p et H_2 en fonction du débit refoulé.

On met : $H_p = H_3$ pour trouver un point homologue du point désiré de notre pompe

Donc : $2,149 \times Q^2 = - 0,219 \times Q^2 + 154$

On trouve : $Q_2 = 8,0 \text{ l/s}$ et $H_2 = 140 \text{ m}$

D'après l'équation (4.9) ci-dessus : $N' = 1450 * \frac{8}{8,81} = 1395,63 \text{ tr/min}$

En appliquant l'équation (4.10) ci-dessus, la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = (Q_2 \times g \times H_2 \times \rho) / \eta = (0,008 \times 9,81 \times 140 \times 1000) / 0,697 = 15,76 \text{ kW.}$$

En appliquant l'équation (4.11) ci-dessus, les frais d'exploitation deviennent :

$$F_{\text{exp}} = P_a \times T \times 365 \times Pr = 15,76 \times 9,38 \times 20 \times 365 \times 4,67 = 537395,46 \text{ DA.}$$

4.9.3.3 Etouffement (vannage)

Les coordonnées du point H' sont : $H' = 140 \text{ m}$, $Q' = 7,7 \text{ l/s}$ et $\eta' = 69,7 \%$;

En appliquant l'équation (4.12) ci-dessus, $h = 140 - 127 = 13 \text{ m}$;

En appliquant l'équation (4.13) ci-dessus, la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = (Q' \times g \times H' \times \rho) / \eta = (0,0077 \times 9,81 \times 140 \times 1000) / 0,697 = 15,17 \text{ kW.}$$

En appliquant l'équation (4.14) ci-dessus, les frais d'exploitation deviennent :

$$F_{\text{exp}} = P_a \times T \times 365 \times Pr = 15,17 \times 12,30 \times 20 \times 365 \times 4,67 = 517243,13 \text{ DA.}$$

4.9.3.4 Rognage de la roue

D'après l'équation (4.15) ci-dessus, $m = \left(\frac{7,7}{8,81}\right)^{1/2} \times \left(\frac{127,44}{137}\right)^{1/2} = 0,9017$

Et d'après la formule (4.16) ci-dessus, $r = (1 - 0,9017) \times 100 \% = 9,83 \%$

En appliquant l'équation (4.17) ci-dessus, la puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = (Q_1 \times g \times H_1 \times \rho) / \eta = (0,0077 \times 9,81 \times 127,44 \times 1000) / 0,697 = 13,81 \text{ kW.}$$

En appliquant l'équation (4.18) ci-dessus, frais d'exploitation deviennent :

$$F_{\text{exp}} = P_a \times T \times 365 \times Pr = 13,81 \times 20 \times 365 \times 4,67 = 470839,0318 \text{ DA}$$

En conclusion en ce qui concerne l'aspect économique, nous opterons pour une régulation plus efficace et économique, appelée "le Rognage". Cette méthode présente l'avantage d'avoir des frais d'exploitation s'élevant à **470839,39 DA**.

En ce qui concerne l'aspect pratique, le choix le plus réalisable serait de réduire le temps de pompage.

4.9.4 Etude de la cavitation

On a : $H_a = 4 \text{ m}$, $\Delta H_a = 0 \text{ m}$, $NPSH_r = 1,38 \text{ m}$

En appliquant la relation (4.20) ci-dessus, on trouve :

$$NPSH_d = 10,33 + 4 - 0 - 0,24 = 14,57 \text{ m}$$

Donc la condition $NPSH_d > NPSH_r$ est vérifiée. Alors la pompe ne se cavite pas

4.10 Conclusion

D'après l'étude des conduites d'adduction par refoulement, nous avons proposé réalisation de deux stations de pompes. Pour la première station on opte une pompe multicellulaire de type PM80/ 4 A. Et pour la deuxième station on opte une pompe multicellulaire de type PM80/ 10 A.

Chapitre 5

Coup de belier

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, une attention sera focalisée sur le phénomène du coup de bélier. Étant donné l'importance de la préservation des canalisations qui risquent d'être endommagées et dégradées, il est crucial d'examiner les différentes méthodes de protection.

5.2 Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire particulier qui se produit dans des canalisations sous charge, que ce soit en écoulement gravitaire ou en refoulement. Il se caractérise par une onde de pression positive et négative qui résulte des variations du régime hydraulique et se propage à travers l'eau et la canalisation. La vitesse de propagation de cette onde est déterminée par la nature de la canalisation et ses propriétés physiques. Le coup de bélier peut causer des dommages matériels considérables, ainsi que des pertes humaines. Il est donc crucial d'empêcher ou de réduire ces perturbations.

5.3 Causes du phénomène

Plusieurs événements peuvent causer des coups de bélier, notamment [7] :

- La fermeture brusque d'un robinet vanne situé à l'extrémité d'une conduite d'adduction peut générer un coup de bélier ;
- L'arrêt soudain d'un ou de plusieurs groupes de pompes qui alimentent une conduite de refoulement se déversant dans un réservoir en raison d'une disjonction inattendue peut entraîner un coup de bélier ;
- Un coup de bélier peut être généré lorsque l'on démarre un groupe électropompe alors que la vanne est ouverte ;
- Activation ou désactivation d'une pompe qui alimente une conduite déjà en circulation ;
- Changement de la vitesse d'une pompe ;
- L'activation des pompes pour les conduites en charge par refoulement.

5.4 Conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier sont :

- Les causes de la rupture des conduites sont l'éclatement dû à la surpression et l'écrasement dû à la dépression ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- L'érosion des joints peut rendre la conduite non étanche ;
- La détérioration des joints et le déboîtement des conduites.

5.5 Moyens de protection contre le coup de bélier

Pour prévenir les effets du coup de bélier, il est essentiel de limiter à la fois la dépression et la surpression qui peuvent se produire dans les systèmes hydrauliques. Les dispositifs les plus couramment utilisés pour lutter contre le phénomène du coup de bélier sont les suivants [8] :

- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Les clapets by-pass ;
- Les cheminées d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les vannes de fermeture lente ;
- Les réservoirs d'admission et de purge d'air.

5.5.1 Volant d'inertie

Ceci représente une méthode pour prolonger l'arrêt du moteur, ce qui contribue à prévenir les dépressions.

5.5.2 Soupapes de décharge

Ces équipements impliquent l'utilisation d'un élément mécanique, généralement un ressort enroulé, qui, lorsqu'il est comprimé, bloque un orifice situé sur le conduit à protéger pendant le fonctionnement normal, la figure 5-1 ci-dessous la représente :

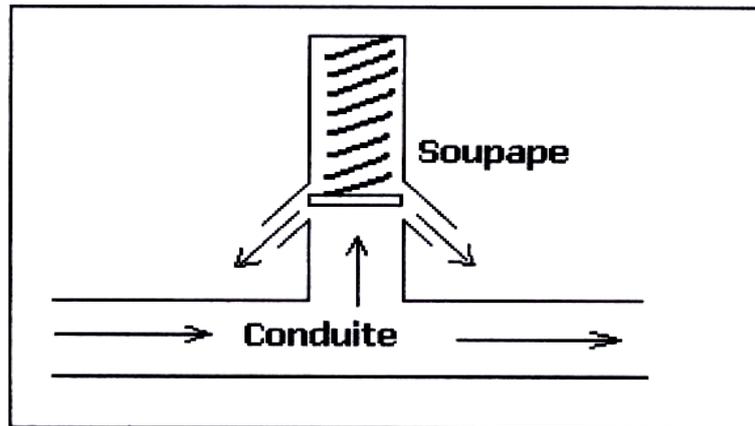


Figure 5- 1 : Soupapes de décharge [11]

5.5.3 Les ventouses

Leur fonction principale consiste à évacuer l'air présent de manière continue dans les conduites et à permettre l'admission d'air lorsqu'on procède à leur vidange, ou lorsqu'une cavitation se produit en un point haut de la conduite, la figure 5-2 ci-dessous la représente :

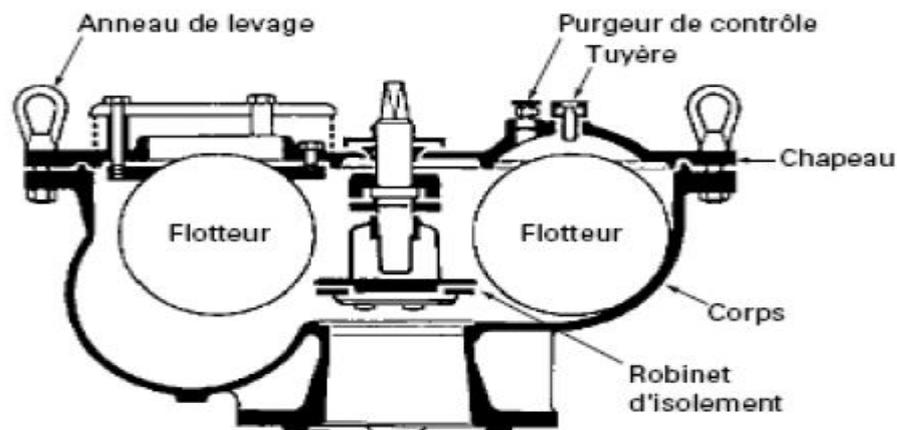


Figure 5- 2 : Ventouse à trois fonctions [11].

5.5.4 Cheminée d'équilibre

Au lieu d'utiliser un réservoir d'air sous pression, il est possible d'installer au niveau de la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé "cheminée d'équilibre". Cette cheminée assure la même fonction, mais dans le cas de hauteurs de refoulement, même moyennes, cela peut rapidement entraîner des ouvrages d'art importants, car l'eau atteindra déjà, en régime normal, une hauteur géométrique supérieure, compte tenu des pertes de charge, la figure 5-3 ci-dessous la représente :

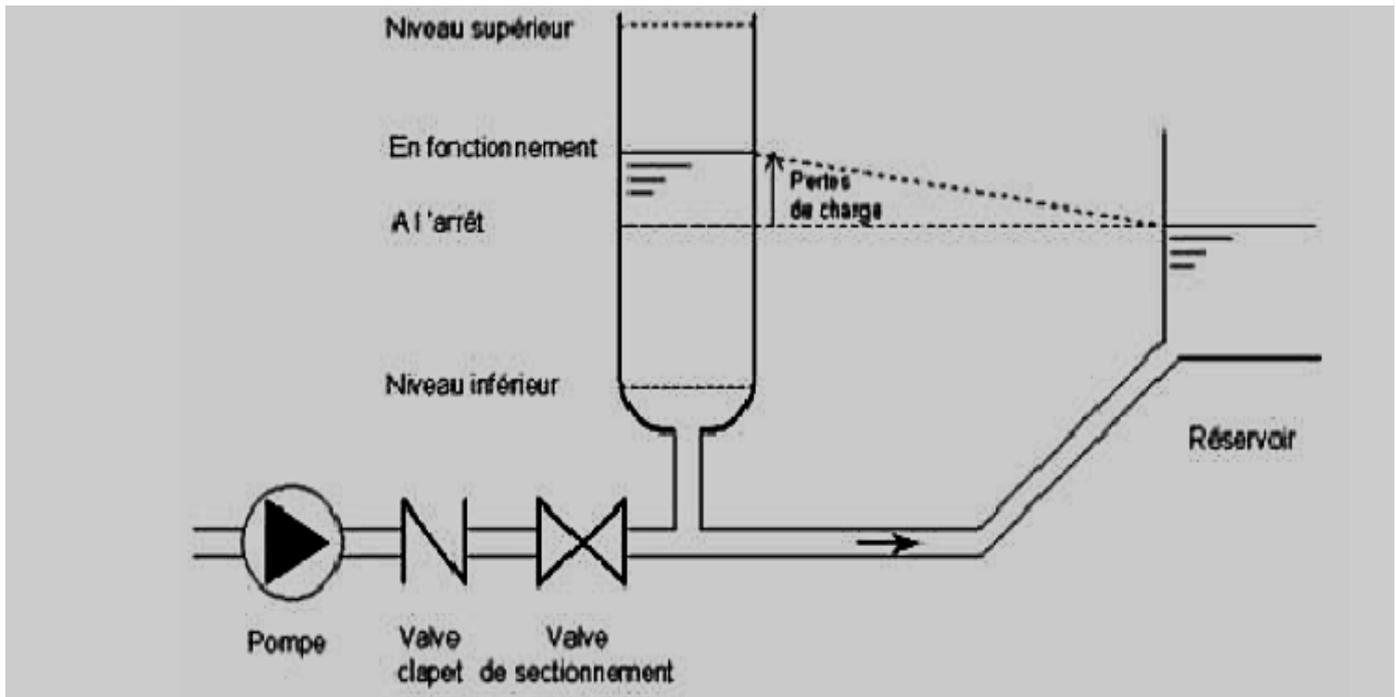


Figure 5- 3 : Cheminée d'équilibre [7].

5.5.5 Soupapes d'admission et de purge d'air

Les soupapes de décharge sont des dispositifs mécaniques qui s'activent pour réduire la surpression dans un système. Ils utilisent un élément mécanique, généralement un ressort à boudin, qui comprime pour bloquer un orifice sur la conduite pendant un fonctionnement normal. Si une surpression survient, la soupape s'ouvre et permet un débit de retour de la conduite qui correspond à la surpression admissible. La figure 5-4 ci-dessous représente une soupape d'admission :



Figure 5- 4 : Soupapes d'admission [7]

5.5.6 Le réservoir d'air

Il est possible de maintenir l'alimentation continue de la veine liquide après la disjonction du groupe en utilisant une réserve d'eau sous pression stockée dans une capacité métallique installée à la station de pompage et connectée au refoulement. Le réservoir d'air présente des avantages, tels que sa petite taille par rapport à d'autres dispositifs, comme la cheminée d'équilibre. De plus, il peut être une solution efficace dans les régions froides en raison de sa facilité de chauffage pour éviter les effets du gel. Enfin, son installation parallèle au sol offre une meilleure résistance aux conditions météorologiques extrêmes telles que le vent et les tremblements de terre.

Cependant, il est important de noter que le réservoir d'air présente également des inconvénients, tels que la nécessité de fournir en permanence de l'air comprimé, ainsi que la nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires entraînant une maintenance constante et des coûts élevés, telle que la figure 5-5 le représente :

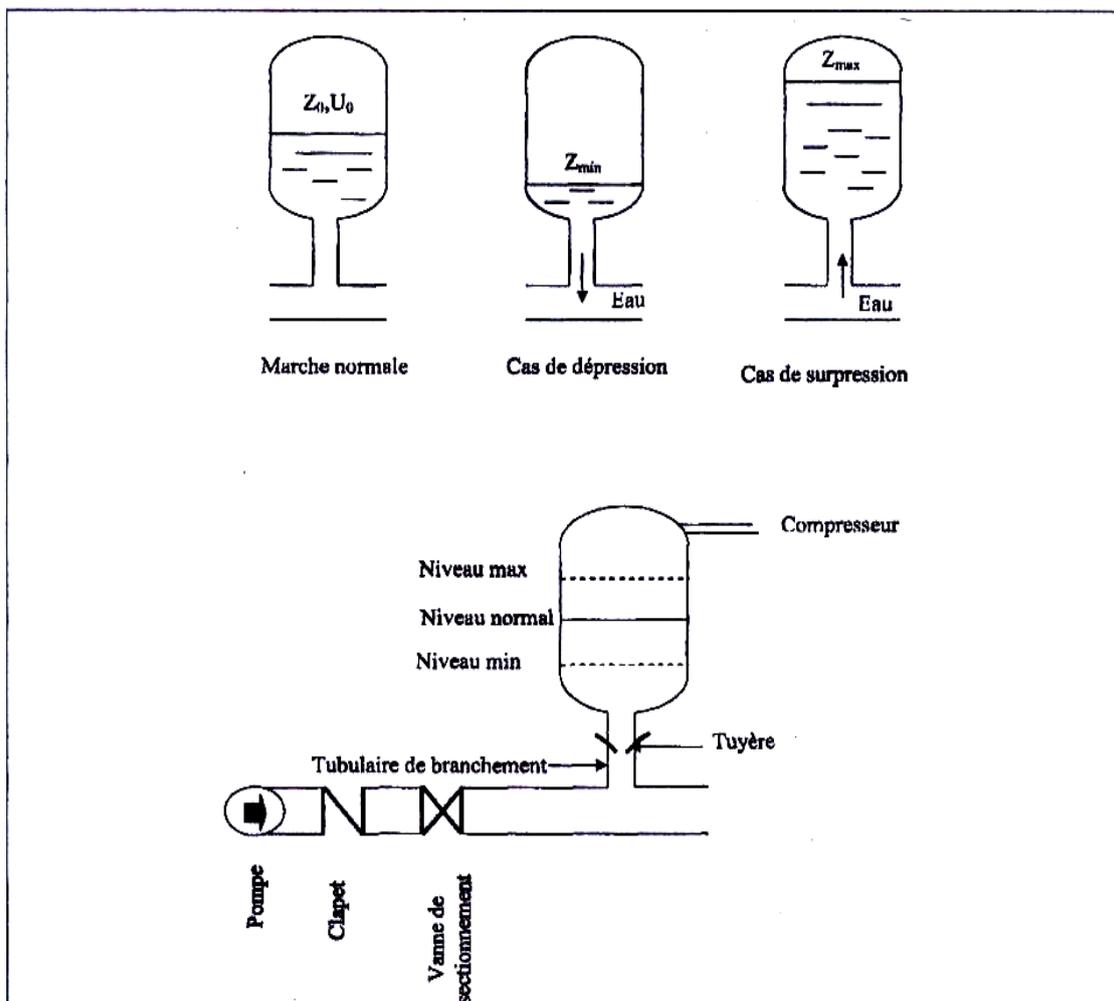


Figure 5- 5 : Réservoir d'air [11]

5.6 Étude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, afin de vérifier qu'elles ne dépassent pas la pression de service requise.

5.6.1 Calcul de la célérité de l'onde

La célérité des ondes du coup de bélier est donnée par la formule (5.1) ci-après [11] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D_{int}}{e}}} \quad (5.1)$$

Avec:

- ✓ a : Célérité des ondes (m/s) ;
- ✓ D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- ✓ e : Epaisseur de la conduite (m) ;
- ✓ K : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour les conduites en PEHD : $k = 83$.

5.6.1.1 Cas de fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T_f , tel que la formule (5.2) :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (5.2)$$

La valeur maximale du coup de bélier est selon (5.3) :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (5.3)$$

Avec :

- ✓ B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- ✓ V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- ✓ g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$).

La valeur maximale de la pression-surpression (H_s) est selon (5.4) :

$$H_s = H_0 + B \quad (5.4)$$

La valeur minimale de la pression-dépression (H_d) est selon (5.5) :

$$H_d = H_0 - B \quad (5.5)$$

Avec :

- ✓ H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tels que (5.6) :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (5.6)$$

Avec :

- ✓ H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;
 ✓ 10 : Pression atmosphérique.

5.6.1.2 Cas de fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f tel que (5.7) :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (5.7)$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de Michaud (5.8) :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (5.8)$$

Dans cette étude, le coup de bélier sera considéré dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire lors d'une fermeture brusque plutôt qu'une fermeture lente. En effet, le coup de bélier est plus important dans le premier cas que dans le second.

5.7 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement et gravitaire sont données dans la table 5-1 :

Table 5- 1 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les trois tronçons.

Adduction	Tronçon	D ext(m)	L (m)	e (m)	V0 (m/s)	Hg (m)	Ho	a	B	Hs	Ha	PN (bars)
Refoulement	SP - RT400	0,200	1525	0,0448	1,32217	158	168	540	72,81	240,8	95,19	20
Refoulement	RT400- R300	0,110	1392	0,01	0,88344	96	106	351	31,61	137,6	74,39	16
Gravitaire	RT400- R200	0,075	1011	0,0068	1,35162	61	71	351	48,29	119,3	22,71	16

D'après les résultats de tableau (5-1), les dépressions sont toutes acceptables, donc on n'a pas de problème de dépression. Par contre la valeur de la suppression dans le premier tronçon (station de pompage vers le réservoir tampon Tigrine R400) est supérieure à 20 bars, ce qui nécessite un anti bélier.

5.8 Calcul d'un réservoir d'air

5.8.1 Principe de construction de l'épure de Bergeron

Dans notre cas, le dispositif utilisé pour l'étranglement est une tuyère fixée à U_0 . Sur le diagramme $H = f(v)$, le point 1R représente l'intersection entre la vitesse V_{f_0} en régime normal et l'horizontale passant par la valeur de Z_0 ce qui est représenté sur la figure (5-6) [7]. Telle que :

$$Z_0 = H_0 + 10 \quad (V.9)$$

Donc:

- ✓ H_g : Hauteur géométrique
- ✓ Z_0 : Pression absolue.

La figure 5-6 ci-dessous représente l'étranglement moyen d'une tuyère :

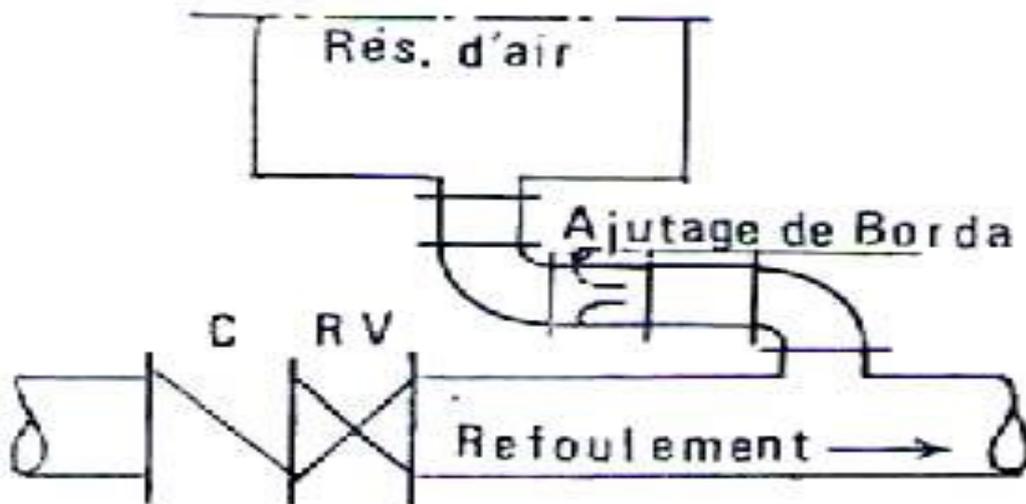


Figure 5- 6 : Etranglement au moyen d'une tuyère [7]

5.8.2 Principe de calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air se fait comme suit [7] :

1. Les temps se suivent selon les valeurs de : $T = \frac{2 \times L}{a}$
2. L'augmentation ou la diminution (ΔU) de ce volume est due, à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire, avec :

$$\Delta U = S \times V_m \times T \quad (5.10)$$

Avec :

- ✓ S : Section de la conduite
 - ✓ T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite
 - ✓ V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la Vitesse choisie.
3. Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T , au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente ΔU .
 4. La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson :

$$(Z_0 + \delta) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (5.11)$$

Où :

- ✓ δ : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
 - ✓ Z_0 : Pression absolue ;
 - ✓ U_0 : Volume d'air initial ;
 - ✓ V : Volume nouveau de l'air ;
 - ✓ Z : Pression dans le réservoir d'air.
5. La vitesse dans la tubulure

➤ *Cas de la montée de l'eau*

A la montée de l'eau, on a un coefficient de débit de 0.92, telle que [7] :

$$\frac{V_1}{V_f} = \left(\frac{\phi}{d'}\right)^2 = K \quad (5.12)$$

Où :

- ✓ V_1 : Vitesse dans la tuyère ;

- ✓ V_f : Vitesse finale choisie ;
- ✓ ϕ : Diamètre de la conduite ;
- ✓ d' : Diamètre de la veine contractée.

Tel que : $d' = 0.92 \times d$ (5.13)

Le « D » et le « d » seront choisis de manière à avoir le rapport :

$$\frac{V_1}{V_f} = K \text{ comprise entre 15 et 20} \quad (5.14)$$

La figure 5-7 ci-dessous représente le cas de la montée de l'eau :

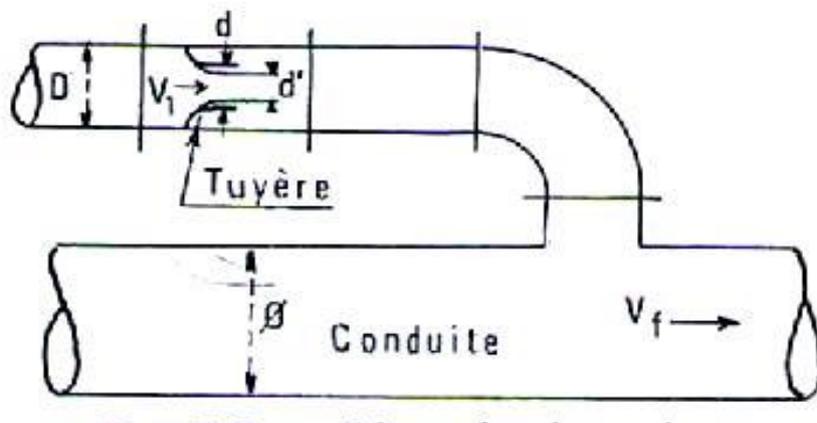


Figure 5- 7 : L'eau du réservoir se dirige vers la conduite [7]

➤ **Cas de la descente de l'eau**

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau, telle que [7]:

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \times \left(\frac{\phi}{d}\right)^2 = k' \quad (5.15)$$

Tel que : $k' \cong 1.7 \times K$

Avec :

- ✓ V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère ;
- ✓ V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite.

6. Calcul des pertes de charge

➤ **Cas de la montée de l'eau**

Donc pour ce cas on a cette formule [7] :

$$\Delta h_1 = C \times \frac{v_1^2}{2g} \quad (5.16)$$

Avec : $C = f(M)$

$$M_1 = \frac{(0.92 \times d)^2}{D^2} \quad (5.17)$$

La valeur de « C » est lue sur l'abaque (Annexe 6) de coefficient de perte de charge c dans la tuyère.

➤ *Cas de la descente de l'eau*

Pour ce cas on le calcul par [7] :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V_2^2}{2g} \quad (5.18)$$

Avec : $C' = f(M_1)$

$$M_1 = 0,5 \times \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (5.19)$$

La valeur de «C'» est lue sur l'abaque (Annexe 6) de coefficient de perte de charge c dans la tuyère.

La Perte de charge δ est donnée par la formule de COLEBROOCK, ainsi pour le PEHD :

$$\delta = 1.1 \times \frac{\lambda \times L \times V f^2}{D \times 2 \times g} \quad (5.20)$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

Cas de la montée : $Z - \Delta h_1 - \delta$;

Cas de la descente : $Z' + \Delta h_2 + \delta$.

La figure 5-8 ci-dessous représente le cas de la décente de l'eau :

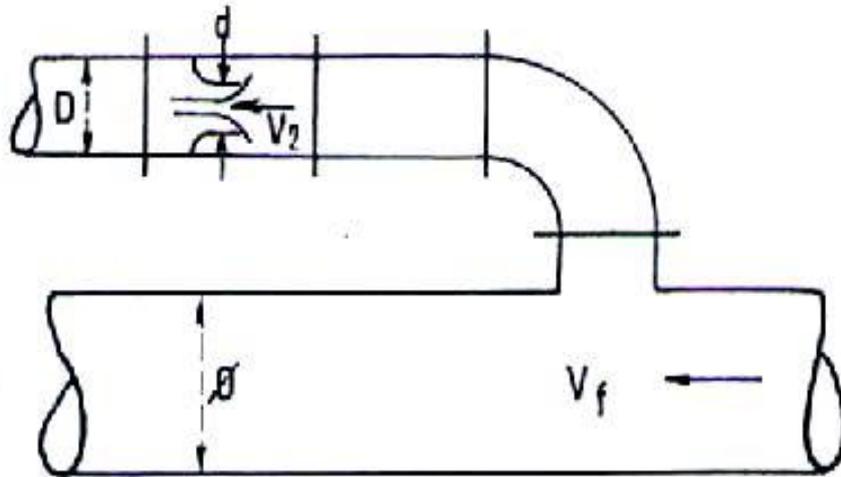


Figure 5- 8 : L'eau de la conduite revient dans le réservoir [7]

5.9 Calcul numérique du réservoir d'air

➤ Cas de la montée de l'eau

Donc on a :

$\phi=200\text{mm}$;

$D=100\text{mm}$;

$d = 50 \text{ mm}$;

Donc selon les formules (5.12) et (5.13) on trouve :

$$K = (\phi/d') \times 2 = \left(\frac{200}{0.92 \times 50}\right) = 18,9$$

Donc on prend : $k=19$

Selon (5.17) on calcule le M_1 :

$$M_1 = \left(\frac{0.92 \times 50}{100}\right) \times 2 = 0,2116$$

Selon l'abaque (Annexe 6) de coefficient de perte de charge c dans la tuyère :

Donc le coefficient « C_1 » est : $C = 0,63$

Selon (5.16) et (5.14) on trouve :

$$\Delta h_1 = \frac{0.63 \times 19^2}{2 \times 9.81} \times V_{f2}$$

Donc : $\Delta h_1 = 11,52 \times V_{f_2}$

➤ **Cas de la décente de l'eau**

Selon la formule (5.15) on trouve :

$$K' = \left(\frac{2 \times 200}{50} \right)^2 = 32$$

Donc : $K' = 32$

Selon (5.19) on calcule le m_2 :

$$M = 0.5 \times \left(\frac{50}{100} \right)^2 = 0,125$$

Selon l'abaque (Annexe 6) de coefficient de perte de charge c dans la tuyère :

Donc : $C = 0,78$

Selon (5.18) et (5.15) on trouve :

$$\Delta h_2 = \frac{0.78 \times 32^2}{2 \times 9.81} \times V_{f_2}$$

$$\Delta h_2 = 40,71 \times V_{f_2}$$

Les résultants du calcul sont donnés dans la table 5-2 ci-dessous :

Table 5- 2 : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,1552 m	Vitesse	1,3221688 m/s	Volume U	1,37 m ³
Débit	0,025 m ³ /s	Section	0,0189083 m ²	K PDC en	40,71 V _f ²
H géomet	153 m	Célérité a	486,40895 m/s	K PDC so	11,52 V _f ²
Long. Cor	1525 m	B	65,557059 m	Exposant	1,4
coef. K	83	Hmax	218,55706 m	Pression de l'air	
Epaisseur	0,0352 m	Hmin	87,442941 m	pres. air Z	283,9857 IU ²
C Haz Wil	125,9	periode θ	6,2704439 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		H ₀	163 m	Surpressi	3,9413882 m
Umax	1,5672271 m ³	PDC δ	19,762747 m	Dépressi	12,124261 m
Umin	1,37 m ³	a/g	49,582971 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -- Δh -- δ	V _f graph	Y _m	V _f choisie	f
0	0	1,37	182,76275	0	182,76275	19,762747	163	1,3221688	0	0	
6,2704439	0,1315103	1,5015103	160,75216	9,2530696	151,49909	9,6183287	141,88076	0,8962315	1,1091965	0,8962242	7,28E-06
12,540888	0,0657168	1,5672271	151,39508	0,5193417	150,87574	0,6680802	150,20766	0,2122955	0,5542744	0,2123246	-2,916E-05
18,811332	-0,0006157	1,5666114	151,47839	2,0192288	153,49762	0,729865	154,22749	-0,2226292	-0,0051933	-0,2227113	8,213E-05
25,081776	-0,0355495	1,5310618	156,42517	5,78481	162,20998	1,9342848	164,14427	-0,3764772	-0,2998351	-0,3769589	0,0004817
31,352219	-0,039047	1,4920149	162,18626	3,2307223	165,41698	1,1278522	166,54483	-0,2819064	-0,3293335	-0,2817081	-0,0001983
37,622663	-0,0244522	1,4675627	165,98206	0,6961263	166,67818	0,2722512	166,95043	-0,1307402	-0,2062368	-0,1307656	2,535E-05
43,893107	-0,0060857	1,461477	166,95049	0,0091017	166,94139	0,015793	166,9256	0,0281052	-0,0513286	0,0281083	-3,068E-06
50,163551	0,0101562	1,4716331	165,33968	0,2362701	165,10341	0,3221777	164,78123	0,1432017	0,0856599	0,1432116	-9,87E-06
56,433995	0,0177698	1,4894029	162,58459	0,2822936	162,3023	0,379899	161,9224	0,1573927	0,1498756	0,1565396	0,0008531
62,704439	0,0140628	1,5034657	160,45953	0,0749863	160,38455	0,1113146	160,27323	0,0806654	0,1186097	0,0806798	-1,435E-05
68,974883	0,0028382	1,5063039	160,03641	0,0438054	160,08022	0,021023	160,10124	-0,0327913	0,0239384	-0,032803	1,166E-05
75,245327	-0,0085299	1,497774	161,31386	0,5023574	161,81621	0,2012698	162,01748	-0,1110697	-0,0719441	-0,1110851	1,54E-05
81,515771	-0,01317	1,484604	163,32084	0,5022639	163,82311	0,2012351	164,02434	-0,1102262	-0,1110799	-0,1110748	0,0008486
87,786214	-0,0095852	1,4750187	164,80862	0,1042911	164,91291	0,0469394	164,95985	-0,0500404	-0,0808445	-0,0506143	0,0005739

D'après le tableau (5.2) on trouve que :

La suppression maximale = 3,941 m ;

La dépression maximale = 12,124 m ;

Le volume d'air maximal est de 1,567

Afin qu'il reste une quantité d'eau dans le réservoir, on ajoute généralement une majoration de 20% du volume d'air maximal.

Ainsi le volume du réservoir sera :

$$U_{total} = U_{air\ max} \times 1,2$$

Selon le tableau (5.2) $U_{air\ max} = 1,567\ m^3$

Donc : $U_{air\ total} = 1,567 \times 1,2 = 1,880\ m^3$

On opte pour un réservoir ayant un volume (air + eau) qui est : $U_{total} = 2\ m^3$

La figure 5-9 ci-dessous représente la variation des suppressions et les dépressions :

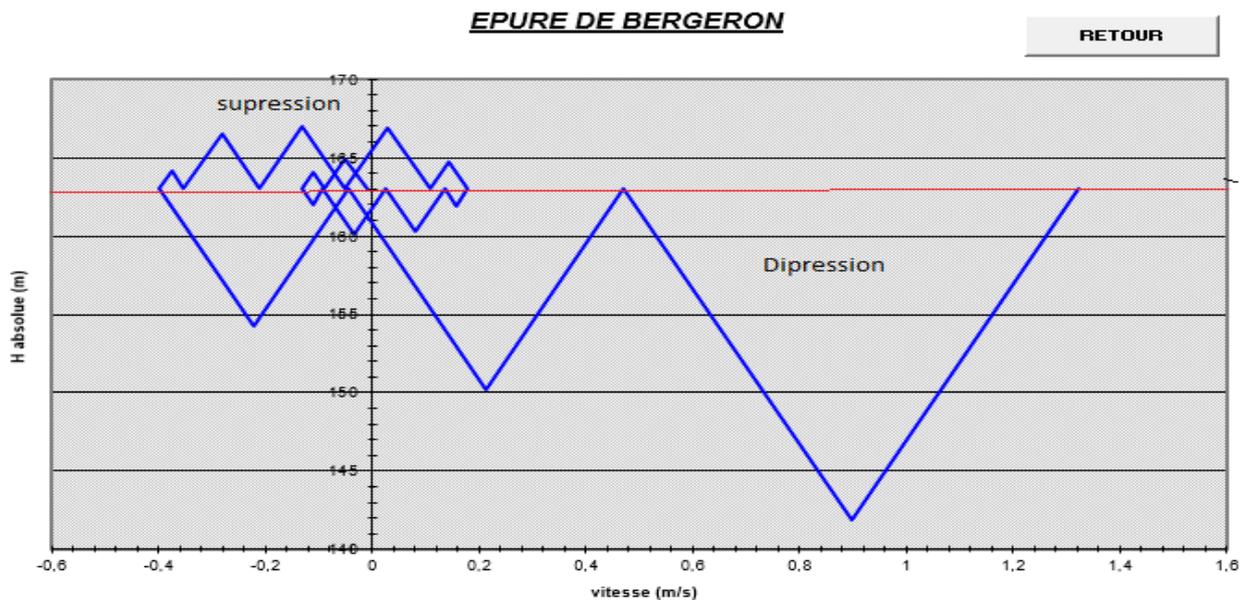


Figure 5- 9 : Epure de Bergeron

La figure 5.10 ci-dessous représente la variation de la pression absolue en fonction du temps.

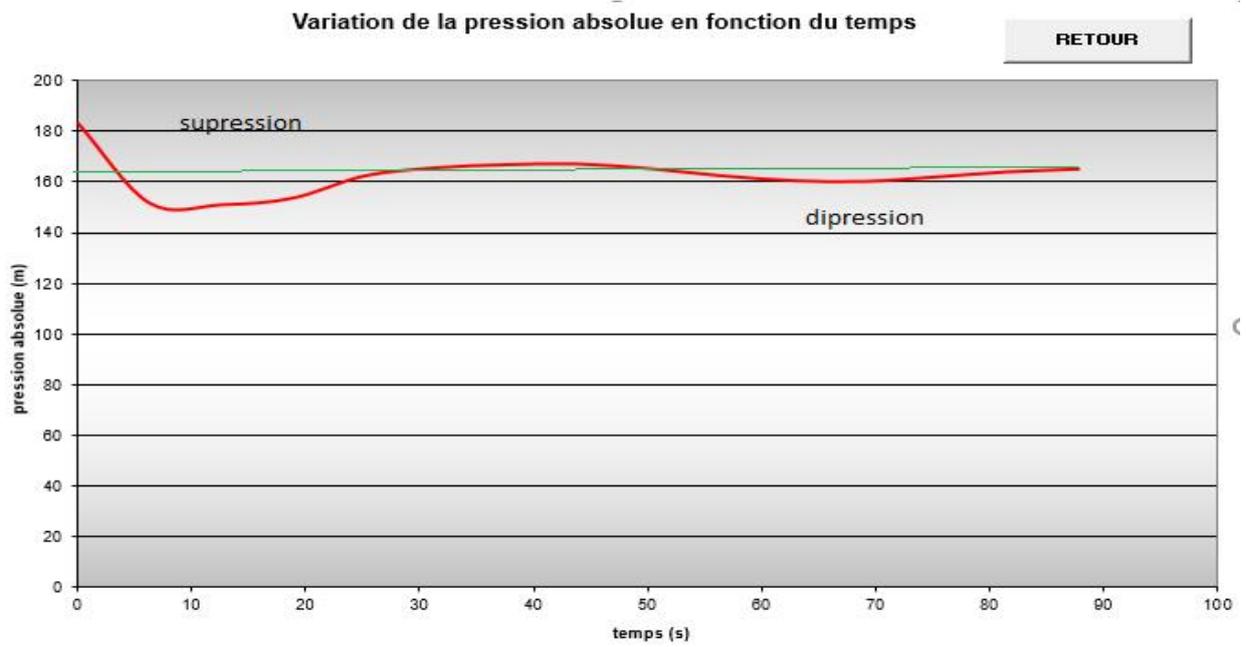


Figure 5- 10 : variation de la pression absolue en fonction du temps

La figure 5-11 ci-dessous représente la variation des pressions en régime permanent et transitoire :

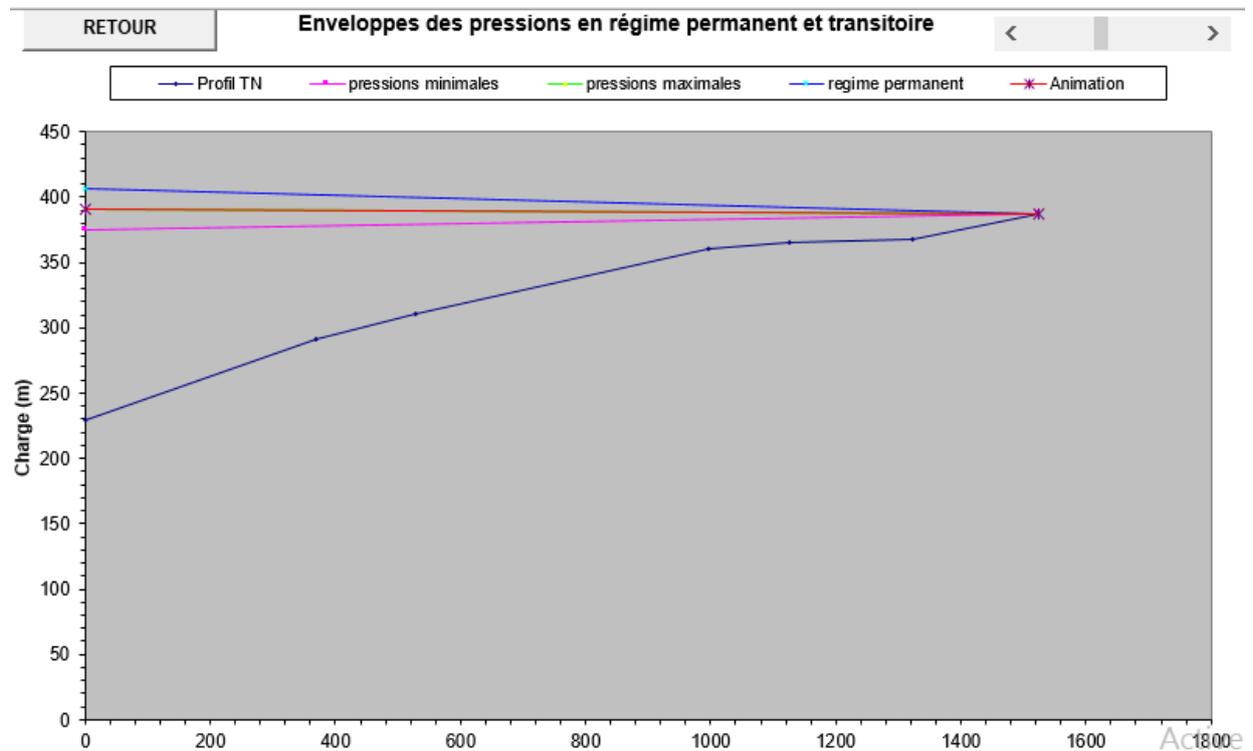


Figure 5- 11 : la variation des pressions en régime permanent et transitoire

5.10 Conclusion

La protection des réseaux d'alimentation en eau potable contre le phénomène du coup de belier revêt une importance considérable dans le domaine de l'hydraulique. Afin d'assurer la protection du réseau, nous avons choisi d'installer un réservoir d'air sur le premier tronçon de l'adduction, reliant la station de pompage au réservoir tampon Tigrine. Il est essentiel de surveiller régulièrement ce réservoir d'air.

Chapitre 6

Distribution

6.1 Introduction

Pour assurer l'alimentation en eau des abonnés, l'eau est distribuée à partir d'un réservoir à travers un réseau de canalisations. Ces canalisations doivent avoir un diamètre adéquat pour garantir un débit maximal afin de répondre à tous les besoins en eau des consommateurs.

6.2 Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit [7] :

6.2.1 Réseau ramifié

Ces réseaux sont communément désignés sous le nom de "réseaux arborisants" en raison de leur structure ramifiée, et ils sont fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales. Bien qu'ils présentent l'avantage d'être économiques, ils sont confrontés à des problèmes de sécurité et de flexibilité en cas de rupture. En effet, un incident sur la conduite principale d'eau aurait pour conséquence de priver tous les abonnés en aval d'eau. La figure 6-1 représente un réseau ramifié :

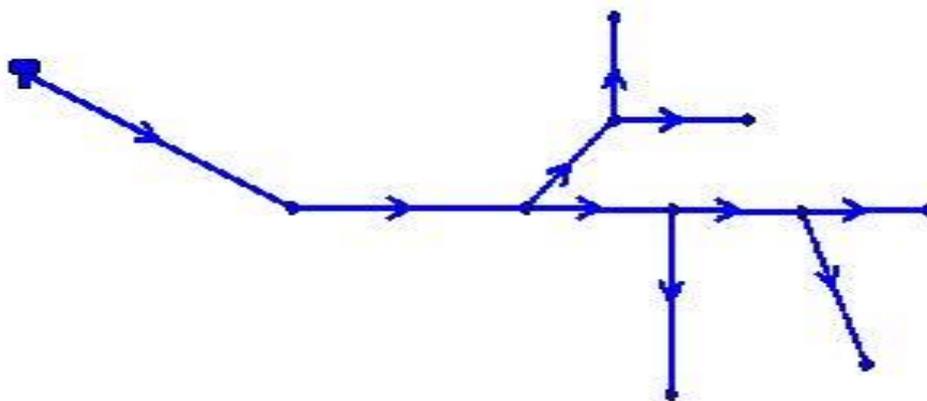


Figure 6- 1 : Réseau ramifié [9].

6.2.2 Réseau maillé

Ce réseau permet une alimentation en retour, ce qui signifie qu'une simple manipulation du robinet permet d'isoler le tronçon concerné tout en maintenant l'alimentation en aval. Bien que cela soit plus coûteux, il est préférable par rapport au

réseau ramifié en raison de sa commodité et de la sécurité qu'il offre. Cette configuration permet une plus grande flexibilité opérationnelle et une meilleure maîtrise des flux, ce qui est essentiel pour assurer la continuité de l'alimentation en eau tout en minimisant les interruptions et les perturbations pour les abonnés, comme le représente la figure 6-2 ci-dessous :

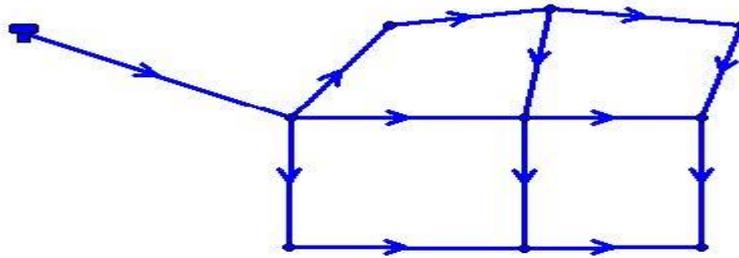


Figure 6- 2 : Réseau maillé [9]

6.2.3 Réseau mixte

Un réseau hydraulique est qualifié de mixte (maillé-ramifié) lorsqu'il combine à la fois une partie ramifiée et une partie maillée. Ce type de schéma est utilisé pour fournir de l'eau aux quartiers situés en périphérie de la ville en utilisant à la fois les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville. L'avantage de ce réseau mixte qui permet d'optimiser la distribution d'eau en combinant les avantages des réseaux ramifiés (pour la flexibilité et l'extension du réseau) et des réseaux maillés (pour la fiabilité et la résilience). Ainsi, les quartiers périphériques peuvent bénéficier d'une alimentation en eau efficace tout en maintenant une certaine sécurité et une capacité d'adaptation en cas de besoin. Il est représenté dans la figure 6-3 ci-après :

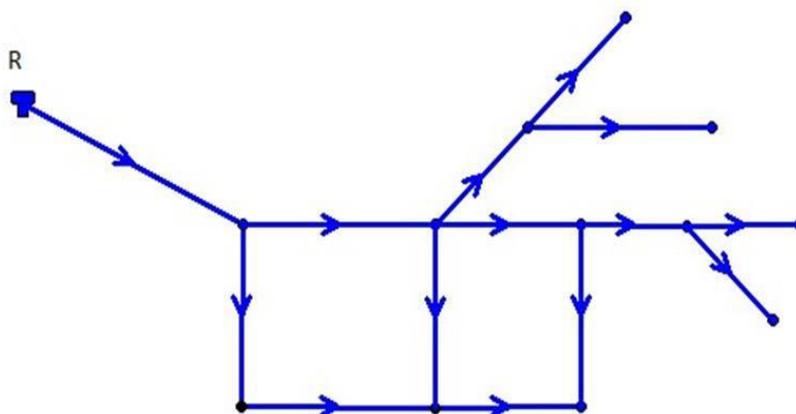


Figure 6- 3 : Réseau mixte [9]

6.3 Conception d'un réseau

Lors de la conception d'un réseau de distribution d'eau, plusieurs facteurs doivent être pris en compte, car ils peuvent influencer la configuration du réseau. En tant que professeur en hydraulique urbaine, je souligne les principaux facteurs suivants :

L'emplacement des quartiers : Il est important de tenir compte de la répartition des quartiers dans la zone à desservir. Cela peut inclure la densité de population, la taille des quartiers et leur distance par rapport aux sources d'eau disponibles.

L'emplacement des consommateurs : Il est essentiel de connaître la localisation des consommateurs, tels que les habitations, les bâtiments commerciaux et industriels. Cela permet de déterminer les points d'accès nécessaires et les itinéraires des canalisations.

Le relief : La topographie du terrain est un facteur crucial. Les différences d'altitude peuvent affecter la pression de l'eau et nécessiter des ajustements dans la conception du réseau, notamment l'installation de réservoirs ou de stations de pompage pour maintenir une pression adéquate dans tout le système.

Le souci d'assurer un service souple et précis : Il est essentiel de garantir un service fiable et précis aux consommateurs. Cela implique de prendre en compte les variations de demande en eau, les horaires de pointe, ainsi que la possibilité de réaliser des opérations de maintenance ou de réparation sans perturber de manière significative la fourniture d'eau.

En prenant en considération ces facteurs lors de la conception du réseau de distribution, il est possible de créer un système efficace, répondant aux besoins des consommateurs tout en garantissant un service fiable et de qualité.

6.3.1 Choix du type des matériaux

Dans le cadre de cette étude, nous avons choisi d'utiliser des conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité). Lors de cette sélection, il est essentiel de prendre en compte les paramètres suivants, conformément à mes connaissances en hydraulique :

- **Le diamètre** : Le choix du diamètre des conduites en PEHD dépend de la capacité de débit requise pour répondre à la demande en eau du réseau. Il est important de sélectionner un diamètre adéquat pour assurer un débit suffisant et minimiser les pertes de charge.

- **La pression de service** : Les conduites en PEHD doivent être capables de supporter la pression de service prévue dans le réseau. Il est essentiel de choisir un matériau avec des caractéristiques de résistance adaptées aux pressions attendues.
- **Les conditions de pose** : Les conditions d'installation des conduites en PEHD, telles que les méthodes de pose, la profondeur d'enfouissement et les contraintes environnementales, doivent être prises en compte pour garantir la durabilité et la stabilité du réseau.
- **Le prix et la durée de vie du matériau** : Il est nécessaire d'évaluer le coût initial des conduites en PEHD ainsi que leur durée de vie prévue. Cela permet de prendre en compte l'aspect économique à long terme et d'assurer une gestion efficace des ressources financières.
- **La disponibilité du diamètre sur le marché** : Il est important de s'assurer que les diamètres des conduites en PEHD nécessaires sont facilement disponibles sur le marché pour faciliter la réalisation du projet sans retards ou difficultés d'approvisionnement.

En prenant en considération ces paramètres lors du choix des conduites en PEHD, il est possible de garantir une conception appropriée du réseau de distribution, en assurant une performance hydraulique optimale, une durabilité et une économie efficiente des ressources.

6.3.2 Equipements et accessoires du réseau de distribution

Les accessoires du réseau de distribution sont :

- **Les vannes de sectionnement** : Permettent d'isoler des tronçons spécifiques du réseau pour des travaux de maintenance ou de 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.

6.4 Description du réseau de distribution

Dans la présente étude, on a choisi de faire la distribution pour la première zone Bourafaa avec un débit maximal journalier de $555.94 \text{ m}^3/\text{j}$. Cette distribution se fait à partir d'un réservoir 300 m^3 , la côte radier de ce dernier est $480,33 \text{ m}$ et le réseau sera ramifié d'une linéaire de $5592,953 \text{ m}$. Le schéma d'ossature du réseau sur Epanet est illustré dans la Figure 6-4 ci-après :

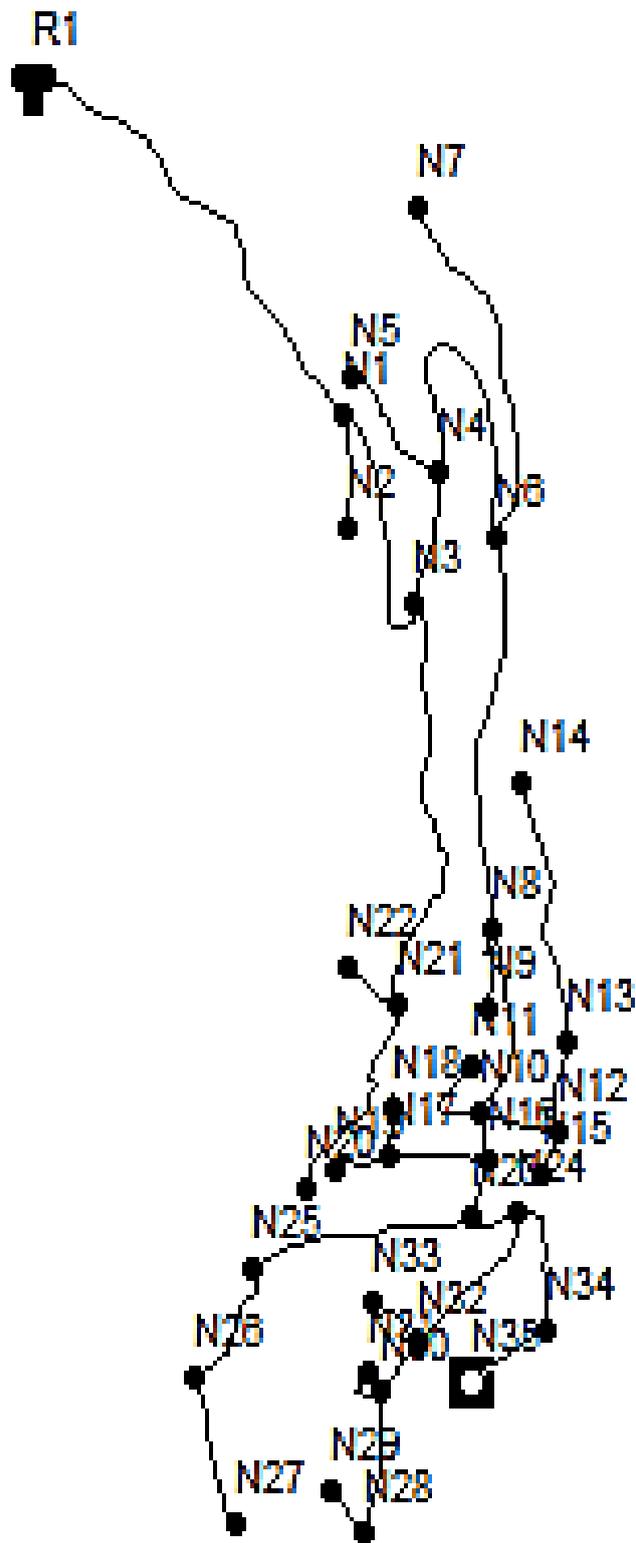


Figure 6- 4 : Schéma du réseau de distribution de la zone Bourafaa.

6.4.1 Calcul hydraulique du réseau de distribution

6.4.1.1 Débit de pointe

Le débit de pointe correspond au débit utilisé pour dimensionner le réseau de distribution. Il représente la consommation d'eau maximale durant l'heure de pointe la plus chargée de la journée, et peut être calculé à l'aide de la formule suivante [9] :

$$Q_P = K_{\max.h} \times Q_{\max/j} / 24 \quad (6-1)$$

- ✓ Q_P : Débit de pointe (m^3/h).
- ✓ $Q_{\max/j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).
- ✓ $K_{\max.h}$: Coefficient de variation horaire.

6.4.1.2 Débit spécifique:

Défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde [9] :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (6-2)$$

- ✓ Q_{sp} : Débit spécifique ($l/s/m$).
- ✓ Q_{P6} : Débit de pointe (l/s).
- ✓ $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

6.4.1.3 Débit de route

Le débit de pointe est le débit qui circule à travers un tronçon et est supposé être consommé de manière uniforme sur toute sa longueur. Il peut être calculé en utilisant la formule suivante [9] :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_{i-j} \quad (6-3)$$

- ✓ Q_r : Débit en route du tronçon (l/s).
- ✓ Q_{sp} : Débit spécifique ($l/s/m$).
- ✓ L_{i-j} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).

6.4.1.4 Débit au nœud

Le débit au niveau de chaque nœud représente la quantité d'eau nécessaire pour approvisionner la population répartie autour des sections de conduites partageant le même nœud. Il est important de prendre en compte ce débit concentré afin de dimensionner adéquatement le réseau de distribution d'eau, se détermine suivant la relation [9] :

$$Q_{ni} = 0,5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_c \quad (6-4)$$

Q_{ni} : Débit de nœud (l/s).

$\sum Q_{ri}$: La somme des débits de route (l/s m)

$\sum Q_c$: La somme des débits centrés (l/s)

6.5 Dimensionnement du réseau

6.5.1 Calcul des différents débits

6.5.1.1 Débit spécifique

On a le débit de pointe selon (6-1) :

$$Q_p = 49.79 \text{ m}^3/\text{h} = 13,83 \text{ l/s}$$

On a la somme des longueurs des tronçons du réseau est de : 5592,953 m

Alors le débit spécifique est selon (6-2) :

$$Q_s = \frac{13,83}{5592,953} = 0,002473 \text{ l/s}$$

6.5.1.2 Débit de route :

On calcule le débit de route pour le tronçon (R-N1) selon (6-3) :

$$Q_r = 0,002473 \times 5592,953 = 1,228102 \text{ l/s m.}$$

Les résultats des calculs des différents débits de route du réseau sont donnés dans la table 6-1 suivante :

Table 6- 1 : Tableau des débits de routes.

Numéro du tronçon	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s m)
T1	R - N1	496,604	0,002473	1,228102
T2	N1 - N2	118,551	0,002473	0,293177
T3	N1 - N3	258,232	0,002473	0,638608
T4	N3 - N4	130,38	0,002473	0,32243
T5	N4 - N5	140,328	0,002473	0,347031
T6	N4 - N6	361,08	0,002473	0,892951
T7	N6 - N7	372,14	0,002473	0,920302
T8	N6 - N8	377,61	0,002473	0,93383
T9	N8 - N9	88,394	0,002473	0,218598
T10	N8 - N10	197,78	0,002473	0,48911
T15	N10 - N11	97,614	0,002473	0,241399
T11	N10 - N12	91,183	0,002473	0,225496
T12	N12 - N13	90,572	0,002473	0,223985
T14	N12 - N15	46,172	0,002473	0,114183
T13	N13 - N14	274,31	0,002473	0,678369
T16	N10 - N16	41,018	0,002473	0,101438
T17	N16 - N17	109,116	0,002473	0,269844
T18	N17 - N18	52,555	0,002473	0,129969
T19	N17 - N19	74,14	0,002473	0,183348
T20	N3 - N21	423,24	0,002473	1,046673
T21	N21 - N22	68,915	0,002473	0,170427

Numéro du tronçon	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s m)
T22	N21 - N20	221,907	0,002473	0,548776

Table 6- 1 : Tableau des débits de routes (Suite et fin).

Numéro de tronçon	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s m)
T23	N16 - N23	57,94	0,002473	0,143286
T24	N23 - N24	58,213	0,002473	0,143961
T25	N24 - N34	143,11	0,002473	0,353911
T27	N24 - N32	182,389	0,002473	0,451048
T28	N32 - N33	71,365	0,002473	0,176486
T29	N32 - N30	63,25	0,002473	0,156417
T30	N30 - N31	55,764	0,002473	0,137904
T31	N30 - N28	137,4	0,002473	0,33979
T32	N28 - N29	56,392	0,002473	0,139457
T33	N23 - N25	251,115	0,002473	0,621007
T34	N25 - N26	137,37	0,002473	0,339716
T35	N26 - N27	147,969	0,002473	0,365927
T26	N34 - N35	98,835	0,002473	0,244419

6.5.1.3 Débit de nœud

On calcule le débit nodal pour le nœud N1 selon (6-4) [13] :

$$Q_{n1} = 0,5 \times (1,228102 + 0,293177) = 1,079943 \text{ l/s}$$

Les résultats des différents nœuds calculés sont représentés dans la table 6-2 ci-dessous :

Table 6- 2 : Tableau des débits aux nœuds.

Noeud	Qn (l/s)	Noeud	Qn (l/s)
N1	1,079943	N19	0,091674
N2	0,146588	N20	0,274388
N3	1,003855	N21	0,882938
N4	0,781206	N22	0,085213
N5	0,173516	N23	0,454127
N6	1,373541	N24	0,47446
N7	0,460151	N25	0,480362
N8	0,820769	N26	0,352822
N9	0,109299	N27	0,182964
N10	0,528721	N28	0,239624
N11	0,1207	N29	0,069729
N12	0,281832	N30	0,317056
N13	0,451177	N31	0,068952
N14	0,339184	N32	0,391975

N15	0,057092	N33	0,088243
N16	0,257284	N34	0,299165
N17	0,29158	N35	0,122209
N18	0,064984	R	0,614051

6.6 Configuration et simulation du réseau hydraulique

6.6.1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation destiné à analyser le comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues périodes dans les réseaux de distribution sous pression. Un réseau est composé de tuyaux, de nœuds (représentant les jonctions des tuyaux), de pompes, de vannes, de bâches et de réservoirs. EPANET effectue des calculs de débit dans chaque tuyau, de pression à chaque nœud, de niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que de la concentration en substances chimiques à travers les différentes parties du réseau, au cours d'une simulation découpée en étapes. Le logiciel permet également de déterminer les temps de séjour de l'eau et de tracer son origine.

Le principal objectif d'EPANET est d'offrir une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'utilisation de l'eau au sein des systèmes de distribution. Grâce à ses fonctionnalités avancées, EPANET contribue à l'analyse et à l'optimisation des réseaux de distribution, permettant ainsi aux professionnels de l'hydraulique d'améliorer la conception, le fonctionnement et la gestion des systèmes d'approvisionnement en eau. [10]

6.6.2 Utilisation d'EPANET

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

Concevoir le réseau en représentant graphiquement le système de distribution ou en important une description préexistante du réseau à partir d'un fichier texte.

Saisir les propriétés des éléments du réseau, tels que les caractéristiques des tuyaux, des nœuds, des pompes, des vannes, des bâches et des réservoirs. Cela implique de spécifier les dimensions, les coefficients de perte de charge, les capacités, les courbes de pompage, etc.

Décrire le fonctionnement du système en définissant les conditions initiales, les demandes en eau, les plages horaires, les calendriers, les stratégies de contrôle, etc. Cela permet de simuler différents scénarios de fonctionnement du réseau.

Sélectionner un ensemble d'options de simulation, telles que la durée de la simulation, l'intervalle de temps, les méthodes de calcul, les critères d'arrêt, les paramètres de qualité de l'eau, ... etc.

Lancer une simulation hydraulique pour calculer les débits dans chaque tuyau, les pressions aux nœuds, les niveaux d'eau dans les réservoirs, etc., ou une analyse de la qualité pour évaluer la concentration en substances chimiques dans différentes parties du réseau.

Visualiser les résultats de la simulation en affichant des graphiques, des tableaux et des rapports pour mieux comprendre le comportement hydraulique et qualitatif du système. Cela permet d'analyser les performances du réseau, de détecter les problèmes éventuels et de prendre des décisions pour l'amélioration du système de distribution d'eau.

6.6.3 Modélisation du réseau

Le logiciel EPANET intègre un moteur de calcul hydraulique moderne qui présente les caractéristiques suivantes :

Il permet d'analyser des réseaux de distribution d'eau de taille illimitée, offrant ainsi une flexibilité pour modéliser des systèmes de toutes les échelles.

Pour évaluer les pertes de charge causées par le frottement, EPANET utilise des formules bien connues, telles que celles d'Hazan-Williams, de Darcy-Weisbach et de Chézy-Manning. Ces formules permettent de calculer avec précision les pertes de charge hydraulique dans les conduites du réseau.

Il tient compte des pertes de charge singulières causées par les coudes, les tés et autres éléments du réseau, permettant une modélisation précise des variations de pression dues à ces caractéristiques.

Le logiciel peut prendre en compte différents types de pompes, qu'elles soient à vitesse fixe ou variable, offrant ainsi une flexibilité dans la modélisation des systèmes de pompage.

Il permet la modélisation de différents types de vannes, tels que les clapets anti-retour, les vannes de contrôle de pression ou de débit, ainsi que les vannes d'arrêt. Cette fonctionnalité permet de simuler avec précision le comportement des vannes dans le réseau.

EPANET permet la modélisation de réservoirs ayant des formes variées, où le diamètre peut varier en fonction de la hauteur. Cela permet de représenter des réservoirs de différentes configurations dans le système.

Il permet de définir différentes catégories de demandes au niveau des nœuds, avec des modulations propres à chaque catégorie. Cela permet de représenter des demandes d'eau variées et d'étudier l'impact de chaque catégorie sur le réseau

Le logiciel permet la modélisation de consommations d'eau qui dépendent de la pression dans le réseau, offrant ainsi une simulation plus réaliste des comportements de consommation des utilisateurs.

EPANET offre la possibilité de piloter le fonctionnement de la station de pompage en utilisant des commandes simples, telles que les heures de marche/arrêt basées sur le niveau d'un réservoir, ou des commandes plus complexes. Cela permet de simuler différentes stratégies de fonctionnement des pompes dans le réseau.

6.6.4 Simulation du réseau

En utilisant le logiciel EPANET, les débits de chaque nœud, les altitudes de chaque nœud, ainsi que les longueurs et les diamètres des conduites sont saisis pour modéliser le réseau. Une fois les données introduites, la simulation du réseau est lancée. Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN10, sont joints en Annexe 9.

D'après les résultats donnés de la simulation du logiciel Epanet on remarque des pressions supérieures à 6 bars, vu le relief de la zone d'étude (terrain accidenté) pour cela on a opté pour le réducteur de pression, pour que le réseau soit en service (les pressions aux nœuds entre 1 et 6 Bars), donc on place le premier réducteur en aval du nœud N4 et le deuxième on le place en aval du nœud N16.

Les résultats de la simulation des conduites sont regroupés dans la table 6-3 ci-dessous :

Table 6- 3 : État des arcs du réseau.

N	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.d.ch (m/km)
Tuyau T1	496,604	141	140	13,83	0,89	5,68
Tuyau T2	118,551	16	140	0,15	0,73	50,21
Tuyau T3	258,232	141	140	12,61	0,81	4,79
Tuyau T4	130,38	141	140	10,36	0,66	3,33
Tuyau T5	140,328	21	140	0,17	0,50	18,24
Tuyau T7	372,140	28	140	0,46	0,75	27,35
Tuyau T8	377,61	110,2	140	6,79	0,71	5,05
Tuyau T9	88,394	16	140	0,11	0,54	29,15
Tuyau T10	197,78	110,2	140	5,86	0,61	3,85
Tuyau T11	91,183	35,2	140	1,03	1,06	39,85
Tuyau T12	90,572	35,2	140	0,69	0,71	19,02
Tuyau T13	274,31	28	140	0,34	0,55	15,55
Tuyau T14	46,172	16	140	0,06	0,28	8,76
Tuyau T15	97,614	16	140	0,12	0,60	35,03
Tuyau T16	41,081	66	140	4,18	1,22	25,02
Tuyau T17	109,116	28	140	0,45	0,73	26,06
Tuyau T18	52,555	16	140	0,06	0,32	11,13

N	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.d.ch (m/km)
Tuyau T19	74,140	16	140	0,09	0,46	21,05
Tuyau T20	423,24	44	140	1,24	0,82	19,05
Tuyau T21	68,915	16	140	0,09	0,42	18,38
Tuyau T22	221,907	16	140	0,27	1,36	160,32
Tuyau T24	58,213	66	140	1,92	0,56	5,92
Tuyau T25	143,11	28	140	0,42	0,68	23,24

Table 6-3 : État des arcs du réseau (suite et fin).

N	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.d.ch (m/km)
Tuyau T26	98,835	16	140	0,12	0,61	35,85
Tuyau T27	182,398	44	140	1,13	0,74	15,86
Tuyau T28	71,365	16	140	0,09	0,44	19,61
Tuyau T29	100	35,2	140	0,70	0,71	19,27
Tuyau T30	55,764	16	140	0,07	0,34	12,42
Tuyau T31	134,4	21	140	0,31	0,89	53,23
Tuyau T32	56,392	16	140	0,07	0,35	12,68
Tuyau T33	251,115	44	140	0,92	0,60	10,83
Tuyau T34	137,37	28	140	0,54	0,87	36,26
Tuyau T35	147,969	21	140	0,18	0,53	20,13
Tuyau T36	57,94	66	140	3,29	0,96	16,06
Tuyau T37	361,08	141	140	8,62	0,55	2,37
Vanne 2	Sans Valeur	66	Sans Valeur	3,48	1,02	15,00
Vanne 3	Sans Valeur	141	Sans Valeur	9,41	0,60	35,00

On remarque que les vitesses dans les conduites sont acceptables elles sont comprise entre 0.5 et 1.5 m/s, dans certains tuyaux les vitesses sont inferieures à 0.5 ceci est due aux faibles débits véhiculés dans les tronçons concernés.

Les résultats de simulation des nœuds sont présentés dans la table 6-4 suivante :

Table 6- 4 : État des nœuds du réseau.

N	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N1	447,77	1,08	479,51	31,74
Noeud N2	454,75	0,15	473,56	18,81
Noeud N3	427,40	1,00	478,27	50,87
Noeud N4	423,30	0,78	477,84	54,54
Noeud N5	443,20	0,17	475,28	32,08
Noeud N6	403,89	1,37	441,98	38,09
Noeud N7	399,60	0,46	431,80	32,20
Noeud N8	396,07	0,82	440,07	44,00
Noeud N9	396,88	0,11	437,50	40,62
Noeud N10	388,16	0,53	439,31	51,15
Noeud N11	398,39	0,12	435,89	37,50
Noeud N12	376,91	0,28	435,68	58,77
Noeud N13	377,27	0,35	433,96	56,69
Noeud N14	390	0,34	429,69	39,69
Noeud N15	377,54	0,06	435,28	57,74
Noeud N16	387,73	0,26	438,29	50,56

N	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N17	399,45	0,29	435,44	35,99
Noeud N18	401,83	0,06	434,86	33,03
Noeud N19	405,13	0,09	433,88	28,75
Noeud N20	403,37	0,27	434,63	31,26
Noeud N21	411,86	0,88	470,21	58,35
Noeud N22	422,69	0,09	468,94	46,25
Noeud N23	383,72	0,45	422,35	38,63

Table 6- 4 : État des nœuds du réseau (Suite et fin).

N	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N24	378,05	0,37	422,01	43,96
Noeud N25	399,77	0,38	419,63	19,86
Noeud N26	401,42	0,35	414,65	13,23
Noeud N27	373,96	0,18	411,68	37,72
Noeud N28	363,24	0,24	410,04	46,80
Noeud N29	368,01	0,07	409,32	41,31
Noeud N30	367,10	0,32	417,19	50,09
Noeud N31	371,54	0,07	416,50	44,96
Noeud N32	369,03	0,34	419,12	50,09
Noeud N33	377,34	0,09	417,72	40,38
Noeud N34	362,70	0,30	418,68	55,98
Noeud N35	360,43	0,12	415,14	54,71
Noeud N36	387,73	0,19	423,29	35,56
Noeud N37	423,30	0,78	442,84	19,54
Réservoir R1	480,33	-13,83	482,33	2,00

Les figures 6-5 et 6-6 ci-dessous représentent les résultats de la simulation du réseau de distribution de la première zone d'étude Tigrine avec le logiciel Epanet.

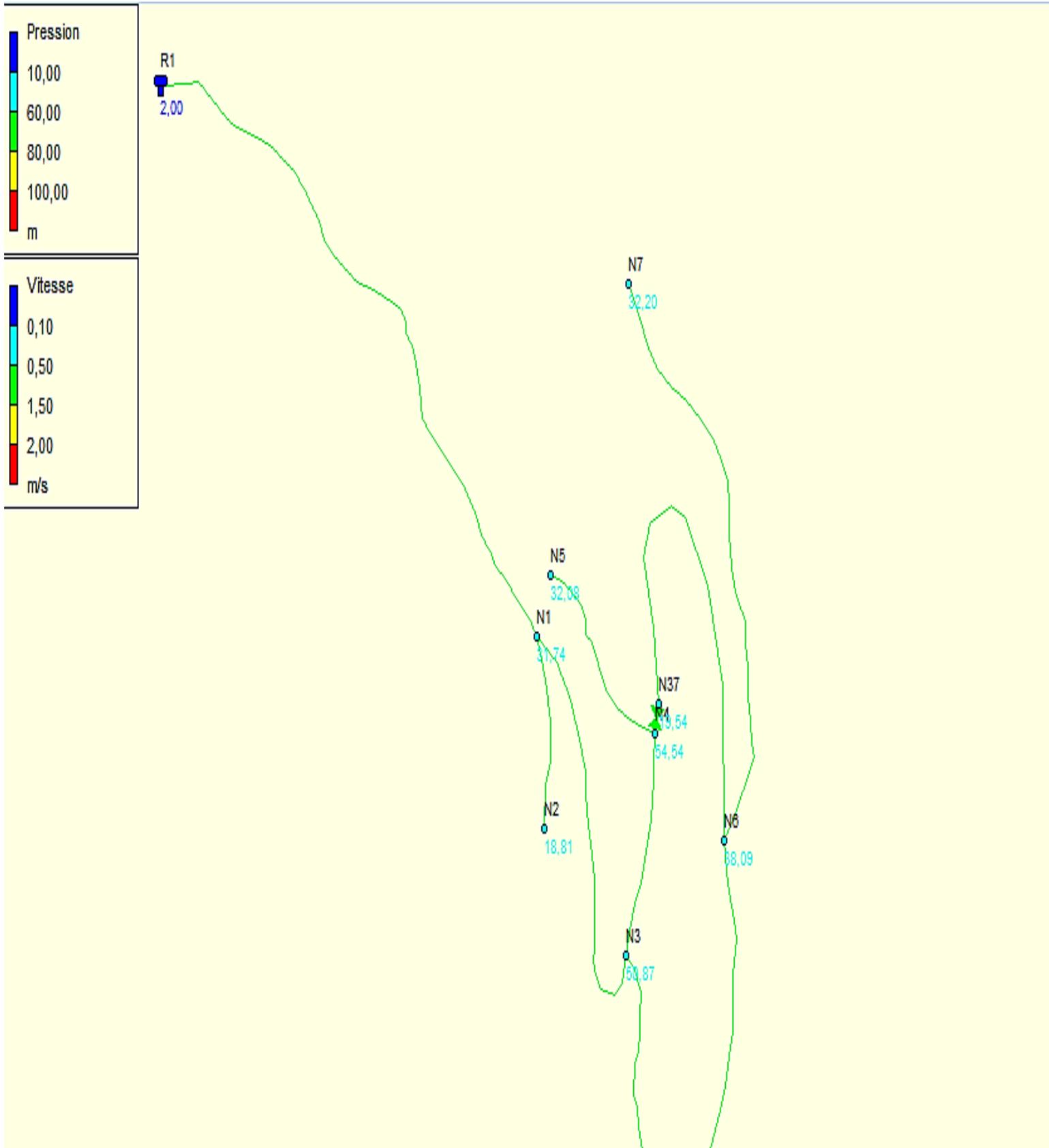


Figure 6- 5 : Résultats de la simulation de la partie haute du réseau de la zone Bourafaa avec un réducteur de pression.

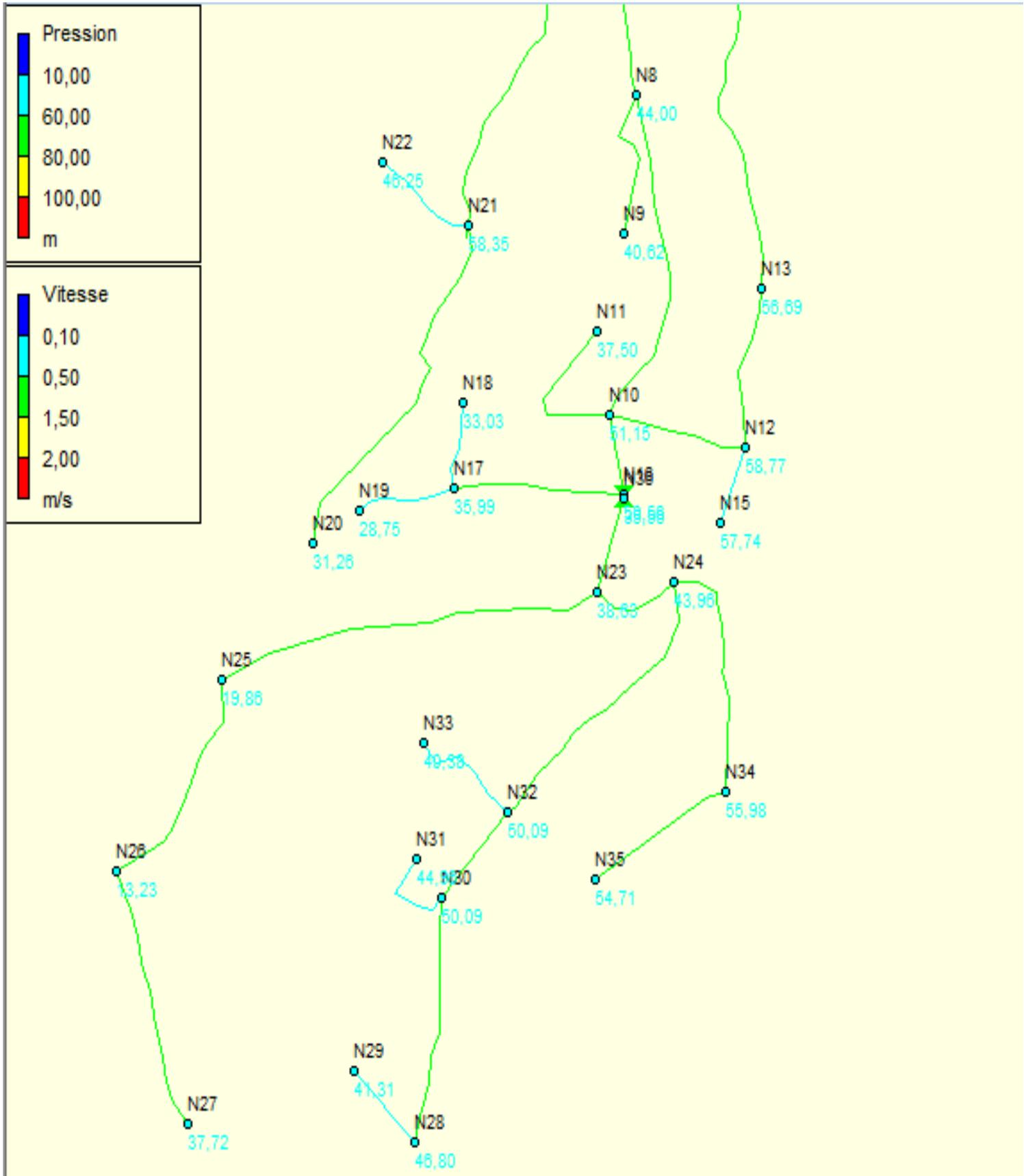


Figure 6- 6 : Résultats de la simulation la partie basse du réseau de la zone Bourafaa avec réducteur de pression

6.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la première zone d'étude Tigrine. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel EPANET afin de déterminer les paramètres hydrauliques tels que le débit, le diamètre et la pression. Les vitesses obtenues sont acceptables, et les pressions aux points les plus bas du réseau sont suffisantes pour garantir une alimentation en eau adéquate pour la localité de Tigrine.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons élaboré un plan détaillé comprenant les étapes essentielles pour la mise en œuvre d'un projet visant à fournir de l'eau potable à la partie supérieure d'Ouezelaguen. L'objectif principal de ce projet est de répondre à la demande totale des besoins en eau de cette localité.

En se basant sur un taux d'accroissement démographique annuel de 1,6%, la population de la zone concernée a été estimée à 7083 habitants d'ici 2053. Pour cet horizon, la consommation quotidienne estimée s'élève à environ 1765,31 m³/jour.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, on a dimensionné le réservoir tampon de 400 m³ de capacité pour alimenter la localité de Bourafaa, et pour alimenter les deux réservoirs de la localité Ait Saada et Bourafaa avec une capacité de 200 m³ et 300 m³ pour chacun.

Selon le relief de la zone d'étude, nous avons réalisé deux adductions par refoulement. La première se fait depuis la station de pompage vers le réservoir tampon R400 m³ (conduite en PEHD PN20 DN 200), La deuxième se fait du réservoir tampon vers le réservoir R300m³ de la localité Tigrine (PEHD PN16 de DN110). De plus, il est prévu une troisième adduction gravitaire à partir du réservoir tampon de la localité Bourafaa jusqu'au réservoir de la localité Ait Saada, en utilisant une conduite en (PEHD PN16 de DN75).

Pour la partie pompage, on a utilisé le catalogue numérique *Caprari* et on a opté pour deux électropompes à axe horizontal, PM80/4 A pour le premier refoulement et PM80/1 0 A pour le deuxième.

Afin de lutter contre le phénomène de coup de bélier, on a placé un réservoir d'air sur la première chaîne d'adduction (station de pompage vers le réservoir Tampon) par contre les deux autres tronçons de l'adduction ne nécessitent pas un anti-bélier.

Au final, nous avons dimensionné le réseau de distribution pour la première zone d'étude Bourafaa qui est de type ramifié en utilisant des conduites en PEHD de pression PN10. Les diamètres des canalisations varient de 20 à 250 mm, avec une longueur totale de 5592,953 m. Les vitesses sont acceptables pour la majorité des tronçons du réseau.

Bibliographie

Bibliographie

[1] **Service APC Ighzer Amqrane.**

[2] **Subdivision d'hydraulique de la commune d'Akbou.**

[3] **Tassira, M. Bachta, M.** Etude de l'alimentation en eau potable de Ighezar Amokrane, Wilaya de Bejaia. Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juillet 2011.

[4] **BELGACEM, D. et NOURI, F.,** Etude de l'alimentation en eau potable du village Tifilkout, Commune d'Illilten, Tizi-Ouzou, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Septembre 2022.

[5] **KERBOUCHE, M. et AMIRA, A.,** Etude de l'alimentation en eau potable des agglomération El kanner et M'Zair, W. Jijel, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juillet 2017.

[6] **Sahouane, L.** (2016). Etude d'hydrodynamique et fonctionnement d'un réservoir, wilaya de M'sila. Mémoire fin d'études. Master en Hydraulique, option Hydraulique urbaine. Université de M'sila, 82 pages.

[7] **Dupont, A** : Hydraulique urbaine. Tome II Edition EYROLLES, Paris 1979.

[9] **Ahsen, L.** : Alimentation en eau potable (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2015.

[10] **Boulamri, M. Bennara, A.** : Aep de la localité Tilioune, Commune de Lakhdaria, Wilaya de Bouira, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, Septembre 2022.

[11] **BERREKSI, A.** Hydraulique 3 : Polycopié de cours <https://elearning.univbejaia.Dz/mod/resource/view.php?id=46556>. Université de Bejaia, 2015, page 55.

[12] **Google earth.**

[13] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980,588 pages.

[14] **HUGUES, G.** : Adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.

[15] Djadoune, S., Guiri, O. Etude du renforcement de la chaine d'adduction de la commune Beni Douala et ses environs (Wilaya de Tizi-Ouzou) à partir du barrage Taksebt. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2015.

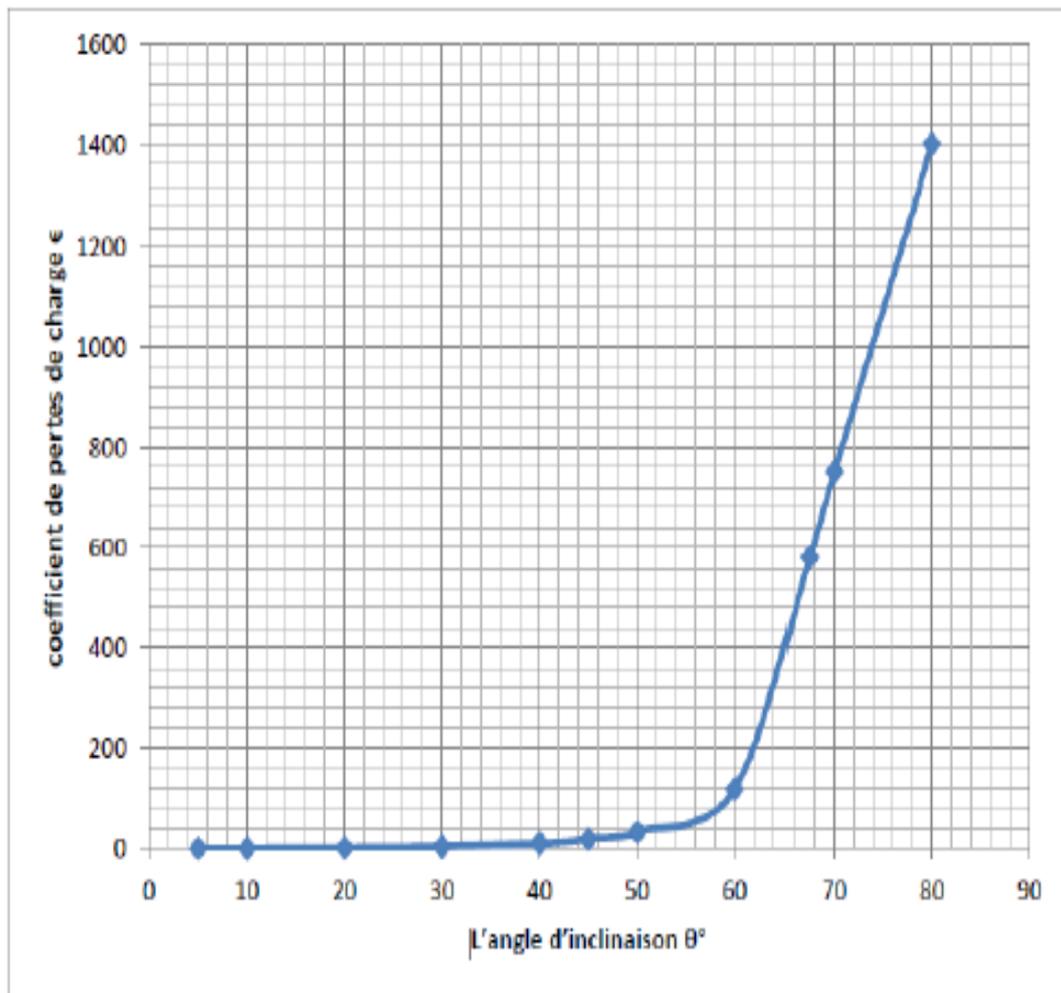
ANNEXES

Annexe 1 : Régime de consommation des agglomérations.

Heures	Coefficient de variation 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

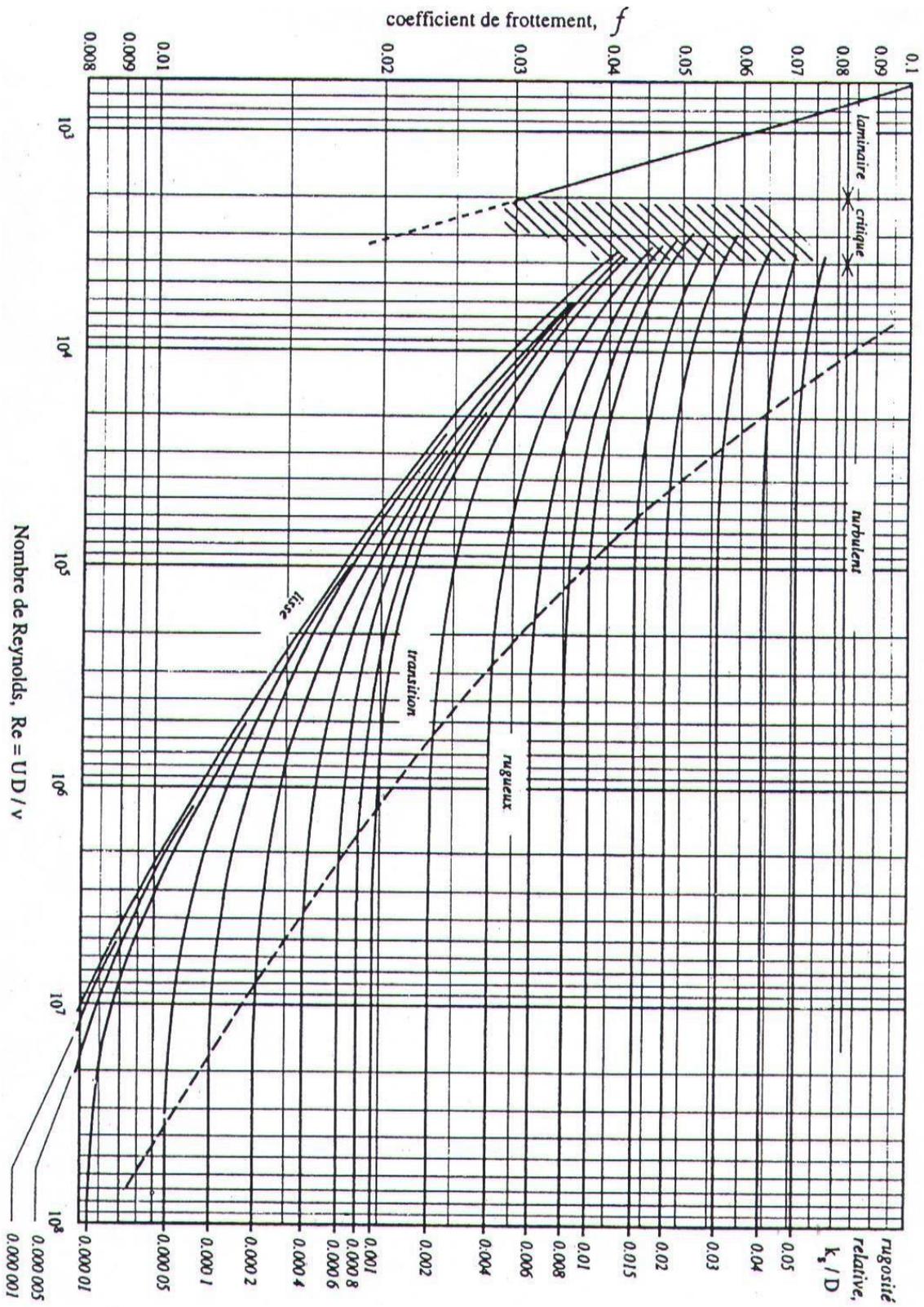
Annexe 2 : évolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

L'angle d'inclinaison ϑ	0 - 5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$a \in$	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Annexe 3 : Abaque de MOODY.



Annexe 4 : Courbe caractéristiques de la pompe 1

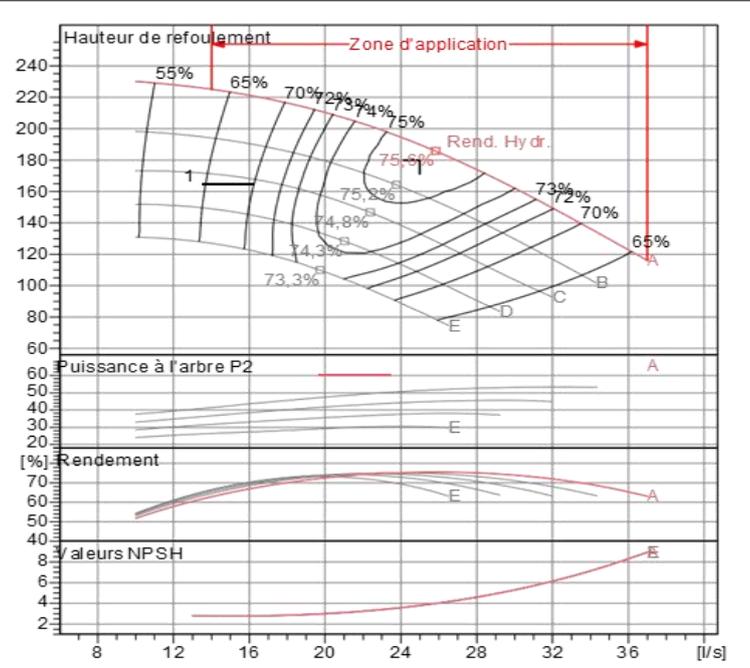


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 80/ 4 A	
Caractéristiques requises	
Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	180 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	26,4 l/s
Hauteur de refoulement	183 m
Puissance absorbée	62,4 kW
Rendement	75,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	242 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
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 maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	758 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	242	0	0	0
12	210	15	65	2
24	170	30	75.6	4
36	120	45	65	8

Dimensions mm

A = 1873
 B = 1546
 C = 310
 D = 274
 DNa = 100
 DNm = 80
 E = 185
 F = 250
 G = 1046
 H = 435
 I = 670
 L = 620
 M = 20
 N = 140
 O = 45
 P = 420
 Q = 665
 R = 836
 V = 245

Notes:

Date 17.06.2023	Page 1	Offre n°	Pos. N°
---------------------------	------------------	----------	---------

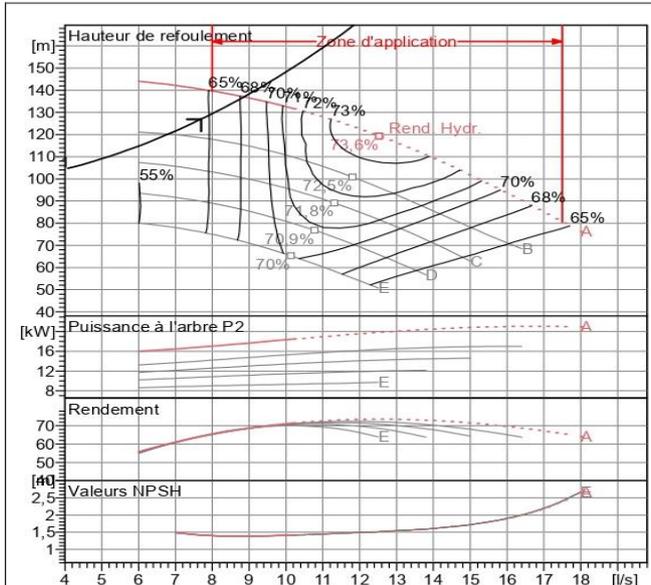
Annexe 5 : Courbe des caractéristiques de la pompe 2



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 80/ 10 A	
Caractéristiques requises	
Débit	7,7 l/s
Hauteur de refoulement	127 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	8,85 l/s
Hauteur de refoulement	137 m
Puissance absorbée	17,6 kW
Rendement	68,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	154 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	18,5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	532 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 a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

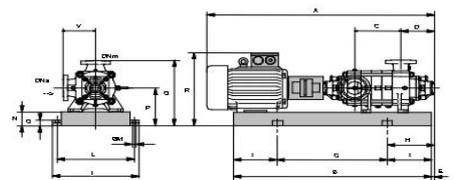


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2018
- B = 1725
- C = 730
- D = 274
- DNa = 100
- DNm = 80
- E = 195
- F = 300
- G = 1125
- H = 495
- I = 600
- L = 550
- M = 20
- N = 100
- O = 42
- P = 300
- Q = 545
- R = 553
- V = 245



Notes:			
Date 20.06.2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Annexe 6 : coefficient de perte de charge C dans une tuyère.

ADDITION DES EAUX



PLANCHE XXVIII. — Coefficient de perte de charge c dans une tuyère.

Annexe 7 : Caractéristique de la conduite PEHD PN 20

Code	Désignation	Prix de vente	
		HT	TTC
PF0406801164	TUBE PEHD PE100 Ø20 PN20	42,23	50,25
PF0406801165	TUBE PEHD PE100 Ø25 PN20	67,31	80,10
PF0406801166	Tube PEHD PE100 Ø32 PN20	104,15	123,93
PF0406801167	TUBE PEHD PE100 Ø40 PN20	162,57	193,46
PF0406801168	TUBE PEHD PE100 Ø50 PN20	251,79	299,63
PF0407101169	TUBE PEHD PE100 Ø63 PN20	401,98	478,36
PF0407101170	TUBE PEHD PE100 Ø75 PN20	565,19	672,57
PF0407100529	TUBE PEHD EAU PE100 Ø90 PN20 EP. 10,1 mm	807,14	960,49
PF0407100512	TUBE PEHD EAU PE100 Ø110 PN20 EP. 12,3 mm	1,210,70	1,440,74
PF0406900697	TUBE PEHD EAU PE100 Ø125 PN20 EP. 14,0 mm	1,532,43	1,823,59
PF0406900470	TUBE PEHD EAU PE100 Ø160 PN20 EP. 17,9 mm	2,488,11	2,960,85
PF0406900475	TUBE PEHD EAU PE100 Ø200 PN20 EP. 22,4 mm	3,837,89	4,567,09
PF0406900480	TUBE PEHD EAU PE100 Ø250 PN20 EP. 27,9 mm	5,923,23	7,048,65
PF0407000484	TUBE PEHD EAU PE100 Ø315 PN20 EP. 35,2 mm	9,812,82	11,677,26
PF0407000490	TUBE PEHD EAU PE100 Ø400 PN20 EP. 44,7 mm	15,781,25	18,779,69
PF0407000494	TUBE PEHD EAU PE100 Ø500 PN20 EP. 55,8 mm	24,480,51	29,131,80
PF0407001171	TUBE PEHD PE100 Ø630 PN20 EP. 70,3 mm	38,719,11	46,075,74
PF0407001172	TUBE PEHD PE100 Ø800 PN20	48,913,96	58,207,61
		62,071,19	73,864,72

Annexe 8 : Caractéristiques de la conduite PEHD, PN 16

Code	Désignation	Prix de vente	
		HT	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. 57.2 mm	33,022.08	39,296.28
PF0407000501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø710 PN16 EP. 64.5 mm	41,424.93	49,295.67
PF0407000503	TUBE PEHD EAU PE100 Ø800 PN16 EP. 72.6 mm	53,282.71	63,406.43

Annexe 9 : Caractéristiques de la conduite PEHD PN 10.

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.15
25	2.0	51.23
32	2.0	64.47
40	2.4	97.69
50	3.0	150.53
63	3.8	238.48
75	4.5	338.61
90	5.4	446.80
110	6.6	665.64
125	7.4	843.99
160	9.5	1382.45
200	11.9	2162.92
250	14.8	3357.81
315	18.7	5057.83
400	23.7	8115.39
500	29.7	12616.15
630	37.4	19980.32

الملخص

في هذا المشروع، اقتربنا من التصميم العام لنظام تزويد مياه الشرب للجزء العلوي الواقع في ولاية بجاية. بدأت دراستنا بعرض تفصيلي لمنطقة الدراسة، متبوعًا بتقدير للاحتياجات المائية للسكان بحلول عام 2053. بعد ذلك، انتقلنا إلى تحديد حجم الخزانات وشبكة الإمداد، مع مراعاة المعايير ذات الصلة وقد قمنا أيضًا بدراسة الضخ وتحديد المضخات الملائمة. بعد ذلك، قمنا بفحص مقاومة الأنابيب لظاهرة المطرقة المائية. أخيرًا، قمنا بتحديد حجم شبكة التوزيع للمشروع.

الكلمات المفتاحية: خزانات شبكة الامداد الضخ المضخات المطرقة المائية شبكة التوزيع

Résumé

Dans le cadre de ce projet, nous avons abordé la conception générale d'un système d'alimentation en eau potable pour la partie haute d'Ouzellaguen, située dans la wilaya de Bejaia. L'étude a débuté par une présentation détaillée de la zone d'étude, suivie d'une estimation des besoins en eau de la population à l'horizon 2053. Par la suite, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs et du réseau d'adduction, en prenant en compte les paramètres pertinents. Nous avons également examiné la partie pompage, en mettant l'accent sur les aspects essentiels. Ensuite, nous avons vérifié la résistance des conduites aux phénomènes du coup de bélier. Enfin, nous avons réalisé le dimensionnement du réseau de distribution, en considérant les différents paramètres hydrauliques et les exigences spécifiques du projet.

Mots clés : Réservoirs, adduction, pompage, coup de bélier, distribution.

Abstract

As part of this project, we addressed the overall design of a drinking water supply system for the upper part of Ouzellaguen, located in the Bejaia province. The study began with a detailed presentation of the study area, followed by an estimation of the water needs for the population by the year 2053. Subsequently, we conducted the sizing of reservoirs and the distribution network, taking into account relevant parameters. We also examined the pumping component, emphasizing essential aspects. Next, we verified the resistance of the pipelines against water hammer phenomenon. Finally, we carried out the dimensioning of the project's distribution network.

Key words : Reservoirs, pumping, water hammer, distribution.