

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

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

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



جامعة عبد الرحمن ميرة – بجاية
كلية التكنولوجيا
قسم الري

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr HANNAT Imad

Mr MALOUSSI Amine

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

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ETUDE DU RESEAU D'AEP DU VILLAGE TIFRA, COMMUNE TIFRA, WILAYA DE BEJAIA

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

- Président : Mr IKNI, T.
- Promoteur : Mr HAMCHAOUI, S.
- Examinatrice : Mme BOUNAB, N.
- Invité : Mr IHDENE, I.

Remerciements

En premier lieu, nous remercions le Dieu Tout-Puissant pour nous avoir donné le courage, la force et la patience nécessaires à la réalisation de ce travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à nos parents pour leur soutien indéfectible tout au long de nos études.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadrant, Monsieur HAMCHAOUI Samir, pour son aide précieuse, ses conseils avisés, et son inestimable patience.

Nos remerciements vont également à Monsieur IHDENE Idriss, propriétaire du bureau d'études EDEN INGENIERIE, pour leur accueil chaleureux, leurs précieux conseils, et les moyens mis à notre disposition.

Nous remercions le personnel de l'APC de Tifra et la Subdivision d'hydraulique de Sidi Aich pour leur collaboration et leur soutien.

Nous exprimons notre gratitude aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

Nous remercions toute l'équipe pédagogique du département d'hydraulique de l'Université de Bejaia, ainsi que tous les enseignants dont les paroles, écrits, conseils et critiques ont guidé nos réflexions depuis notre première année.

Enfin, un grand merci à toutes les personnes qui nous ont aidés, de près ou de loin, dans la réalisation de ce travail.

Imad et Amine



Dédicace

Avant tout, je tiens à remercier le Bon Dieu pour m'avoir enseigné, protégé et guidé tout au long de ma vie.

Je dédie ce travail :

À ma mère Soraya, pour son amour incommensurable, sa patience infinie et son soutien indéfectible.

À mon père Lâaziz, pour ses encouragements constants, ses innombrables sacrifices et ses sages conseils.

À ma sœur Dalia, pour sa compréhension profonde, son affection chaleureuse et ses paroles réconfortantes.

À mon oncle Faouzi, pour son soutien inestimable et ses précieux conseils.

À ma très chère amie Yassmine, pour son amitié véritable et son appui moral sans faille.

À mon Binôme, MALOUSSI Amine, avec qui j'ai partagé ce voyage académique. Merci pour notre collaboration fructueuse et notre soutien mutuel.

À mon enseignant Monsieur BENDADOUCHE, pour son enseignement inspirant et ses encouragements bienveillants.

À toutes les personnes qui m'ont soutenu.

À vous, chers lecteurs.

HANNAT Imad



Dédicace

Nous tenons à remercier tout d'abord le dieu tout puissant qui, par sa grâce nous a permis d'arriver au bout de nos efforts en nous donnant la santé, la force et le courage.

Je dédie ce travail à mes chers parents qui ont été mes piliers, mon inspiration et ma motivation tout au long de ce parcours. À mon père, pour son soutien inébranlable, et à ma mère, pour sa lumière, son amour inconditionnel et sa patience infinie. Ainsi que mes petites sœurs Rokja et Meriem. Que Dieu les protège et les bénisse.

À mon Binôme, HANNAT Imad, avec qui j'ai partagé ce voyage académique. Merci pour notre collaboration fructueuse et notre soutien mutuel.

À mes amis(es), Abdou, Adil, Salim, hamza, Sid Ali, Bessam, Yousra, qui ont partagé mes joies, mes peines et mes succès. Votre amitié est un trésor que je chérirai toujours.

Enfin, je dédie ce travail à toutes les personnes qui m'ont aimé(e) et soutenu(e), qui ont cru en moi et m'ont encouragé(e). Votre confiance en moi a été ma plus grande motivation et je vous en suis infiniment reconnaissant(e)."

MALOUSSI Amine

Sommaire

Introduction générale.....	1
I Présentation du site	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation du site objet de l'étude	2
I.2.1 Situation géographique.....	2
I.2.2 Situation topographique	3
I.2.3 Aperçu climatique	3
I.2.3.1 La pluviométrie	3
I.2.3.2 Les températures	4
I.2.4 La faune et la flore	4
I.3 Situation actuelle du réseau d'alimentation en eau.....	5
I.3.1 Sources d'approvisionnement en eau.....	5
I.3.1.1 Les sources naturelles	5
I.3.1.2 Les forages	5
I.3.1.3 Bilan des ressources en eau.....	5
I.3.2 Les stations de pompage	5
I.3.3 Réservoirs.....	5
I.3.3.1 Etat actuel des réservoirs	6
I.3.4 Les canalisations	6
I.3.4.1 Réseau d'adduction.....	6
I.3.4.2 Réseau de distribution.....	6
I.4 Conclusion	7
II Estimation des besoins	
II.1 Introduction	9
II.2 Perspective démographique.....	9
II.3 Population actuelle et future	9
II.4 Equipements existantes.....	9
II.5 Estimation des besoins.....	10
II.5.1 Calcul du débit moyen journalier	10
II.5.2 Estimation des besoins domestique.....	10
II.5.3 Les besoins en eau des équipements	11
II.5.3.1 Les besoins en eau Sociaux.....	11
II.5.3.2 Les besoins en eau des établissements scolaires.....	11
II.5.3.3 Les besoins en eau des établissements commerciaux	11

II.5.3.4	Les besoins en eau des établissements sanitaires.....	11
II.5.3.5	Les besoins en eau des cheptels	12
II.5.3.6	Résumé des besoins en eau des équipements	12
II.5.4	Récapitulation des besoins en eau	12
II.5.5	Le débit majoré journalier	13
II.5.6	Variation de la consommation journalière.....	13
II.5.6.1	Consommation maximale journalière	13
II.5.6.2	Consommation minimal journalière	14
II.5.7	Variation du débit horaire	14
II.5.7.1	Consommation moyenne horaire	14
II.5.7.2	Consommation maximal horaire.....	15
II.5.7.3	Consommation minimal horaire	15
II.5.8	Bilan ressources et besoins.....	16
II.6	Etude des variantes	17
II.6.1	Variante 1 : En utilisant un réseau étagé	17
II.6.2	Variante 2 : Réalisation d'un forage.....	19
II.7	Conclusion.....	19

III Réservoirs

III.1	Introduction.....	22
III.2	Fonctions des réservoirs.....	22
III.3	Classification des réservoirs	22
III.4	Choix du type de réservoir	23
III.5	Les composants du réservoir.....	23
III.5.1	La conduite d'adduction.....	23
III.5.2	La conduite de distribution.....	24
III.5.3	La conduite de trop plein.....	24
III.5.4	La conduite de vidange	24
III.5.5	La conduite by-pass.....	25
III.6	Capacité des réservoirs	25
III.6.1	Méthode analytique	25
III.6.2	Volume total d'un réservoir	26
III.6.3	Calcul du diamètre	26
III.6.4	Calcul de la hauteur d'incendie	27
III.7	Estimation de $Q_{\max,j}$ et du nombre d'habitant par réservoir	27
III.8	Détermination des capacités des réservoirs	28

III.8.1	Vérification de la capacité des réservoirs R1 et R2-Ighil Oufela.....	28
III.8.2	Vérification de la capacité du réservoir 3.....	29
III.8.3	Vérification de la capacité des réservoirs R4-Assam.....	31
III.8.4	Dimensionnement du réservoir projeté	32
III.8.5	Dimensionnement de la bache à eau de la station de pompage Thala L’Hammam	33
III.9	Conclusion	33

IV Adduction

IV.1	Introduction	36
IV.2	Types d’adduction.....	36
IV.3	Choix du tracé.....	36
IV.4	Choix du type de conduite	37
IV.5	Etude technico-économique	37
IV.5.1	Diamètre économique de la conduite d’adduction par refoulement	37
IV.5.2	Diamètre économique de la conduite d’adduction gravitaire.....	37
IV.5.3	Calcul de la vitesse	38
IV.5.4	Calcul des pertes de charge	38
IV.5.4.1	La hauteur manométrique totale (Hmt).....	39
IV.5.4.2	Calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa)	39
IV.5.4.3	Calcul de l’énergie consommée par la pompe	40
IV.5.4.4	Calcul des frais d’exploitation	40
IV.5.4.5	Calcul des frais d’amortissement	40
IV.5.4.6	Calcul du bilan	40
IV.6	Calcul des diamètres économique	41
IV.6.1	Adduction gravitaire.....	41
IV.6.1.1	Tronçon Tichy Haf-R1	41
IV.6.1.2	Tronçon R1&R2-R3.....	43
IV.6.1.3	Piquage de la conduite R3-R4.....	45
IV.6.1.4	Tronçon R4-R5	47
IV.6.2	Adduction par refoulement.....	49
IV.6.2.1	Tronçon SP1-R1	49
IV.6.2.2	Tronçon Puits-SP1	50
IV.7	Conclusion	52

V Pompes et coups de bélier

V.1	Introduction	55
V.2	Les pompes	55

V.2.1	Définition	55
V.2.2	Choix de pompe	55
V.2.3	Courbe caractéristique d'une pompe centrifuge.....	55
V.2.3.1	La courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$).....	55
V.2.3.2	La courbe rendement-débit ($\eta=f(Q)$)	55
V.2.3.3	La courbe des puissances absorbées-débit ($P_a=f(Q)$)	55
V.2.4	Point de fonctionnement.....	56
V.2.4.1	Modification de temps de pompage	56
V.2.4.2	Vannage sur la conduite de refoulement	57
V.2.4.3	Rognage de la roue.....	57
V.2.4.4	Variation de la vitesse de rotation de la pompe.....	58
V.2.5	Etude de la cavitation	58
V.3	Choix du type des pompes.....	60
V.3.1	Pompe de la station de pompage Thala Lhammam (SP1).....	60
V.3.1.1	Caractéristiques de la conduite	60
V.3.1.2	Caractéristiques de la pompe	60
V.3.1.3	Données techniques et caractéristiques de la pompe	60
V.3.1.4	Réglage du point de fonctionnement	61
V.3.2	Pompe du puits El-Verdha.....	64
V.3.2.1	Caractéristiques de la conduite	64
V.3.2.2	Caractéristiques de la pompe	64
V.3.2.3	Données techniques et caractéristiques de la pompe	64
V.3.2.4	Réglage du point de fonctionnement	65
V.4	Coups de bélier	67
V.4.1	Définition	67
V.4.2	Causes du phénomène	67
V.4.3	Conséquence du coup de bélier.....	67
V.4.4	Système de protection contre le phénomène du coup de bélier	68
V.4.4.1	Vanne à fermeture lente	68
V.4.4.2	Soupape de décharge.....	68
V.4.4.3	Volant d'inertie.....	68
V.4.4.4	Cheminée d'équilibre.....	68
V.4.4.5	Les ventouses	68
V.4.4.6	Réservoir d'air	68
V.5	Etude du coup de bélier	68

V.5.1	Cas de fermeture brusque	69
V.5.2	Cas de fermeture lente	69
V.6	Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	70
V.6.1	Caractéristiques des tronçons	70
V.6.2	Interprétation des résultats	70
V.7	Conclusion	71
VI Distribution		
VI.1	Introduction	73
VI.2	Classification des réseaux de distribution	73
VI.3	Conception d'un réseau de distribution	73
VI.4	Exigences du réseau de distribution	73
VI.5	Présentation du logiciel EPANET	73
VI.6	Les étapes d'utilisation d'EPANET	73
VI.7	Description du réseau de distribution	74
VI.8	Dimensionnement du réseau de distribution	75
VI.8.1	Débit de pointe	75
VI.8.2	Débit spécifique	76
VI.8.3	Débit de route	76
VI.8.4	Débit au nœud	76
VI.8.5	Le calcul des débits pour chaque zone	76
VI.9	Modélisation et simulation du réseau hydraulique	79
VI.9.1	Résultats de la simulation sur EPANET	80
VI.9.2	Simulation dynamique	83
VI.9.2.1	Exemple d'étude	83
VI.9.3	Vérification de la condition d'incendie	87
VI.9.3.1	Simulation avec débit incendie	87
VI.9.3.2	Simulation sans débit incendie	88
VI.10	Conclusion	90
Conclusion générale		91
Référence bibliographique		
Annexes.		

Liste des abréviations et symboles

ΔHL : Somme des pertes de charge linéaire (m).

ΔHS : Somme des pertes de charge singulière (m).

a : célérité de l'onde (m/s).

A : Amortissement annuel.

AEP : Alimentation En Eau Potable.

B : valeur du coup de bélier (m).

B_L : Bilan (DA).

CR : Cote du radier (m).

CTN : Cote Terrain Naturel.

CTP : Cote trop plein (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

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

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

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

D_{min} : Diamètre minimal de la conduite (m).

DN : Diamètre Normalisé (m).

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

e : épaisseur de la conduite (m).

E : L'énergie consommé par la pompe (KWh).

eu : prix unitaire du Kwh, il est fixé à 4 Da.

F_{amo} : Frais d'amortissements (Da).

F_{exp} : Les frais d'exploitations (DA).

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

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).

H : La hauteur (m).

h : perte de charge provoqué par le vannage (m).

H_a : Hauteur d'aspiration (m).

H_g : Hauteur géométrique (m).

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

i : Taux d'annuité, en Algérie = 8%.

ID : Identification.

J : Les pertes de charge.

K : Coefficient dépend de la nature de la conduite (PEHD= 83).

K_{max,h} : Coefficient d'irrégularité horaire maximal.

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximale journalière.

K_{min,h} : Coefficient d'irrégularité horaire minimal.

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimale.

Li : La Longueur du tronçon (i) du réseau (m).

m : Le coefficient de rognage.

Mce : Mètre Colonne d'eau.

Min : Minute.

N : Vitesse de rotation de la pompe.

N' : La nouvelle de rotation de la pompe.

N° : Numéro.

P : Pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

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

P_{atm} : Pression atmosphérique.

P_{atm/ρg} : Pression au point d'aspiration (mce).

PDCT : Perte De Charge Totale (m).

PN : Pression Nominale.

Pu : Prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml).

Qc : Débit localisé au nœud considéré (l/s).

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

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

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

Q_{min,h} : Débit minimum horaire (m³/h).

Q_{min,j} : Débit minimum journalier (m³/j).

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

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière des habitants (m³/j).

Qn : Débit au Nœud (l/s).

Qp : Debit de Pointe (l/s).

Qr : Débit de route (l/s).

Qs : Débit Spécifique (l/s.m).

r : Le pourcentage de rognage.

R : Réservoirs.

R⁺_{max} : Résidu maximum positif (%).

Re : Nombre de REYNOLDS.

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

STP : Station de pompage.

t' : Nouveau temps de pompage (h).

Tp : Temps de pompage (h).

Tr : Tours.

Tv : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (m).

V₀ : Vitesse de l'écoulement en régime normal (m/s).

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

Z₀ : la pression absolue dans la conduite (m).

α_{max} : Coefficient qui tient compte du niveau confort et des équipements de l'agglomération.

α_{min} : Coefficient qui tient compte du niveau confort et des équipements de l'agglomération.

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

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

ΔHt : La somme des pertes de charge totale (m).

η : Rendement de la pompe (%).

λ : Coefficient de perte de charge.

Φ : Diamètre de la conduite (mm).

γ : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s)

Liste des figures

Figure I.1: Localisation de la commune de Tifra.	2
Figure I.2: vue satellite de la zone d'étude.	3
Figure II.1: Illustration de la variante 1.	18
Figure II.2: Illustration de la variante 2.	20
Figure III.1: Schéma d'un réservoir semi-enterré.	23
Figure III.2: Les différents types des conduites d'adduction.	24
Figure III.3: Conduite de distribution.	24
Figure III.4: Conduite de trop-plein et vidange.	25
Figure III.5: Conduite by-pass.	25
Figure III.6: Schéma synoptique des réservoirs de la zone d'étude.	34
Figure IV.1: Adduction gravitaire.	36
Figure IV.2: Adduction par refoulement.	36
Figure IV.3: Variation des charges en fonction des diamètres.	43
Figure IV.4: Variation des charges en fonction des diamètres.	45
Figure IV.5: Variation des charges en fonction des diamètres.	47
Figure IV.6: Variation des charges en fonction des diamètres.	49
Figure IV.7: Schéma général d'adduction de la zone d'étude.	53
Figure V.1: Courbe caractéristiques d'une pompe centrifuge.	56
Figure V.2: Point de fonctionnement d'une pompe.	58
Figure V.3: Courbe caractéristique de la pompe de la station de pompage Thala Lhammam (SP1).	61
Figure V.4: Courbe caractéristiques de la pompe du puits d'El-Verdha.	65
Figure VI.1: Tracé du réseau de distribution de la zone d'étude.	74
Figure VI.2: Tracé d réseau de distribution de la zone 1.	74
Figure VI.3: Tracé du réseau de distribution de la zone 2.	75
Figure VI.4: Tracé du réseau de distribution de la zone 3.	75
Figure VI.5: Etat du réseau après simulation.	80
Figure VI.6: Courbe de modulation.	83
Figure VI.7: Etat des arcs et des nœuds du réseau de distribution de la zone 2.	84
Figure VI.8: La pression des nœuds (B2, B3, B4, B5, B6) pendant les heures de la journée.	84
Figure VI.9: La pression des nœuds (B7, B8, B9, B10, B11) pendant les heures de la journée.	84
Figure VI.10: La pression des nœuds (B13 et B14) pendant les heures de la journée.	85
Figure VI.11: La vitesse des tuyaux (TB1, TB2, TB3, TB4, T1) pendant les heures de la journée.	85
Figure VI.12: La vitesse des tuyaux (TB6, TB7, TB8, TB9, TB10) pendant les heures de la journée.	85
Figure VI.13: La vitesse des tuyaux (TB13, TB12, T2) pendant les heures de la journée.	86
Figure VI.14: Etats des arcs et des nœuds du réseau de distribution de la zone 2 avec débit d'incendie.	87
Figure VI.15: Etat du réseau de la zone 2 sans débit d'incendie.	89

Liste des tableaux

Tableau I.1: Précipitation annuel de la zone d'étude.....	3
Tableau I.2: Température annuel de la zone d'étude.....	4
Tableau I.3: Les différentes espèces animales et végétales.....	4
Tableau I.4: Caractéristique des réservoirs.....	5
Tableau I.5: Les caractéristiques des conduites utilisées dans la distribution.....	6
Tableau II.1: Evolution démographique de la population à divers horizons.....	9
Tableau II.2 : Les équipements existantes.....	10
Tableau II.3: Les besoins domestique en eau à divers horizons.....	10
Tableau II.4 : Les besoins en eau sociaux.....	11
Tableau II.5 : Les besoins en eau des établissements scolaires.....	11
Tableau II.6 : Les besoins en eau des établissements commerciaux.....	11
Tableau II.7 : Les besoins en eau des établissements sanitaires.....	11
Tableau II.8 : Les besoins en eau des cheptels.....	12
Tableau II.9: Les besoins en eau des équipements.....	12
Tableau II.10 : Les différents besoins en eau à divers horizons.....	13
Tableau II.11 : Débit majoré journalier.....	13
Tableau II.12 : Débit maximal journalier.....	14
Tableau II.13 : Débit minimal journalier.....	14
Tableau II.14 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau II.15 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II.16 : Les différents débits horaires.....	16
Tableau II.17 : Bilan ressources et besoins de la zone d'étude.....	16
Tableau II.18: Les avantages et les inconvénients de la variante 1.....	17
Tableau II.19: Les avantages et les inconvénients de la variante 2.....	19
Tableau III.1: Répartition des habitants par leurs zones.....	27
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des besoins par réservoirs.....	28
Tableau III.3: Dimensionnement des réservoirs R1 et R2 Ighil Oufela.....	29
Tableau III.4: Dimensionnement du réservoirs R3-Ighil Oufela.....	30
Tableau III.5: Dimensionnement des réservoirs R4-Assam.....	31
Tableau III.6: Dimensionnement du réservoir projeté.....	32
Tableau III.7: Capacité des réservoirs de stockages.....	33
Tableau IV.1: Tableau des tronçons d'adduction gravitaire de la zone d'étude.....	41
Tableau IV.2: Calcul des pertes de charges totales du tronçon conduite Tichy Haf-R1 (Piquage).....	41
Tableau IV.3: Calcul des charges disponibles sur les points du profil en fonction des diamètres dans le tronçon Tichy Haf-R1.....	42
Tableau IV.4: Calcul des pertes de charges totales du tronçon R1&R2-R3.....	43
Tableau IV.5: Calcul des charges disponibles sur les points du profil en fonction des diamètres dans le tronçon R2-R3.....	44
Tableau IV.6: Calcul des pertes de charges totales du tronçon R3-R4.....	45
Tableau IV.7: Calcul des charges disponible sur les points du profil en fonction des diamètres dans le tronçon R3-R4.....	46
Tableau IV.8: Calcul des pertes de charges totales du tronçon R4-R5.....	47
Tableau IV.9: Calcul des charges disponible sur les points du profil en fonction des diamètres dans le tronçon R4-R5.....	48

Tableau IV.10: Tableau du tronçon d'adduction par refoulement de la zone d'étude.....	49
Tableau IV.11: Calcul de Hmt du tronçon SP1-R1.	50
Tableau IV.12: Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SP1-R1.....	50
Tableau IV.13: Calcul du bilan du tronçon SP1-R1.....	50
Tableau IV.14: Calcul de Hmt du tronçon Puits-SP1.....	51
Tableau IV.15: Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon Puits-SP1.....	51
Tableau IV.16: Calcul du bilan du tronçon Puits-SP1.....	51
Tableau IV.17: Tableau récapitulatif des caractéristiques de chaque tronçon.....	52
Tableau V.1 : Tension de vapeur de l'eau pompé en fonction de la température.	59
Tableau V.2 : Récapitulation des différentes variantes.	63
Tableau V.3: Récapitulation des différentes variantes.	67
Tableau V.4 : Caractéristiques des tronçons.....	70
Tableau V.5 : Les valeurs du coup de bélier de chaque tronçon.	70
Tableau V.6 : Calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons Tichy Haf-R1 et R1&R2- R3 avec les nouveaux temps.	71
Tableau VI.1: Calcul des débits du réseau de la zone 1.	77
Tableau VI.2: Calcul des débits du réseau de la zone 2.....	78
Tableau VI.3: Calcul des débits du réseau de la zone 3.....	79
Tableau VI.4: Etat des nœuds après simulation.	81
Tableau VI.5: Etat des tuyaux après simulation.....	82
Tableau VI.6: Etat de nœuds du réseau de la zone 2 avec débit d'incendie.	88
Tableau VI.7: Etat des conduites du réseau de la zone 2 avec débit d'incendie.....	88
Tableau VI.8: Etat des nœuds de la zone 2 sans débit d'incendie.	89
Tableau VI.9: Etat des tuyaux du réseau de la zone 2 sans débit d'incendie.	90

Introduction générale

Introduction générale

La planète possède une quantité abondante d'eau, mais la majeure partie est constituée d'eau de mer et de glace, limitant l'eau douce à seulement 2,5 % du volume total. De cette fraction, seulement 1 % est disponible pour la production d'eau potable et l'utilisation humaine (1).

Cette rareté est particulièrement critique, surtout avec le développement démographique qui ne cesse de croître dans certains pays confrontés à une pénurie chronique d'eau douce, et avec les effets du réchauffement climatique qui exacerbent les situations de stress hydrique, mettant des millions de personnes en situation de stress hydrique.

Face à ces défis, une étude d'alimentation en eau potable peut contribuer de plusieurs manières à résoudre le problème de pénurie d'eau douce. Elle peut aider à garantir une distribution efficace de l'eau potable aux consommateurs, minimisant ainsi les pertes et maximisant l'utilisation des ressources disponibles.

De ce fait, ce projet consiste à établir une étude du réseau d'alimentation en eau potable du village de Tifra, commune de Tifra, wilaya de Béjaia, dans l'objectif est de remédier aux insuffisances du réseau actuel.

Pour atteindre nos objectifs, le travail sera articulé autour des chapitres suivants :

Le chapitre 1 et 2 feront l'objet de la présentation générale de la zone d'étude, puis l'estimation des besoins en eau, actuels (2024) et futurs (2054) de la zone d'étude.

Au troisième chapitre, nous allons vérifier le volume de stockage des réservoirs en comparant leurs capacités avec celles des réservoirs existants. Nous déterminerons s'il est nécessaire de projeter d'autres réservoirs pour satisfaire les besoins de la population aux différents horizons.

Dans le quatrième chapitre, nous allons dimensionner la partie adduction.

Dans le cinquième chapitre, nous commencerons par sélectionner les pompes adéquates pour refouler les volumes d'eau, puis nous vérifierons le phénomène du coup de bélier et mettrons en place des dispositifs pour protéger nos conduites contre ce phénomène.

L'objectif du dernier chapitre est la modélisation et la simulation du réseau de distribution du village Tifra à l'aide du logiciel Epanet.

I Présentation du site

I.1 Introduction

L'alimentation en eau potable nécessite une description sur la zone d'étude. Pour cela, on commence par présenter les caractéristiques du village Tifra, commune de Tifra, wilaya de Bejaia selon certains critères : géographique, topographique, aperçu climatique et la faune et flore.

I.2 Présentation du site

I.2.1 Situation géographique

Administrativement, la commune (figure I.1) est délimitée comme suit (2) :

- Au Nord-Est par la commune d'Adekar ;
- Au Nord-Ouest par la commune de Taourirt Ighil ;
- A l'Ouest par la commune d'Akfadou ;
- A l'Est par la commune de Fenaia Il-Maten ;
- Au sud par la commune de Tinebdar.

Le village de Tifra est situé dans la commune de Tifra, dans la Daira de Sidi Aich de la wilaya de Bejaia, en Algérie. Tifra est entouré par des montagnes et se trouve à 60 km de la ville de Bejaia, qui est le chef-lieu de la wilaya. Le siège de l'assemblée populaire est quant à lui situé au niveau de la localité dite Sillal, à 3km Sud-Ouest. La région est connue pour ses paysages pittoresques, ses montagnes, ses forêts. Les coordonnées géographiques approximatives du centre du village sont :

Latitude : 36.5612° N, Longitude : 4.9575° E.



Figure I.1: Localisation de la commune de Tifra.

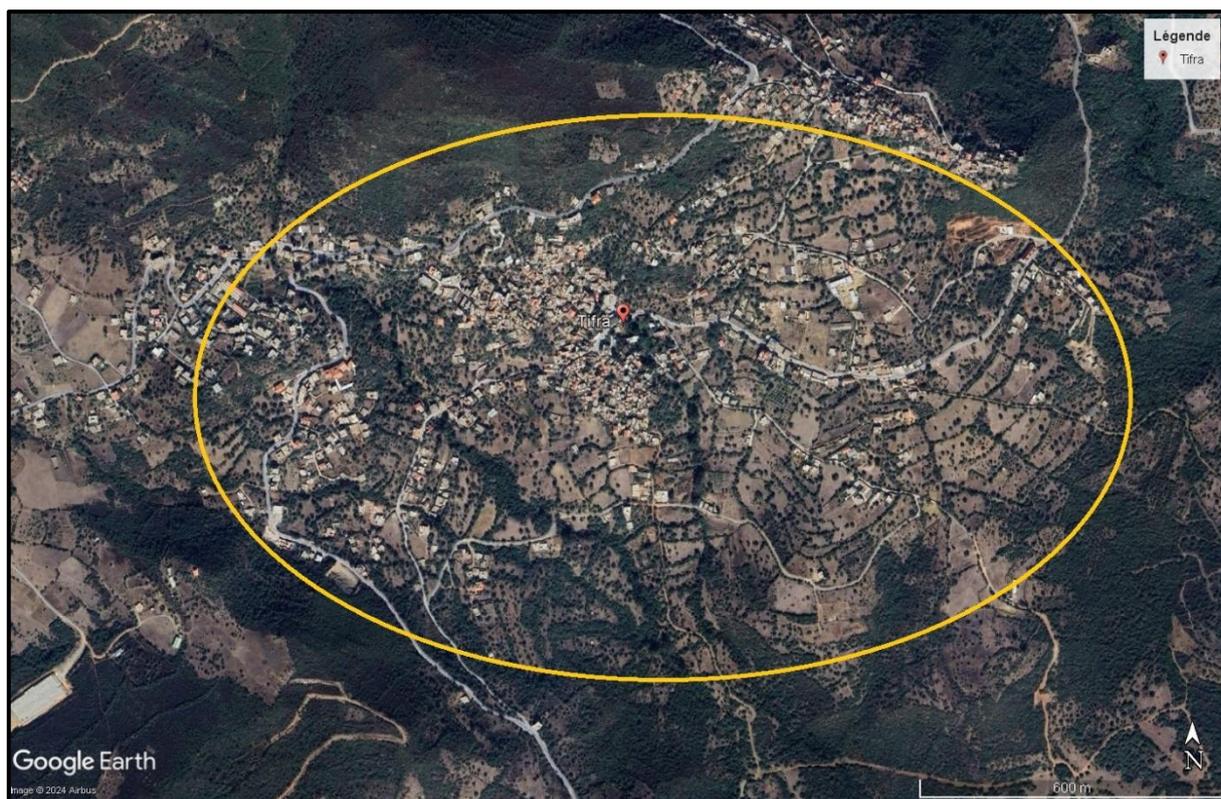


Figure I.2: Vue satellite de la zone d'étude (Google earth).

I.2.2 Situation topographique

La topographie du village de Tifra est influencée par sa situation dans la région de Kabylie et se caractérise par des reliefs montagneux, très accidenté et des paysages diversifiés (2).

I.2.3 Aperçu climatique

Le climat du village de Tifra est influencé par sa situation géographique, notamment sa proximité avec la mer Méditerranée et les montagnes environnantes. Globalement, le climat du village de Tifra est méditerranéen, avec des étés chauds et secs et des hivers doux et humides. Elle est caractérisée par :

I.2.3.1 La pluviométrie

La lecture des données du tableau de la période (1993/2003) représente les caractéristiques d'un climat de type méditerranéen. Cette observation est clairement illustrée par les fluctuations suivantes (2) :

- Les précipitations les plus élevées ont lieu en janvier (128 mm) et les plus faibles en août (11,4 mm).

Tableau I.1: Précipitation annuel de la zone d'étude.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Précipitations (mm)	128	84,8	39,7	71,6	38	14,2	12,5	11,4	69,4	57,6	96,3	60,9	797

I.2.3.2 Les températures

Les mois de décembre, Janvier, février sont les mois les plus froids avec des températures atteignant le minimum de 7.8°C en janvier, tandis que les valeurs de températures maximales sont atteintes pendant les trois mois d'été (juin, juillet, août) avec une valeur maximale moyenne mensuelle de 30.2°C en août. Les températures moyenne mensuelle de la zone d'étude sont représentées dans le tableau (I.2) (2).

Tableau I.2: *Température annuel de la zone d'étude.*

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T _{max} C°	16,7	17	19	20,4	23,3	27,2	29,2	30,2	28,1	25,4	21,1	18	23
T _{min} C°	7,8	7,2	9,4	10,7	14,7	18,4	20,8	22,4	19,4	16,3	12,2	10,1	14,1
T _{moy} C°	12,5	14	15	16,7	20,2	24	26,1	27,4	24,7	21,2	16,8	14,2	19,5

I.2.4 La faune et la flore

Le village de Tifra déploie un écosystème riche et varié, tant sur le plan de sa faune que de sa flore. Situé au cœur des montagnes, ce village bénéficie d'un climat tempéré favorable à la croissance d'une grande diversité de végétaux et au développement florissant d'une vie animale abondante. Les différentes espèces animales et végétales sont répertoriées dans le tableau (I.3) (2).

Tableau I.3: *Les différentes espèces animales et végétales.*

La flore	La faune	
	Animaux	Oiseaux
<ul style="list-style-type: none"> - Chêne vert - Genévrier - Laurier-rose - Thym - Lentisque - Aphyllanthe de Montpellier - Asphodèle - Orchidées 	<ul style="list-style-type: none"> - Chacal doré - Renard roux - Sanglier - Lièvre du Cap 	<ul style="list-style-type: none"> - Aigle royal - Faucon crécerelle

I.3 Situation actuelle du réseau d'alimentation en eau potable

Dans cette partie, nous examinerons la situation actuelle du réseau d'alimentation en eau potable. Nous explorerons les différents composants essentiels de ce réseau, à savoir les sources d'approvisionnement en eau, les stations de pompage, ainsi que les canalisations du réseau d'adduction et de distribution.

I.3.1 Sources d'approvisionnement en eau

I.3.1.1 Les sources naturelles

Le village de Tifra dispose d'un réseau d'Alimentation en Eau Potable (AEP) qui tire son approvisionnement principalement de sources naturelles nommées : TAVRANT, LMALUH, THALA LHAMMAM. Ces sources sont les seules à alimenter les réservoirs du village en eau potable (3) (4).

I.3.1.2 Les forages

D'après les informations transmises par le service technique de l'APC de Tifra, le village bénéficie d'un approvisionnement quotidien en eau de $400 \text{ m}^3/\text{j}$, extrait du forage de Timezrit. Il alimente principalement les réservoirs R03, d'une capacité de 250 m^3 , ainsi que le réservoir R02, dont la capacité de 100 m^3 .

I.3.1.3 Bilan des ressources en eau

Au vu des données précédentes, l'addition des débits (m^3/j) résulte un total de $457.77 \text{ m}^3/\text{j}$. Ce résultat est obtenu donc suivant ce récapitulatif : $400 + 7.77 + 50 = 457.77 \text{ m}^3/\text{j}$. Le volume d'eau issue de sources naturelles est de : $7.77 + 50 = 57.7 \text{ m}^3/\text{j}$. Le volume d'eau restant c'est à dire $400 \text{ m}^3/\text{j}$ est issu du forage situé à Timezrit (4).

I.3.2 Les stations de pompage

Concernant les stations de pompage, deux pompes ont été installées (4) :

- Une à Thala L'Hammam pour pomper l'eau vers le réservoir 01 d'une capacité 150 m^3 ;
- Une autre à la station de pompage de Taourirth Amrouche pour acheminer l'eau de la source de Tavant vers le réservoir R04 d'une capacité 100 m^3 à la localité de Assam.

I.3.3 Réservoirs

La capacité maximale des réservoirs du village de Tifra est de 600 m^3 , trois réservoirs d'une capacité de 100 m^3 , 150 m^3 et 250 m^3 sont situés à "Ighil Oufella". Un autre réservoir de 100 m^3 qui se situe à "Assam" (3).

Tableau I.4: Caractéristique des réservoirs.

Nom	Capacité (m^3)	Élévation (m)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Diamètre de la conduite de remplissage (mm)
R01- Ighil Oufella	150	592	2.5	8.5	110
R02-Ighil Oufella	100	592	2.0	7.5	
R03-Ighil Oufella	250	580	2.5	11	110
R04-Assam	100	550	2.0	7.50	110

I.3.3.1 Etat actuel des réservoirs

L'inspection couvre l'intégrité structurelle des réservoirs, leurs revêtements internes, les joints, les vannes et les systèmes de contrôle, dans le but d'identifier toute corrosion, érosion, fuite ou autre dommage potentiel compromettant la qualité de l'eau ou la sécurité du réservoir. Les quatre réservoirs du village de Tifra ont été inspectés sur site, révélant des signes légers de corrosion, de dégradation ou de mauvais entretien des équipements. Les vannes de sectionnement, quant à elles, manquent de protections. De plus, les conduites de remplissage des réservoirs présentent un ensevelissement peu profond en certains endroits (4).

I.3.4 Les canalisations

I.3.4.1 Réseau d'adduction

Le réseau de l'adduction du village de Tifra se départage en conduites essentielles suivantes (3):

- Une conduite de refoulement qui permet le pompage de l'eau du lieu Thala L'Hemmam vers le réservoir situé en amont de village au lieudit « Ighil Oufella ». Ou réservoir « R01 » et « R02 ».
- Une conduite qui longe le chemin de wilaya 13 et permet un approvisionnement gravitaire vers le réservoir situer au lieudit Assam alimente le réservoir « R03 » et « R04 ».

Ces deux précédentes conduites constituent le réseau de l'adduction principal du village. Elles sont de type PEHD, exceptée un tronçon en acier d'environ 140 ml de la conduite de refoulement. Le diamètre nominal est de 110 mm pour la conduite de l'adduction gravitaire, et de 90 mm pour celle de refoulement, de manière respective, les longueurs sont 370 ml pour la conduite de refoulement et de 1200 ml pour l'autre.

I.3.4.2 Réseau de distribution

Les conduites de distribution sont la colonne vertébrale des réseaux d'approvisionnement en eau, transportant l'eau des réservoirs vers les utilisateurs finaux. Pour garantir une distribution d'eau fiable, efficace et sans perturbations, il est essentiel de mener régulièrement des diagnostics approfondis et de mettre en place un entretien préventif adéquat pour les conduites de distribution.

Les conduites utilisées avec leurs longueurs sont citées dans le tableau (I.5).

Tableau I.5: Les caractéristiques des conduites utilisées dans la distribution.

DN	PN	MATERIAUX	LINEAIRE [ml]
32	10	PEHD (99.6%) / ACIER (0.4%)	2219.49
40			1749.5
50			794.38
63			1329.31
75			684.06
90			926.41
110			2127.74
125			437.18
Total Linéaire			10 268.07

I.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé en détail la situation actuelle du réseau d'alimentation en eau potable (AEP), ainsi que tous ses composants. De plus, nous avons défini toutes les données essentielles de la zone d'étude, telles que les coordonnées géographiques du centre (36.5612° Nord et 4.9575° Est), la topographie caractérisée principalement par un relief montagneux, ainsi qu'un aperçu climatique comprenant des précipitations de 797 mm/an et des températures moyenne mensuelles variant de 12,5 °C à 27,4 °C.

L'état des canalisations est vétuste et celles-ci sont très anciennes. Il est donc nécessaire de projeter de nouvelles conduites pour le réseau d'adduction ainsi que pour le réseau de distribution. En ce qui concerne les réservoirs, le village dispose de quatre réservoirs d'un volume total de 600 m³. Les ressources actuelles en eau potable du village de Tifra s'élèvent à 457,77 m³ par jour.

Cette analyse nous a permis d'avoir une vision claire des différentes caractéristiques de cette zone, ce qui constitue une base solide pour la gestion et l'amélioration du réseau d'AEP dans le futur.

II Estimation des besoins

II.1 Introduction

L'estimation des besoins en eau potable est une étape cruciale dans toute étude sur l'alimentation en eau potable. Cette estimation permet de déterminer les quantités d'eau nécessaires pour répondre aux besoins quotidiens de la population, aussi bien pour les usages domestiques que pour les besoins des équipements. En comprenant les besoins de la population et des équipements, il devient possible de dimensionner adéquatement les réservoirs et le réseau de distribution d'eau.

II.2 Perspective démographique

L'évaluation des besoins en eau est étroitement liée à la croissance de la population dans le temps et dans l'espace. Selon les données recueillies, le nombre d'habitants est de 3 500 en 2024 (4).

II.3 Population actuelle et future

Le village compte 3500 habitants actuellement et le taux d'accroissement est de 0,7% (4).

L'estimation future est calculée par la loi d'accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + \tau)^n \quad (I.1)$$

Avec :

P : Population future à l'horizon 2054 (hab) ;

P₀ : Population actuelle (hab) ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré ;

τ : Taux moyen annuel d'accroissement de la population en (%) qui dépend de plusieurs facteurs :

- Mode de vie.
- L'éducation (planning familiale) ;
- Le développement socioculturel ;

Cette étude est faite sur l'horizon de 30 ans, les résultats de l'estimation sont regroupés dans le tableau (II.1).

Tableau II.1: Evolution démographique de la population à divers horizons.

Horizon	2024	2034	3044	2054
Population du village Tifra (hab)	3500	3753	4024	4315

II.4 Equipements existantes

Les différents équipements domestique du village sont :

- Equipements sociaux.
- Equipements Scolaire.
- Equipements commerciaux.
- Equipements sanitaires.
- Cheptel.

Ces différents équipements sont illustrés dans le tableau (II.2).

Tableau II.2 : Les équipements existantes.

Equipements	Désignation	Nombre
Social	Mosquée	1
Scolaire	Ecole primaire	1
Commercial	Alimentation générale	1
	Cafétéria	1
	Librairie	1
	Magasin de vêtements	1
	Coiffeur/coiffeuse	1
	Douche publique	1
Sanitaires	Centre de santé	1
Cheptel	Bovin	/
	Ovin/caprin	/
	Poulailler	2

II.5 Estimation des besoins

II.5.1 Calcul du débit moyen journalier

Le calcul du débit moyen journalier pour les consommations de la population se fait par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum \left(D_i \times \frac{N_i}{1000} \right) \quad (I.2)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier (m^3/j) ;

D_i : dotation moyenne journalière (150 l/j/hab) ;

N_i : nombre d'habitants.

II.5.2 Estimation des besoins domestique

Le tableau (II.3) résume les besoins en eau domestique actuel et futur.

Tableau II.3: Les besoins domestique en eau à divers horizons.

Localité	Horizon de l'étude	Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m^3/j)
Village de TIFRA	2024	3500	150	525,00
	2034	3753		562,93
	2044	4024		603,60
	2054	4315		647,25

II.5.3 Les besoins en eau des équipements

II.5.3.1 Les besoins en eau Sociaux

Les besoins en eau sociaux sont donnés dans le tableau (II.4).

Tableau II.4 : Les besoins en eau sociaux.

Equipements	Effectif	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Mosquée	200	15	3

II.5.3.2 Les besoins en eau des établissements scolaires

Les besoins en eau des établissements scolaires sont donnés dans le tableau (II.5).

Tableau II.5 : Les besoins en eau des établissements scolaires.

Equipements	Effectif	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Ecole primaire	200	15	3

II.5.3.3 Les besoins en eau des établissements commerciaux

Les besoins en eau des établissements commerciaux sont donnés dans le tableau (II.6).

Tableau II.6 : Les besoins en eau des établissements commerciaux.

Equipements	Nombre	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Alimentation générale	1	15	0,25
Cafétéria	1		1
Librairie	1		0,1
Magasin de vêtements	1		0,1
Coiffeur/coiffeuse	1	20	0,5
Douche publique	1	80	3
Total			4,95

II.5.3.4 Les besoins en eau des établissements sanitaires

Les besoins en eau des établissements sanitaires sont donnés dans le tableau (II.7).

Tableau II.7 : Les besoins en eau des établissements sanitaires.

Equipements	Désignation	Nombre	Besoin en eau (m ³ /j)
Sanitaire	Centre de soins	1	1

II.5.3.5 Les besoins en eau des cheptels

Les besoins en eau des cheptels sont donnés dans le tableau (II.8).

Tableau II.8 : Les besoins en eau des cheptels.

Equipements	Désignation	Nombre de tête	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Cheptel	Bovin	30	50	1,5
	Ovin / caprin	230	10	2,3
	Poulailler	5000	1	5
	Total			8,8

II.5.3.6 Résumé des besoins en eau des équipements

Tableau II.9: Les besoins en eau des équipements.

Equipements	Désignation	Besoin en eau (m ³ /j)
Social	Mosquée	3
Scolaire	Ecole primaire	3
Commercial	Alimentation	4,95
	Cafétéria	
	Librairie	
	Magasin de vêtements	
	Coiffeur/coiffeuse	
	Douche publique	
Sanitaires	Centre de soins	1
Cheptel	Bovin	8,8
	Ovin / caprin	
	Poulailler	
Total		20,75

II.5.4 Récapitulation des besoins en eau

Les besoins des équipements futures s'évaluent par le rapport entre les besoins domestique et les besoins des équipements :

$$\frac{Q_{\text{équi.A}}}{Q_{\text{Dom.A}}} = \frac{Q_{\text{équi.F}}}{Q_{\text{Dom.F}}} \quad (I.3)$$

D'où :

$Q_{\text{équi.A}}$: Besoin d'équipements actuel (m³/j) ;

$Q_{\text{Dom.A}}$: Besoin d'équipements actuel (m³/j) ;

$Q_{\text{équi.F}}$: Besoin d'équipements futur (m³/j) ;

$Q_{\text{Dom.F}}$: Besoin domestiques futur (m³/j).

Les besoins en eau à différents horizons sont indiqués dans le tableau (II.10).

Tableau II.10 : Les différents besoins en eau à divers horizons.

Besoins domestiques (m ³ /j)				Besoins d'équipements (m ³ /j)				Débit moyen journalier (m ³ /j)			
2024	2034	2044	2054	2024	2034	2044	2054	2024	2034	2044	2054
525,00	562,93	603,60	647,21	20,75	22,25	23,86	25,58	545,75	585,18	627,46	672,79

II.5.5 Le débit majoré journalier

Le débit journalier majoré représente la quantité maximale d'eau nécessaire sur une journée pour répondre aux besoins de la population, en tenant compte de facteurs tels que la consommation par habitant, les pertes dans le réseau, et en prenant en considération les particularités du terrain, nous avons opté pour une majoration de 20 %.

$$Q_{maj,j} = 1,2 \times Q_{moy,j} \quad (I.4)$$

Le tableau (II.11) nous donne les résultats du débit majoré pour divers horizons.

Tableau II.11 : Débit majoré journalier.

	2023		2033		2043		2053	
	(m ³ /j)	(l/s)						
Débit moyen journalier	545,75	6,32	585,18	6,77	627,46	7,26	672,79	7,79
Majoration	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Débit majoré	654,90	7,58	702,21	8,13	752,95	8,71	807,34	9,34

II.5.6 Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau varie tout au long de l'année, avec des jours où la demande augmente et d'autres où elle diminue. Pour tenir compte de cette fluctuation, nous utilisons des coefficients d'irrégularité journalière, désignés par $K_{max,j}$ et $K_{min,j}$.

II.5.6.1 Consommation maximale journalière

La consommation maximal journalière se calcul comme suit :

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

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier. ;

$Q_{maj,j}$: Débit majoré journalier ;

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

- On prend $K_{max.j} = 1,3$ (6).

Tableau II.12 : Débit maximal journalier.

	2023		2033		2043		2053	
	(m ³ /j)	(l/s)						
Débit majoré	654,90	7,58	702,21	8,13	752,95	8,71	807,34	9,34
K_{max.j}	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Débit max journalier	851,37	9,85	912,88	10,57	978,83	11,33	1049,55	12,15

II.5.6.2 Consommation minimal journalière

La consommation minimal journalière se calcul comme suit :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{maj.j} \quad (I.6)$$

Avec :

$Q_{min.j}$: Débit minimal journalier ;

$Q_{maj.j}$: Débit majoré journalier ;

$K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de la ville sa valeur est comprise entre 0,7 et 0,9.

- On prend $K_{min.j} = 0,7$ (6).

Tableau II.13 : Débit minimal journalier.

	2023		2033		2043		2053	
	(m ³ /j)	(l/s)						
Débit moyen journalier	654,90	7,58	702,21	8,13	752,95	8,71	807,34	9,34
K_{min.j}	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
Débit Min journalier	458,43	5,31	491,55	5,69	527,06	6,10	565,14	6,54

II.5.7 Variation du débit horaire

Pendant la journée la plus chargée de l'année, la consommation d'eau présente des fluctuations tout au long de la journée, affichant des périodes de forte augmentation de consommation ainsi que des moments où elle est presque inexistante. Pour tenir compte de ces variations, nous recourons à des coefficients d'irrégularité horaire, désignés par $K_{max.h}$ et $K_{min.h}$.

II.5.7.1 Consommation moyenne horaire

Nous allons supposer que la consommation durant la journée est uniforme, elle se calcule comme suit :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (I.7)$$

$$\frac{1049,55}{24} = 43,73 \text{ m}^3/h$$

II.5.7.2 Consommation maximal horaire

Ce débit utilisé pour calculer le débit de pointe (Q_p) afin de dimensionner le réseau de distribution.

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h} \quad (I.8)$$

Le coefficient d'irrégularité maximal ($K_{max.h}$) est défini par :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (I.9)$$

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

- Dans notre cas on prend $\alpha_{max}=1,4$ (6).

β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant de la zone d'étude ; Il est obtenue à l'aide du tableau (II.14).

Tableau II.14 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants *(10 ³)	<1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

La population du village Tifra est estimé à l'horizon de 2054 à 4315 Habitants ; Après interpolation on aura $\beta_{max} = 1,48$.

- Donc $K_{max.h}=1,4 \times 1,48 = 2,07$

II.5.7.3 Consommation minimal horaire

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min.h} = K_{min.h} \times Q_{moy.h} \quad (I.10)$$

Le coefficient d'irrégularité minimal ($K_{min.h}$) est défini par :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (I.11)$$

α_{min} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort ; il varie entre 0,4 et 0,6.

Dans notre cas on prend $\alpha_{min}=0,5$ (6).

β_{min} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant de la zone d'étude ; Il est obtenue à l'aide du tableau (II.15)

Tableau II.15 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants *(10 ³)	<1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	50	100
β_{max}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

La population du village Tifra est estimée à l'horizon de 2054 à 4315 Habitants ; Après interpolation on aura $\beta_{min} = 0,21$.

- Donc $K_{min.h} = 0,5 \times 0,21 = 0,105$.

Tableau II.16 : Les différents débits horaires.

$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}$ (m ³ /h)	α_{min}	β_{min}	$K_{min.h}$	$Q_{min.h}$ (m ³ /h)
43,73	1,4	1,48	2,07	90,61	0,5	0,21	0,105	4,59

II.5.8 Bilan ressources et besoins

Le tableau (II.17) présente la confrontation du débit de la ressource disponible avec les besoins du village de Tifra à divers horizons.

Tableau II.17 : Bilan ressources et besoins de la zone d'étude.

	Horizons							
	2024		2034		2044		2054	
Unité	m ³ /j	l/s						
Ressources	457,77	5,30	457,77	5,30	457,77	5,30	457,77	5,30
Besoins	851,37	9,85	912,88	10,57	978,83	11,33	1049,55	12,15
Bilan	-393,60	-4,56	-455,11	-5,27	-521,06	-6,03	-591,78	-6,85

Le village a été alimenté par un forage et deux sources naturelles (TAVRANT et LMALUH + THALA L' HAMMAM) avec un volume total de 457,77 m³/j soit un débit de 5,3 l/s. Tandis que les besoins s'élèvent à un volume total de 1049,55 m³/j soit un débit de 12,15 l/s.

Le bilan nous montre qu'il faut ajouter un volume de 591,78 m³/j, soit un débit de 6,85 l/s, pour répondre aux besoins du village à l'horizon 2054.

Pour combler le déficit de ce village, nous allons proposer diverses variantes, puis choisir la plus optimale.

II.6 Étude des variantes

Afin de compenser le déficit du village, en tenant compte des caractéristiques topographiques du terrain, qui se divise en deux parties distinctes. La première partie est très accidentée, caractérisée par une forte pente, tandis que la seconde est pratiquement plate.

II.6.1 Variante 1 : En utilisant un réseau étagé

Etant donné du relief en deux étages de cette zone d'étude, l'adoption d'un réseau étagé se présente comme une solution efficace pour pallier ce problème. La mise en place d'un réservoir intermédiaire permet de réguler la pression dans le réseau, assurant ainsi une distribution équilibrée de l'eau malgré les différences de relief.

Dans cette variante, nous prévoyons de diviser le réseau horizontalement en deux étages. Ensuite, l'étage supérieur sera subdivisé verticalement en deux zones, dont la partie droite sera alimentée par les réservoirs 1 et 2, quant à la partie gauche elle sera alimentée par les réservoirs 3 et 4. Pour approvisionner l'étage bas du réseau, nous projeterons un nouveau réservoir qui sera alimenté par le réservoir 4. En tenant compte des courbes de niveau pour garantir une distribution efficace de l'eau en fonction de relief du terrain. Pour combler le déficit, nous prévoyons de prélever un débit de 3 l/s au puits El-Verdha et faire un piquage de 3,85 l/s dans la conduite de Tichy-Haf. (Voir la figure (II.1)).

Tableau II.18: Les avantages et les inconvénients de la variante 1.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> -La diversification de la ressource. -Adapté aux terrains accidentés, permettant une meilleure intégration dans le relief. -La division horizontale et verticale du réseau permet une distribution ciblée de l'eau en fonction des besoins spécifiques de chaque zone, ce qui peut améliorer l'efficacité de l'approvisionnement. -En séparant les réservoirs alimentant chaque partie du réseau, il est possible d'optimiser la pression de l'eau pour chaque zone, ce qui peut réduire les problèmes de surpression ou de sous-pression. 	<ul style="list-style-type: none"> -La construction d'un nouveau réservoir ainsi que la mise en place de la subdivision horizontale et verticale du réseau peuvent entraîner des coûts supplémentaires en termes de matériaux, de main-d'œuvre et de maintenance. -La gestion d'un réseau subdivisé de cette manière peut être plus complexe et nécessiter une surveillance accrue pour assurer un fonctionnement efficace et une répartition équitable de l'eau.

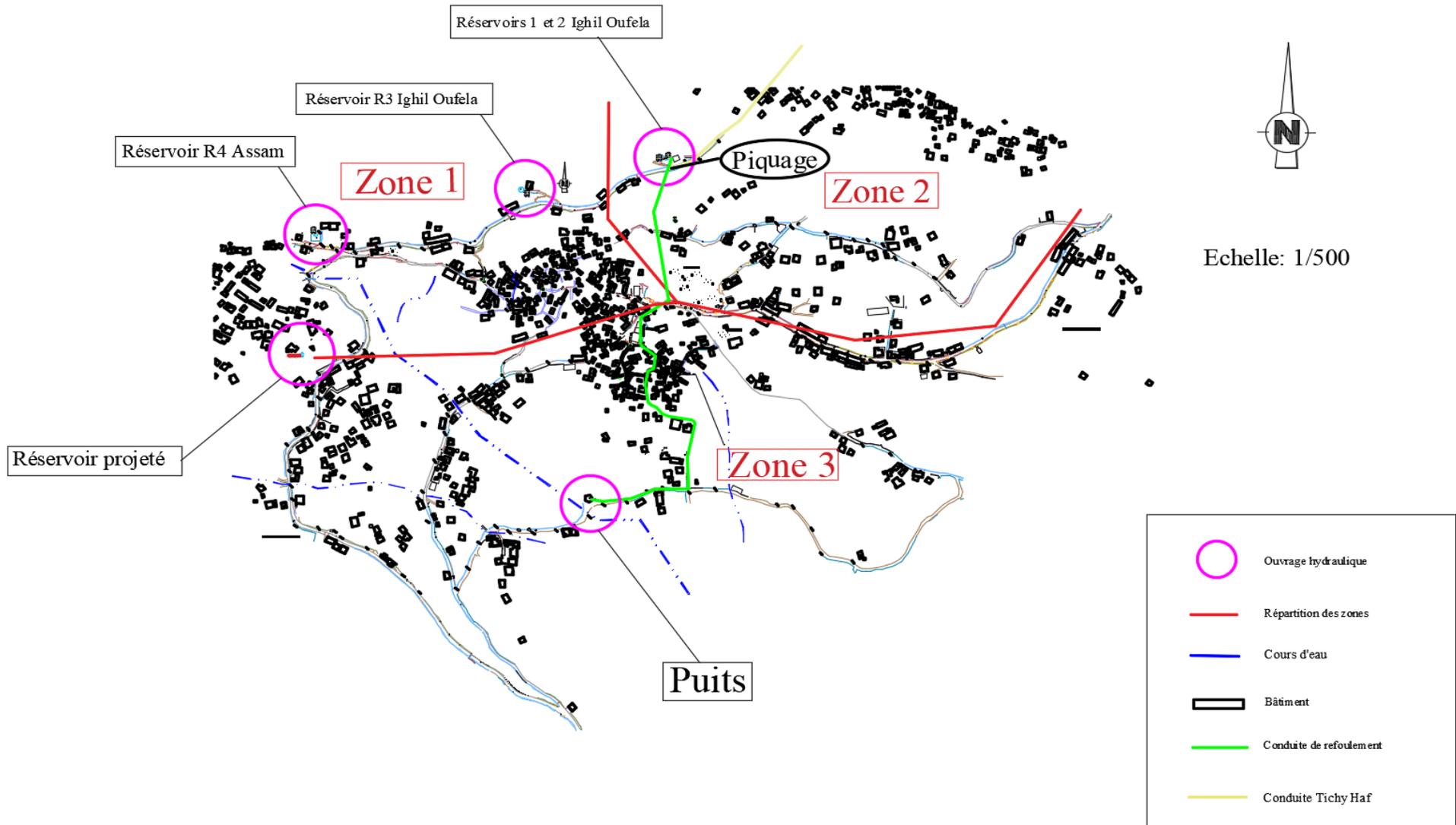


Figure II.1: Illustration de la variante 1.

II.6.2 Variante 2 : Réalisation d'un forage

Dans cette variante, nous allons suivre le même schéma que dans la variante 1, mais nous allons combler le déficit en projetant un forage au lieu dit El-Virda d'un volume prévisionnel de 6,85 l/s. Le volume produit sera pompé vers la station de pompage, puis transféré par pompage vers le réservoir R1 (Voir la figure (II.2)).

Tableau II.19: Les avantages et les inconvénients de la variante 2.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> -Comblent les insuffisances en eau potable du village. - L'ajout d'un forage à El-Verda permet de diversifier les sources d'eau, renforçant ainsi la sécurité de l'approvisionnement. 	<ul style="list-style-type: none"> - La mise en place d'un nouveau forage implique des coûts initiaux importants pour l'installation et l'entretien du système. - S'appuyer sur une seule source d'El-Verda peut créer une dépendance qui pourrait présenter des risques en cas de problèmes avec cet approvisionnement en eau spécifique. - L'exploitation d'un nouveau forage peut avoir un impact sur l'environnement local en termes de prélèvement des ressources souterraines.

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué une estimation des besoins en eau de ce village, ce qui nous permettra de dimensionner les ouvrages de stockages d'eau ainsi que les conduites d'adduction et de distribution d'eau.

Nous avons constaté un déficit estimé à 591,78 m³/j soit 6,85 l/s, étant donné que les besoins en eau du village s'élèvent à 1049,55 m³/j d'ici l'horizon 2054, tandis que la ressource actuelle du village fournit un débit de 457,77 m³/j soit 5,3 l/s.

Pour combler ce déficit, on a proposé deux variantes. Après des discussions avec le bureau d'études et notre encadrant, nous avons pris la décision d'adopter la première variante comme solution optimale pour relever les défis de pression et assurer la durabilité à long terme du réseau d'eau. En raison du relief en deux étages de la zone d'étude, marqué par une forte pente au premier étage et un terrain relativement plat au second étage.

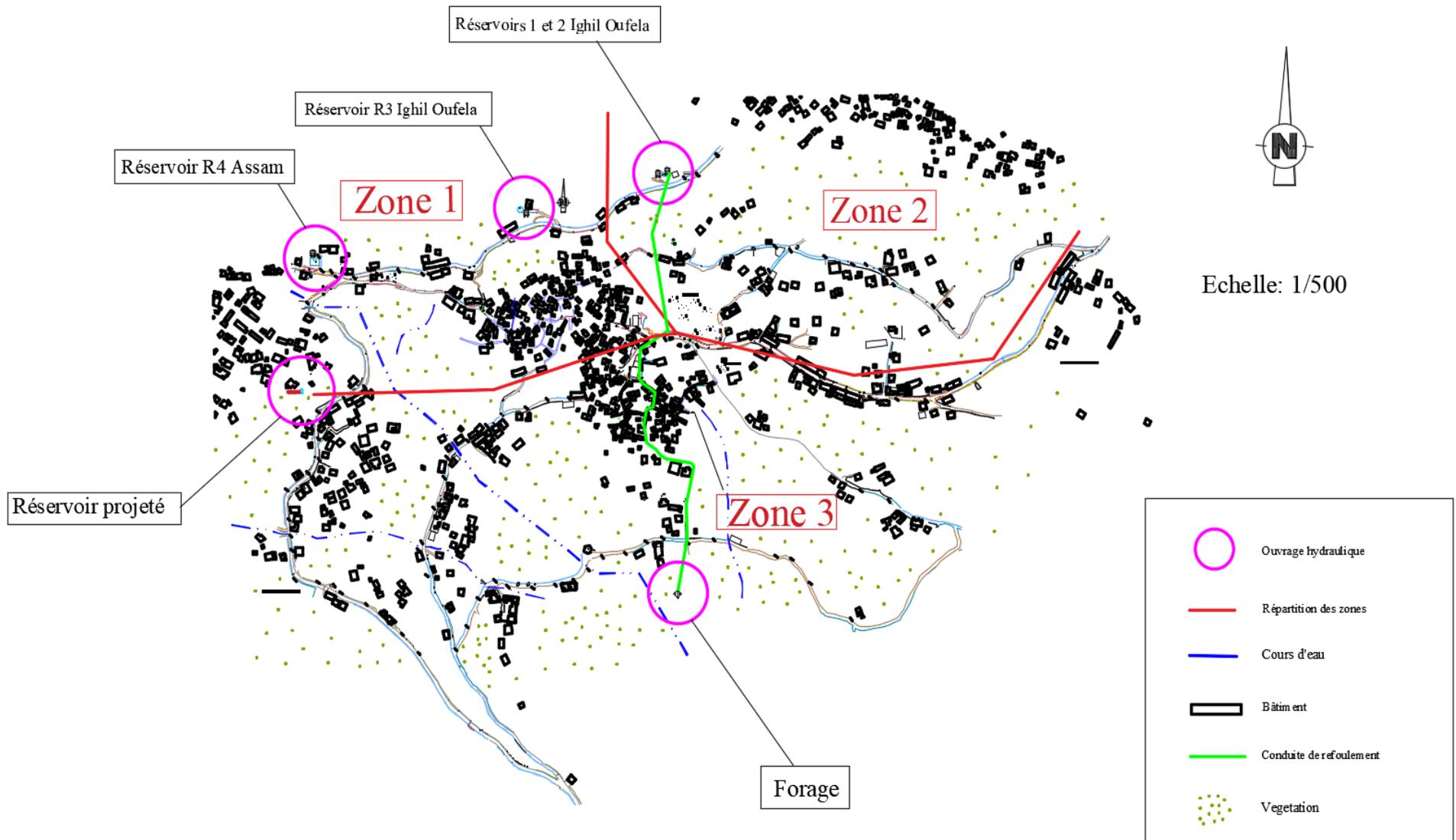


Figure II.2: Illustration de la variante 2.

III Réservoirs

III.1 Introduction

Les réservoirs sont des composants essentiels d'un système d'approvisionnement et de distribution d'eau. Ils jouent un rôle crucial en assurant la transition entre le débit constant d'adduction provenant du captage ou de l'usine de production et le débit essentiellement variable de la consommation.

Dans ce chapitre, nous débuterons par vérifier si les volumes des réservoirs existants sont adéquats pour approvisionner les zones 1 et 2. Ensuite, nous procéderons au dimensionnement du réservoir a projeté destiner à approvisionner la zone 3.

III.2 Fonctions des réservoirs

Les réservoirs de stockage d'eau remplissent plusieurs fonctions importantes. Parmi ces fonctions (5) :

- Compensent l'écart entre les apports en eau (par gravité ou pompage) et la consommation (y compris les pics de débit).
- Servent de réserve pour faire face aux imprévus tels que les ruptures, les pannes des pompes, les travaux d'extension du réseau, etc.
- Permettent de profiter des tarifs d'électricité les plus bas en pompant de l'eau pendant la nuit.
- Assurent une régularité dans le fonctionnement du pompage, les pompes refoulant à un débit constant.
- Simplifient l'exploitation du système d'eau.
- Permettent une utilisation régulière des points d'eau qui ne sont pas soumis aux variations de débit observées lors des pics de consommation.
- Maintiennent des pressions constantes dans le réseau de distribution.
- Garantissent une réserve d'eau pour la lutte contre les incendies, avec une partie du volume réservée à cet usage spécifique.

III.3 Classification des réservoirs

Selon la nature des matériaux (5) :

- Les réservoirs métalliques
- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé

Selon la situation des lieux :

- Enterrés
- Semi-enterré
- Surélevés, sur tour

Selon leur forme géométrique :

- Rectangulaires
- Circulaires
- De forme quelconque (sphérique, conique, etc.)

Selon leur utilisation :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir brise charge ;
- Réservoir de traitement.

Voici la figure (III.1) ci-dessous qui illustre un schéma d'un réservoir semi-enterré.

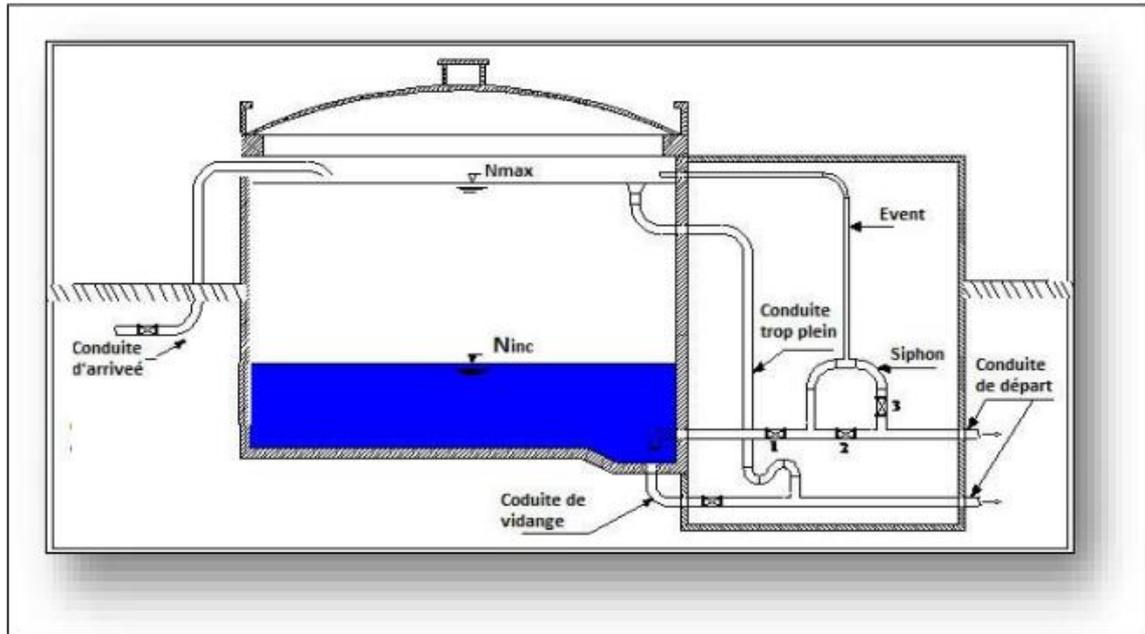


Figure III.1: Schéma d'un réservoir semi-enterré.

III.4 Choix du type de réservoir

Lors du choix d'un réservoir, le coût est souvent un facteur décisif. Cependant, lorsque le coût n'est pas un problème majeur, opter pour un réservoir enterré ou semi-enterré peut présenter plusieurs avantages. On citera (5) :

- Économie relative aux coûts de construction.
- Une étude architecturale très simple.
- L'étanchéité devient plus simple à réaliser.
- Garder l'eau à une température constante.

En outre, des capacités importantes peuvent être satisfaites par ces deux types de réservoirs. Grâce à leur efficacité, fiabilité et facilité d'intégration dans différents environnements.

III.5 Les composants du réservoir

III.5.1 La conduite d'adduction

La conduite d'adduction doit être équipée d'un mécanisme de fermeture automatique à son point d'entrée dans le réservoir afin d'empêcher le débordement lorsque le niveau d'eau atteint sa capacité maximale. Cela peut être réalisé de deux manières différentes : soit en utilisant un robinet flotteur pour les systèmes gravitaires, soit en ayant un dispositif qui arrête le moteur pour les systèmes de refoulement (5).

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre, soit en prolongant la conduite de sorte que son extrémité reste constamment noyée dans le réservoir.

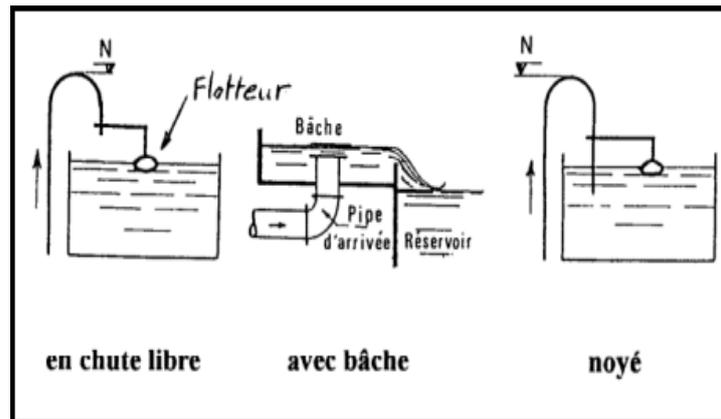


Figure III.2 : Les différents types des conduites d'adduction.

III.5.2 La conduite de distribution

La conduite de distribution doit être positionnée à une hauteur de 0,15 ou 0,20 mètres au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction de boues ou de sables dans le système. Pour faciliter le brassage de l'eau, le point de départ doit être situé à l'opposé du point d'arrivée et être équipé d'une crépine. Une vanne à survitesse doit être installée au point de départ de la conduite afin de permettre une fermeture rapide en cas de rupture (5).

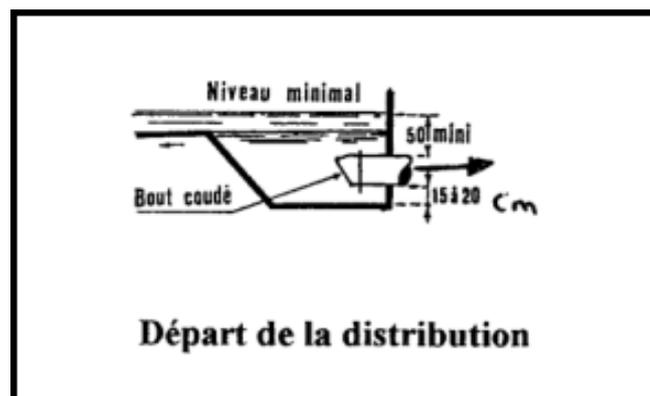


Figure III.3: Conduite de distribution.

III.5.3 La conduite de trop plein

La conduite de trop-plein est conçue pour évacuer l'excès d'eau lorsque le réservoir atteint sa capacité maximale, ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes. Elle se déversera dans un exutoire voisin. Pour prévenir l'introduction d'animaux ou des moustiques dans le réservoir, cette conduite doit être équipée d'un joint hydraulique en forme de siphon (5).

III.5.4 La conduite de vidange

La conduite de vidange part du point le plus bas du réservoir et elle est équipée d'un robinet-vanne qui est connecté à la conduite de trop-plein. La fonction principale de la conduite de vidange est de vider le réservoir afin de le nettoyer ou de procéder à des réparations nécessaires (5).

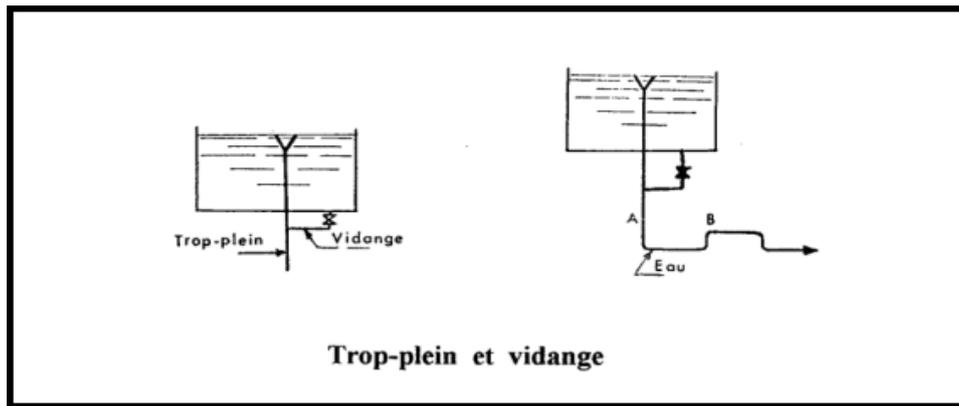


Figure III.4: Conduite de trop-plein et vidange.

III.5.5 La conduite by-pass

Pour faciliter l'entretien ou la réparation du réservoir, surtout s'il n'est pas compartimenté, il est recommandé d'établir une communication entre les conduites d'arrivée (adduction) et de sortie (distribution). Cette communication peut être réalisée selon la figure (III.5).

En temps normal, les vannes 1 et 3 sont ouvertes tandis que la vanne 2 est fermée. Lorsqu'il est nécessaire d'effectuer un by-pass pour l'entretien ou la réparation, les vannes 1 et 3 sont fermées et la vanne 2 est ouverte. Cela permet de diriger le flux d'eau de la conduite d'adduction vers la conduite de distribution (5).

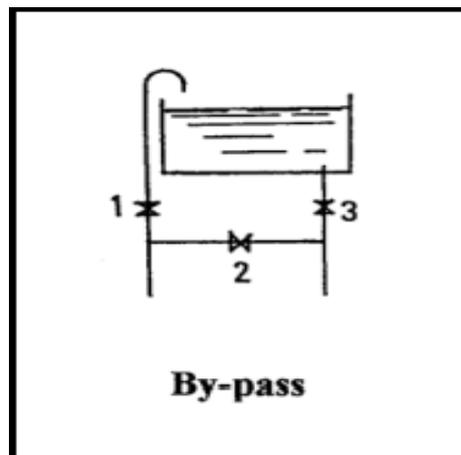


Figure III.5: Conduite by-pass.

III.6 Capacité des réservoirs

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

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

III.6.1 Méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = P_{max,j} (\%) \times \frac{Q_{max,j}}{100} \quad (II.1)$$

Avec :

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3) ;

$P_{max,j}$: Résidu maximal dans le réservoir (%) ;

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).

❖ **Détermination de la valeur de P** : Connaissant les valeurs de α_{max} et β_{max} , on détermine la valeur du coefficient de variation horaire k_{max} par la relation suivante :

$$k_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II. 2)$$

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe 1)
- On répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} = |R_{max}^+| + |R_{max}^-| \quad (II. 3)$$

Avec :

▪ R^+_{max} : Résidu maximum positif (%) ;

▪ R^-_{max} : Résidu maximum négatif (%).

III.6.2 Volume total d'un réservoir

Le volume total du réservoir se calcule en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à $120 m^3$. Il est donné par la formule suivante :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (II. 4)$$

Avec :

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

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

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

III.6.3 Calcul du diamètre

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \quad (II. 5)$$

D : Diamètre du réservoir (m) ;

V : Volume du réservoir (m^3) ;

H : Hauteur de l'eau dans le réservoir (m).

III.6.4 Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \quad (\text{II. 6})$$

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;

V_{inc} : volume de la réserve d'incendie pris à 120 m³.

III.7 Estimation de $Q_{\max,j}$ et du nombre d'habitant par réservoir

Pour estimer les débits maximaux journaliers et le nombre d'habitants, nous avons divisé le réseau en trois zones. La zone 1 sera alimentée par les réservoirs 3 et 4, la zone 2 sera alimentée par les réservoirs 1 et 2, et la zone 3 sera alimentée par un réservoir que nous allons projeter. Nous débuterons par vérifier si les réservoirs existants peuvent satisfaire les besoins des zones 1 et 2, puis nous procéderons au dimensionnement du réservoir projeté.

Le tableau (III.1) représente le nombre d'habitant par zones.

Tableau III.1: Répartition des habitants par leurs zones.

Zone	Nom du Quartier	Nombre de Branchement par quartier	Nombre d'habitant par quartier	Total Branchement	Total habitants
1	Achekridh	56	280	319	1595
	Ath lounis	39	195		
	Takhligt	58	290		
	Timri	95	475		
	Acherchour	71	355		
2	Takhnaqth	58	290	230	1150
	Achaiev	96	480		
	Handouna	46	230		
	Ighil Oufella	30	150		
3	Lamravaa	85	425	151	755
	Elverdha	41	205		
	Nadhour	25	125		

Nous allons estimer la population future pour chaque zone. Cette estimation est généralement axée sur la loi des accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + \tau)^n \quad (\text{II. 7})$$

Avec :

P : Population future à l'horizon 2054 (hab) ;

P_0 : Population actuelle (hab) ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré ;

τ : Taux moyen annuel d'accroissement de la population 0,7%.

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des besoins par réservoirs.

Zone	Zone 1		Zone 2		Zone 3	Totale
Réservoirs	R4	R3	R1	R2	R5	05
$Q_{\max,j}/\text{nombre d'hab.}$ ($\text{m}^3/\text{hab.}$)	0,2432					
Population par réservoir (hab.)	475	1120	1150		755	3500
Population futur (hab.)	586	1380	1418		931	4315
$Q_{\max,j}/\text{Réservoir}$ (m^3)	142,54	335,66	344,9		226,45	1049,55

III.8 Détermination des capacités des réservoirs

Dans cette étude, on a cinq réservoirs à vérifier qui sont :

- Réservoir 01 d'Ighil Oufela ;
- Réservoir 02 d'Ighil Oufela ;
- Réservoir 03 d'Ighil Oufela ;
- Réservoir 04 d'Assam.

Et une bache à eau :

- Bache de Thala Lhammam (SP1) ;

Et un réservoir projeté R05 à Lmarvaa.

III.8.1 Vérification de la capacité des réservoirs R1 et R2-Ighil Oufela

Les réservoirs R1 et R2 qui situent à Ighil Oufella assurent le stockage d'eau entrant par refoulement de la station de pompage Thala Lhammam (SP1) et par le piquage de la conduite Tichy Haf. Nous allons vérifier s'ils sont capables d'alimenter les quatres quartier de la zone 2 dont le nombre des habitants est de 1418 habitants et $Q_{\max,j} = 344,9 \text{ m}^3$ à l'horizon 2054.

La vérification de la capacité des réservoirs R1 et R2-Ighil Oufela est donné dans le tableau (III.3) (Annexe 1) :

Tableau III.3: Dimensionnement des réservoirs R1 et R2 Ighil Oufela.

Heures R1&R2	K _{max.h}	Sortie (m ³)				Apport (m ³)				Surplus/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
		Q _{max.j}	Volume à distribuer	Adduction vers R 03	Total (m ³)	SP Timezrit	Piquage	Refoulement	Total (m ³)		
0-1	0,75	344,9	2,59	20,70	23,29	8,33	13,86	15,46	37,65	14,36	14,36
01-02	0,75	344,9	2,59	20,70	23,29	8,33	13,86	15,46	37,65	14,36	28,73
02-03	1	344,9	3,45	20,70	24,15	8,33	13,86	15,46	37,65	13,50	42,23
03-04	1	344,9	3,45	20,70	24,15	8,33	13,86	15,46	37,65	13,50	55,73
04-05	3	344,9	10,35	20,70	31,05	8,33	13,86	15,46	37,65	6,60	62,33
05-06	5,5	344,9	18,97	20,70	39,67	8,33	13,86	15,46	37,65	-2,02	60,31
06-07	5,5	344,9	18,97	20,70	39,67	8,33	13,86	15,46	37,65	-2,02	58,29
07-08	5,5	344,9	18,97	20,70	39,67	8,33	13,86	15,46	37,65	-2,02	56,27
08-09	3,5	344,9	12,07	20,70	32,77	8,33	13,86	15,46	37,65	4,88	61,15
09-10	3,5	344,9	12,07	20,70	32,77	8,33	13,86	15,46	37,65	4,88	66,03
10-11	6	344,9	20,69	20,70	41,40	8,33	13,86	15,46	37,65	-3,74	62,29
11-12	8,5	344,9	29,32	20,70	50,02	8,33	13,86	15,46	37,65	-12,37	49,92
12-13	8,5	344,9	29,32	20,70	50,02	8,33	13,86	15,46	37,65	-12,37	37,55
13-14	6	344,9	20,69	20,70	41,40	8,33	13,86	15,46	37,65	-3,74	33,81
14-15	5	344,9	17,25	20,70	37,95	8,33	13,86	15,46	37,65	-0,30	33,51
15-16	5	344,9	17,25	20,70	37,95	8,33	13,86	15,46	37,65	-0,30	33,22
16-17	3,5	344,9	12,07	20,70	32,77	8,33	13,86	15,46	37,65	4,88	38,10
17-18	3,5	344,9	12,07	20,70	32,77	8,33	13,86	15,46	37,65	4,88	42,98
18-19	6	344,9	20,69	20,70	41,40	8,33	13,86	0,00	22,19	-19,20	23,77
19-20	6	344,9	20,69	20,70	41,40	8,33	13,86	0,00	22,19	-19,20	4,57
20-21	6	344,9	20,69	20,70	41,40	8,33	13,86	0,00	22,19	-19,20	-14,64
21-22	3	344,9	10,35	20,70	31,05	8,33	13,86	0,00	22,19	-8,86	-23,49
22-23	2	344,9	6,90	20,70	27,60	8,33	13,86	15,46	37,65	10,05	-13,44
23-24	1	344,9	3,45	20,70	24,15	8,33	13,86	15,46	37,65	13,50	0,06
Total	100			496,8	841,7	200,0	332,6	309,2	841,7	0,06	76,97
Volume utile (m³)											76,97
Volume incendie (m³)											120
Volume total (m³)											196,9
Volume existant (m³)											250
Volume manquant (m³)											0
Volume Standard											250

Le volume total nécessaire pour alimenter la zone 2 est de **196,9 m³** et nous disposons d'un volume existant de **250 m³** dans ces réservoirs. Par conséquent, ces réservoirs sont capables de stocker cette quantité d'eau.

III.8.2 Vérification de la capacité du réservoir 3

Le réservoir R3-Ighil Oufela assure le stockage d'eau entrant par refoulement de forage Timezrit et par une adduction venu du R2. Nous allons vérifier s'il est capable d'alimenter les quatre

quartiers de la zone 1 dont le nombre d'habitants est de l'ordre de 1380 habitants avec $Q_{\max,j} = 335,66 \text{ m}^3$ à l'horizon de 2054 (Annexe 1).

La vérification de la capacité du réservoir R3-Ighil Oufela est donné dans le tableau (III.4).

Tableau III.4: Dimensionnement du réservoirs R3-Ighil Oufela.

Heures R3	$K_{\max,h}$	Sortie (m^3)				Apport (m^3)			Surplus/Déficit (m^3)	Résidu (m^3)
		$Q_{\max,j}$	Volume à distribuer	Adduction vers R 04	Total	SP Timezrit	Adduction depuis R2	Total		
0-1	0,75	335,66	2,52	15,05	17,57	8,33	20,70	29,04	11,47	11,47
01-02	0,75	335,66	2,52	15,05	17,57	8,33	20,70	29,04	11,47	22,94
02-03	1	335,66	3,36	15,05	18,41	8,33	20,70	29,04	10,63	33,57
03-04	1	335,66	3,36	15,05	18,41	8,33	20,70	29,04	10,63	44,20
04-05	3	335,66	10,07	15,05	25,12	8,33	20,70	29,04	3,92	48,11
05-06	5,5	335,66	18,46	15,05	33,51	8,33	20,70	29,04	-4,48	43,64
06-07	5,5	335,66	18,46	15,05	33,51	8,33	20,70	29,04	-4,48	39,16
07-08	5,5	335,66	18,46	15,05	33,51	8,33	20,70	29,04	-4,48	34,68
08-09	3,5	335,66	11,75	15,05	26,80	8,33	20,70	29,04	2,24	36,92
09-10	3,5	335,66	11,75	15,05	26,80	8,33	20,70	29,04	2,24	39,16
10-11	6	335,66	20,14	15,05	35,19	8,33	20,70	29,04	-6,15	33,01
11-12	8,5	335,66	28,53	15,05	43,58	8,33	20,70	29,04	-14,55	18,46
12-13	8,5	335,66	28,53	15,05	43,58	8,33	20,70	29,04	-14,55	3,92
13-14	6	335,66	20,14	15,05	35,19	8,33	20,70	29,04	-6,15	-2,24
14-15	5	335,66	16,78	15,05	31,83	8,33	20,70	29,04	-2,80	-5,03
15-16	5	335,66	16,78	15,05	31,83	8,33	20,70	29,04	-2,80	-7,83
16-17	3,5	335,66	11,75	15,05	26,80	8,33	20,70	29,04	2,24	-5,59
17-18	3,5	335,66	11,75	15,05	26,80	8,33	20,70	29,04	2,24	-3,36
18-19	6	335,66	20,14	15,05	35,19	8,33	20,70	29,04	-6,15	-9,51
19-20	6	335,66	20,14	15,05	35,19	8,33	20,70	29,04	-6,15	-15,66
20-21	6	335,66	20,14	15,05	35,19	8,33	20,70	29,04	-6,15	-21,82
21-22	3	335,66	10,07	15,05	25,12	8,33	20,70	29,04	3,92	-17,90
22-23	2	335,66	6,71	15,05	21,76	8,33	20,70	29,04	7,27	-10,63
23-24	1	335,66	3,36	15,05	18,41	8,33	20,70	29,04	10,63	0,00
Total	100			361,22	696,88	200,00	496,88	696,88	0,00	69,93
Volume utile (m^3)										69,93
Volume incendie (m^3)										120
Volume total (m^3)										189,93
Volume existant (m^3)										250
Volume manquant (m^3)										0
Volume Standard										250

Le volume total nécessaire pour alimenter la zone 1 est de $189,93 \text{ m}^3$, et nous disposons d'un volume existant de 250 m^3 dans ce réservoir. Par conséquent, ce réservoir est capable de stocker cette quantité d'eau à l'horizon 2054.

III.8.3 Vérification de la capacité des réservoirs R4-Assam

Le réservoir R4-Assam assure le stockage d'eau entrant gravitairement par le R3-Ighil Oufela et la station de pompage qui se situe à Taourirt Amrouche. Nous allons vérifier s'il est capable d'alimenter le village Timri dont le nombre d'habitants est de l'ordre de 586 habitants avec $Q_{\max,j} = 142,54 \text{ m}^3$ à l'horizon de 2054 (Annexe 1).

La vérification de la capacité du réservoir R4-Assam est donné dans le tableau (III.5).

Tableau III.5: Dimensionnement des réservoirs R4-Assam.

Heures R4	$K_{\max,h}$	Sortie (m^3)				Apport (m^3)			Surplus/Déficit (m^3)	Résidu (m^3)
		$Q_{\max,j}$	Volume à distribuer	Adduction vers R 05	Total	SP Taourirth Amrouche	Adduction depuis R03	Total		
0-1	0,75	142,54	1,07	9,44	10,50	0,39	15,05	15,44	4,93	4,93
01-02	0,75	142,54	1,07	9,44	10,50	0,39	15,05	15,44	4,93	9,87
02-03	1	142,54	1,43	9,44	10,86	0,39	15,05	15,44	4,58	14,45
03-04	1	142,54	1,43	9,44	10,86	0,39	15,05	15,44	4,58	19,03
04-05	3	142,54	4,28	9,44	13,71	0,39	15,05	15,44	1,73	20,75
05-06	5,5	142,54	7,84	9,44	17,28	0,39	15,05	15,44	-1,84	18,92
06-07	5,5	142,54	7,84	9,44	17,28	0,39	15,05	15,44	-1,84	17,08
07-08	5,5	142,54	7,84	9,44	17,28	0,39	15,05	15,44	-1,84	15,25
08-09	3,5	142,54	4,99	9,44	14,42	0,39	15,05	15,44	1,02	16,26
09-10	3,5	142,54	4,99	9,44	14,42	0,39	15,05	15,44	1,02	17,28
10-11	6	142,54	8,55	9,44	17,99	0,39	15,05	15,44	-2,55	14,73
11-12	8,5	142,54	12,12	9,44	21,55	0,39	15,05	15,44	-6,11	8,62
12-13	8,5	142,54	12,12	9,44	21,55	0,39	15,05	15,44	-6,11	2,50
13-14	6	142,54	8,55	9,44	17,99	0,39	15,05	15,44	-2,55	-0,04
14-15	5	142,54	7,13	9,44	16,56	0,39	15,05	15,44	-1,12	-1,17
15-16	5	142,54	7,13	9,44	16,56	0,39	15,05	15,44	-1,12	-2,29
16-17	3,5	142,54	4,99	9,44	14,42	0,39	15,05	15,44	1,02	-1,27
17-18	3,5	142,54	4,99	9,44	14,42	0,39	15,05	15,44	1,02	-0,26
18-19	6	142,54	8,55	9,44	17,99	0,00	15,05	15,05	-2,94	-3,20
19-20	6	142,54	8,55	9,44	17,99	0,00	15,05	15,05	-2,94	-6,13
20-21	6	142,54	8,55	9,44	17,99	0,00	15,05	15,05	-2,94	-9,07
21-22	3	142,54	4,28	9,44	13,71	0,00	15,05	15,05	1,34	-7,73
22-23	2	142,54	2,85	9,44	12,29	0,39	15,05	15,44	3,15	-4,58
23-24	1	142,54	1,43	9,44	10,86	0,39	15,05	15,44	4,58	0,00
Total	100			226,45	368,99	7,77	361,22	368,99	0,00	29,83
Volume utile (m^3)										29,83
Volume incendie (m^3)										120
Volume total (m^3)										149,83
Volume existant (m^3)										100
Volume manquant (m^3)										50
Volume Standard										150

Le volume total nécessaire pour alimenter le quartier Timri situé à la zone 1 est de **149,83 m³**, et nous disposons d'un volume existant de 100 m³. Par conséquent, nous allons projeter un réservoir avec un volume de 50 m³ afin qu'il puisse stocker cette quantité d'eau.

III.8.4 Dimensionnement du réservoir projeté

Le réservoir projeté R5-Lmarvaa assurera le stockage de l'eau qui entre gravitairement par le réservoir R4-Assam. Ce réservoir sera destiné à approvisionner la zone 3, qui compte environ 931 habitants, avec une consommation estimée à $Q_{\max,j} = 226,45 \text{ m}^3$ à l'horizon de 2054 (Annexe 1).

Le dimensionnement de la capacité de ce réservoir R5-Lmarvaa est donné dans le tableau (III.6).

Tableau III.6: Dimensionnement du réservoir projeté.

Heures R5	K _{max.h}	Sorite (m ³)		Apport (m ³)	Surplus/Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
		Q _{max,j}	Volume à distribué			
0-1	0,75	226,45	1,70	9,44	7,74	7,74
01-02	0,75	226,45	1,70	9,44	7,74	15,47
02-03	1	226,45	2,26	9,44	7,17	22,65
03-04	1	226,45	2,26	9,44	7,17	29,82
04-05	3	226,45	6,79	9,44	2,64	32,46
05-06	5,5	226,45	12,45	9,44	-3,02	29,44
06-07	5,5	226,45	12,45	9,44	-3,02	26,42
07-08	5,5	226,45	12,45	9,44	-3,02	23,40
08-09	3,5	226,45	7,93	9,44	1,51	24,91
09-10	3,5	226,45	7,93	9,44	1,51	26,42
10-11	6	226,45	13,59	9,44	-4,15	22,27
11-12	8,5	226,45	19,25	9,44	-9,81	12,45
12-13	8,5	226,45	19,25	9,44	-9,81	2,64
13-14	6	226,45	13,59	9,44	-4,15	-1,51
14-15	5	226,45	11,32	9,44	-1,89	-3,40
15-16	5	226,45	11,32	9,44	-1,89	-5,28
16-17	3,5	226,45	7,93	9,44	1,51	-3,77
17-18	3,5	226,45	7,93	9,44	1,51	-2,26
18-19	6	226,45	13,59	9,44	-4,15	-6,42
19-20	6	226,45	13,59	9,44	-4,15	-10,57
20-21	6	226,45	13,59	9,44	-4,15	-14,72
21-22	3	226,45	6,79	9,44	2,64	-12,08
22-23	2	226,45	4,53	9,44	4,91	-7,17
23-24	1	226,45	2,26	9,44	7,17	0,00
Total	100			226,45	226,45	47,18
Volume utile (m³)						47,18
Volume incendie (m³)						120
Volume total (m³)						167,18
Volume existant (m³)						100
Volume manquant (m³)						50
Volume Standard						150
Hauteur totale (m)						4
Diamètre intérieur (m)						7,98
Hauteur de la réserve incendie (m)						2,40

Le volume nécessaire pour alimenter la zone 3 est de **167,18 m³**. Par conséquent, nous prévoyons de projeter un nouveau réservoir d'une capacité de **200 m³** afin de répondre aux besoins de cette zone jusqu'en 2054.

III.8.5 Dimensionnement de la bache à eau de la station de pompage Thala L'Hamman

La station de pompage Thala Lhammam, refoule un volume d'eau de 309,2 m³/j soit un débit de 3,58 l/s vers le réservoir R1. Le dimensionnement de sa bache d'eau sera déterminé par le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Ce temps est généralement estimé à un quart d'heure ¼ H.

Le volume de la bache à eau est déterminé par la formule suivante :

$$V_b = Q_{max.h} \times t \quad (II.8)$$

Avec :

$Q_{max.h}$: débit arrivant la bache à eau en m³/h ;

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25$ h).

Le volume de la bache à eau est :

$$V_b = 12,88 \times 0,25 = 3,22 \text{ m}^3$$

La capacité calculée de la bache à eau est de 3,22 m³, tandis que la capacité de la bache à eau existante est de 50 m². Donc elle est suffisante.

III.9 Conclusion

Nous avons effectué la vérification et le dimensionnement des réservoirs pour les zones 1 et 2, confirmant ainsi leur capacité à stocker la quantité d'eau requise. Ensuite, nous avons projeté deux réservoirs d'une capacité de 200 m³ et 50 m³ afin de desservir la zone 3 et la zone 1. De plus, nous avons confirmé que le volume existant de la bache à eau de la station de pompage (SP) située à Thala Lhammam est largement suffisante, garantissant ainsi un approvisionnement en eau potable pour ce village.

Les dimensions des réservoirs de la zone d'étude sont récapitulées dans le tableau (III.7).

Tableau III.7: Capacité des réservoirs de stockages.

Réservoir	Existant (m ³)	Projeté (m ³)	Total (m ³)	Diamètre du réservoir (m)	Elévation (m)
R1	150	/	250	8,5	592
R2	100			7,5	
R3	250	/	250	11	580
R4	100	50	150	7,5	550
R5	/	200	200	8	522
SP	50	/	50	/	472

Après avoir vérifié les volumes de nos réservoirs et projeté deux autres, nous passerons à l'étude des conduites d'adduction dans le chapitre suivant.

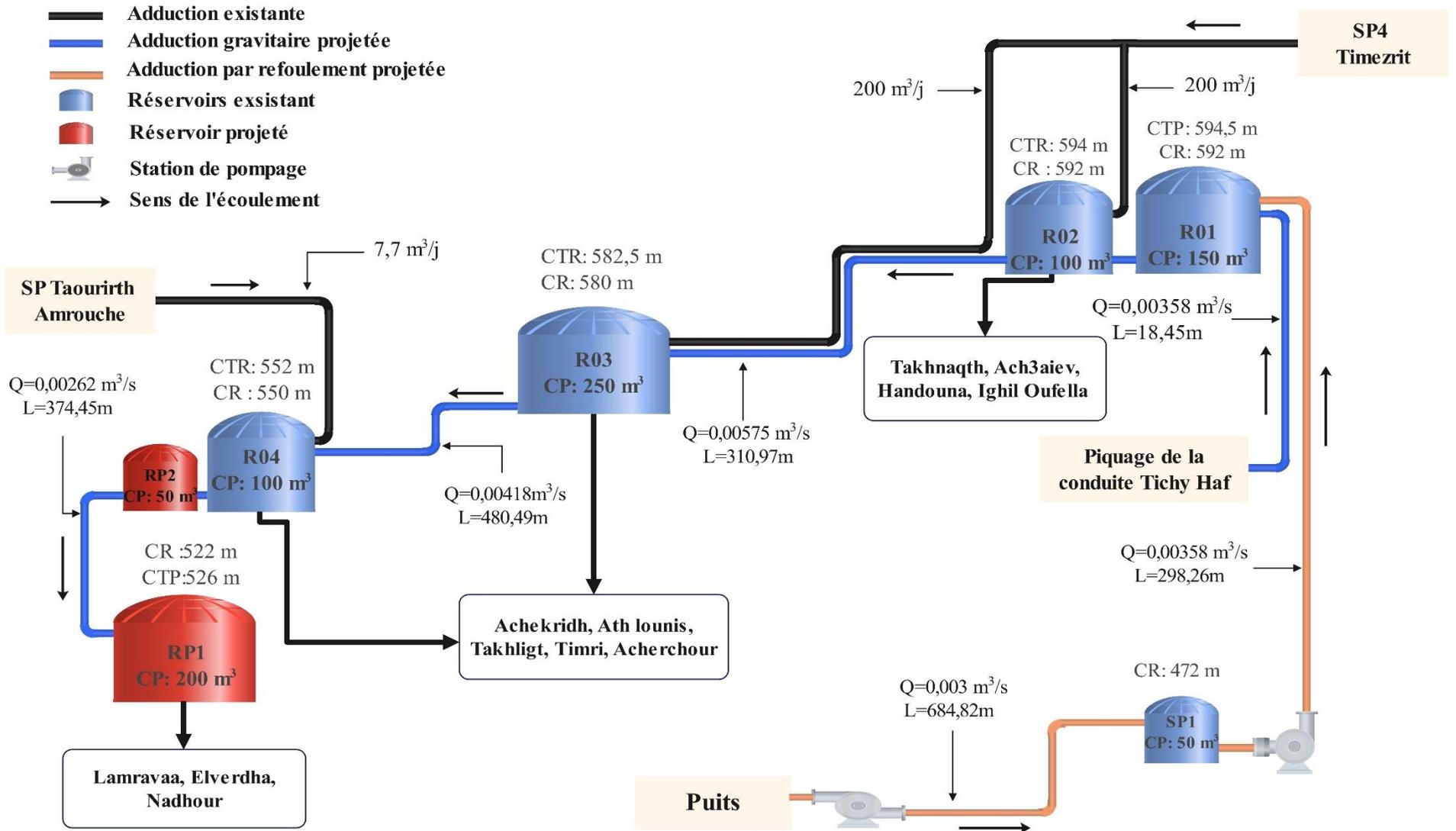


Figure III.6: Schéma synoptique des réservoirs de la zone d'étude

IV Adduction

IV.1 Introduction

Les réseaux d'adduction sont l'infrastructure vitale pour nous approvisionner en eau potable. Principalement composés de conduites, ils acheminent l'eau des sources vers les infrastructures de stockages (les réservoirs).

IV.2 Types d'adduction

On distingue 2 types d'adduction (5) :

- a) **Adduction gravitaire** : ce type d'adduction est utilisé lorsque le point de captage se situe à une altitude supérieure à l'altitude du réservoir ; où l'écoulement se déplace grâce à la force de gravité.
- b) **Adduction par refoulement** : ce type d'adduction est utilisé lorsque le point de captage se situe à une altitude inférieure à l'altitude de la zone de réception ; là le liquide est transporté sous pression à l'aide des pompes.

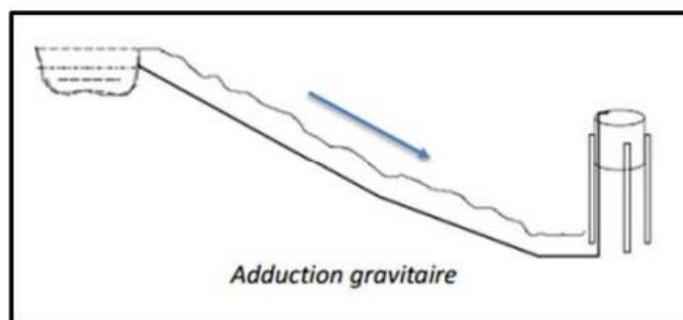


Figure IV.1: Adduction gravitaire.

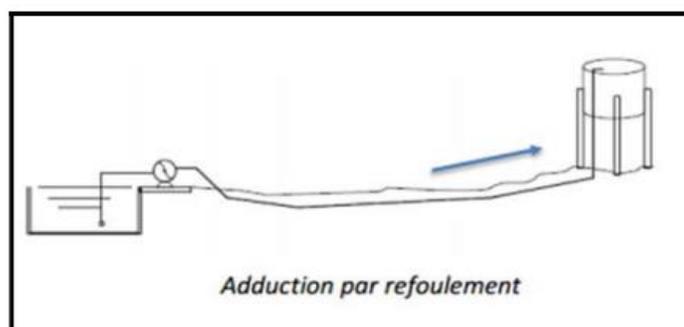


Figure IV.2: Adduction par refoulement.

IV.3 Choix du tracé

Pour le choix du tracé des conduites d'adduction, il est nécessaire de respecter certains critères qui sont (5) :

- Chercher un tracé plus court pour un profil au long idéal et économique ;
- Eviter les points hauts qui peuvent craindre de graves incidents d'exploitation ou entraîner des frais supplémentaires ;
- Eviter les contres pentes qui peuvent conformer des cantonnements d'air ;
- Pour faciliter l'acheminement des conduites, il est préférable de suivre des tracés routiers, simplifiant ainsi la construction et l'entretien des réseaux ;

- Eviter les forêts, les terrains privés et agricoles ainsi que les traversées des routes, les voies ferrées... ;
- Eviter les profils horizontaux qui peuvent perturber le régime d'écoulement.

IV.4 Choix du type de conduite

Le choix de type de conduite dépend de plusieurs critères d'ordre technique et économique, tels que le diamètre, la nature du terrain, la pression de l'eau, les conditions de pose et de transport, la durée de vie, le prix et la disponibilité sur le marché. Il existe plusieurs types de conduite selon le matériau, notamment l'acier, la fonte ductile, le PVC (Polychlorure de Vinyle) et le PEHD (Polyéthylène de Haute Densité).

Dans cette étude, on a opté pour les conduites en PEHD pour (5) :

- Une grande flexibilité qui permet de résister aux contraintes causées par les mouvements de sol ;
- Facilité de pose et de soudage ;
- Stabilité aux terrains accidentés ;
- Résistance contre la corrosion ;
- Une durée de vie importante.

IV.5 Etude technico-économique

IV.5.1 Diamètre économique de la conduite d'adduction par refoulement

Pour les conduites d'adduction par refoulement, le diamètre économique sera calculé par les deux formules suivantes :

Formule de BONNIN :

$$D_{N1} = \sqrt{Q} \quad (\text{III. 1})$$

Formule de BRESS :

$$D_{N2} = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{III. 2})$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m) ;

Q : Débit véhiculé dans les conduites (m^3/s).

Dans cette étude on prendra les diamètres compris entre D_{N1} et D_{N2} , mais le choix finale compte sur le coût minimal et la vitesse qui doit être compris entre **0,5 m/s** et **1,5 m/s**.

IV.5.2 Diamètre économique de la conduite d'adduction gravitaire

Pour les conduites d'adduction gravitaire, le diamètre est déterminé approximativement par le choix de vitesse d'écoulement qui est comprise entre V_{\min} et V_{\max} , tel que :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{III. 3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{III. 4})$$

Avec :

D_{min} : diamètre minimal de la conduite (m) ;

D_{max} : diamètre maximal de la conduite (m) ;

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

V_{min} : vitesse minimale d'écoulement dans la conduite qui égale à 0,5 m/s ;

V_{max} : vitesse maximale d'écoulement dans la conduite qui égale à 1,5 m/s.

IV.5.3 Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se détermine par la formule suivante :

$$V = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}} \quad (\text{III. 5})$$

Avec :

Q : Débit véhiculé dans la conduite en (m³/s) ;

V : Vitesse d'écoulement (m³/s) ;

D : Diamètre de la conduite (m).

IV.5.4 Calcul des pertes de charge

On distingue deux types des pertes de charge dans les conduites d'adduction :

- Les pertes charge linéaire ;
- Les pertes charge singulières.

❖ **Les pertes charges linéaire ΔH_L**

Elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{III. 6})$$

Avec :

ΔH_L : perte de charge linéaire ;

λ : coefficient de frottement Darcy ;

L : longueur de la conduite (m) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

Le coefficient de Darcy (λ) se détermine par la formule suivante :

- **Régime turbulent**

La formule de COLEBROOK -White est utilisée pour calculer le coefficient de frottement λ dans les écoulements en régime turbulent dans les conduites. Elle est donnée par :

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

Cette formule est implicite, le coefficient de friction est inclus à la fois du côté gauche et du côté droit de l'équation. Pour trouver λ , il est souvent nécessaire d'utiliser des méthodes d'itération ou bien en utilisant le diagramme de Moody (Annexe 3).

D'où :

K : la rugosité absolue de la conduite (0,02 pour les conduites en PEHD) ;

Re : nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{D \times V}{\gamma} \quad (\text{III. 8})$$

V : vitesse de l'eau (m/s) ;

γ : viscosité cinématique de l'eau, à T=20 °C, la viscosité est égale à 10⁻⁶ m²/s.

❖ Les pertes de charge singulières ΔH_S

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_S = 0,15 \times \Delta H_L \quad (\text{III. 9})$$

Avec :

ΔH_S : perte de charge singulière en (m).

Donc :

$$\Delta H_T = 1,15 \times \Delta H_L \quad (\text{III. 10})$$

Où :

ΔH_T : Les pertes de charge totale.

IV.5.4.1 La hauteur manométrique totale (Hmt)

Elle est calculée par la relation suivante :

$$Hmt = Hg + \Delta H_T \quad (\text{III. 11})$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique (m).

IV.5.4.2 Calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa)

$$Pa = \frac{g \times Q \times Hmt}{\eta} \quad (\text{III. 12})$$

Avec :

Pa : la puissance absorbée par la pompe (kW) ;

η : rendement de la pompe (%), on prend $\eta = 75\%$.

IV.5.4.3 Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Elle se calcule par la formule suivante :

$$E = Pa \times tp \times 365 \quad (\text{Kwh/an}) \quad (\text{III. 13})$$

Avec :

tp : temps de pompage par jour ($tp=20h$).

IV.5.4.4 Calcul des frais d'exploitation

Elles sont déterminées comme suit :

$$F_{exp} = E \times e_u \quad (\text{III. 14})$$

Avec :

F_{exp} : frais d'exploitation (Da) ;

e_u : prix unitaire du KWh, il est fixé à 4 Da.

IV.5.4.5 Calcul des frais d'amortissement

Il est déterminé par la formule suivante :

$$F_{am} = Pu \times L \times A \quad (\text{III. 15})$$

Avec :

Pu : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml) ;

A : amortissement annuel, il sera calculé par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad (\text{III. 16})$$

D'où :

i : taux d'annuité, en Algérie = 8% ;

n : nombre d'années d'amortissement ($n=30$ ans).

Donc on aura :

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

$$A = 0,0888$$

IV.5.4.6 Calcul du bilan

Le bilan se calcule comme suit :

$$B_L = F_{am} + F_{exp} \quad (\text{III. 17})$$

Avec :

B_L : le bilan en (DA).

IV.6 Calcul des diamètres économique

IV.6.1 Adduction gravitaire

Le diamètre économique de la conduite d'adduction gravitaire doit être choisi de manière à ce que les pertes de charge (ΔH) soient inférieures ou égales à H_g , pour que l'eau arrive au réservoir :

$$\Delta H \leq H_g$$

Pour déterminer le diamètre approprié, on sélectionne des diamètres permettant des vitesses d'écoulement comprises entre 0,5 et 1,5 m/s. Ensuite, pour chaque diamètre, les pertes de charge sont calculées en fonction de la longueur du tronçon. Le diamètre choisi doit générer des pertes de charge inférieures mais proches de la hauteur géométrique (H_g), tout en s'assurant que la ligne piézométrique ne coupe pas le terrain naturel le long du tracé de la conduite.

Les résultats du calcul des diamètres pour les tronçons de l'adduction gravitaire de la zone d'étude sont donnés dans le tableau (IV.1).

Tableau IV.1: Tableau des tronçons d'adduction gravitaire de la zone d'étude.

Adduction	Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	Hg (m)	D _{min} (m)	D _{max} (m)
Gravitaire	Tichy Haff-R1	0,00385	18,45	12,82	0,057	0,099
	R1&R2-R3	0,00575	310,97	9,51	0,070	0,121
	R3-R4	0,00418	480,49	28,45	0,060	0,103
	R4-R5	0,00262	374,45	23,61	0,047	0,082

IV.6.1.1 Tronçon Tichy Haf-R1

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 63, 75 et 90 mm avec une pression nominale de 20 Bars (PN20).

Les résultats de calcul du tronçon Tichy Haf-R1 sont donnés dans le tableau (IV.2).

Tableau IV.2: Calcul des pertes de charges totales du tronçon conduite Tichy Haf-R1 (Piquage).

DN (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Hg (m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)
0,063	0,0488	2,06	100501,2	18,45	0,01901	12,82	1,55	0,23	1,79
0,075	0,0582	1,45	84269,05	18,45	0,01945	12,82	0,66	0,01	0,76
0,090	0,0698	1,01	70264,45	18,45	0,01999	12,82	0,273	0,041	0,31

Étant donné le profil topographique avec ses variations de hauteur, et pour éviter que la ligne piézométrique ne coupe le terrain naturel, nous avons examiné les différentes gammes de conduites afin de maintenir les vitesses d'écoulement dans l'intervalle souhaitée. Le tableau (IV.3) présente les différents paramètres hydrauliques en fonction des diamètres, notamment la charge disponible aux points les plus défavorables du profil.

Tableau IV.3: Calcul des charges disponibles sur les points du profil en fonction des diamètres dans le tronçon Tichy Haf-R1.

					D_{ext}=63mm			D_{ext}= 75mm			D_{ext}= 90mm		
N°	CTN (m)	Distance cumulée (m)	Hg (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)	V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)	V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)
Piquage	581,93	0	0	0,00385	2,06	0	202,73	1,45	0	202,73	1,01	0	202,73
R1	594,75	18,45	-12,82	0,00385	2,06	1,79	188,12	1,45	0,76	189,15	1,01	0,31	189,6

En traçant les lignes piézométriques correspondantes aux trois diamètres (figure (IV.3)), nous remarquons que tous les profils ne coupent pas le terrain naturel.

Le diamètre 63 mm en PEHD PN 20 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 188,12 m au point d'arrivée (R1), avec une vitesse de 2,06 m/s, qui dépasse 1,5 m/s.

Le diamètre 75 mm en PEHD PN 20 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 189,15 m au point d'arrivée (R1).

Le diamètre 90 mm en PEHD PN 20 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 189,6 m au point d'arrivée (R1).

Donc on opte pour le diamètre **90 mm en PEHD PN 20**.

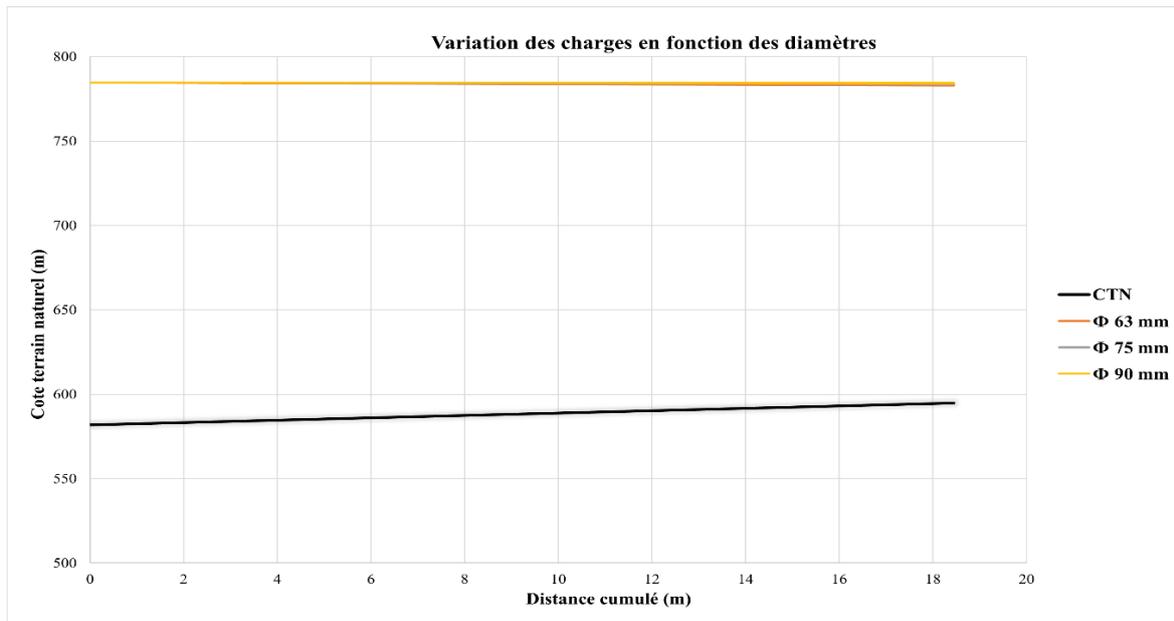


Figure IV.3: Variation des charges en fonction des diamètres.

IV.6.1.2 Tronçon R1&R2-R3

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 75, 90 et 110 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats de calcul du tronçon R1&R2-R3 sont donnés dans le tableau (IV.4).

Tableau IV.4: Calcul des pertes de charges totales du tronçon R1&R2-R3.

DN (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H _g (m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)
0,075	0,0614	1,94	119297,08	310,97	0,01827	9,51	17,8	2,67	20,47
0,090	0,0736	1,35	99522,29	310,97	0,01871	9,51	7,37	1,11	8,47
0,110	0,090	0,9	81387,12	310,97	0,01931	9,51	2,78	0,42	3,2

Le tableau (IV.5) présente les différents paramètres hydrauliques en fonction des diamètres, notamment la charge disponible aux points les plus défavorables du profil.

Tableau IV.5: Calcul des charges disponibles sur les points du profil en fonction des diamètres dans le tronçon R2-R3.

N°	CTN (m)	Distance cumulée (m)	Hg (m)	Q (m ³ /s)	D _{ext} =75mm			D _{ext} = 90mm			D _{ext} = 110mm		
					V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)	V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)	V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)
R1R2	592,26	0	0	0,00575	1,94	0,00	0,00	1,35	0	0	0,9	0	0
N81	582,06	33,08	10,2	0,00575	1,94	2,18	8,02	1,35	0,9	9,3	0,9	0,34	9,86
N82	578,37	75,08	13,89	0,00575	1,94	4,94	8,95	1,35	2,05	11,84	0,9	0,77	13,12
N83	578,11	79,9	14,15	0,00575	1,94	5,26	8,89	1,35	2,18	11,97	0,9	0,8	13,35
N84	576,58	108,15	15,68	0,00575	1,94	7,12	8,56	1,35	2,95	12,73	0,9	1,11	14,57
N85	574,08	158,34	18,18	0,00575	1,94	10,42	7,76	1,35	4,31	13,87	0,9	1,63	16,55
N86	573,6	188,65	18,66	0,00575	1,94	12,42	6,24	1,35	5,14	13,52	0,9	1,94	16,72
N87	572,15	228,76	20,11	0,00575	1,94	15,06	5,05	1,35	6,23	13,88	0,9	2,35	17,76
N88	572,89	237,04	19,37	0,00575	1,94	15,60	3,77	1,35	6,46	12,91	0,9	2,44	16,93
N89	575,89	254,17	16,37	0,00575	1,94	16,73	-0,36	1,35	6,93	9,44	0,9	2,61	13,76
N90	578,24	268,1	14,02	0,00575	1,94	17,65	-3,63	1,35	7,31	6,71	0,9	2,76	11,26
N91	580,16	286,59	12,1	0,00575	1,94	18,86	-6,76	1,35	7,81	4,29	0,9	2,95	9,15
R3	583,25	310,97	9,01	0,00575	1,94	20,47	-11,46	1,35	8,47	0,54	0,9	3,2	5,81

En traçant les lignes piézométriques correspondantes aux trois diamètres (figure (IV.4)), nous remarquons que le diamètre 75 mm en PEHD PN 16 coupe le terrain naturel du point N89 (-0,36 m) jusqu'au point d'arrivée (R3) avec une pression négative de (-11,46 m).

Le diamètre 90 mm en PEHD PN 16 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 0,54 m au point d'arrivée (R3).

Le diamètre 110 mm en PEHD PN 16 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 5,81 m au point d'arrivée (R3).

Donc on opte pour le diamètre **110 mm en PEHD PN 16**.

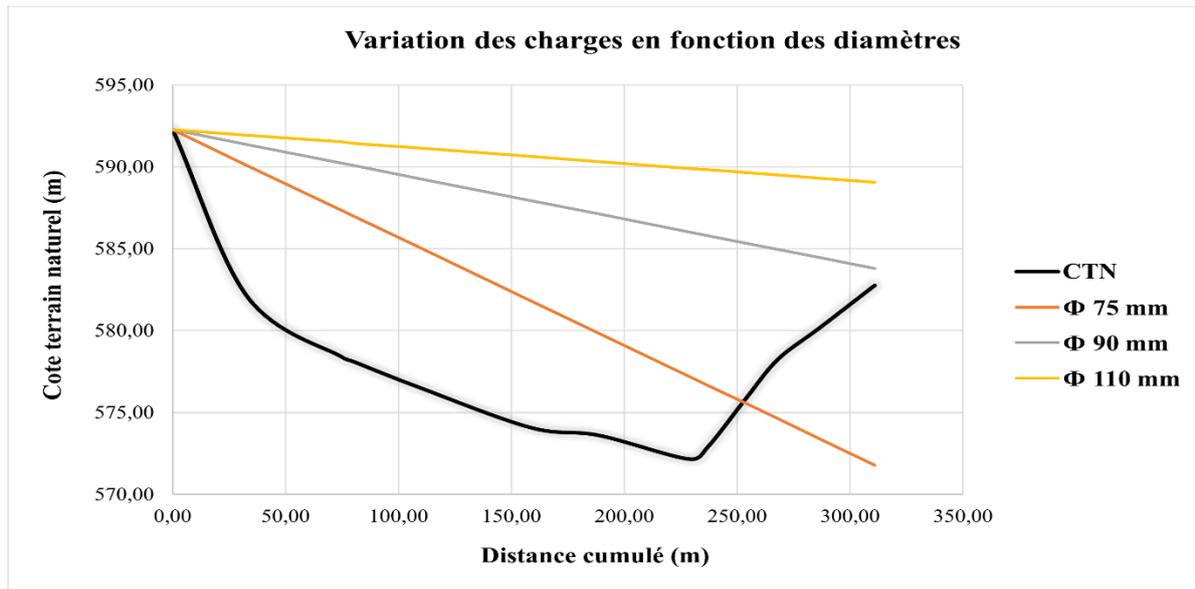


Figure IV.4: Variation des charges en fonction des diamètres.

IV.6.1.3 Tronçon R3-R4

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 63,75 et 90 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats de calcul du tronçon R3-R4 sont donnés dans le tableau (IV.6).

Tableau IV.6: Calcul des pertes de charges totales du tronçon R3-R4.

Dn (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H _g (m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)
0,063	0,0514	2,02	103596,1	480,49	0,01887	28,45	36,52	5,48	42
0,075	0,0614	1,41	86723,79	480,49	0,01931	28,45	15,36	2,3	17,67
0,090	0,0736	0,98	72348,38	480,49	0,01986	28,45	6,38	0,96	7,34

Le tableau (IV.7) présente les différents paramètres hydrauliques en fonction des diamètres, notamment la charge disponible aux points les plus défavorables du profil.

Tableau IV.7: Calcul des charges disponible sur les points du profil en fonction des diamètres dans le tronçon R3-R4.

N°	CTN (m)	Distance cumulée (m)	Hg (m)	Q (m ³ /s)	D _{ext} =63mm			D _{ext} = 75mm			D _{ext} = 90mm		
					V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)	V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)	V (m/s)	PDCT (m)	Charge (m)
R3	580,79	0	0	0,00418	2,02	0,00	0	1,41	0	0	0,98	0	0
N2	567,07	32,53	13,72	0,00418	2,02	2,84	10,88	1,41	1,2	12,52	0,98	0,5	13,22
N3	565,97	52,01	14,82	0,00418	2,02	4,55	10,27	1,41	1,9	12,92	0,98	0,8	14,02
N4	563,35	95,58	17,44	0,00418	2,02	8,35	9,09	1,41	3,51	13,93	0,98	1,46	15,98
N5	562,4	112,64	18,39	0,00418	2,02	9,84	8,55	1,41	4,14	14,25	0,98	1,72	16,67
N6	559,93	146,97	20,86	0,00418	2,02	12,85	8,02	1,41	5,4	15,46	0,98	2,25	18,61
N7	558,91	159,7	21,88	0,00418	2,02	13,96	7,92	1,41	5,87	16,01	0,98	2,44	19,44
N8	557,19	187,43	23,6	0,00418	2,02	16,38	7,22	1,41	6,89	16,71	0,98	2,86	20,74
N9	552,75	254,19	28,04	0,00418	2,02	22,22	5,82	1,41	9,35	18,69	0,98	2,88	25,16
N10	549,22	308,99	31,57	0,00418	2,02	26,93	4,64	1,41	11,36	20,21	0,98	4,72	26,85
N11	543,86	388,18	36,93	0,00418	2,02	33,93	3,00	1,41	14,27	22,66	0,98	5,93	31
N12	542,94	414	37,85	0,00418	2,02	36,18	1,67	1,41	15,22	22,63	0,98	6,33	31,52
N13	546,32	452,2	34,47	0,00418	2,02	39,52	-5,05	1,41	16,63	17,84	0,98	6,91	27,56
N14	547,08	460,1	33,71	0,00418	2,02	40,21	-6,50	1,41	16,92	16,79	0,98	7,03	26,68
N15	548,75	468,98	32,04	0,00418	2,02	40,99	-8,95	1,41	17,24	14,8	0,98	7,17	24,87
R4	551,84	480,49	28,95	0,00418	2,02	41,93	-12,98	1,41	17,67	11,28	0,98	7,34	21,61

En traçant les lignes piézométriques correspondantes aux trois diamètres (figure (IV.5)), nous remarquons que le diamètre 63 mm en PEHD PN 16 coupe le terrain naturel du point N13 (-5,05 m) jusqu'au point d'arrivée (R4) avec une pression négative de (-12,98 m).

Le diamètre 75 mm en PEHD PN 16 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 11,28 m au point d'arrivée (R4).

Le diamètre 90 mm en PEHD PN 16 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 21,61 m au point d'arrivée (R4).

Donc on opte pour le diamètre **90 mm en PEHD PN 16**.

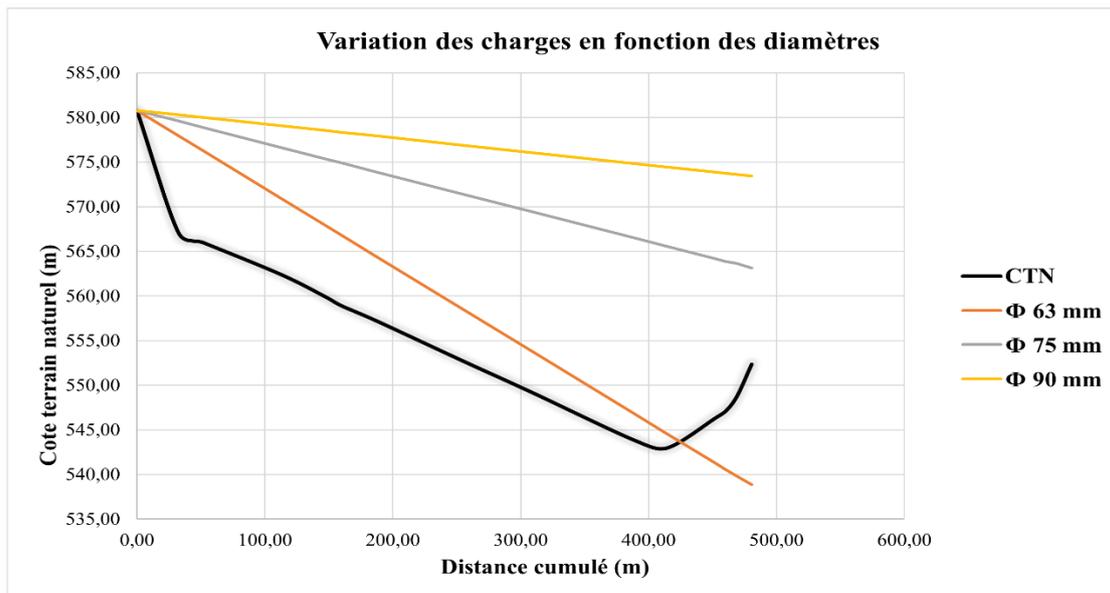


Figure IV.5: Variation des charges en fonction des diamètres.

IV.6.1.4 Tronçon R4-R5

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 50,63 et 75 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats de calcul du tronçon R4-R5 sont donnés dans le tableau (IV.8).

Tableau IV.8: Calcul des pertes de charges totales du tronçon R4-R5.

Dn (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H _g (m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)
0,050	0,0408	2	81803,42	374,45	0,01987	23,61	37,37	5,61	42,98
0,063	0,0514	1,26	64933,46	374,45	0,02051	23,61	12,15	1,82	13,98
0,075	0,0614	0,89	54357,97	374,45	0,02111	23,61	5,14	0,77	5,91

Le tableau (IV.9) présente les différents paramètres hydrauliques en fonction des diamètres, notamment la charge disponible aux points les plus défavorables du profil.

Tableau IV.9: Calcul des charges disponible sur les points du profil en fonction des diamètres dans le tronçon R4-R5.

N°	CTN (m)	Distance cumulée (m)	Hg (m)	Q (m ³ /s)	D _{ext} = 50 mm			D _{ext} = 63 mm			D _{ext} = 75mm		
					V (m/s)	PDCT	Charge (m)	V (m/s)	PDCT	Charge (m)	V (m/s)	PDCT	Charge (m)
R4	549,98	0	0	0,00262	2	0,00	0,00	1,26	0	0	0,89	0	0
N361	548,23	13,38	1,75	0,00262	2	1,54	0,21	1,26	0,51	1,54	0,89	0,21	1,54
N362	546,33	28,23	3,65	0,00262	2	3,24	0,41	1,26	1,09	3,2	0,89	0,45	3,2
N363	542,46	69,1	7,52	0,00262	2	7,93	-0,41	1,26	2,58	6,43	0,89	1,09	6,43
N364	542,17	72,78	7,81	0,00262	2	8,35	-0,54	1,26	2,72	6,66	0,89	1,15	6,66
N365	537,17	143,22	12,81	0,00262	2	16,44	-3,63	1,26	5,35	10,55	0,89	2,26	10,55
N366	536,09	159,52	13,89	0,00262	2	18,31	-4,42	1,26	5,95	11,37	0,89	2,52	11,37
N367	532,14	172,59	17,84	0,00262	2	19,81	-1,97	1,26	6,44	15,11	0,89	2,73	15,11
N368	535,51	208,99	14,47	0,00262	2	23,99	-9,52	1,26	7,8	11,17	0,89	3,3	11,17
N369	529,66	229,77	20,32	0,00262	2	26,37	-6,05	1,26	8,58	16,69	0,89	3,63	16,69
N370	531,37	261,77	18,61	0,00262	2	30,00	-11,39	1,26	9,77	14,47	0,89	4,14	14,47
N371	528,26	290,73	21,72	0,00262	2	33,37	-11,65	1,26	10,85	17,13	0,89	4,59	17,13
N372	526,17	311,72	23,81	0,00262	2	35,78	-11,97	1,26	11,63	18,89	0,89	4,92	18,89
N121	523,16	355,75	26,82	0,00262	2	40,83	-14,01	1,26	13,28	21,2	0,89	5,62	21,2
R5	525,84	374,45	24,14	0,00262	2	42,98	-18,84	1,26	13,98	18,22	0,89	5,92	18,22

En traçant les lignes piézométriques correspondantes aux trois diamètres (figure (IV.6)), nous remarquons que le diamètre 50 mm en PEHD PN 16 coupe le terrain naturel du point N363 (-0,41 m) jusqu'au point d'arrivée R5 avec une pression négative de (-18,84 m).

Le diamètre 63 mm en PEHD PN 16 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 18,22 m au point d'arrivée (R4).

Le diamètre 75 mm en PEHD PN 16 assure l'écoulement gravitaire avec une charge de 18,22 m au point d'arrivée (R4).

Donc on opte pour le diamètre **75 mm en PEHD PN 16**.

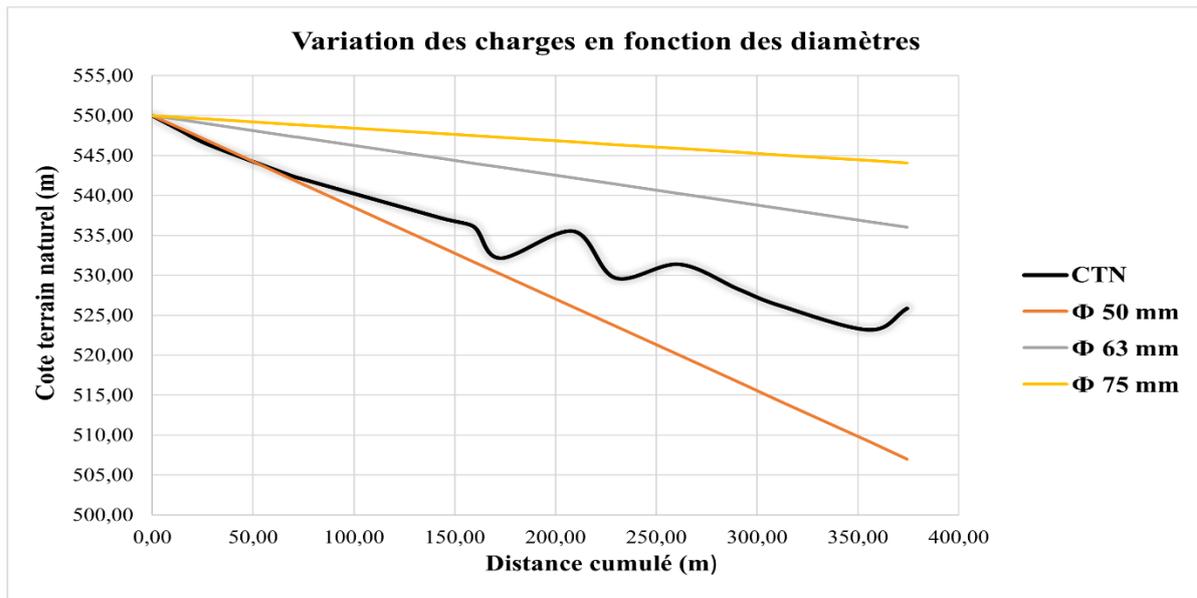


Figure IV.6: Variation des charges en fonction des diamètres.

IV.6.2 Adduction par refoulement

Les résultats du calcul des diamètres pour les tronçons de l'adduction par refoulement de la zone d'étude sont donnés dans le tableau (IV.10).

Tableau IV.10: Tableau du tronçon d'adduction par refoulement de la zone d'étude.

Adduction	Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	Hg (m)	D _{min} (m)	D _{max} (m)
Refoulement	SP1-R1	0,00358	298,26	122,79	0,055	0,096
	Puits-SP1	0,003	684,82	61,85	0,050	0,087

IV.6.2.1 Tronçon SP1-R1

Tenant compte de la hauteur géométrique de ce tronçon, on choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 63, 75 et 90 mm, avec une pression nominale de 20 Bars (PN20).

La variation de la Hmt en fonction des diamètres pour le tronçon SP1-R1 est donnée dans le tableau (IV.11).

Tableau IV.11: Calcul de Hmt du tronçon SP1-R1.

DN (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Hg (m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0,063	0,0488	1,92	93453,06	298,26	0,01925	122,79	22	3,3	25,29	148,08
0,075	0,0582	1,35	78359,27	298,26	0,01971	122,79	9,33	1,4	10,73	133,52
0,090	0,0698	0,94	65336,81	298,26	0,02028	122,79	3,87	0,58	4,45	127,24

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats de calcul des frais d'exploitations et d'amortissements du tronçon SP1-R1 sont donnés dans le tableau (IV.12).

Tableau IV.12: Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SP1-R1.

DN (m)	Pa (Kw)	E (Kwh/an)	e _u (Da/KWh)	F _{exp} (Da)	L (m)	P _u (Da/ml)	A	F _{amo} (Da)
0,063	6,93	50618,59	4	202474,36	298,26	355	0,0888	9405,52
0,075	6,25	45641,50	4	182566,02	298,26	500	0,0888	13247,22
0,090	5,96	43494,80	4	173979,18	298,26	720	0,0888	19075,99

- **Calcul du bilan**

Les résultats du bilan du tronçon SP1-R1 sont donnés dans le tableau (IV.13)

Tableau IV.13: Calcul du bilan du tronçon SP1-R1.

DN (m)	F _{exp} (Da)	F _{amo} (Da)	Bilan (Da)
0,063	202474,36	9405,52	211879,88
0,075	182566,02	13247,22	195813,24
0,090	173979,18	19075,99	193055,17

D'après ce tableau on trouve que le diamètre économique est 90 mm avec une vitesse de 0,94 m/s et une Hmt de 127,24 m.

IV.6.2.2 Tronçon Puits-SP1

Tenant compte de la hauteur géométrique de ce tronçon, on choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 50, 63,75 et 90 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

La variation de la Hmt en fonction des diamètres pour le tronçon Puits-SP1 sont donnés dans le tableau (IV.14).

Tableau IV.14: Calcul de Hmt du tronçon Puits-SP1.

Dn (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Hg	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0,050	0,0408	2,3	93668,04	684,82	0,01943	61,85	87,59	13,14	100,72	162,57
0,063	0,0514	1,45	74351,29	684,82	0,02	61,85	28,42	4,26	32,68	94,53
0,075	0,0614	1,01	62241,96	684,82	0,02055	61,85	12,01	1,8	13,81	75,66
0,090	0,0736	0,71	51924,67	684,82	0,02121	61,85	45,01	0,75	5,76	67,61

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats de calcul des frais d'exploitations et d'amortissements du tronçon Puits-SP1 sont donnés dans le tableau (IV.15).

Tableau IV.15: Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon Puits-SP1.

DN (m)	P_a (Kw)	E (Kwh/an)	e_u (Da/KWh)	F_{exp} (Da)	L (m)	P_u (Da/ml)	A	Famo (Da)
0,050	7,61	55571,75	4	222286,98	684,82	185	0,0888	11254,02
0,063	4,43	32313,45	4	129253,79	684,82	299	0,0888	18188,94
0,075	3,54	25863,06	4	103452,25	684,82	420	0,0888	25549,68
0,090	3,17	23111,31	4	92445,24	684,82	580	0,0888	35282,89

- **Calcul du bilan**

Les résultats du bilan du tronçon Puits-SP1 sont donnés dans le tableau (IV.16).

Tableau IV.16: Calcul du bilan du tronçon Puits-SP1.

Dn (m)	F_{exp} (Da)	Famo (Da)	Bilan (Da)
0,050	222286,98	11254,02	233541,00
0,063	129253,79	18188,94	147442,72
0,075	103452,25	25549,68	129001,93
0,090	92445,24	35282,89	127728,13

D'après ce tableau on trouve que le diamètre économique est 90 mm avec une vitesse de 0,71 m/s et une Hmt de 67,61 m.

IV.7 Conclusion

Dans notre cas nous avons dimensionnés 2 tronçons d'adduction par refoulement et 4 tronçons d'adduction gravitaire. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau (IV.17)

Tableau IV.17: Tableau récapitulatif des caractéristiques de chaque tronçon.

Type d'adduction	Tronçon	Diamètre (mm)	Pression nominale (bar)	Matériau
Gravitaire	Piquage Tichy-Haf-R1	90	20	PEHD
	R1&R2-R3	110	16	
	R3-R4	90	16	
	R4-R5	75	16	
Refoulement	SP1-R1	90	20	
	Puits-SP1	90	16	

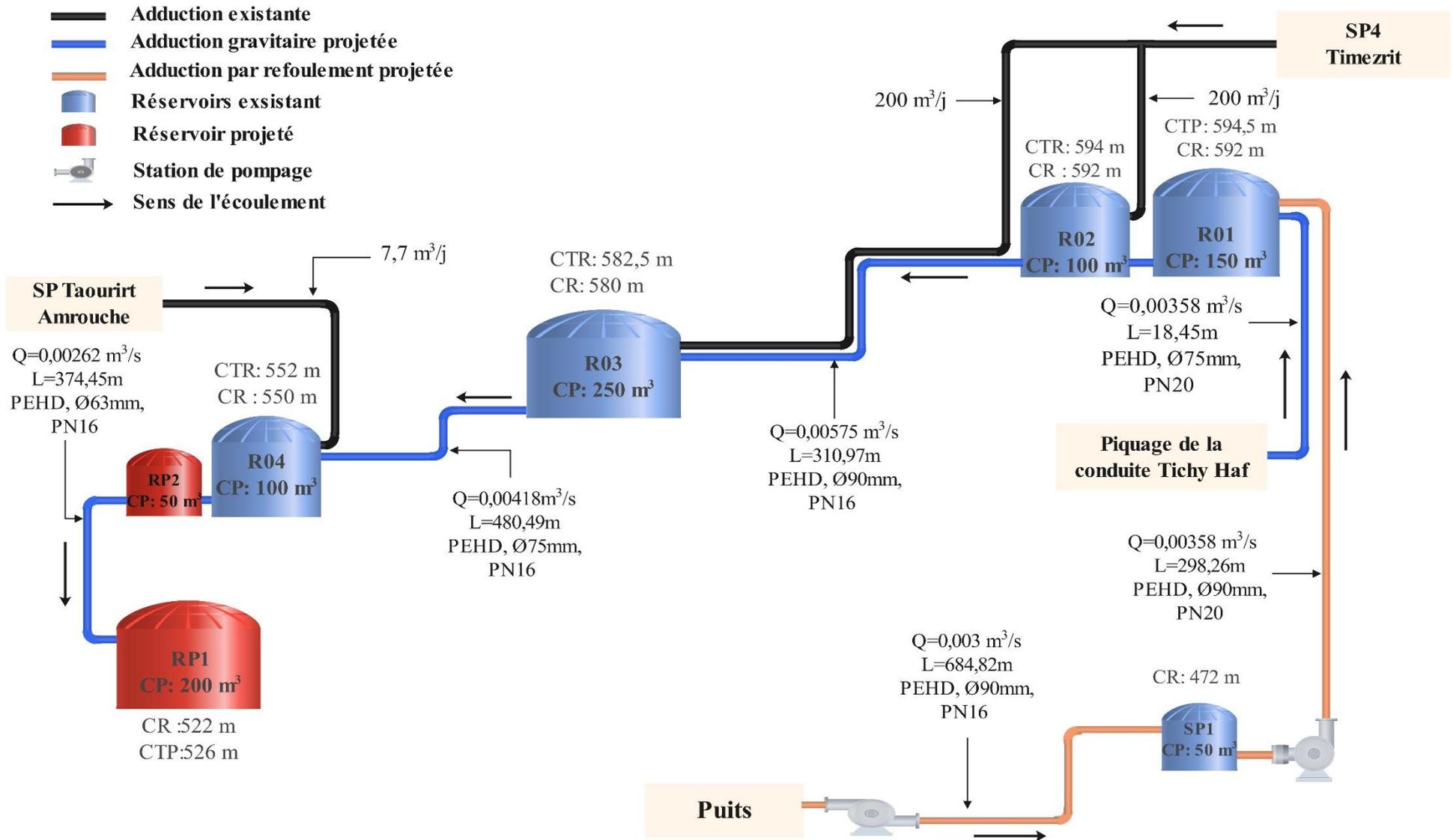


Figure IV.7: Schéma général d'adduction de la zone d'étude

V Pompes et coups de bélier

V.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous procéderons à la sélection des pompes adéquates pour la station de pompage située à Thala Lhammam ainsi que pour le puits situé à El Verdha. Ensuite, nous vérifierons le phénomène du coup de bélier dans les conduites d'adduction.

V.2 Les pompes

V.2.1 Définition

Une pompe est un dispositif mécanique qui a pour fonction principale de déplacer un fluide d'un point à un autre, en le refoulant à l'autre point à une pression élevée. Ce processus repose sur la conversion de l'énergie mécanique fournie (généralement électrique) en énergie hydraulique (5).

On distingue deux types de pompe :

- Pompe volumétrique ;
- Pompes centrifuges.

Les pompes les plus couramment utilisées dans divers domaines sont les pompes centrifuges. Elles sont appréciées pour leurs efficacité, prix de revient inférieur, absence de vibration.

V.2.2 Choix de pompe

Dans cette étude, notre choix se portera sur :

- Une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire pour la station de pompage de Thala Lhammam ;
- Une pompe centrifuge à axe vertical pour le puits d'El Verdha.

En outre, on utilisera le catalogue numérique CAPRARI pour assurer un bon fonctionnement selon les conditions suivantes (6) :

- Assurer un débit de refoulement (Q) ;
- Assurer la hauteur manométrique totale (HMT) ;
- Avoir un rendement de la pompe maximum (η) ;
- Avoir une vitesse de rotation importante ;
- Vérification de non-cavitation.

V.2.3 Courbe caractéristique d'une pompe centrifuge

Les courbes caractéristiques donnent la hauteur nette d'élévation, la puissance absorbée nécessaire sur l'arbre et le rendement global de la pompe (7).

La figure (V.1) représente les caractéristiques pour une pompe centrifuge.

V.2.3.1 La courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$)

Cette courbe représente la variation des hauteurs en fonction des débits.

V.2.3.2 La courbe rendement-débit ($\eta=f(Q)$)

Elle représente les valeurs de rendement en fonction des débits.

V.2.3.3 La courbe des puissances absorbées-débit ($Pa=f(Q)$)

Elle définit les valeurs des puissances absorbées en fonction des débits.

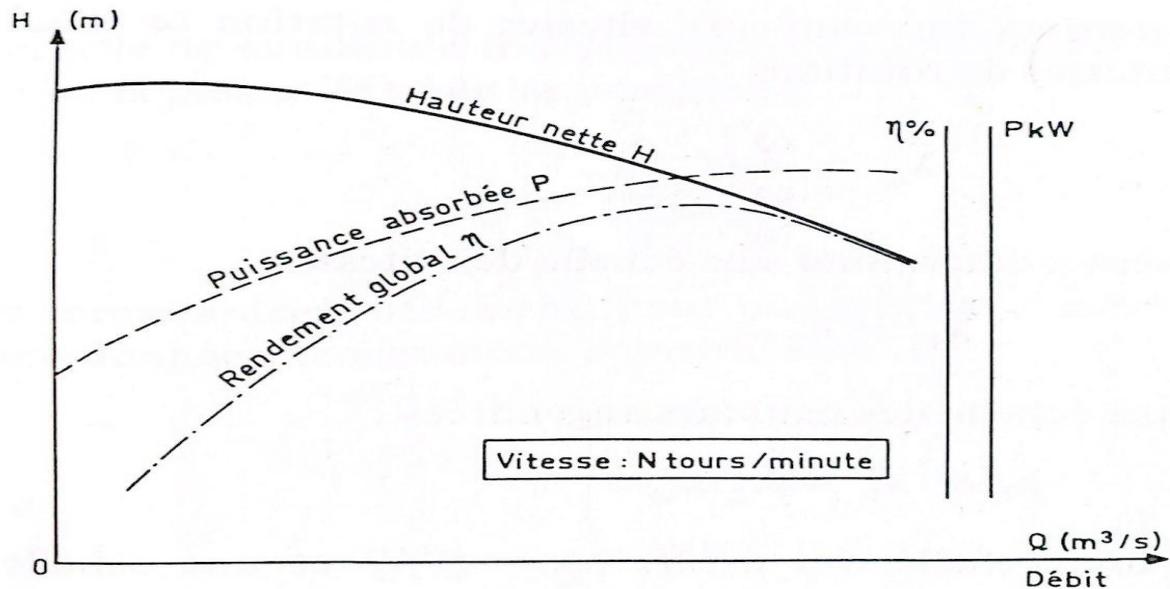


Figure V.1: Courbe caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.2.4 Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement c'est le point auquel la courbe de la pompe et la courbe de la conduite se croisent. Si le point de fonctionnement se trouve dans la zone de non-cavitation et situé au droit de rendement maximum de la pompe (point nominal), cela signifie que la pompe fonctionne dans des conditions optimales.

En particulier, lorsque le point de fonctionnement ne correspond pas au point souhaité, certains paramètres doivent être ajustés afin d'amener la pompe aux conditions de fonctionnements souhaités. Donc l'un des modes de réglage suivants doit être appliqué :

V.2.4.1 Modification de temps de pompage

Le volume d'eau entrant dans un réservoir en un certain temps $t_P=20$ h s'écrit comme suit :

$$V = 20 \times Q$$

Ce même volume sera atteint en refoulant un débit Q pendant un temps t' , donc on peut écrire :

$$Q \times t' = 20 \times Q_1$$

D'où :

$$t' = \frac{20 \times Q_1}{Q} \quad (\text{IV.1})$$

- La puissance absorbée par la pompe

C'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entrainement mécanique, elle est donnée par la relation suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

Pa : la puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

Hmt : la hauteur manométrique totale (m) ;

Q : débit à refouler (m³/s) ;

η : le rendement de la pompe.

V.2.4.2 Vannage sur la conduite de refoulement

Le vannage consiste à réguler la vanne au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q désiré (8).

La puissance absorbée sera calculée comme suit :

$$Pa = \frac{g \times H' \times Q}{\eta} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

$$H' = H + h$$

D'où :

h : perte de charge provoqué par le vannage (m) ;

H : hauteur manométrique au point désiré (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) ;

Pa : la puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

Q : débit à refouler (m³/s) ;

η : le rendement de la pompe.

V.2.4.3 Rognage de la roue

Le rognage de la roue c'est la diminution de diamètre extérieur de 10 à 12%, tout en maintenant un rendement constant et une vitesse de rotation constante.

Le coefficient de rognage se calcul comme suit :

$$m = \sqrt{\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)} = \sqrt{\left(\frac{H_1}{H_2}\right)} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

P₁ (Q₁ ; H₁) : Point d'intersection de la droite de la forme y=ax avec la courbe H_p=f(Q).

P₂ (Q₂ ; H₂) : Le point homologue.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{IV.5})$$

La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{g \times H_2 \times Q}{\eta} \quad (\text{IV.6})$$

V.2.4.4 Variation de la vitesse de rotation de la pompe

La réduction de la vitesse de rotation entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

Pour trouver le point homologue, on trace la parabole d'équation $y = ax^2$ qui passe par le point homologue P1(Q₁;H₁), appelée courbe d'iso-rendement (Figure (V.2)), elle coupe la courbe caractéristique de la pompe H=f(Q) au point P3 (Q₃;H₃) (8).

La nouvelle vitesse de rotation N' se calcule comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

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

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).

La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times H_3 \times Q}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV.8})$$

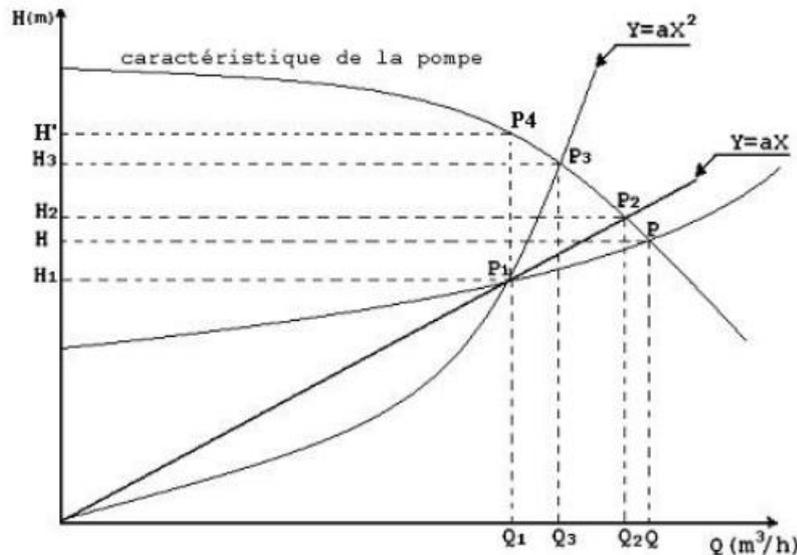


Figure V.2: Point de fonctionnement d'une pompe.

V.2.5 Etude de la cavitation

Le phénomène de cavitation se manifeste sur un circuit hydraulique lorsque la pression absolue du fluide descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus

élevée, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques. Ce phénomène se produit préférentiellement à l'aspiration des pompes (6).

Pour garantir le fonctionnement efficace de la pompe sans risque de cavitation, il est essentiel d'assurer que la pression minimale disponible à l'aspiration (NPSHd), fournie par l'utilisateur, soit supérieure à la pression minimale requise à l'aspiration (NPSHr), spécifié par le constructeur. En d'autres termes, il faut vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{NPSHd > NPSHr}$$

Le NPSH (Net Positive Suction Head) est la hauteur maximale d'aspiration positive nette d'une pompe en mce, il se calcule comme suit :

NPSHr : donné par le constructeur ;

NPSHd : il est donné par la formule ci-après :

- Pour une alimentation en charge :

$$\mathbf{NPSHd = \frac{P_{atm}}{\rho g} + h_a - \Delta H_{AB} - T_V} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

$$\frac{P_{atm}}{\rho g} = 10,33 - 0,0012 \times Z \quad (\text{IV.10})$$

D'où :

$$\mathbf{NPSHd = 10,33 - 0,0012 \times Z + h_a - \Delta H_{AB} - T_V}$$

- Pour une alimentation en dépression :

$$\mathbf{NPSHd = \frac{P_{atm}}{\rho g} - h_a - \Delta H_{AB} - T_V} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

$\frac{P_{atm}}{\rho g}$: Pression au point d'aspiration (mce) ;

h_a : Hauteur d'aspiration (m) ;

ΔH_{AB} : Les pertes de charge à l'aspiration (m) ;

Z : Altitude du plan d'aspiration.

T_V : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (m) (Tableau (V.1)).

Tableau V.1 : Tension de vapeur de l'eau pompé en fonction de la température.

T (°C)	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Tv (mce)	0,06	0,125	0,238	0,432	0,752	1,25	2,03	3,17	4,82	7,14	10,33

V.3 Choix du type des pompes

V.3.1 Pompe de la station de pompage Thala Lhammam (SP1)

V.3.1.1 Caractéristiques de la conduite

- $Q = 0,00358 \text{ m}^3/\text{s} = 3,58 \text{ l/s}$.
- $H_g = 122,79 \text{ m}$.
- $\Delta H_t = 4,45,45 \text{ m}$.
- $H_{mt} = 127,24 \text{ m}$.
- $L = 298,26 \text{ m}$.
- CTP (STP) = 472 m.

V.3.1.2 Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue numérique des choix de pompes, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type HMU40-1/ 7E (Annexe (5)).

- Pompe de type HMU40-1/7E.
- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal.
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte.
- Roues : en alliage de cuivre.
- Diffuseurs : en fonte.
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable.
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue.
- Palier de base avec roulements à bain d'huile.

V.3.1.3 Données techniques et caractéristiques de la pompe

- $Q_1 = 3,824 \text{ l/s}$.
- $H_1 = 129 \text{ m}$.
- $P_{a1} = 7,35 \text{ kW}$.
- $(NPSH)_r = 2,24 \text{ m}$
- $N = 2900 \text{ tr/min}$.
- $\eta = 64,8 \%$.
- Le point de fonctionnement : P1 ($Q_1 = 3,82 \text{ l/s}$, $H_1 = 129 \text{ m}$).
- Le point désiré : P ($Q = 3,58 \text{ l/s}$, $H = 128 \text{ m}$).

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage sont présentées dans la figure (V.3).

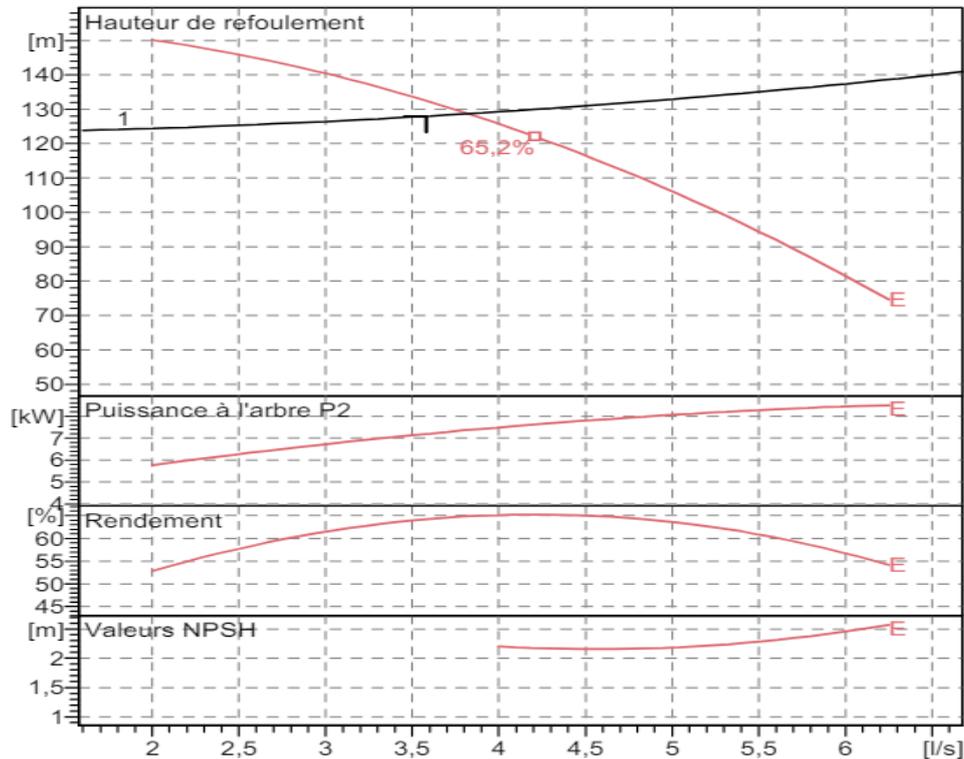


Figure V.3: Courbe caractéristique de la pompe de la station de pompage Thala Lhammam (SP1).

D'après la figure ci-dessous, on voit que le point de fonctionnement ($Q_1=3,82$ l/s, $H_1=129$ m) ne coïncide pas avec le désiré ($Q=3,58$ l/s, $H=128$ m), donc nous allons régler le point de fonctionnement de cette pompe.

V.3.1.4 Réglage du point de fonctionnement

Pour régler le point de fonctionnement on utilise 4 méthodes :

a. Réduction ou Augmentation du temps de pompage

En appliquant la relation, le nouveau temps de pompage est

$$t' = \frac{20 \times 3,58}{3,82} = \mathbf{18,74h}$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{g \times Qp \times HP}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00382 \times 129}{0,648} = \mathbf{7,46 KW}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E \times e = Pa \times Tp \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 7,46 \times 18,74 \times 365 \times 4 = \mathbf{204112,46 DA}$$

b. Régulation par étouffement (le vannage)

En appliquant la relation, on trouve que la perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 133 - 128 = 5 \text{ m}$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{g \times Qp \times HP}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00357 \times 133}{0,641} = 7,27 \text{ KW}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E \times e = Pa \times Tp \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 7,27 \times 20 \times 365 \times 4 = 212284 \text{ DA}$$

c. Variation de la vitesse de rotation

En appliquant la relation, la nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit :

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_3} = \frac{2900 \times 3,58}{Q_3}$$

L'équation de la courbe iso rendement s'écrit :

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q_3^2 \quad (\text{IV. 12})$$

$$H_3 = 9,99 \times Q_3^2$$

Courbe caractéristique de la pompe

On a :

$$H_p = a \times Q_p^2 + b \quad (\text{IV. 9})$$

D'après courbe caractéristique de la pompe, on peut tirer deux points :

$$H_1 = 129 \text{ m} \quad Q_1 = 3,82 \text{ l/s}$$

$$H = 119 \text{ m} \quad Q = 4,4 \text{ l/s}$$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation :

$$129 = a \times (3,82)^2 + b$$

$$119 = a \times (4,4)^2 + b$$

Donc l'équation de la courbe caractéristique de la pompe est :

$$H_p = -2,0975 \times Q_p^2 + 159,61$$

On pose :

$$H_p = H_3$$

$$-2,0975 \times Q_p^2 + 159,61 = 9,99 \times Q_3^2$$

On trouve :

$$Q_3 = 3,63 \text{ l/s}$$

$$H_3 = 131,97 \text{ m}$$

Donc : $P_3 (3,63 ; 131,97)$

Alors :

$$N' = \frac{2900 \times 3,58}{3,63} = 2860 \text{ tr/min}$$

- La puissance absorbée de la pompe :

$$Pa = \frac{g \times Q_p \times HP}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00363 \times 131,97}{0,648} = 7,25 \text{ KW}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E \times e = Pa \times Tp \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 7,25 \times 20 \times 365 \times 4 = 211700 \text{ DA}$$

d. Rognage de la roue

Dans notre cas, la réalisation de cette méthode est compliquée en raison de l'utilisation d'une pompe centrifuge multicellulaire.

Tableau V.2 : Récapitulation des différentes variantes.

Variante	Fexp (DA)	η (%)	Pa (KW)
Réduction ou augmentation du temps de pompage	204112,46	64,8	7,46
Régulation par étouffement	212284	64,1	7,27
Variation de la vitesse de rotation	211700	64,8	7,25

Si on compare d'un point de vue économique, on choisira la réduction ou augmentation du temps de pompage avec des frais d'exploitation de 204112,46 DA.

▪ Vérification de la cavitation de la pompe

On fixe : $H_a = 1 \text{ m} ; \Delta H_a = 0 \text{ m}$

$$(NPSH)_r = 2,24 \text{ m}$$

En appliquant la relation, on aura :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0012 \times CHd - 1 - 0,24$$

$$(NPSH)_d = 8,52 \text{ m}$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est protégée contre le phénomène de cavitation.

V.3.2 Pompe du puits El-Verdha

V.3.2.1 Caractéristiques de la conduite

- $Q = 0,003 \text{ m}^3 / \text{s} = 3 \text{ l/s}$.
- $H_g = 61,85 \text{ m}$.
- $\Delta H_t = 5,76 \text{ m}$.
- $H_{mt} = 67,61 \text{ m}$.
- $L = 684,82 \text{ m}$.
- $CP = 412 \text{ m}$.

V.3.2.2 Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue numérique des choix de pompes, on opte pour une pompe à axe verticale de type P6L/3/20/7A (Annexe (4)).

- Pompe **P6L/3/20/7A**.
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte.
- Roues : en fonte.
- Arbre : en acier, soutenu par des roulements en caoutchouc résistant à l'abrasion, tant aux deux extrémités qu'au niveau de chaque corps intermédiaire.
- Peinture : homologuée pour eau potable.

V.3.2.3 Données techniques et caractéristiques de la pompe

- $Q_1 = 3,22 \text{ l/s}$.
- $H_1 = 68,9 \text{ m}$.
- $Pa_1 = 3,88 \text{ kW}$.
- $(NPSH)_r = 3 \text{ m}$.
- $N = 2900 \text{ tr/min}$.
- $\eta = 56 \%$.
- Le point de fonctionnement : P1 ($Q_1 = 3,22 \text{ l/s}$, $H_1 = 68,9 \text{ m}$).
- Le point désiré : P ($Q = 3 \text{ l/s}$, $H = 68 \text{ m}$).

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage sont présentées dans la figure (V.4).

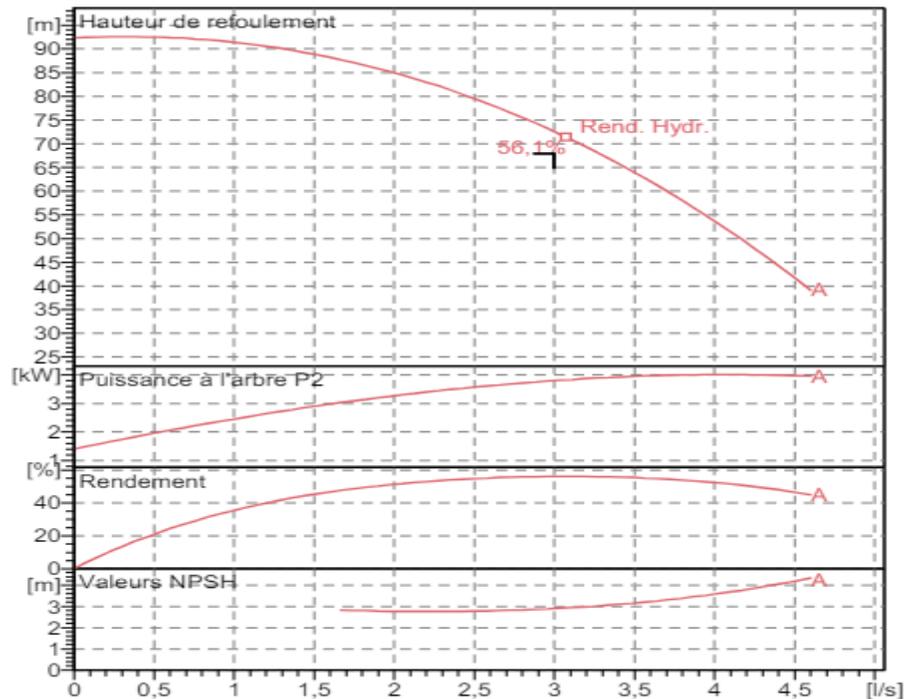


Figure V.4: Courbe caractéristiques de la pompe du puits d'El-Verdha.

D'après la figure ci-dessous, on voit que le point de fonctionnement ($Q_1 = 3,22$ l/s, $H_1 = 68,9$ m) ne coïncide pas avec le désiré ($Q = 3$ l/s, $H = 68$ m), donc nous allons régler le point de fonctionnement de cette pompe.

V.3.2.4 Réglage du point de fonctionnement

a. Reduction ou Augmentation du temps de pompage

En appliquant la relation, le nouveau temps de pompage est :

$$t' = \frac{20 \times 3}{3,22} = 18,63 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = \frac{g \times Q_p \times H_P}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00322 \times 68,9}{0,56} = 3,89 \text{ KW}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E \times e = P_a \times T_p \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 3,89 \times 18,46 \times 365 \times 4 = 104746,77 \text{ DA}$$

b. Régulation par étouffement (le vannage)

En appliquant la relation, on trouve que la perte de charge cree par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 72,77 - 68 = 4,77 \text{ m}$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{g \times Qp \times HP}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00299 \times 72,7}{0,561} = \mathbf{3,8 \text{ KW}}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E \times e = Pa \times Tp \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 3,8 \times 20 \times 365 \times 4 = \mathbf{110960 \text{ DA}}$$

c. Variation de la vitesse de rotation

En appliquant la relation, la nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit :

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_3} = \frac{2900 \times 3}{Q_3}$$

L'équation de la courbe iso rendement s'écrit :

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q_3^2 \quad (\text{IV. 13})$$

$$H_3 = 7,56 \times Q_3^2$$

Courbe caractéristique de la pompe

On a $H_p = a \times Q_p^2 + b$

D'après courbe caractéristique de la pompe, on peut tirer deux points :

$$H_1 = 68,9 \text{ m} \quad Q_1 = 3,22 \text{ l/s}$$

$$H = 75,6 \text{ m} \quad Q = 2,8 \text{ l/s}$$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation

$$68,9 = a \times (3,22)^2 + b$$

$$75,6 = a \times (2,8)^2 + b$$

Donc l'équation de la courbe caractéristique de la pompe est :

$$H_p = -2,65 \times Q_p^2 + 96,38$$

On pose :

$$H_p = H_3$$

$$-2,65 \times Q_p^2 + 96,38 = 7,56 \times Q_3^2$$

On trouve :

$$Q_3 = 3,07 \text{ l/s}$$

$$H_3 = 71,4 \text{ m}$$

$$P_3 (3,07; 71,4)$$

Alors:

$$N' = \frac{2900 \times 3}{3,07} = \mathbf{2834 \text{ tr/min}}$$

- La puissance absorbée de la pompe :

$$Pa = \frac{g \times Qp \times HP}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00307 \times 71,4}{0,56} = \mathbf{3,84 \text{ KW}}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E \times e = Pa \times Tp \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 3,84 \times 20 \times 365 \times 4 = \mathbf{112128 \text{ DA}}$$

Tableau V.3: Récapitulation des différentes variantes.

Variante	F _{exp} (DA)	η (%)	Pa (KW)
Réduction ou augmentation du temps de pompage	104746,77	56	3,89
Régulation par étouffement	110960	56,1	3,8
Variation de la vitesse de rotation	112128	56	3,84

Si on compare d'un point de vue économique, on choisira la réduction ou augmentation du temps de pompage avec des frais d'exploitation de 104746,77 DA.

▪ Vérification de la cavitation de la pompe

La pompe à axe vertical est placée à 0,5 m au-dessus du niveau dynamique ce qui fait que la condition de cavitation est vérifiée.

V.4 Coups de bélier

V.4.1 Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative (surpression ou dépression), provoquée par une variation du régime hydraulique (régime transitoire), et se propageant dans le milieu constitué par l'eau.

V.4.2 Causes du phénomène

En particulier, les principales causes du coup de bélier sont (5) :

- Arrêt brutal, par disjonction imprévu d'un ou des groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- Démarrage soudain d'un ou des groupes électropompes à vanne ouvert.
- Fermeture rapide d'une vanne de sectionnement placée en bout d'une conduite d'adduction.

V.4.3 Conséquence du coup de bélier

Parmi les conséquences du coup de bélier, on cite (8) :

- Ecrasement de la conduite causée par la dépression ;
- Eclatement de la conduite causée par la surpression ;
- Détérioration des joints en raison des fuites au niveau des raccords ;
- Usure rapide des équipements, voire leur détérioration soudaine.

V.4.4 Système de protection contre le phénomène du coup de bélier

La protection contre le coup de bélier consiste à éviter les surpressions et les dépressions dans une conduite d'adduction. Les dispositifs les plus utilisés dans les adductions d'eau potable sont les suivants (9) :

V.4.4.1 Vanne à fermeture lente

Cette solution protège uniquement les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas à l'arrêt intempestif d'une pompe. Elle vise davantage à limiter l'intensité du coup de bélier (9).

V.4.4.2 Soupape de décharge

Une soupape de décharge s'ouvre automatiquement lorsque la pression dans la conduite atteint un seuil prédéfini, permettant ainsi à un certain débit de s'écouler. Elle résout le problème du coup de bélier en générant une onde de pression négative grâce à son ouverture rapide, ce qui peut compenser partiellement ou totalement l'onde de pression positive précédente (9).

V.4.4.3 Volant d'inertie

Le volant d'inertie, une masse tournante associée à l'arbre de la pompe, prolonge le temps de ralentissement de la pompe en utilisant l'énergie cinétique accumulé. Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, seule l'énergie cinétique limitée du volant et celle de l'eau restent disponibles, ce qui est souvent insuffisant pour maintenir l'écoulement pendant une durée adéquate. Le volant d'inertie permet d'accumuler de l'énergie cinétique supplémentaire au démarrage de l'installation, qui est restituée progressivement à l'eau à travers la pompe. Cependant, son utilisation économique est limitée aux pompes de faible puissance et à des périodes d'arrêt relativement courtes, principalement pour les conduites d'adduction de courte distance (9).

V.4.4.4 Cheminée d'équilibre

Il est principalement constitué d'une colonne partiellement remplie d'eau, qui communique par le bas avec la conduite à protéger et est ouverte à l'air libre en haut. Cela nécessite généralement une hauteur verticale importante (5).

V.4.4.5 Les ventouses

Une ventouse est constituée d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte. Elle permet d'évacuer l'air contenu dans les conduites et l'admission de l'air dans ces conduites lors de sa vidange (7).

V.4.4.6 Réservoir d'air

Le réservoir antibélier (ou à air comprimé) est un réservoir fermé qui contient dans sa partie supérieure d'air comprimé et d'un certain volume d'eau dans la partie inférieure ; il consiste à fournir l'eau dans la conduite lors de l'arrêt rapide de la pompe, ou à l'inverse de recevoir au démarrage de la pompe le débit que la conduite ne peut pas absorber instantanément (5).

V.5 Etude du coup de bélier

La célérité des ondes (vitesse des ondes) se calcul par la formule d'ALIEVI suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{IV. 14})$$

Où :

a : célérité de l'onde (m/s) ;

K : coefficient dépend de la nature de la conduite (PEHD= 83) ;

K : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : épaisseur de la conduite (m).

V.5.1 Cas de fermeture brusque

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

$$T < \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{IV.15})$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule suivante :

$$B = a \times \frac{V_0}{g} \quad (\text{IV.16})$$

Où :

B : valeur du coup de bélier (m) ;

a : célérité de l'onde (m/s) ;

V_0 : vitesse de l'écoulement en régime normal (m/s) ;

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

La valeur maximale de surpression sera :

$$Z_{max} = Z_0 + B \quad (\text{IV.17})$$

La valeur maximale de dépression sera :

$$Z_{max} = Z_0 + B \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (\text{IV.19})$$

Où :

Z_0 : la pression absolue dans la conduite (m) ;

Hg : la hauteur géométrique (m) ;

B : valeur du coup de bélier (m).

V.5.2 Cas de fermeture lente

Une fermeture lente est caractérisée par un temps de fermeture :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{IV.20})$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD suivante :

$$B = 2L \times \frac{V_0}{g \times T_f} \quad (\text{IV.21})$$

V.6 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

V.6.1 Caractéristiques des tronçons

Les tableaux (V.2), (V.3) illustrent les caractéristiques et les valeurs du coup de bélier de chaque tronçon.

Tableau V.4 : Caractéristiques des tronçons.

TRONCON	Les données						
	K	DN	e (m)	D _{int} (m)	L (m)	Hg (m)	V ₀ (m/s)
Tichy Haf-R1	83	0,09	0,0101	0,0698	18,45	12,82	0,91
R1&R2-R3	83	0,11	0,01	0,09	310,97	9,51	0,9
R3-R4	83	0,09	0,0082	0,0736	480,49	28,45	0,98
R4-R5	83	0,075	0,0068	0,0614	374,45	23,61	0,89
SP1-R1	83	0,09	0,0084	0,0698	298,26	122,79	0,94
PUITS-SP1	83	0,09	0,0068	0,0736	684,82	61,85	0,71

Tableau V.5 : Les valeurs du coup de bélier de chaque tronçon.

Tronçon	a (m/s)	T (s)	B (m)	H ₀ (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN (bar)	Matériau
Tichy Haf-R1	396,98	0,093	36,825	22,82	59,645	-14,005	20	PEHD
R1&R2-R3	351,05	1,772	32,206	19,51	51,716	-12,697	16	
R3-R4	351,5	2,734	35,114	38,45	73,564	3,336	16	
R4-R5	350,5	2,137	31,8	33,61	65,41	1,810	16	
SP1-R1	364,43	1,637	34,92	132,79	167,71	97,87	20	
Puits-SP1	321,77	4,257	23,29	71,85	95,14	48,56	16	

V.6.2 Interprétation des résultats

D'après le tableau (V.3), les valeurs de la dépression (H_d) et de la surpression (H_s) pour l'adduction par refoulement sont acceptables pour les tronçons allant du puits à la station de pompage THALA L'HAMMAM et de la station de pompage THALA L'HAMMAM au réservoir R01, et ne présentent aucun risque pour les conduites.

Pour les tronçons de l'adduction gravitaire, les valeurs de la surpression (H_s) sont acceptables et ne dépassent pas la pression nominale. Cependant, pour les tronçons Tichy-haf-R1 et R1&R2-R3, les dépressions (H_d) ont des valeurs négatives, ce qui présente un risque pour les conduites.

Solution : Pour protéger les conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier, il est essentiel d'étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite. Le temps de fermeture de la vanne (T) doit être supérieur au temps de retour de l'onde (tr). Pour calculer ce temps, nous utiliserons la formule de Michaud (IV.21). Les résultats sont présentés dans le tableau (V.5). Par mesure de sécurité, il est conseillé de prendre des temps supérieurs au temps calculé (5).

Tableau V.6 : Calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons Tichy Haf-R1 et R1&R2-R3 avec les nouveaux temps.

Tronçon	a (m/s)	T (s)	B (m)	H ₀ (m)	H _s (m)	H _a (m)	PN (bar)	Matériau
Tichy Haf-R1	396,98	0,15	22,82	22,82	45,64	0	20	PEHD
R1&R2-R3	351,05	2,92	19,51	19,51	39,02	0	16	

V.7 Conclusion

Nous avons commencé par sélectionner les deux pompes qui assureront le refoulement de l'eau. Nous avons choisi une pompe à axe vertical de type P6L/3/20/7A, qui sera installée au niveau du puits, et une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type HMU40-1/7E, qui sera installée au niveau de la station de pompage de Thala L'Hammam. Enfin, nous avons vérifié la condition de non-cavitation pour les deux pompes.

Ensuite, nous avons mené une étude sur le phénomène du coup de bélier, qui nous a conduit à des valeurs de surpression acceptables pour les tronçons d'adduction gravitaire ainsi que pour l'adduction par refoulement. Cependant, cette étude a révélé des valeurs négatives de dépression pour deux tronçons d'adduction gravitaire. Pour protéger les conduites contre ce phénomène, nous avons proposé d'installer des vannes à fermeture lente.

VI Distribution

VI.1 Introduction

Le réseau de distribution d'eau est un système composé des canalisations dont l'objectif principal est d'acheminer l'eau des réservoirs jusqu'aux consommateurs. Ce réseau doit être conçu et dimensionné pour répondre efficacement aux besoins des utilisateurs en termes de débit et de pression. Dans ce chapitre, nous allons dimensionner le réseau de distribution du village Tifra à l'aide du logiciel EPANET.

VI.2 Classification des réseaux de distribution

Les différents types de réseaux utilisés pour l'alimentation en eau potable sont (5) :

- Réseau ramifié ;
- Réseau maillé ;
- Réseau mixte ;
- Réseau étagé.

Dans notre cas, il s'agit d'un réseau étagé. Ce type de réseau est recommandé pour les agglomérations présentant des différences de niveaux importantes. Il permet d'éviter les problèmes considérables posés par les fortes pressions tout en assurant une pression de service acceptable. Pour remédier à cela, l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier, permet de régulariser la pression dans le réseau.

VI.3 Conception d'un réseau de distribution

Pour la conception du réseau de distribution, il est essentiel de prendre en compte :

- Le relief et l'urbanisation de la région ;
- L'emplacement des quartiers et des consommateurs.
- Assurer un service souple et régulier.

VI.4 Exigences du réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que (10) :

- La pression soit comprise entre 1 bar et 6 bars. Si la pression dépasse 6 bars, il est nécessaire d'installer des réducteurs de pression pour éviter des désordres.
- Les vitesses d'écoulement soient comprises entre 0,5 et 1,5 m/s.
- Les diamètres des conduites permettent l'écoulement des débits de pointe.

VI.5 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est composé de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyaux), pompes, vannes, bâches, et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes (11).

VI.6 Les étapes d'utilisation d'EPANET

Pour modéliser un réseau de distribution d'eau sur EPANET, on suit les étapes suivantes :

- **Conversion du fichier AutoCAD** : Convertir le fichier AutoCAD contenant le réseau à l'aide d'un logiciel vers un format supporté par EPANET.

- **Définir les unités de calcul** : Choisir les unités appropriées pour les calculs dans EPANET.
- **Introduction des différentes données du réseau** : Saisir les informations telles que les altitudes et les demandes nodales pour chaque nœud du réseau.

VI.7 Description du réseau de distribution

Le réseau de distribution est un réseau ramifié réparti sur deux étages. L'étage supérieur est divisé en deux zones : la zone 1 et la zone 2. La zone 2 sera alimentée gravitairement par les réservoirs 1 et 2, tandis que la zone 1 sera alimentée par les réservoirs 3 et 4. L'étage inférieur sera alimenté par le réservoir projeté (R5).

Le tracé du réseau sur EPANET est illustré dans la figure (VI.1).

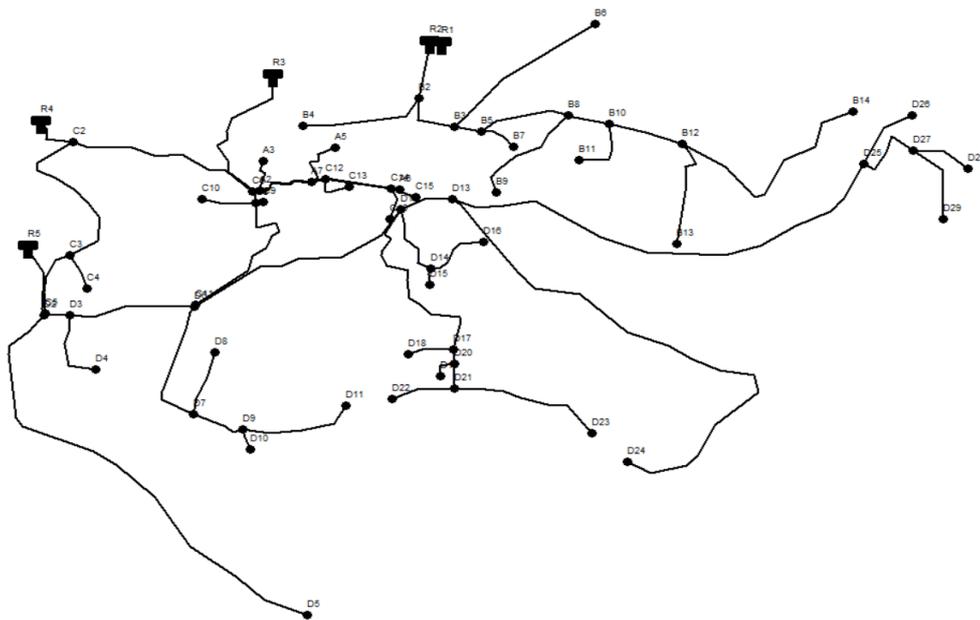


Figure VI.1: Tracé du réseau de distribution de la zone d'étude.



Figure VI.2: Tracé d réseau de distribution de la zone 1.

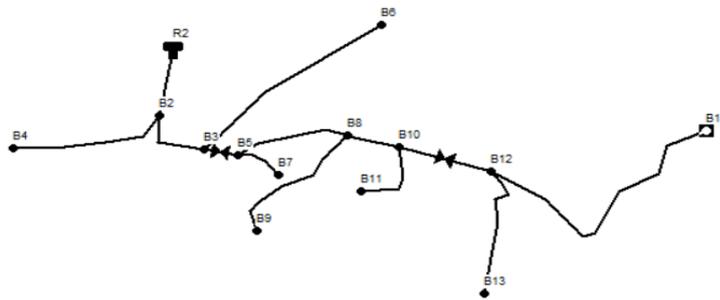


Figure VI.3: Tracé du réseau de distribution de la zone 2.



Figure VI.4: Tracé du réseau de distribution de la zone 3.

VI.8 Dimensionnement du réseau de distribution

VI.8.1 Débit de pointe

Le débit de pointe représente la consommation maximale horaire, il est essentiel de dimensionner les ouvrages de distribution (canalisations) pour répondre à ce débit.

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_p = Q_{max,j} \times P\% \quad (V.1)$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe (l/s) ;

$Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3 /j) ;

P : Pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

À partir de la table des régimes de consommation (Annexe 1), l'heure de pointe est de 11 h à 12 h et de 12 h à 13 h avec un pourcentage de 8.5 % de la consommation journalière.

VI.8.2 Débit spécifique

Il est décrit comme le volume d'eau qui circule dans un mètre de canalisation pendant une seconde, et il est représenté par la relation suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum Li} \quad (V.2)$$

Avec :

Q_s : Débit spécifique (l/s.m) ;

Q_p : Débit de pointe (l/s) ;

$\sum Li$: La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

VI.8.3 Débit de route

Le débit en route est défini comme le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau, il est calculé de la manière suivante :

$$Q_r = Q_s \times Li \quad (V.3)$$

Avec :

Q_r : Débit de route (l/s) ;

Li : Longueur du tronçon (m).

VI.8.4 Débit au nœud

Le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau est calculé de la manière suivante :

$$Q_n = Q_r + \sum Q_c \quad (V.4)$$

Avec :

Q_n : Débit au nœud (l/s) ;

Q_r : Débit de route du tronçon à l'amont du nœud (l/s) ;

$\sum Q_c$: Somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

VI.8.5 Le calcul des débits pour chaque zone

Les différents résultats des débits sont présentés pour chaque zone dans les tableaux (VI.1), (VI.2), (VI.3).

Pour la zone 1, son réseau de distribution est alimenté par les réservoirs R3 et R4. La somme des longueurs pour le réseau alimenté par le réservoir R3 est de 746,54 m, avec un $Q_p = 7,93$ l/s et un $Q_s = 0,0106$ l/s/m. Tandis que celle du réservoir R4 est de 1819,18 m, avec un $Q_p = 3,37$ l/s et un $Q_s = 0,0019$ l/s/m.

Tableau VI.1: Calcul des débits du réseau de la zone 1.

Zone	Réservoir	N° du nœud	Tronçon	L (m)	Qn (l/s)
ZONE 1	R 03	A2	TA1	303,45	3,22
		A3	TA2	67,27	0,71
		A5	TA4	106,4	1,13
		A7	TA3	115,77	1,23
		A6	TA5	153,65	1,63
		Total		746,54	7,93
	R 04	C2	TC1	76,13	0,14
		C3	TC3	328,96	0,61
		C4	TC5	72,32	0,13
		C5	TC4	134,25	0,25
		C6	TC2	332,44	0,62
		C8	TC6	23,89	0,04
		C10	TC7	92,42	0,17
		C9	TC8	16,68	0,03
		C11	TC9	310,49	0,58
		C12	TC10	142,56	0,26
		C13	TC11	66,32	0,12
		C14	TC12	113,13	0,21
		C15	TC14	46,24	0,09
		C16	TC13	63,35	0,12
Total				1819,18	3,37

Pour la zone 2, son réseau de distribution est alimenté par les réservoirs R1 et R2. La somme des longueurs est de 2191,14 m, avec un $Q_p = 8,14$ l/s et un $Q_s = 0,0037$ l/s/m.

Tableau VI.2: Calcul des débits du réseau de la zone 2.

Zone	Réservoir	N° du nœud	Tronçon	L (m)	Qn (l/s)
ZONE 2	R01&R02	B2	TB1	104,44	0,39
		B4	TB2	219,2	0,81
		B3	TB3	107,2	0,4
		B6	TB4	313,9	1,17
		B5	TB5	46,48	0,17
		B7	TB6	67,43	0,25
		B8	TB7	158,9	0,59
		B9	TB8	215,3	0,80
		B10	TB9	75,43	0,28
		B11	TB10	120,5	0,45
		B12	TB11	128,05	0,48
		B13	TB13	216,8	0,81
		B14	TB12	417,51	1,55
		Total			

Pour la zone 2, son réseau de distribution est alimenté par le réservoir projeté R5. La somme des longueurs est de 6193,28 m, avec un $Q_p = 5,35$ l/s et un $Q_s = 0,0009$ l/s/m.

Tableau VI.3: Calcul des débits du réseau de la zone 3.

Zone	Réservoir	N° du nœud	Tronçon	L (m)	Qn (l/s)
ZONE 3	R05	D2	TD1	135,11	0,12
		D5	TD2	871,4	0,75
		D3	TD3	44,34	0,04
		D4	TD4	146,1	0,13
		D6	TD5	215,97	0,19
		D8	TD8	125,7	0,11
		D7	TD6	247,78	0,21
		D9	TD9	94,44	0,08
		D10	TD10	41,29	0,04
		D11	TD11	199,85	0,17
		D12	TD7	417,51	0,36
		D17	TD16	380,77	0,33
		D18	TD17	78,58	0,07
		D20	TD29	27,42	0,02
		D19	TD18	44,96	0,04
		D21	TD19	48,46	0,04
		D22	TD20	109,91	0,09
		D23	TD21	266,75	0,23
		D14	TD13	141,86	0,12
		D15	TD15	30,88	0,03
		D16	TD14	115,76	0,10
		D13	TD12	94,35	0,08
		D24	TD22	981	0,85
		D25	TD23	806,36	0,7
		D27	TD25	132,91	0,11
		D29	TD27	158,09	0,14
D28	TD26	106,8	0,09		
D26	TD24	128,93	0,11		
			Total	6193,28	5,35

VI.9 Modélisation et simulation du réseau hydraulique

La modélisation sous EPANET est une représentation générale d'un réseau d'alimentation en eau potable (AEP). Dans ce contexte, EPANET est un modèle de simulation informatique qui joue un rôle crucial. Il prédit le comportement hydraulique dynamique ainsi que la qualité de l'eau dans un système de distribution d'eau potable sur une longue durée.

VI.9.1 Résultats de la simulation sur EPANET

Dans ce projet, nous allons débiter par une simulation d'écoulement permanent (statique), suivie d'une simulation de longue durée (dynamique) et par vérifier la condition d'incendie.

Pour déterminer les débits dans les tronçons calculés automatiquement par EPANET, nous avons saisi toutes les données nécessaires et lancé une première simulation. Après cette première simulation, nous avons extrait les débits dans chaque tronçon et fixé une vitesse de 1 m/s pour calculer le diamètre idéal de chaque tronçon.

Pour ce projet, nous avons choisi des conduites en PEHD PN16 en raison des pressions élevées obtenues lors de la première simulation, dépassant les 122 mce. Ensuite, nous avons introduit les diamètres optimaux pour chaque tronçon et ajouté des réducteurs de pression afin de maintenir les pressions entre 10 et 60 mce.

Dans le présent cas, les réducteurs de pression doivent être positionnés comme suit :

- Le premier réducteur de pression, réglé à 45 mce, sera placé au niveau du tronçon B3-B5.
- Le deuxième réducteur de pression, réglé à 30 mce, sera placé au niveau du tronçon B10-B12.
- Le troisième réducteur de pression, réglé à 40 mce, sera placé au niveau du tronçon A2-A7.
- Le quatrième réducteur de pression, réglé à 20 mce, sera placé au niveau du tronçon C6-C12.
- Le cinquième réducteur de pression, réglé à 35 mce, sera placé au niveau du tronçon D3-D6.
- Le sixième réducteur de pression, réglé à 10 mce, sera placé au niveau du tronçon D17-D20.

Les résultats de la simulation statique avec réducteurs de pression sont présentés dans la figure (VI.5).

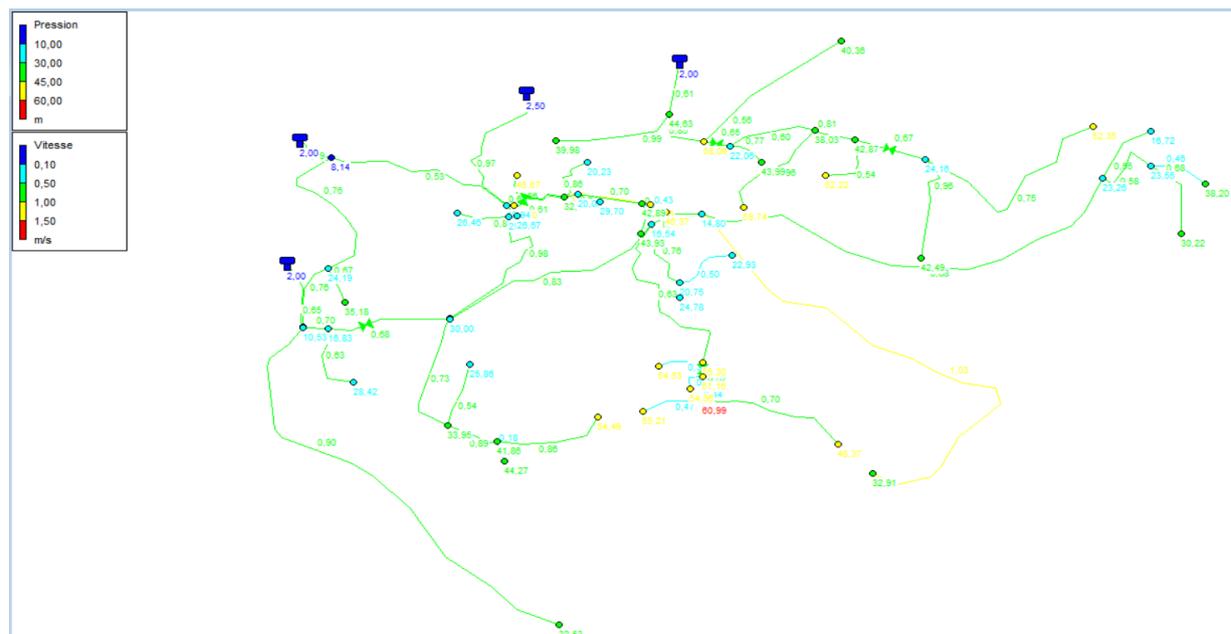


Figure VI.5: Etat du réseau après simulation.

Les résultats de simulation des nœuds avec réducteur de pression sont regroupés dans le tableau (VI.4).

Tableau VI.4: Etat des nœuds après simulation.

ID Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)	ID Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud B14	458,27	1,55	53,35	Noeud C8	523,46	0,04	25,15
Noeud B2	549,09	0,39	44,63	Noeud C9	521,9	0,03	26,67
Noeud B4	545,91	0,81	39,98	Noeud D26	448,4	0,11	13,06
Noeud B3	534,95	0,4	58,06	Noeud D2	512,74	0,12	10,53
Noeud B6	550,31	1,17	40,36	Noeud D5	464,43	0,75	32,53
Noeud B5	524,95	0,17	23,06	Noeud D6	461,68	0,19	26,34
Noeud B7	500,27	0,25	44,99	Noeud D11	413,51	0,17	50,83
Noeud B8	508,4	0,59	39,03	Noeud D9	439,65	0,08	38,2
Noeud B9	479,46	0,8	60,74	Noeud D10	437,11	0,04	40,61
Noeud B10	502,89	0,28	43,87	Noeud D3	506,19	0,04	16,83
Noeud B11	492,08	0,45	53,22	Noeud D4	488,86	0,13	28,43
Noeud B12	491,6	0,48	25,16	Noeud D12	471,18	0,36	12,88
Noeud B13	465,9	0,81	43,49	Noeud D16	456,01	0,1	19,27
Noeud A6	476,08	1,63	57,56	Noeud D21	411,66	0,04	57,33
Noeud A2	528,4	3,22	51,5	Noeud D14	461,23	0,12	17,09
Noeud A3	532,37	0,71	45,67	Noeud D15	457,15	0,03	21,12
Noeud A7	507,72	1,23	32,18	Noeud D17	427,76	0,33	51,65
Noeud A5	517,41	1,13	20,23	Noeud D18	427,47	0,07	50,87
Noeud C15	472,53	0,09	52,72	Noeud D20	421,9	0,02	47,51
Noeud C2	542,17	0,14	8,14	Noeud D19	417,92	0,04	51,31
Noeud C5	512,84	0,25	26,52	Noeud D22	414,79	0,09	51,56
Noeud C3	520,58	0,61	24,19	Noeud D23	414,87	0,23	44,72
Noeud C4	506,44	0,13	35,18	Noeud D13	472,08	0,08	11,14
Noeud C14	475,94	0,21	50,24	Noeud D24	416,38	0,85	29,25
Noeud C16	472,71	0,12	51,28	Noeud D7	452,53	0,21	30,29
Noeud C12	501,55	0,26	27,35	Noeud D8	456,81	0,11	22,2
Noeud C13	489,37	0,12	37,04	Noeud D25	445,94	0,7	19,6
Noeud C6	528,96	0,62	19,94	Noeud D29	429,55	0,14	26,56
Noeud C11	461,46	0,58	73,79	Noeud D27	443,33	0,11	19,89
Noeud C10	515,99	0,17	26,46	Noeud D28	426,24	0,09	34,54

Les résultats de simulation des arcs (tuyaux) avec réducteur de pression sont regroupés dans le tableau (VI.5).

Tableau VI.5: Etat des tuyaux après simulation.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
Tuyau TB2	219,2	32,4	0,99	Tuyau TC1	78,63	73,6	0,79
Tuyau TB4	313,9	51,4	0,56	Tuyau TD2	871,4	32,6	0,9
Tuyau TB6	67,43	20,4	0,77	Tuyau TD10	41,29	16	0,18
Tuyau TB8	215,3	32,6	0,96	Tuyau TD4	146,1	16	0,63
Tuyau TB10	120,5	32,6	0,54	Tuyau TD15	30,88	16	0,13
Tuyau TB13	216,8	32,6	0,96	Tuyau TD17	78,58	16	0,34
Tuyau TB12	417,51	51,4	0,75	Tuyau TD18	44,96	16	0,19
Tuyau TB9	75,43	75	0,81	Tuyau TD22	981	32,4	1,03
Tuyau TB7	158,9	102,2	0,6	Tuyau TD8	125,7	16	0,54
Tuyau TB3	107,2	102,2	0,85	Tuyau TD26	106,8	16	0,46
Tuyau TB1	104,44	130,8	0,61	Tuyau TD24	128,93	16	0,55
Tuyau TA2	67,27	32,6	0,86	Tuyau TD23	806,36	40,8	0,88
Tuyau TA4	106,4	40,8	0,86	Tuyau TD12	94,35	61,4	0,7
Tuyau TA5	153,65	40,8	1,25	Tuyau TD7	417,51	73,6	0,83
Tuyau TA1	309,12	102,2	0,97	Tuyau TD3	44,34	90	0,7
Tuyau TC5	72,32	16	0,67	Tuyau TD6	247,78	32,6	0,73
Tuyau TC13	63,35	16	0,58	Tuyau TD9	94,44	20,4	0,89
Tuyau TC11	66,32	16	0,61	Tuyau TD11	199,85	16	0,86
Tuyau TC7	92,42	16	0,85	Tuyau TD21	266,75	20,4	0,7
Tuyau TC8	16,68	16	0,15	Tuyau TD20	109,91	16	0,47
Tuyau TC2	332,44	73,6	0,53	Tuyau TD16	380,77	40,8	0,63
Tuyau TC12	113,13	27,4	0,7	Tuyau TD19	48,46	32,6	0,44
Tuyau TC14	46,24	16	0,43	Tuyau TD27	158,09	16	0,68
Tuyau TC6	23,89	40,8	0,63	Tuyau TD25	132,91	27,4	0,58
Tuyau TC9	310,49	27,4	0,98	Tuyau TD14	115,76	16	0,5
Tuyau TC4	134,25	20,4	0,76	Tuyau TD13	141,86	20,4	0,76
Tuyau TC3	328,96	40,8	0,76	Tuyau TD1	135,33	102,2	0,65

▪ Interprétation des résultats

D'après les valeurs des vitesses trouvées par EPANET, pour les différents tronçons se situent dans l'intervalle de 0,5 m/s à 1,5 m/s. Cependant, il y a quelques tronçons où la vitesse est inférieure à cette plage, car le nombre d'habitants alimentés par ces conduites est faible par rapport aux autres tronçons. En outre, les résultats de simulation montrent que la pression aux nœuds ne dépasse pas la limite de 6 bars, et les vitesses obtenues restent inférieures à 1,5 m/s. Par conséquent, les résultats obtenus correspondent à notre objectif initial.

VI.9.2 Simulation dynamique

Pour rendre cette étude plus réaliste et simuler le comportement du système sur une longue durée, nous allons créer une courbe de modulation dans laquelle les demandes aux nœuds changent périodiquement pendant la journée. Pour cet exemple, nous allons prendre la zone 2 avec un intervalle de temps d'une heure sur une journée. Pour ce faire, nous allons diviser les débits aux nœuds par le plus grand pourcentage horaire du régime de variation de la consommation, qui est de 2,04.

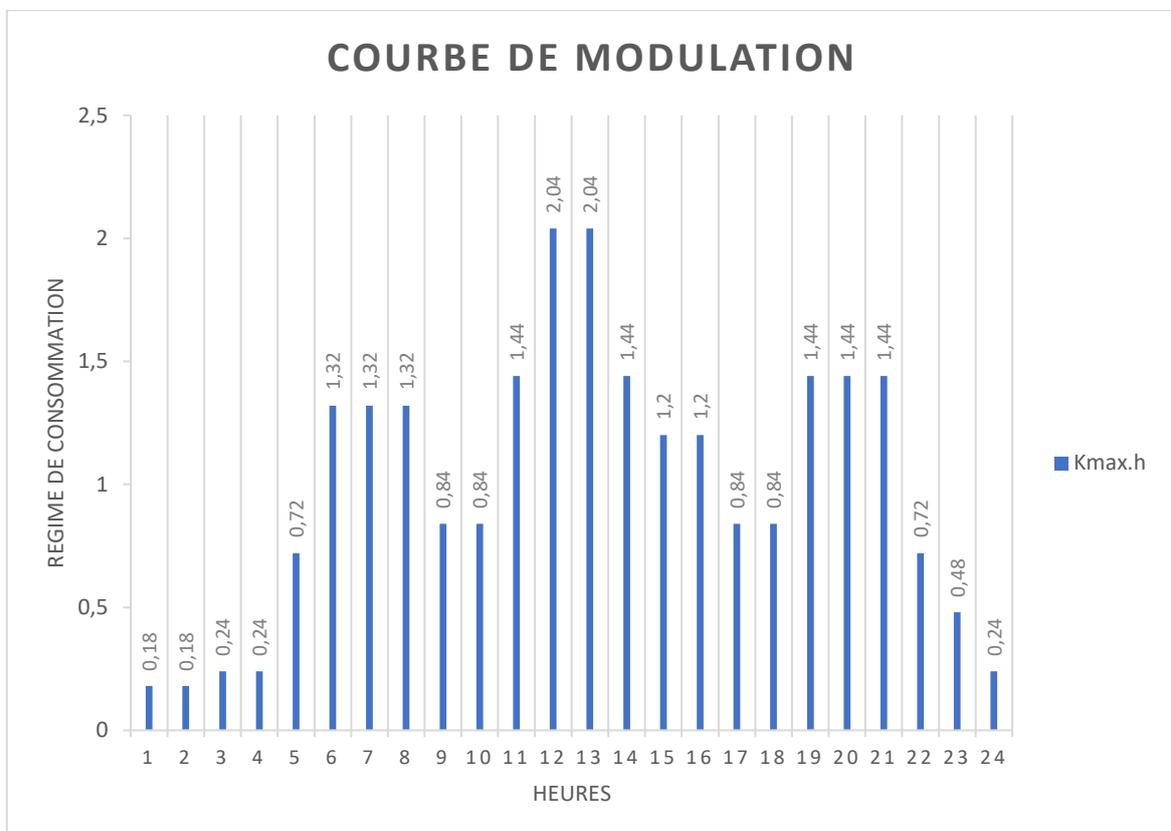


Figure VI.6: Courbe de modulation.

VI.9.2.1 Exemple d'étude

Les résultats des vitesses et pressions des conduites et nœuds de la zone 2 sont présentes dans les figures suivantes

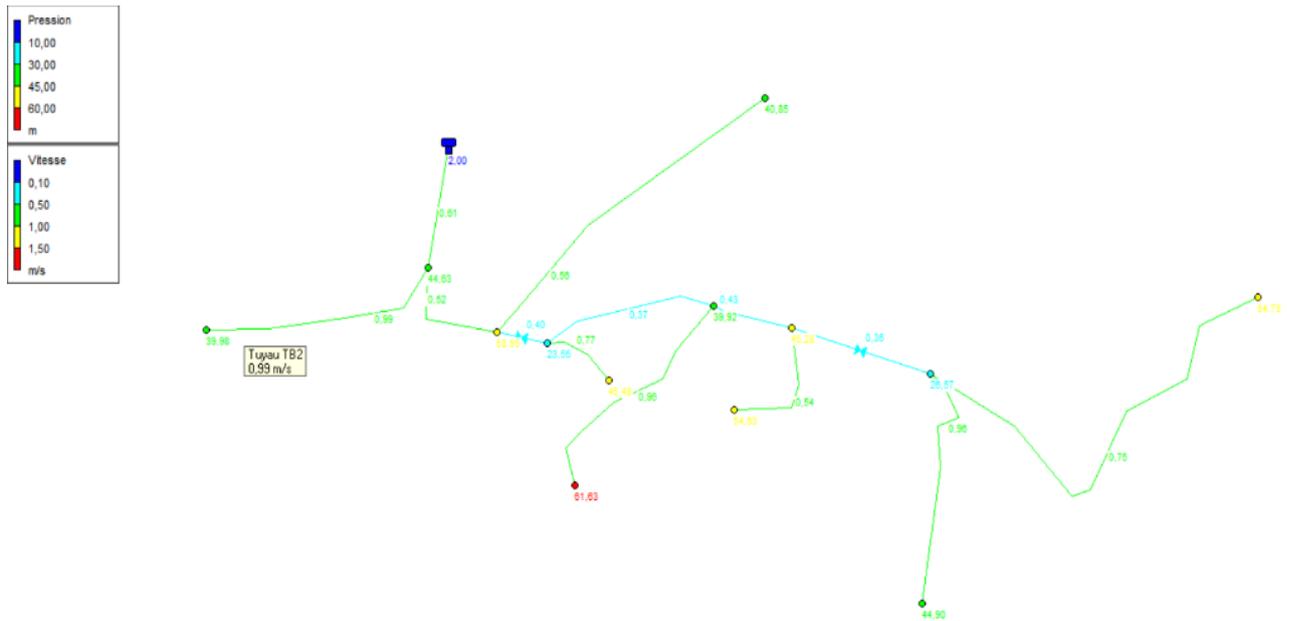


Figure VI.7: Etat des arcs et des nœuds du réseau de distribution de la zone 2.

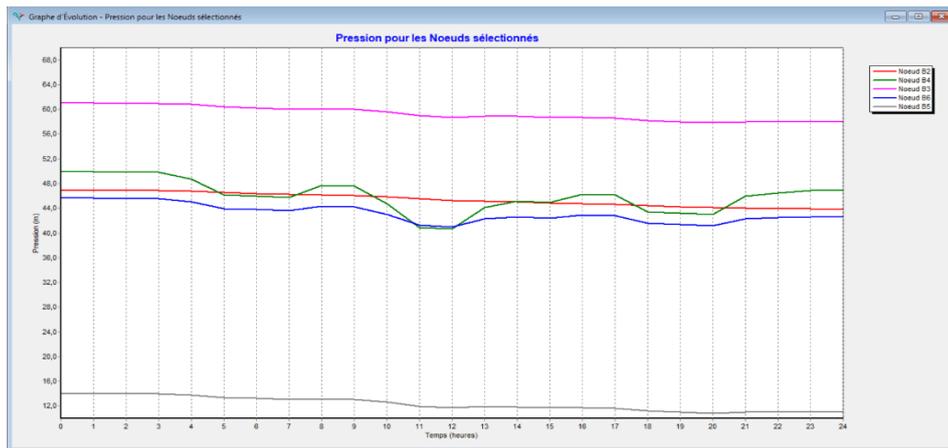


Figure VI.8: La pression des nœuds (B2, B3, B4, B5, B6) pendant les heures de la journée.

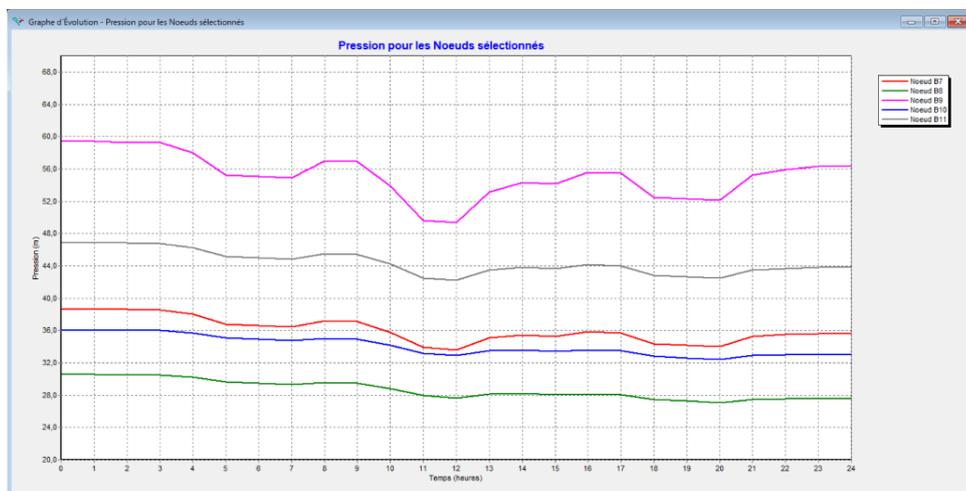


Figure VI.9: La pression des nœuds (B7, B8, B9, B10, B11) pendant les heures de la journée.

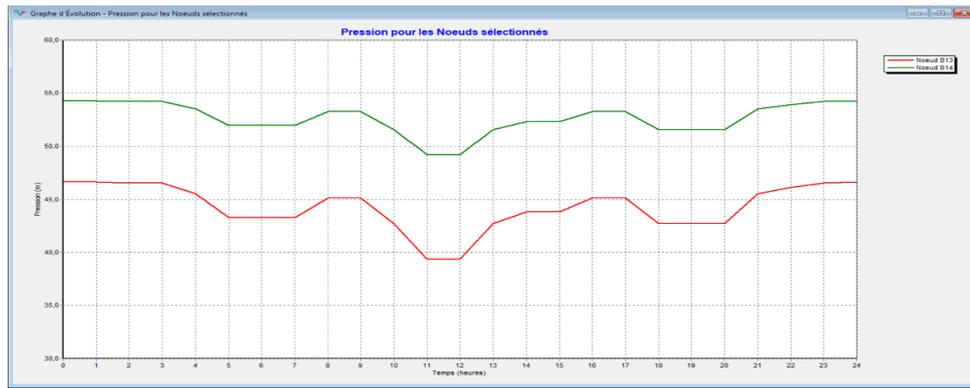


Figure VI.10: La pression des nœuds (B13 et B14) pendant les heures de la journée.

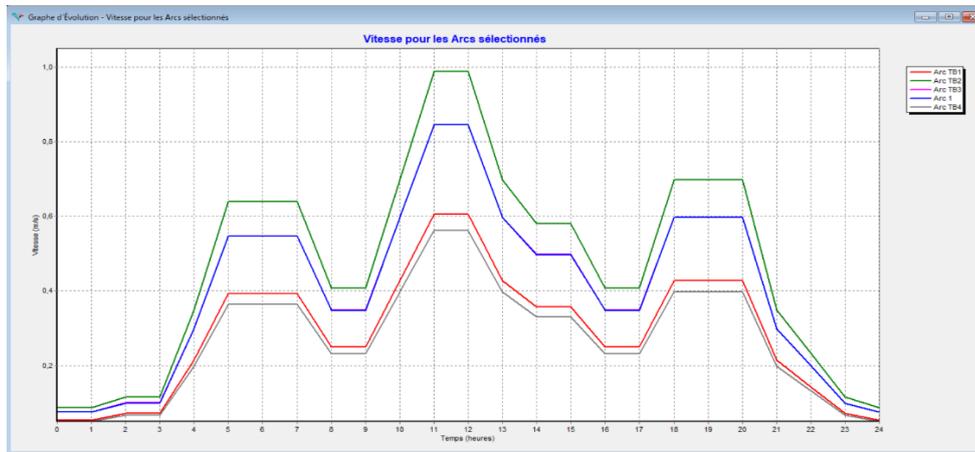


Figure VI.11: La vitesse des tuyaux (TB1, TB2, TB3, TB4, T1) pendant les heures de la journée.

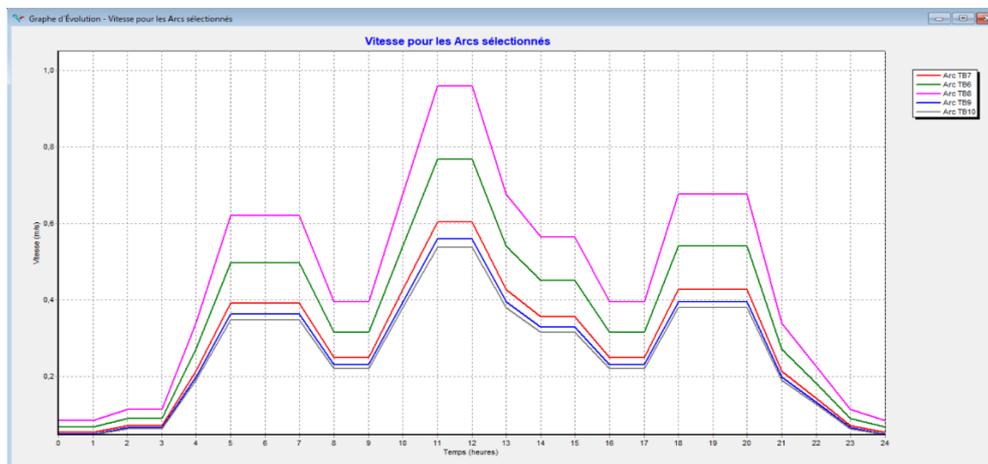


Figure VI.12: La vitesse des tuyaux (TB6, TB7, TB8, TB9, TB10) pendant les heures de la journée.

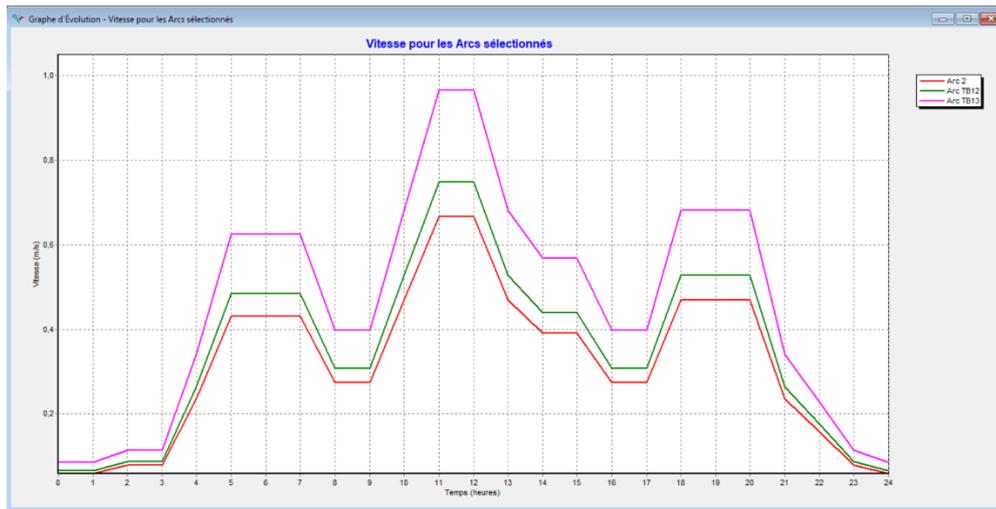


Figure VI.13: La vitesse des tuyaux (TB13, TB12, T2) pendant les heures de la journée.

▪ Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus par les graphes d'évolution de la pression et de la vitesse, on distingue quatre étapes le long de la journée :

1. Heures de Faible Consommation (Nuit, 1h-5h)

Pendant les premières heures de la journée, entre 1h et 5h du matin, la consommation d'eau est minimale. Cela se traduit par des pressions élevées aux nœuds du réseau de distribution, car la demande en eau est faible et le système peut maintenir des niveaux de pression optimaux. Les vitesses dans les conduites sont également basses durant cette période, correspondant à un débit réduit nécessaire pour répondre aux besoins de consommation réduits.

2. Heures de Pic Matinal (6h-9h)

À partir de 6h du matin, la consommation d'eau commence à augmenter significativement. Ce pic matinal de consommation est principalement dû aux activités domestiques telles que les douches et le nettoyage, alors que la population se prépare pour la journée. En conséquence, les pressions aux nœuds diminuent en raison de la forte demande d'eau, et les vitesses dans les conduites augmentent pour acheminer un plus grand volume d'eau.

3. Midi et Début d'Après-Midi (11h-13h)

Un deuxième pic de consommation se produit autour de midi, entre 11h et 13h, coïncidant avec la préparation et la consommation des repas de midi. La demande en eau atteint à nouveau des niveaux élevés, entraînant une baisse des pressions aux nœuds. Les vitesses dans les conduites restent élevées pour répondre à cette demande accrue.

4. Soirée et fin de Journée (17h-21h)

Un troisième pic de consommation est observé en soirée, entre 17h et 21h, lorsque les activités domestiques reprennent après la fin de journée. Les pressions aux nœuds diminuent encore une fois en raison de la demande élevée en eau, tandis que les vitesses dans les conduites augmentent pour satisfaire cette demande.

VI.9.3 Vérification de la condition d'incendie

Les tronçons sur lesquels il est prévu d'installer les bouches d'incendie, devront fournir un débit de 17 l/s avec une pression d'au moins 1 bar. Exceptionnellement, cette pression pourra descendre jusqu'à 0,6 bar pour les petites agglomérations, avec des diamètres minimaux de 110 mm. Les appareils utilisés par les pompiers sont soit des bouches d'incendie, soit des poteaux d'incendie. Ces appareils doivent être espacés de 200 à 300 mètres les uns des autres et répartis en fonction de l'importance des risques à défendre. Si le risque est faible, l'écartement pourra être porté à 400 mètres. Aussi, il faut vérifier que les vitesses ne dépassent pas 2,5 m/s. Si ces conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de modifier le diamètre de certains tronçons et de refaire les calculs.

La condition est souvent difficile à satisfaire dans les petites agglomérations, surtout dans une zone rurale comme dans le cas de notre étude. Par conséquent, il est parfois nécessaire de prévoir des diamètres surdimensionnés. Cependant, cela peut entraîner des vitesses d'eau relativement faibles dans certains tronçons en conditions de distribution normale.

▪ Remarque :

Étant donné que la probabilité d'avoir plusieurs incendies en même temps est minime, nous effectuons nos calculs pour une seule bouche d'incendie pour chaque zone. Si les conditions sont vérifiées, nous considérons que le réseau satisfait la condition d'incendie.

Dans cette étude, nous allons effectuer la vérification pour le réseau de distribution de la zone 2.

VI.9.3.1 Simulation avec débit incendie

Après avoir ajouté le débit incendie au nœud B12, les vitesses obtenues dépassent les 3 m/s. Par conséquent, nous avons modifié les diamètres afin de vérifier toutes les conditions d'incendie. Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux (VI.6) et (VI.7).

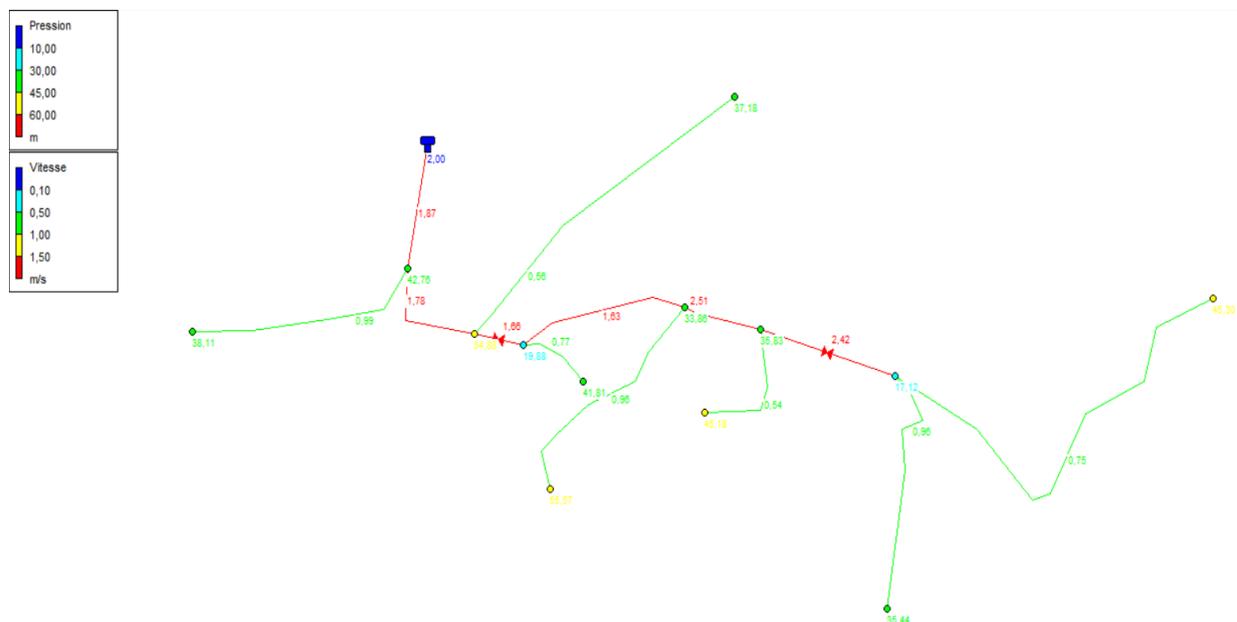


Figure VI.14: Etats des arcs et des nœuds du réseau de distribution de la zone 2 avec débit d'incendie.

Tableau VI.6: Etat de nœuds du réseau de la zone 2 avec débit d'incendie.

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud B14	458,27	1,55	45,3
Noeud B2	549,09	0,39	42,76
Noeud B4	545,91	0,81	38,11
Noeud B3	534,95	0,4	54,88
Noeud B6	550,31	1,17	37,18
Noeud B5	524,95	0,17	19,88
Noeud B7	500,27	0,25	41,81
Noeud B8	508,4	0,59	33,86
Noeud B9	479,46	0,8	55,57
Noeud B10	502,89	0,28	35,83
Noeud B11	492,08	0,45	45,18
Noeud B12	491,6	17,48	17,12
Noeud B13	465,9	0,81	35,44

Tableau VI.7: Etat des conduites du réseau de la zone 2 avec débit d'incendie.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)
Tuyau TB2	219,2	32,4	0,99
Tuyau TB4	313,9	51,4	0,56
Tuyau TB6	67,43	20,4	0,77
Tuyau TB8	215,3	32,6	0,96
Tuyau TB10	120,5	32,6	0,54
Tuyau TB13	216,8	32,6	0,96
Tuyau TB12	417,51	51,4	0,75
Tuyau TB9	75,43	102,2	2,51
Tuyau TB7	158,9	130,8	1,63
Tuyau TB3	107,2	130,8	1,78
Tuyau TB1	104,44	130,8	1,87

▪ Interprétation des résultats

D'après la simulation, nous constatons que les pressions sont comprises entre 10 et 60 mce et que les vitesses ne dépassent pas 2,5 m/s. Ainsi, les résultats sont jugés acceptables.

VI.9.3.2 Simulation sans débit incendie

Pour cette simulation, nous allons retirer le débit incendie de 17 l/s et resimuler une deuxième fois. Pour que cette simulation réussisse, les valeurs des vitesses et des pressions doivent être vérifiées

avec les mêmes diamètres que ceux de la simulation précédente. Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux (VI.8) et (VI.9).

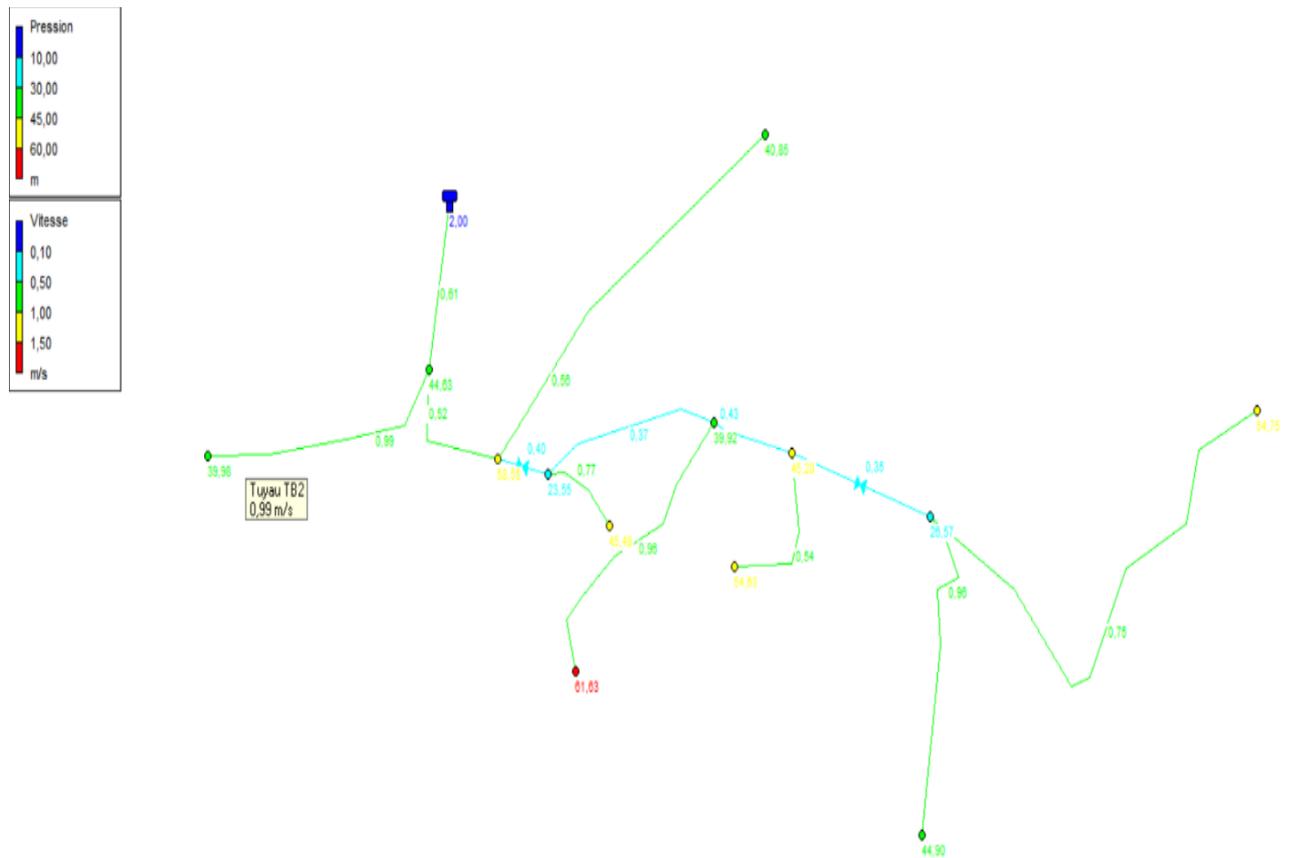


Figure VI.15: État du réseau de la zone 2 sans débit d'incendie.

Tableau VI.8: État des nœuds de la zone 2 sans débit d'incendie.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud B14	458,27	1,55	54,75
Noeud B2	549,09	0,39	44,63
Noeud B4	545,91	0,81	39,98
Noeud B3	534,95	0,4	58,55
Noeud B6	550,31	1,17	40,85
Noeud B5	524,95	0,17	23,55
Noeud B7	500,27	0,25	45,48
Noeud B8	508,4	0,59	39,92
Noeud B9	479,46	0,8	61,63
Noeud B10	502,89	0,28	45,28
Noeud B11	492,08	0,45	54,63
Noeud B12	491,6	0,48	26,57
Noeud B13	465,9	0,81	44,9

Tableau VI.9: Etat des tuyaux du réseau de la zone 2 sans débit d'incendie.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)
Tuyau TB2	219,2	32,4	0,99
Tuyau TB4	313,9	51,4	0,56
Tuyau TB6	67,43	20,4	0,77
Tuyau TB8	215,3	32,6	0,96
Tuyau TB10	120,5	32,6	0,54
Tuyau TB13	216,8	32,6	0,96
Tuyau TB12	417,51	51,4	0,75
Tuyau TB9	75,43	102,2	0,43
Tuyau TB7	158,9	130,8	0,37
Tuyau TB3	107,2	130,8	0,52
Tuyau TB1	104,44	130,8	0,61

▪ Interprétation des résultats

D'après la simulation, les pressions obtenues sont comprises entre 10 et 60 mce, ce qui est considéré comme acceptable. Quant aux vitesses, nous avons observé quelques vitesses inférieures à 0,5 m/s. Cela est dû aux diamètres surdimensionnés que nous avons pris pour vérifier la condition d'incendie. Par conséquent, nous jugeons que les vitesses sont acceptables.

VI.10 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village de Tifra, dont le type est étagé, avec une longueur totale du réseau de 10 950,14 ml. Pour le type de tuyaux, nous avons choisi le polyéthylène haute densité (PEHD). Nous avons déterminé les diamètres de chaque conduite de manière à obtenir des pressions et des vitesses acceptables dans tout le réseau.

Ensuite, nous avons réalisé une simulation dynamique de la zone 2 pour rendre notre étude plus réaliste et simuler le comportement du système tout au long de la journée. Cette simulation nous a permis de visualiser les variations de pression et de vitesse en fonction des différents moments de la journée, en identifiant quatre étapes distinctes : les heures de faible consommation, le pic matinal, le midi et la fin de journée.

Enfin, nous avons vérifié la condition incendie pour cette zone, en assurant que le réseau est capable de fournir l'eau nécessaire en cas d'incendie, tout en gardant des pressions et des vitesses dans les limites acceptables. Cette vérification est cruciale pour garantir la sécurité et l'efficacité du système de distribution d'eau potable du village de Tifra.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous avons établi les différentes phases nécessaires à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable pour le village de Tifra, commune de Tifra, Wilaya de Bejaia. Le but est de combler le déficit en eau que connaît ce village.

Après une collecte de données, la population du village de Tifra est estimée à 4315 habitants en 2054. En se basant sur un taux d'accroissement démographique annuelle de 0,7 %, la consommation journalière pour cet horizon est de l'ordre de 1049,55 m³/j, soit 12,15 l/s. Ceci engendre un déficit en eau de 6,85 l/s.

Pour combler ce déficit, nous allons exploiter le puits situé à El Verdha, qui fournira un débit de 3 l/s. Le reste sera prélevé en piquant la conduite de Tichy Haf, avec un débit de 3,85 l/s.

Vu la topographie très accidentée du terrain, nous avons opté pour l'installation d'un réseau étagé. Cela nous amène à diviser le village en deux étages distincts. Le deuxième étage sera alimenté par un réservoir projeté d'une capacité de 200 m³. Quant à l'étage supérieur, il est séparé en deux zones. Étant donné que le volume du réservoir R4 est insuffisant, nous avons projeté un réservoir avec un volume de 50m³.

La chaîne d'adduction est composée de 4 tronçons d'adduction gravitaire. Les diamètres varient entre 75 mm et 110 mm, et elle comprend également deux tronçons de refoulement avec un diamètre de 90 mm.

Nous avons sélectionné les pompes appropriées pour nos adductions à l'aide d'un catalogue numérique. Nous avons opté pour une pompe à axe vertical de type P6L/3/20/7A, qui sera installée au niveau du puits. De plus, une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type HMU40-1/7E a été choisie pour être installée au niveau de la station de pompage de Thala L'Hamмам.

L'étude du phénomène du coup de bélier a révélé sa présence dans deux tronçons : du piquage de la conduite Tichy-Haf vers le réservoir R1 et du réservoir R2 vers R3, avec des dépressions. Par conséquent, pour assurer la protection du réseau d'adduction, la solution projetée se résume à l'installation deux vannes à fermeture lente.

Une modélisation et une simulation du réseau de distribution du village de Tifra ont été réalisées à l'aide du logiciel EPANET. Deux simulations du comportement du réseau ont été effectuées : une simulation statique et une simulation dynamique. Lors de ces simulations, des surpressions ont été enregistrées dans certains nœuds, ce qui nous a conduit vers l'installation de six vannes réductrices de pression. Ensuite, deux autres simulations ont été lancées : une sans tenir compte du risque d'incendie et une autre en considérant ce risque. Suite à plusieurs ajustements, le réseau est désormais conforme aux normes exigées.

Bibliographie

Référence bibliographique

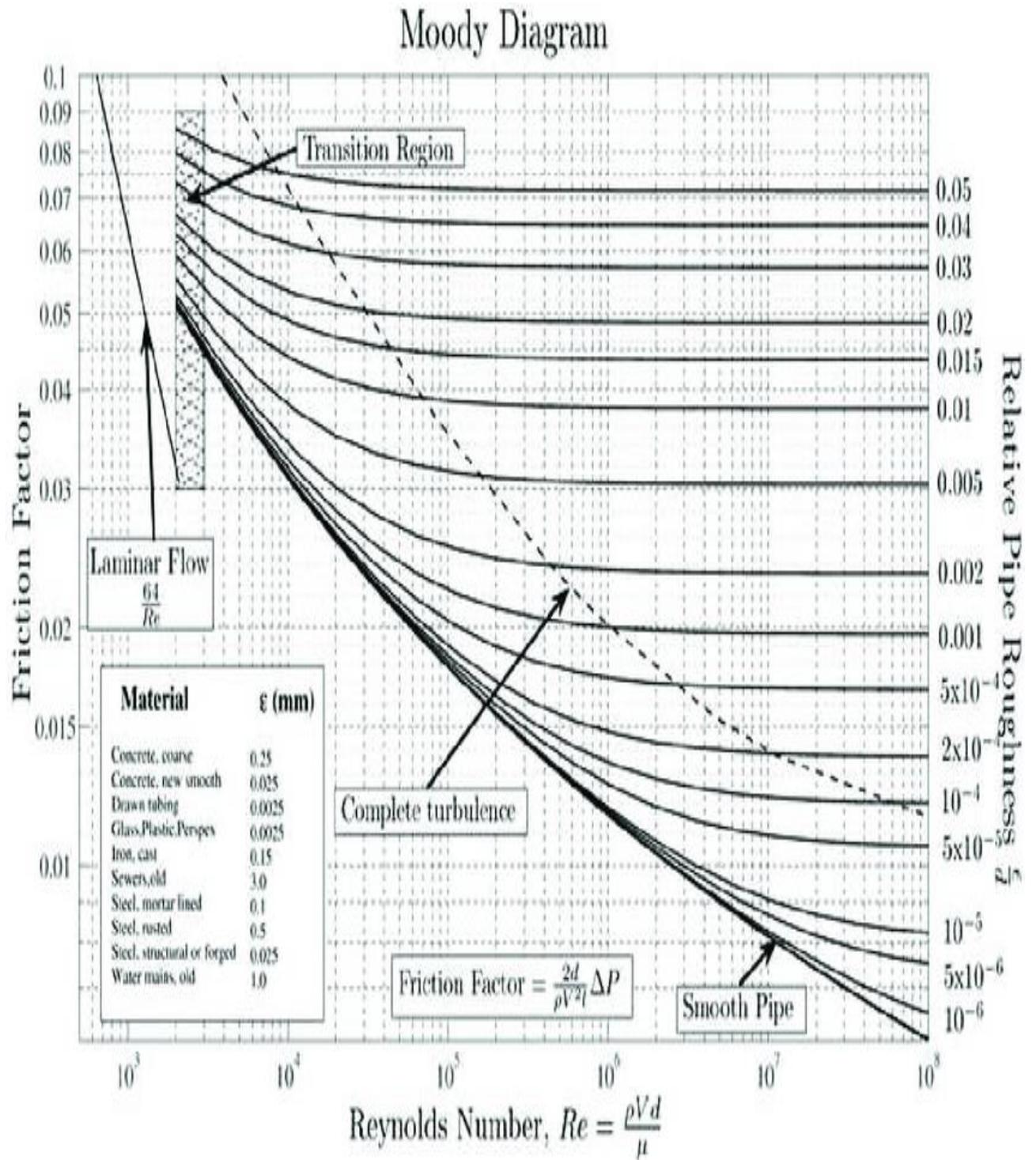
- [1] **Wikipedia**. [En ligne] <https://fr.wikipedia.org/wiki>.
- [2] Service technique de l'APC de Tifra et la subdivision d'hydraulique de Sidi-Aich.
- [3] PDAU de la commune Tifra. 2023.
- [4] BET EDEN INGENIERIE.
- [5] **DUPONT.A.** *Hydraulique urbaine. Tome II*. Paris : Eyrolles, 1979. p. 493.
- [6] **MIMOUNI, H. et M. REZZOUK, L.** Etude du reseau d'alimentation en eau potable du village Tizi El Korne, wilaya de Bejaia. Bejaia : Université de Bejaia, 2022. 110 pages.
- [7] **AHFIR, A.** Étude de renforcement en AEP de la commune de Beni Maouche à partir du système d'adduction du couloir Tichy-Haf. *Mémoire de fin d'étude*. Bejaia : Université de Bejaia, 2017. 131 pages.
- [8] **LADJMIL, N. et TAHRAT, Y.** Dimensionnement des réseaux d'AEP de la localité d'ADJIOUENE, commune de DRAA EL KAID, wilaya de BEJAIA. Bejaia : Université de Bejaia, 2021. 103 pages.
- [9] **BONNIN, J.** *Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance*. Paris : EYROLLES, 1977. p. 228.
- [10] **MAHMOUD, M.** Alimentation en eau potable. [En ligne] 2002. <http://www.lmhe-enit.com/assets/Poly-Alimentation-en-Eau%20Potable%20-Moussa%20->
- [11] **LEWIS, A.** Rossman. Manuel d'utilisateur EPANET 2. 2003. 222 pages.
- [12] **ELMEDDAHI, Y.** Polycopié de cours " Alimentation en eau potable". Chlef : Université Hassiba Benbouali de Chlef, 2023. 93 pages.
- [13] **CARLIER, M.** *Hydraulique générale et appliquée*. Paris : Eyrolles, 1980. p. 588.
- [14] Catalogue VMH. Catalogue technique de PEHD. 2024.
- [15] **BERREKSI, A.** Hydraulique 3, Polycopié de cours. Bejaia : Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, 2021. 55 pages.

Annexes

Annexe 1: Régime de consommation des agglomérations (12).

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe 2: Diagramme de MOODY (13).



Annexe 3: Caractéristiques et prix des conduites en PEHD (14).

DIAMETRE	PN 10		PN 16		PN 20		PN 25	
	EP mm	PRIX TTC						
20	1.9	32 DA	2.0	41 DA	2.3	47 DA	3	48 DA
25	2.0	41 DA	2.3	53.5 DA	3	64 DA	3.5	68 DA
32	2.0	59 DA	3.0	82 DA	3.6	93 DA	4.4	111 DA
40	2.4	89.5 DA	3.7	125 DA	4.5	144 DA	5.5	166 DA
50	3	128 DA	4.6	185 DA	5.6	220 DA	6.9	270 DA
63	3.8	210 DA	5.8	299 DA	7.1	355 DA	8.6	420 DA
75	4.5	297 DA	6.8	420 DA	8.4	500 DA	10.3	590 DA
90	5.4	422 DA	8.2	580 DA	10.1	720 DA	12.3	850 DA
110	6.6	615 DA	10	875 DA	12.3	1096 DA	15.1	1280 DA
125	7.4	790 DA	11.4	1120 DA	14.0	1350 DA	17.1	1620 DA
160	9.5	1260 DA	14.6	1820 DA	17.9	2250 DA	21.9	2650 DA
200	11.9	1900 DA	18.2	2900 DA	22.4	3370 DA	27.4	4100 DA
250	14.8	3050 DA	22.7	4350 DA	27.9	5400 DA	34.2	6400 DA
315	18.7	4850 DA	28.6	7200 DA	35.2	8750 DA	43.1	10300 DA
400	23.7	7500 DA	36.3	11450 DA	44.7	14000 DA	54.7	17250 DA
500	29.7	11900 DA	45.4	17500 DA	55.8	21500 DA		26400 DA
630	37.4		57.2					
710	42.1		64.5					
800	47.4		72.6					

Annexe 4: Courbe caractéristique de la pompe du puits.

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P6L/3/20/7A**Caractéristiques requises**

Débit	3 l/s
Hauteur de refoulement	68 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	3,22 l/s
Hauteur de refoulement	68,9 m
Puissance absorbée	3,88 kW
Rendement	56%
Hauteur manométrique H(Q=0)	92,3 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	7,5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

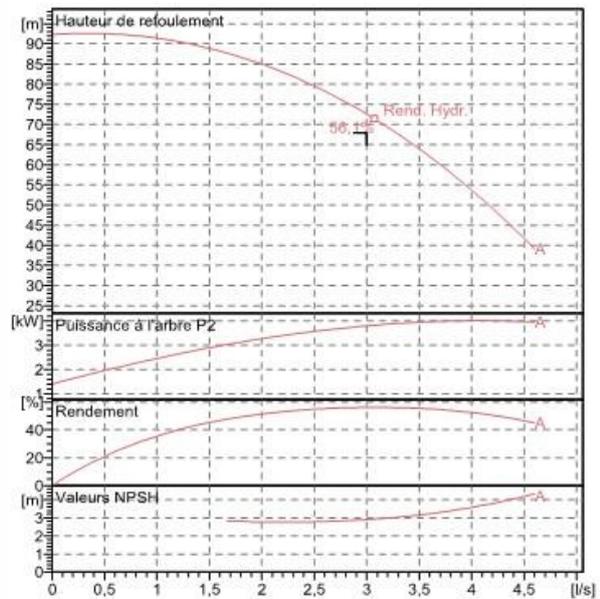
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	150 kg
-------	--------

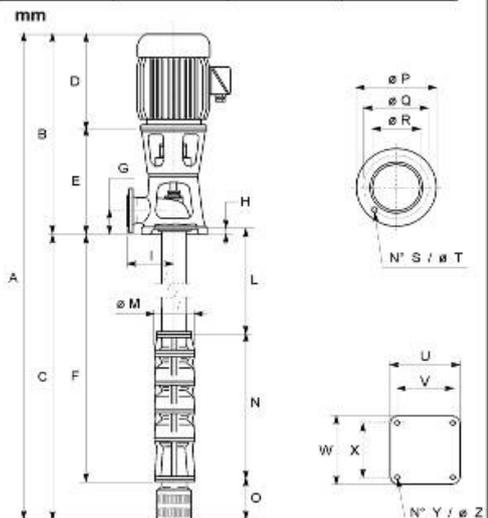
Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Palier	Caoutchouc
LIGNE D'ARBRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier cromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
GROUPE COMANDE	
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépine	Acier galvanisé

**Caractéristiques de fonctionnement**

UN/ISO 2548/C

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

Dimensions

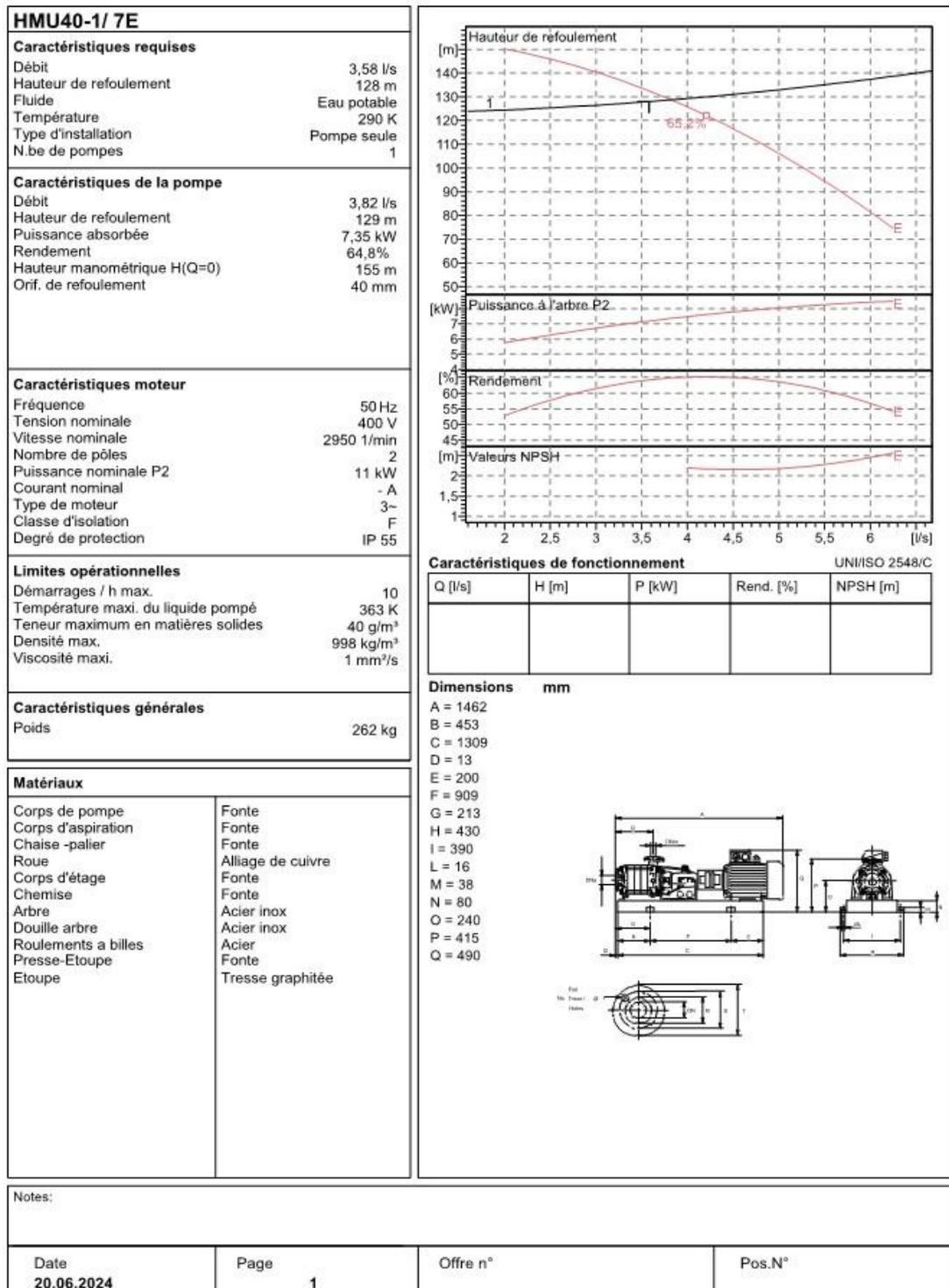
Notes:

Date 20.06.2024	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe 5: Courbe caractéristique de la pompe de la station de pompage (SP1).

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

Résumé

Notre mémoire présente une étude d'alimentation en eau potable, visant à résoudre les insuffisances en eau du village de Tifra, dues à la croissance démographique et aux problèmes du réseau existant. Après une collecte d'informations et une estimation des besoins, évalués à 1049,55 m³/j pour l'horizon 2054, nous avons adopté un réseau étagé pour répondre au relief très accidenté du terrain. Nous avons projeté deux nouveaux réservoirs et dimensionné les conduites d'adduction. Une étude technico-économique a été réalisée, suivie par l'installation de deux pompes pour refouler l'eau du puits vers une station de pompage, puis vers le réservoir R1. Deux vannes à fermeture lente ont été installées pour protéger contre le coup de bélier. Le dimensionnement du réseau de distribution a été effectué, avec une vérification des conditions d'incendie pour un linéaire de 10950,14 ml. Sa modélisation et simulation est effectuée avec le logiciel Epanet.

Mots clé : AEP ; Réseau étagé ; Réservoir ; Adduction ; Coup de bélier ; Pompe ; Distribution ; Epanet.

Abstract

Our dissertation presents a drinking water supply study aimed at resolving the water shortages in the village of Tifra, due to population growth and problems with the existing network. After gathering information and estimating requirements, estimated at 1,049.55 m³/d by 2054, we adopted a stepped network to cope with the very uneven terrain. We planned two new reservoirs and sized the supply pipes. A technical and economic study was carried out, followed by the installation of two pumps to deliver the water from the well to a pumping station and then to the R1 reservoir. Two slow-closing valves were installed to protect against water hammer. The distribution network was sized, with fire conditions checked for a linear length of 10,950.14 ml. It was modelled and simulated using Epanet software.

Key words: Water supply; Stepped network; Reservoir; Supply; Water hammer; Pump; Distribution; Epanet.

الملخص

يقدم بحثنا دراسة لإمدادات مياه الشرب تهدف إلى حل مشكلة نقص المياه في قرية تيفرا بسبب النمو السكاني ومشاكل الشبكة الحالية. بعد جمع المعلومات وتقدير الاحتياجات، التي تقدر بـ 1049.55 متر مكعب في اليوم بحلول عام 2054، اعتمدنا شبكة متدرجة للتعامل مع التضاريس غير المستوية للغاية. خططنا لخزانين جديدين وقمنا بتحديد حجم أنابيب الإمداد.

تم إجراء دراسة فنية واقتصادية، أعقبها تركيب مضختين لتوصيل المياه من البئر إلى محطة ضخ ثم إلى الخزان. تم تركيب صمامين للإغلاق للحماية من المطرقة المائية وتم إجراء تحجيم شبكة التوزيع مع التحقق من ظروف الحريق لطول خطي يبلغ 10950.14 متر، تم نمذجتها ومحاكاتها باستخدام برنامج إيبانات.

الكلمات المفتاحية: إمدادات المياه؛ شبكة متدرجة؛ خزان؛ إمدادات؛ مطرقة مائية؛ مضخة؛ توزيع؛ إيبانات.