

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



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr. CHOUREF Nacer
Mr. SLIMANI Nadjim

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE HAIZER WILAYA DE BOUIRA

Soutenu le **27/06/2018** Devant le jury composé de :

- Promoter: **Mr. CHENAFIA**
- Président : **Mr .**
- Examineur : **Mr .**



Remerciement

Nous tenons à remercier Dieu de nous avoir donné la force et la bonne santé, la patience, la volonté et le courage de mener à bon terme ce modeste travail.

*Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur **Mr CHENAFI.A** pour son orientation et le temps qu'il nous accordé pour notre encadrement.*

Nos remerciements s'adressent également au membre du jury pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous les enseignants de département d'hydraulique qu'ont faits de leurs mieux pour former les futurs cadres que nous sommes, merci.

Nos remerciements vont également à tout le personnel de :

- *Aux services de L'ADE de BOUIRA, qui ont mis à notre disposition tous les documents dont ils disposent en particulier **Mr LAHCEN.H.***
- *Nous remercions l'ensemble du personnel de l'APC et la subdivision agricole de la commune Haizer pour leur aide en particulier **Mr REHAL .A** et **Mr AMOUR.***
- *La DHW de BOUIRA,*

Nos plus vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail mais qui ne sont pas cités ici, nous les remercions tous chaleureusement.



CHOUIREF.N et SLIMANI.N



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents à qui je dois tout, je profite de les remercier pour Leur encouragement, leur aide, le soutien qu'ils m'ont apporté et le Sacrifice qu'ils ont fait pour moi, afin d'atteindre mon objectif, ainsi leur éducation qui est la monnaie courante dans ma vie, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction.

Mon cher frère Rezki que dieu le garde pour nous

Ma très chère sœur Sihem que dieu la garde pour nous

Mes oncles et mes tantes.

Mon cher ami et binôme NADJIM et sa famille.

Tous mes amis (es) : Samir, Mourad et Nabil...

Toute les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promo.





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents à qui je dois tout, je profite de les remercier pour Leur encouragement, leur aide, le soutien qu'ils m'ont apporté et le Sacrifice qu'ils ont fait pour moi, afin d'atteindre mon objectif, ainsi leur éducation qui est la monnaie courante dans ma vie, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction.

Mes cher frères, Slimane, Imad et Djamel que dieu les gardes pour nous

Mes chères sœurs que dieu les garde pour nous

Mes oncles et mes tantes.

Mon cher ami et binôme Nacer et sa famille.

Tous mes amis (es) : Samir, Mourad ,Nabil et Walid.

Toute les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promo.



Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles et abréviations

| | |
|----------------------------|----|
| Introduction générale..... | 01 |
|----------------------------|----|

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

| | |
|--|----|
| I.1. Introduction..... | 02 |
| I.2. Situation géographique et administrative..... | 04 |
| I.3. Situation topographique | 04 |
| I.4. Pentes et géotechnique | 04 |
| I.5. Végétation | 04 |
| I.6. Hydrogéologie..... | 04 |
| I.7.Situation géologique | 05 |
| I.8. Situation agricole | 05 |
| I.9. Les caractéristiques climatiques..... | 05 |
| I.9.1. le climat..... | 05 |
| I.9.2. La température | 05 |
| I.9.3. La pluviométrie | 06 |
| I.9.4.Les vents | 06 |
| I.9.5. L'humidité relative..... | 07 |
| I.10. Séismicité..... | 07 |
| I.11. Occupation du sol..... | 07 |
| I.12. Potentialités économiques..... | 08 |
| I.12.1. Les activités liées à l'industrie | 08 |
| I.12.2. Les potentialités touristiques..... | 08 |
| I.13. Voirie et réseau divers..... | 08 |
| I.13.1. Voirie | 08 |
| I.13.1.1. Chef-lieu..... | 08 |
| I.13.1.2. Agglomération secondaires..... | 08 |
| I.13.2. Energie électrique | 09 |
| I-13.3. Le réseau gaz | 09 |
| I13.4. Transport | 09 |
| I.14. Des données démo-économiques | 09 |
| I-14.1. Population | 09 |

| | |
|--|----|
| I-14.2. Activité et emploi | 10 |
| I.14.2.1. Population active | 10 |
| I.14.2.2. Population occupée | 10 |
| I.14.2.3. Niveau de l'emploi | 10 |
| I.14.3. Habitat | 11 |
| I.15. Situations hydrauliques | 11 |
| I.15.1. Situation actuel du système d'alimentation en eau potable..... | 11 |
| I.15.1.1. Adduction à partir des forages | 11 |
| I.15.2. Description générale du système de transfert..... | 12 |
| I.15.2.1. Barrage de Tilesdit..... | 12 |
| I.15.2.2. Caractéristiques générales du barrage..... | 12 |
| I.16. Conclusion | 13 |

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

| | |
|---|----|
| II.1. Introduction..... | 14 |
| II.2. Situation démographique et son évolution..... | 14 |
| II.3. Evaluation de la population | 14 |
| II.4. Estimation des besoins en eau de la population..... | 15 |
| II.4.1. Dotation | 15 |
| II.4.2. Consommation moyenne journalière | 16 |
| II.5. Différents types de besoins | 16 |
| II.5.1. Besoins domestiques..... | 16 |
| II.5.2. Besoins sanitaires..... | 16 |
| II.5.3. Besoins sportifs..... | 17 |
| II.5.4. Besoins socioculturels | 17 |
| II.5.5. Besoins commerciaux | 18 |
| II.5.6. Besoins administratifs..... | 19 |
| II.5.7. Besoins des cheptels | 19 |
| II.5.8. Besoins scolaires..... | 20 |
| II.5.9. Projets prévus..... | 21 |
| II.6. Récapitulatif de la consommation moyenne journalière..... | 22 |
| II.7. Majoration de la consommation moyenne journalière totale..... | 22 |
| II.8. Etude des variations des débits | 23 |
| II.8.1. Variation de la consommation journalière..... | 23 |
| II.8.1.1. Variation de consommation maximale journalière | 23 |
| II.8.1.2. Variation de consommation minimale journalière..... | 24 |

| | |
|--|----|
| II.8.2. Variation de la consommation horaire | 25 |
| II.9. Comparaison entre les ressources et les besoins..... | 26 |
| II.10. Conclusion..... | 27 |

Chapitre III : Les Réservoirs

| | |
|---|----|
| III.1. Introduction | 28 |
| III.2. Rôle et utilités des réservoirs..... | 28 |
| III.3. Emplacement du réservoir..... | 28 |
| III.4. Classification des réservoirs..... | 30 |
| III.4.1. Selon les matériaux de construction..... | 30 |
| III.4.2. Selon la situation des lieux..... | 30 |
| III.4.3. Selon l'usage..... | 30 |
| III.4.4. Selon la forme géométrique..... | 30 |
| III.5. Choix de type de réservoir..... | 31 |
| III.6. Les facteurs intervenants dans le choix de type de réservoir | 31 |
| III.7. La construction des réservoirs | 31 |
| III.7.1. Mesure de la sécurité dans la construction | 31 |
| III.7.2. Equipements hydrauliques des réservoirs..... | 32 |
| III.7.3. Exigences techniques..... | 35 |
| III.8. Entretien du réservoir | 35 |
| III.9. Hygiène et sécurité | 36 |
| III.10. Description de schéma des réservoirs..... | 36 |
| III.11. Dimensionnement des réservoirs..... | 36 |
| III.11.1. Dimensionnement du RT..... | 37 |
| III.11.2. Dimensionnement du réservoir R1 | 38 |
| III.11.3. Dimensionnement du réservoir R2 | 40 |
| III.11.4. Dimensionnement du réservoir R3 | 42 |
| III.11.5. Dimensionnement du réservoir R4 | 44 |
| III.11.6. Dimensionnement du réservoir R5 | 46 |
| III.11.7. Dimensionnement du réservoir R6 | 48 |
| III.12. Dimensionnement des stations de reprises | 50 |
| III.12.1. Dimensionnement de la première station de reprise (SR1) | 50 |
| III.12.2. Dimensionnement de la deuxième station de reprise (SR2)..... | 51 |
| III.13. Conclusion..... | 51 |

Chapitre IV : Adduction

| | |
|--|----|
| IV.1. Introduction..... | 52 |
| IV.2. Types d'adduction..... | 52 |
| IV.2.1. Adduction par refoulement..... | 52 |
| IV.2.2. Adduction gravitaire..... | 52 |
| IV.2.3. Adduction mixte..... | 52 |
| IV.3. Choix du tracé | 52 |
| IV.4. description du schéma d'adduction | 53 |
| IV.5. Choix du type de matériaux pour les conduites | 53 |
| IV.6. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction..... | 54 |
| IV.6. 1. Les vannes de sectionnement | 54 |
| IV.6.2. Les ventouses | 54 |
| IV.6.3. Les robinets de décharge (vidanges) | 55 |
| IV.6.4. Les clapets | 55 |
| IV.6.5. Les Crépines..... | 56 |
| IV.7. Etude technico-économique | 56 |
| IV.7.1. Calcul du diamètre économique | 57 |
| IV.7.2. Calcul de la vitesse..... | 57 |
| IV.7.3. Calcul des pertes de charge | 57 |
| IV.7.3.1. Les pertes de charge linéaire (HL) | 58 |
| IV.7.3.2. Les pertes de charge singulières (HS) | 59 |
| IV.7.3.3. Les pertes de charge totale (HT) | 59 |
| IV.7.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT) | 59 |
| IV.7.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe | 59 |
| IV.7.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe..... | 59 |
| IV.7.7. Calcul des frais d'exploitation..... | 60 |
| IV.7.8. Calcul des frais d'amortissement | 60 |
| IV.7.9. Calcul du bilan | 60 |
| IV.8. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons..... | 61 |
| IV.8.1. Partie adduction gravitaire | 61 |
| IV.8.1.1. Tronçon PK-SR1 | 61 |
| IV.8.1.2. Tronçon tampon-R1 | 62 |
| IV.8.1.3. Tronçon tampon-R2 | 62 |
| IV.8.1.4. Tronçon R2-R3..... | 63 |
| IV.8.1.5. Tronçon tampon-R4 | 64 |

| | |
|--|----|
| IV.8.1.6. Tronçon tampon-R5 | 65 |
| IV.8.1.7. Tronçon tampon-SR2 | 65 |
| IV.8.2. Partie adduction par refoulement | 66 |
| IV.8.2.1. Tronçon SR1-RT | 66 |
| IV.8.2.2. Tronçon SR2-R6 | 67 |
| IV.8.3. Récapitulatif des résultats..... | 69 |
| IV.9. Conclusion..... | 69 |

Chapitre V : Les pompes

| | |
|--|----|
| V.1. Introduction | 70 |
| V.2. Choix du type de la pompe | 70 |
| V.3. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges | 70 |
| V.3.1. Hauteur manométrique totale (HMT)..... | 70 |
| V.3.2. Le débit (Q) | 71 |
| V.3.3. La vitesse de rotation (N) | 71 |
| V.3.4. Les puissances | 71 |
| V.3.4.1. La puissance absorbée par la pompe (Pa)..... | 71 |
| V.3.4.2. La puissance utile (Pu) | 71 |
| V.3.5. Le rendement (η)..... | 71 |
| V.4. Les Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge | 71 |
| V.4.1. La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ »..... | 71 |
| V.4.2. La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ »..... | 71 |
| V.4.3. La courbe de la puissance absorbée « $P=f(Q)$ » | 71 |
| V.5. Couplage des pompes | 72 |
| V.5.1. Couplage en parallèle | 72 |
| V.5.2. Couplage en série | 72 |
| V.6. Le point de fonctionnement d'une pompe | 73 |
| V.7. Le phénomène de cavitation | 75 |
| V.7.1. La puissance du moteur | 77 |
| V.7.2. La puissance du poste transformateur | 77 |
| V.8. Etude et choix des pompes du projet | 77 |
| V.8.1. Elévation de l'eau de la SRI vers le réservoir Tampon | 77 |
| V.8.2. Elévation de l'eau de la SR2 vers le réservoir R6 | 79 |
| V.9. Conclusion..... | 82 |

Chapitre VI : Coup de bélier

| | |
|--|----|
| VI.1. Introduction | 83 |
| VI.2. Causes du coup de bélier | 83 |
| VI.3. Moyens de protection contre le coup de bélier..... | 83 |
| VI.3.1. Les volants d'inertie | 83 |
| VI.3.2. Les soupapes de décharge..... | 84 |
| VI.3.3. Les réservoirs d'air comprimé..... | 84 |
| VI. 3.4. Les cheminées d'équilibre | 85 |
| VI. 3.4.1.Types de cheminées d'équilibre..... | 86 |
| VI.3.5. Les ventouses..... | 87 |
| VI.4. Etude du coup de bélier..... | 87 |
| VI.4.1. Calcul de la célérité d'onde..... | 87 |
| VI.4.2. La valeur numérique du coup de bélier..... | 88 |
| V.5. Calcul du coup de bélier pour les deux tronçons de refoulement..... | 89 |
| VI.5.1. Interprétation des résultats | 89 |
| VI.5.2. Méthode de calcul du réservoir d'air..... | 89 |
| VI.5.2.1. Principe de calcul de réservoir d'air..... | 89 |
| VII.5.3. Application du calcul pour le tronçon (SR2- R6) | 91 |
| II.6. Conclusion..... | 95 |

Chapitre VII : Distribution

| | |
|--|----|
| VII.1. Introduction..... | 96 |
| VII.2. Classification des réseaux de distribution..... | 96 |
| VII.2.1. Le réseau ramifié | 96 |
| VII.2.2. Le réseau maillé..... | 96 |
| VII.2.3. Le réseau mixte..... | 96 |
| VII.2.4. Le réseau à alimentation distincte..... | 96 |
| VII.3. Conception du réseau de distribution..... | 97 |
| VII.3.1. Choix du tracé..... | 97 |
| VII.4. Choix des conduites de distribution..... | 97 |
| VII.5. Equipements et accessoires du réseau..... | 98 |
| VII.5.1. Les canalisations | 98 |
| VII.5.2. Organes accessoires | 98 |
| VII.6. Description du réseau projeté..... | 99 |
| VII.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution..... | 99 |

| | |
|---|------------|
| VII.7.1. Détermination du débit de pointe..... | 100 |
| VII.7.2. Débit spécifique | 100 |
| VII.7.3. Débit de route..... | 100 |
| VII.7.4. Débit au nœud :..... | 100 |
| VII.7.5. Calcul des différents débits du réseau..... | 101 |
| VII.8. Modélisation et simulation du réseau hydraulique | 102 |
| VII.8.1. Présentation du logiciel Epanet..... | 102 |
| VII.8.2. Les étapes d'utilisation d'Epanet | 104 |
| VII.8.3. Modélisation du réseau | 104 |
| VII.8.4. Simulation du réseau..... | 104 |
| VII.8.4.1. Cas de pointe..... | 105 |
| VII.8.4.2. Cas de pointe plus incendie..... | 107 |
| VII.9. Conclusion | 111 |
| Conclusion générale | 112 |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau (I.1) : Températures moyennes de la période (1997-2007)..... | 06 |
| Tableau (I.2) : La pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1997-2007). | 06 |
| Tableau (I.3) : Répartition mensuelle des vitesses moyennes des vents en m/s..... | 07 |
| Tableau (I.4) : Répartition mensuelle de l’humidité relative moyenne en %..... | 07 |
| Tableau (I.5) : La répartition de la population occupée par secteur d’activité. | 10 |
| Tableau (I.6) : Caractéristique de l’adduction par les forages..... | 12 |
| Tableau(II.1) : Estimation de la population à l’horizon de 2048 | 15 |
| Tableau (II.2) : Besoins domestiques | 16 |
| Tableau (II.3) : Besoins sanitaire..... | 17 |
| Tableau (II.4) : Besoins sportifs | 17 |
| Tableau (II.5) : Besoins socioculturels | 18 |
| Tableau (II.6) : Besoins commerciaux | 18 |
| Tableau (II.7) : Besoins administratifs | 19 |
| Tableau (II.8) : Besoins des cheptels..... | 20 |
| Tableau (II.9) : Détermination des besoins scolaire..... | 21 |
| Tableau (II.10) : Projets prévus | 22 |
| Tableau (II.11) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière..... | 22 |
| Tableau (II.12) : Majoration de la consommation moyenne journalière..... | 23 |
| Tableau (II.13) : Débit maximum journalier | 24 |
| Tableau (II.14) : Débit minimale journalier | 24 |
| Tableau (II.15) : Valeurs du coefficient « β_{max} » en fonction du nombre d’habitants..... | 25 |
| Tableau (II.16) : Détermination des valeurs des coefficients ($K_{max. h}$) et ($Q_{max. h}$). | 26 |
| Tableau (II.17) : les caractéristiques des forages et source..... | 26 |
| Tableau (III.1) : Dimensionnement du RT..... | 37 |
| Tableau (III.2) : Dimensionnement du R1 | 39 |
| Tableau (III.3) : Dimensionnement du R2..... | 41 |
| Tableau (III.4) : Dimensionnement du R3 | 43 |
| Tableau (III.5) : Dimensionnement du R4 | 45 |
| Tableau (III.6) : Dimensionnement du R5 | 47 |
| Tableau (III.7) : Dimensionnement du R6 | 49 |

| | |
|---|-----|
| Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-SR1 | 61 |
| Tableau (IV.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R1 | 62 |
| Tableau (IV.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R2 | 63 |
| Tableau (IV.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R2-R3 | 63 |
| Tableau (IV.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R4 | 64 |
| Tableau (IV.6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R5 | 65 |
| Tableau (IV.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-SR2..... | 66 |
| Tableau (IV.8) : calcul de la HMT du tronçon SR-RT..... | 66 |
| Tableau (IV.9) : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR1-RT | 67 |
| Tableau (IV.10) : calcul du bilan du tronçon SR1-RT | 67 |
| Tableau (IV.11) : calcul de la HMT du tronçon SR2-R6 | 68 |
| Tableau (IV.12) : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-R6 | 68 |
| Tableau (IV.13) : calcul du bilan du tronçon SR2-R6..... | 68 |
| Tableau (IV.14) : récapitulatif des résultats obtenus | 69 |
| | |
| Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température. | 77 |
| | |
| Tableau (VI.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier | 89 |
| Tableau (VI.2) : Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR2-R6)..... | 93 |
| | |
| Tableau (VII.1): Fonctions des raccords | 99 |
| Tableau (VII.2) : Détermination des débits aux nœuds..... | 101 |
| Tableau (VII.3) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites)..... | 105 |
| Tableau (VII.4) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau | 106 |
| Tableau (VII.5) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites) après changement des diamètres | 109 |
| Tableau (VII.6) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau après changement des diamètres..... | 110 |

Liste des figures

| | |
|---|-----|
| Figure (I.1) : carte de Situation de la commune à l'échelle de Wilaya | 3 |
| Figure (I.2) : Vue aérienne de la zone d'étude..... | 3 |
| Figure (II.1) : Histogramme d'estimation de la population..... | 15 |
| Figure (III.1) : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération..... | 29 |
| Figure (III.2) : Emplacement du réservoir en altitude | 30 |
| Figure (III.3) : Adduction en chute libre | 32 |
| Figure (III.4) : Adduction noyée..... | 32 |
| Figure (III.5) : Trop plein et vidange..... | 33 |
| Figure (III.6) : Conduites de la distribution et de vidange | 33 |
| Figure (III.7) : By-pass entre l'adduction et la distribution..... | 34 |
| Figure (III.8) : Système de deux prises..... | 34 |
| Figure (III.9) : Schéma général des réservoirs..... | 36 |
| Figure (IV.3) : Schéma général d'adduction..... | 53 |
| Figure (IV.2) : Vanne à papillon..... | 53 |
| Figure (IV.3) : Ventouse automatique | 55 |
| Figure (IV.4) : Clapet anti retour à double battant..... | 56 |
| Figure (IV.5) : Clapet anti retour à simple battant | 56 |
| Figure (V.1) : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites..... | 72 |
| Figure (V.2) : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge..... | 76 |
| Figure(V.3) : Les courbes caractéristiques de la pompeSR1 | 78 |
| Figure(V.4) : Les courbes caractéristiques de la pompeSR2..... | 79 |
| Figure (V.5) : détermination graphiquement du point homologue du point désiré de la pompe SR2..... | 81 |
| Figure (VI.1) : Le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de Surpression et de dépression..... | 84 |
| Figure (VI.2) : Cheminée d'équilibre | 85 |
| Figure (VI.3) : Cheminée à épanouissement..... | 86 |
| Figure (VI.4) : Cheminée à étranglement et le Cheminée différentielle | 87 |
| Figure (VI.5) : Epure de BERGERON pour le tronçon (SR2-R6)..... | 93 |
| Figure (VI.6) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR2-R6) | 94 |
| Figure(VII.1) ; Schéma représentatif du réseau de distribution (Chef-lieu Nord) | 99 |
| Figure (VII.2) : Environnement de travail sur Epanet | 104 |
| Figure (VII.3) : Etat des nœuds et des arcs (conduites) du réseau..... | 107 |
| Figure (VII.4) : Résultats de la simulation dans le cas de pointe après changement des Diamètres | 111 |

Liste des symboles et abréviations

- A** : l'amortissement annuel (Annuité)
a : La célérité de l'onde (m/s)
B : Valeur du coup de bélier (m)
B_L : Le bilan (DA)
C : Coefficient de perte de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère
C' : Coefficient de perte de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère
Ca : Cote d'aspiration (m)
Cos (θ) : le facteur de puissance
D : Diamètre de la conduite (m)
D_{ext} : Diamètre extérieur (m)
D_{int} : Diamètre intérieur (m)
D_{min} : Diamètre minimal de la conduite (m)
D_n : Le diamètre du tuyau (m)
D_{max} : Diamètre maximale de la conduite (m)
D₁ : Diamètre donné par BONNIN (m)
D₂ : Diamètre donné par BRESS (m)
d : Le diamètre de la tuyère (m)
d' : Diamètre de la veine contracté (m)
E : l'énergie consommée par la pompe (KWh)
e : Epaisseur de la conduit (m)
e_u : Prix unitaire du KWh fixé a (4,67 DA)
F_{am} : Les Frais d'amortissement (DA)
F_{exp} : Les Frais d'exploitation (DA)
g : l'accélération de la pesanteur ($g=9,81$)
H : La hauteur du réservoir on prend 4 et 5 m (m)
H_a : La hauteur d'aspiration en (m)
H_d : La hauteur de dépression (m)
H_g : La hauteur géométrique (m)
H_{inc} : La hauteur d'incendié (m)
H_L : Perte de charge linéaires (m)
HMT : La hauteur manométrique totale (m)
H_s : Perte de charge singulière (m)
HT : Perte de charge totale (m)
H_{sr} : La hauteur de surpression (m)
H'' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m)
H₀ : La pression absolue a point le plus haut de la conduite (m)
H₁ : La hauteur au point de fonctionnement désiré (m)
H' : La hauteur au point homologue du point désiré (m)

- h** : Perte de charge engendré par vannage (m)
i : Le taux d'intérêt ($i=8\%$)
j : Perte de charge linéaire (m/ml)
j_{asp} : Perte de charge à l'aspiration (m)
j_{ref} : Perte de charge au refoulement (m)
J_v : Perte de charge dans la vanne (m)
K : La rugosité absolue de la conduite
K' : coefficient de rapport de vitesse
K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3
K_{max,h} : Coefficient de variation horaire maximale
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9.
L : Longueur de la conduite (m)
L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m)
m : Coefficient de rognage
m' : Le rapport du diamètre de la section de la veine contracté et du diamètre de la tubulure
m'' : Le rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure
N : La vitesse de rotation (tr/min)
N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min)
N_h : Nombre d'habitants
NPSH_d : La charge minimale disponible à l'aspiration
NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration
n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul
ni : Nombre d'année d'amortissement ($n= 30$ ans)
P : La puissance utile (KW)
P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW)
P_j : La pression au sol du point considéré (m)
P_{max} : Le résidu maximal dans le réservoir (%)
P_n : La population à l' horizon d'étude
P_u : Le prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml)
P₀ : La population de l'année référence (2008)
PEHD : Polyéthylène haute densité
PK : Point de piquage
P_m : la puissance de moteur (KW)
PN: La pression nominale
PNS : Pression nominal de service
P_{trans} : la puissance du poste transformateur (KW)
Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s)
Q' : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m_3/s)
Q_{equi} : Besoins d'équipement (m^3/j)
Q_{dome} : Besoins domestiques (m^3/j)
Q_c : Somme des débits localisé en nœud considéré (l/s)

- Q_p** : Débit de pointe en (m³/j)
Q_{p1} : Débit de point de la village (l/s)
Q_n : Débit du nœud (l/s)
Q_r : Débit de route (l/s)
Q_s : Débit spécifique (l/s)
Q_{maj,j} : Débit majoré journalier en (m³/j)
Q_{max,j} : Débit maximum journalier en (m³/j)
Q_{maj,h} : Débit moyen majoré horaire (m³/h)
Q_{max,h} : Débit maximum horaire (m³/h)
Q_{min,j} : Débit minimale journalier en (m³/j)
Q : Le débit au point de fonctionnement désiré (m³/s)
Q₁ : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m³/s)
Q₂ : Le débit au point homologue du point désiré (m³/s)
Q₃ : Le débit au point homologue de P1 (m³/s)
q : Dotation moyenne journalière (l/j. cons)
R : Coefficient qui caractérise
Re : Le nombre de REYNOLDS
R⁺_{max} : Excédent en eau à différentes heures de la journée
R⁻_{max} : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée
RT : Réservoir tampon
R1: Réservoir 1
R2 : Réservoir 2
R3 : Réservoir 3
R4: Réservoir 4
R5 : Réservoir 5
R6 : Réservoir 6
r : Le pourcentage de rognage (%)
S : Section de la conduite (m²)
SR1 : La première station de reprise
SR2 : La deuxième station de reprise
T : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 2,50
T_f : Le temps de fermeture de la vanne (s)
T_v : La pression de vapeur maximale de l'air
T' : Le nouveau temps de pompage (s)
T₀ : La température de l'eau en degré, T=20⁰ C
t : Le temps de pompage par jour (t=20h)
U : Le volume de l'air dans le réservoir à l'intervalle de temps (m/s)
U₀ : Volume d'air initial (m³)
U_{max} : Le volume maximal d'air dans la cloche (m³)
V : La vitesse d'écoulement (m/s)
V_f : Vitesse finale choisie (m/s)
V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
V_T : Le volume total du réservoir (m³)

- V_u** : Le volume utile de stockage du réservoir (m³)
- V_{\min}** : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s
- V_{\max}** : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s
- V_{inc}** : Le volume d'incendie (120m³)
- V_0** : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)
- V_1** : Vitesse dans la tuyère (cas de la montée d'eau) (m/s)
- V_2** : Vitesse dans la tuyère (cas de la descente d'eau) (m/s)
- Z** : L'altitude
- Z'** : La pression dans le réservoir d'air
- Z_0** : Pression absolue
- θ** : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite (s)
- α_{\max}** : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4
- β_{\max}** : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
- η** : Le rendement de la pompe (%)
- ν** : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s)
- λ** : Coefficient de frottement de Darcy
- ϕ** : Le diamètre de la tubulure (m)
- ξ** : Coefficient d'ouverture de la vanne
- δ_0** : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal
- ρ** : La masse volumique (kg/m³)
- π** : 3,14
- Δh_1** : La perte de charge à la montée (m)
- Δh_2** : La perte de charge à la descente (m)
- ΔU** : La variation du volume d'air (m³)

Chapitre I

Présentation de la région d'étude

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Chapitre III

Les Réservoirs

Chapitre IV

Adduction

Chapitre V

Les Pompes

Chapitre VI

Coups de bélier

Chapitre VII

Distribution

Conclusion générale

Introduction générale

Bibliographie

Annexes

Introduction générale

L'eau est un élément indispensable à la vie, il n'y a pas de vie humaine digne sans accès à l'eau de qualité en quantité suffisante. Cette source de vie par excellence, est notre or bleu, elle est un bien commun à toute l'humanité, elle contribue par des multiples façons à la qualité de notre vie et au développement d'une région dans tous les domaines.

De ce point, l'eau prend une autre importance plus que les besoins de l'être humain et devient de plus en plus une richesse menacée à cause de la mauvaise gestion de cette richesse, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable là où des grandes quantités sont perdues dans ce dernier ou par les consommateurs.

Devant de telles situations, les pouvoirs publics en ALGERIE sont préoccupés de résoudre l'épineuse équation entre les ressources et la satisfaction des besoins en eau de la population, de l'industrie et de l'irrigation.

Dans le cadre s'inscrit le thème de notre projet de fin d'études, nous essayons de projeter une nouvelle chaîne d'alimentation en eau potable de la commune de Haizer wilaya de Bouira, qui consiste à l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable permettant de répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon projeté.

Notre plan de travail s'articule de la manière suivante

Nous débuterons par une présentation globale du site en se basant sur la situation actuelle de l'alimentation en eau potable de la commune qui est l'objet du premier chapitre ;

Le deuxième chapitre constitue, l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices existantes en se référant à son plan d'aménagement ;

Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des ouvrages de stockage projetés ainsi que la vérification de la capacité de ceux existants ;

La partie dimensionnement du réseau d'adduction, sera présentée au chapitre quatre ;

Par la suite, le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates au refoulement vers les réservoirs de stockage qui devront répondre aux exigences du projet ;

Par ailleurs, nous procéderons à l'étude du coup de bélier et proposer des moyens de protection du coup de bélier dans le chapitre cinq ;

Dans le dernier chapitre nous dimensionnerons le réseau de distribution de Chef-lieu (Nord) de la commune de Haizer, ceci en exploitant logiciel Epanet ;

Nous terminerons notre travail par une conclusion générale ainsi qu'une bibliographie.

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

I.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux , par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations... et de ce fait mener à bien notre travail.

I.2. Situation géographique et administrative

Issu de découpage de 1987, la commune de Haizer s'étend sur une superficie de 84 km² (8400 ha), soit 1,89% du territoire de la wilaya (figure I.1).

La commune de HAIZER (figure I.1) se trouve à 10 km à l'Est du Chef-lieu de la wilaya de BOUIRA.

Elle est limitée [1] :

- Au Nord par la wilaya de TIZI OUZOU et (Parc national et la commune de TAGHZOUT).
- A l'Ouest par la forêt de BOUIRA.
- Au Sud par la commune de BOUIRA et la commune d'El Asnam.
- A l'Est par la commune d'El Asnam et la forêt d'Azrou.

Elle constitue par cette position géographique, une zone tampon entre le chef-lieu de wilaya et la station touristique hivernale de TIKJDA.

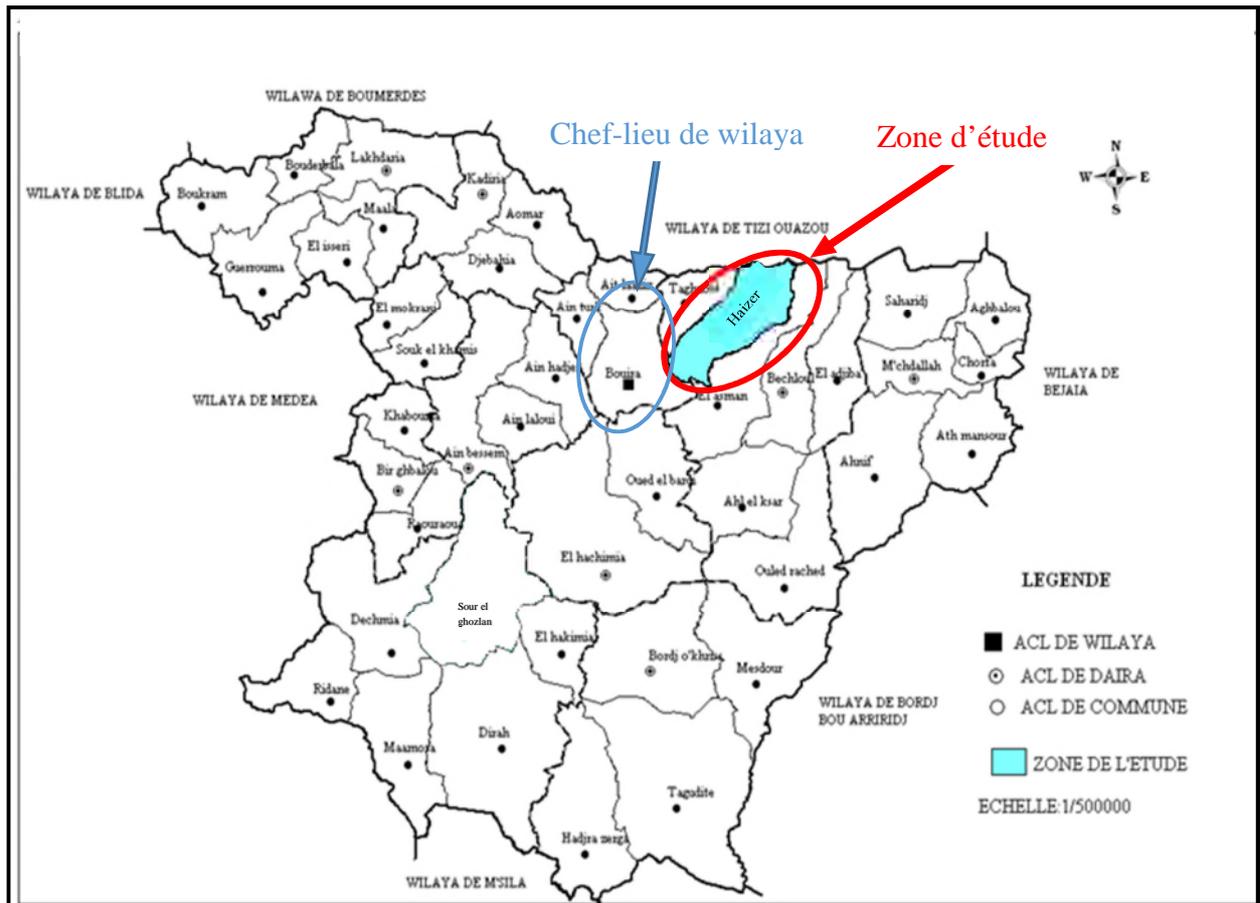


Figure (I.1) : La carte de situation de la commune à l'échelle de Wilaya

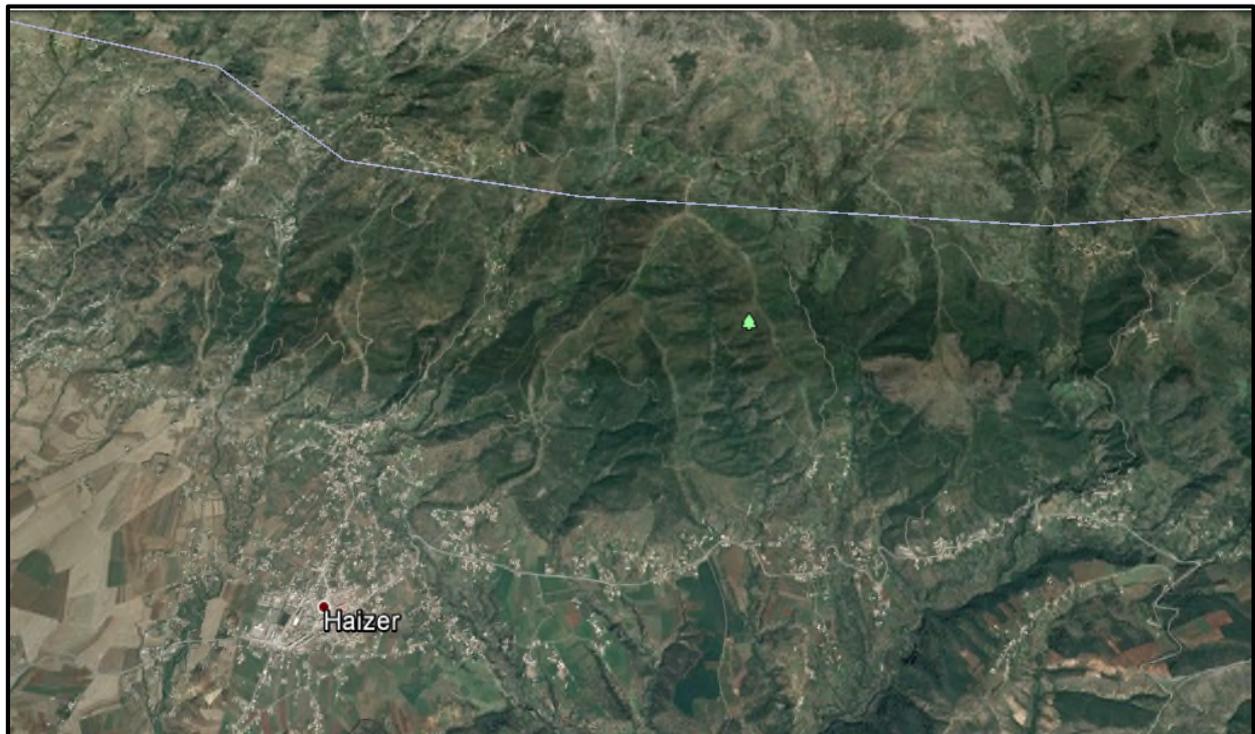


Figure (I.2) : Vue aérienne de la zone d'étude.

I.3. Situation topographique

En utilisant une carte d'état-major au 1/10000, en coordonnées polaires, la zone d'étude se situe entre les parallèles 3°59'57" Est et 3°58'8" Ouest et entre les méridiens 36°23'49" Nord et 36° 23' 7" Sud.

Le relief comporte : La dépression centrale (plaines des Aribes, plateau d'El Asnam, la vallée d'Oued El Dhous et Oued Sahel).

I.4. Pentes et géotechnique

Les pentes sont très distinctes au niveau de notre commune nous avons le versant Sud du DJURDJURA qui porte les pentes les plus fortes (20 à 25)% puis le versant s'adoucit et passe aux pentes de 15% puis de 8% au niveau du piémont.

Toute la zone de plateau est soumise à une faible dénivellation. L'altitude se relève au Sud sur les collines qui portent les forêts de BOUIRA et de HAIZER (6%).

La stabilité de toute pente est menacée par la pesanteur. Entre la déformation imperceptible de certains versants et la chute in cassante des blocs dans les couloirs de la haute montagne, les glissements de terrains couvrent une large catégorie de mouvement le long de pente.

Ils sont fréquents et constituent un risque permanents dans presque toutes les régions de la Kabylie, ou de nombreuses communes sont menacées.

Leur étude et leur surveillance, qui devient permettre la prévision de leur déclanchement, sont devenues une priorité é en matière de catastrophes naturelles [1].

I.5. Végétation

Les crêtes du DJURDJURA sont dénudées et arides en général, mais conservent des cèdres au DJEBEL TAOUIALT, et TIGNATINE à (700m) d'altitude au versant Sud, nous avons du chêne vert en altitude (600). Mais c'est la formation de chêne liège qui domine. La zone de plaine a été défrichée, et occupée par la céréaliculture [1].

I.6. Hydrogéologie

La commune de Haizer comprend deux secteurs principaux.

- **La zone montagneuse** : Elle constitue un puissant réservoir dans la formation calcaire, où s'écoulent de nombreuses sources abondantes en toutes saisons.
- **La zone de plateau** : Elle constitue un aquifère important grâce à la composition géologique du sous bassement dont les cailloutis permettent un emmagasinement donnant naissance à de nombreuses nappes libres (la nappe n'est pas continue) [1].

I.7.Situation géologique

Aspect de FLYSCH et constitués de marnes schisteuses en alternance régulière avec des grès donnant lieu à une intercalation de roches dures et des roches tendres les grès forment les reliefs et affleurent en corniches et les marnes occupent les dépressions localement, Les bancs de grès sont beaucoup plus épais que ceux des marnes, ils constitués alors des monticules.

Le Djurdjura occidental est formé par une série de plis aigue dans les axes dirigés sensiblement de l'Ouest vers l'Est laissent apparaître des zones irrégulières de grès rouges permotriassique et dont les flancs sont occupés par du calcaire liasique, les plis sont fortement déversés au Sud sur l'éocène affectés de plis à noyau liasique.

Très déversés dans le même sens [1].

La partie haute qui formée essentiellement de roches calcaires très compactes mais fissurées forment ainsi de gros blocs, la partie base qui est surtout formée de matériaux détritiques comme les schistes remaniés est agrégats d'origine calcaires enrobés de grandes masses de mêmes argileuses à argile [2].

I.8. Situation agricole

L'agriculture constitue la vocation prédominante dans l'activité économique de la commune qui revêt par ailleurs un caractère spécifique rural, elle couvre une superficie agricole total de 3404 ha, dont 30 ha de surface parcours soit 0.35 % de la SAT, et la zone boisée représente 59.13% du territoire avec, 4967 ha de massif forestier, Cette zone est appelée à être protégée

relativement à l'équilibre biologique. On notera que la partie nord de cette forêt fait partie du parc national du Djurdjura [2].

I.9. Les caractéristiques climatiques [3]

I.9.1. le climat

La commune de Haizer se caractérise par un climat méditerranéen marqué par deux saisons contrastées :

- Une saison chaude sèche et prolongée, allant de Juin à Octobre;
- Une saison froide et pluviale durant le reste de l'année.

I.9.2. La température

Notre région d'étude présente un hiver rigoureux et un été chaud, avec des amplitudes annuelles fortes atteignant respectivement 5° et 30°. La station d'Ain-Bessem considéré représentative de la commune a enregistré des moyennes mensuelles des onze dernières années qui sont représentées dans le tableau ci-après

Tableau (I.1) : Températures moyennes de la période (1997-2007).

| Mois | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Sep | Oct | Nov | Déc |
|------------------|------|------|-------|-------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|------|
| Température (°C) | 7,84 | 8,52 | 10,41 | 14,15 | 19,5 | 24,9 | 28,1 | 27,42 | 22,71 | 19,37 | 12,45 | 8,85 |

A partir des valeurs montrées dans le tableau ci-dessus, nous pouvons classer deux périodes :

- ✓ Une période chaude correspondante aux mois Juin, Juillet, Août et Septembre de températures respectives : 24,93 ; 28,06 ; 27,42 ; 22,71.
- ✓ Une période froide correspondante aux mois Décembre à Mars de températures respectives : 8,58 ; 7,84 ; 8,52 ; 10,41.

La température moyenne maximale est de 28,09°C, et celle minimale est de 7,84°C.

I.9.3. La pluviométrie

Elle est caractérisée par l'irrégularité et l'agressivité, elle est suffisante en hiver et faible en été, se situant autour de 200 mm/an dans la zone Sud, elle augmente au niveau des plaines du centre (500 mm/an) pour culminer sur les hauteurs montagneuses Nord et la zone de Lakhdaria à plus de 700 mm/an.

En matière de répartition des précipitations, nous relevons une période humide s'étalant du mois d'Octobre à Mars, suivie d'une période sèche du mois de Juin à Aout.

Tableau(I.2) : La pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1997-2007).

| Mois | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Sept | Oct | Nov | Déc |
|--------------------|------|------|-------|-------|------|------|------|-------|-------|-------|------|-------|
| Précipitation (mm) | 56,5 | 52,5 | 41,78 | 47,77 | 50,2 | 5,93 | 4,17 | 12,65 | 39,37 | 42,61 | 49,1 | 66,25 |

Dans ce tableau on remarque que le mois le plus pluvieux correspond au mois de Décembre de 66,25mm et le mois le moins pluvieux correspond au mois de Juillet de 4,17mm.

Les précipitations moyennes mensuelles sont caractérisées par une croissance qui s'étend de mois de Septembre jusqu'au mois de Décembre, une décroissance qui s'étend de mois de Janvier jusqu'au mois de Mars.

I.9.4. LES VENTS

Le déséquilibre momentané entre les zones de hautes pressions et les zones de bases pression donnent naissance aux vents. Le vent transporte donc les masses d'air humide des océans et des mers vers les continents, tout en augmentant l'évaporation à la surface des sols et des plans d'eau.

Les vents se caractérisent par leurs vitesses et leurs directions, la répartition mensuelle des vitesses moyennes des vents en m/s de la station de Bouira est représentée dans le tableau suivant :

Tableau (I.3) : Répartition mensuelle des vitesses moyennes des vents en m/s.

| MOIS | Sept | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Moyenne |
|---------|------|------|------|------|-----|------|------|------|-----|------|------|------|---------|
| V (m/s) | 3.69 | 3.25 | 3.75 | 3.76 | 3.4 | 3.34 | 3.3 | 4.04 | 3.6 | 4 | 3.6 | 3.81 | 3.7 |

Les vitesses sont relativement faibles et homogènes durant toute l'année. La moyenne annuelle est de 3.7 m/s, les vents les plus dominants sont de direction Ouest Est en hiver et d'Est Ouest en été.

I.9.5. L'humidité relative

C'est le rapport de la tension de vapeur réelle (observée) à la tension de vapeur saturante à la même température, exprimée en pourcentage (%). Elle indique que l'état de l'atmosphère est plus en moins proche de la condensation. L'humidité relative est à l'origine de toute précipitation, en outre elle régit l'évaporation de l'eau sur la végétation, le sol et les nappes d'eau.

Dans la Wilaya de Bouira les oscillations de l'humidité relative sont importantes, l'amplitude annuelle est de 45 % au plus les valeurs minimales étant atteintes en juillet – août

et maximales en janvier. La répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative, mesurée au psychomètre sur la période 1997 – 2007, est donnée au tableau suivant :

Tableau (I.4) : Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne en %.

| MOIS | Sept | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Moyenne |
|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|------|------|---------|
| H % | 58 | 69 | 72 | 75 | 76 | 73 | 76 | 70 | 69 | 64 | 62 | 49 | 68 |

I.10. Séismicité

Etant classé en zone II dans les régions de Bouira, une manifestation sismique dans la région ne pourra qu'accroître la précipitation des blocs de roches vers l'aval et ce dans un très court laps de temps [1].

I.11. Occupation du sol [1]

La croissance urbaine au niveau du chef-lieu a connu deux périodes distinctes traduites par des tissus urbains hétérogènes d'où une répartition urbaine éclatée et discontinue.

La première période concerne le village mère qu'est Tighilt Nseksou caractérisée par l'implantation de maisons rurales de type traditionnel traduisant une structure éclatée et éparse.

La deuxième période d'urbanisation concerne le tissu récent à savoir le noyau colonial ayant une trame régulière basée sur une répartition équitable d'ilots urbains.

Ce noyau urbain qui s'est implanté autour des voies RN 3, abrite le siège des autorités locales de même que les activités commerciales qui animent le centre-ville.

Ces extensions récentes ont leur propre cachet ayant données une discontinuité urbaine par rapport au tissu initial, ce dernier étant conçu sur la base d'une trame orthogonale bien régulière.

I.12. Potentialités économiques [1]

I.12.1. Les activités liées à l'industrie

Le secteur industriel peut contribuer favorablement au développement économique de la commune outre la contribution de l'élévation du niveau de l'emploi et par conséquent le niveau du revenu.

Généralement le développement de l'activité industrielle au niveau de commune suivra dans sa globalité les orientations de développement de l'activité à travers le pays et à travers la wilaya.

Ainsi, le lancement des programmes d'habitat et n'équipement nécessaires à la population future, permettre à la commune de dynamiser le secteur des B.T.P et de créer des nouveaux emplois.

I.12.2. Les potentialités touristiques

La richesse et la diversité de la composante naturelle et paysagère, les sources thermales, le patrimoine archéologique, historique culturel cultuel, les plans d'eaux, sont autant d'atouts qu'il s'agira de mettre en synergie dans le cadre d'un développement intégré, pour asseoir le développement durable du tourisme dans la wilaya de Bouira et particulièrement dans l'aire d'étude.

Ce potentiel, actuellement peu connu, sous exploité et sorti de l'ombre en procédant à sa valorisation dans un cadre de développement touristique intégré : tourisme vert et climatique-tourisme culturel et de découverte-tourisme thermal.

I.13. Voirie et réseau divers

I.13.1. Voirie

I.13.1.1. Chef-lieu

Le réseau routier de la commune se compose de route nationale ainsi que de chemins vicinaux quant au reste du réseau, il est constitué pestes carrossable non entretenues. Ces dernières relient les différentes localités entre elles tout en permettant la jonction avec la route nationale :

- ✓ La RN 33 constitue la voie la plus importe, relie le chef-lieu de commune à la station de Tikjda et permettant ainsi la fluidité des échanges et communications entre les wilayas de Bouira et Tizi-Ouzou.
- ✓ Aussi on recense le chemin vicinal (C.V) qui relie le chef-lieu avec le Nord de la commune tout en desservent les localités du piémont Sud du Djurdjura [1].

I.13.1.2. Agglomération secondaires

- ✓ **L'AS Guentour** : située à l'est de la commune, est desservie par la RN 33 relie le chef-lieu à la station de Tikjda, de même que par des pistes carrossables qui permettent la liaison avec les fractions et hameaux limitrophes.
- ✓ **L'AS Tikboucht** : située au Sud de la commune, est desservie par un C.V qui se greffe sur la R N 33 tout en permettant l'accessibilité avec la commune d'El Esmam au Sud Est.
- ✓ **L'AS Aguersif** : situé à l'ouest du chef-lieu de commune, est desservi par un chemin vicinal qui relie Haizer à taghzout [1].

I.13.2. Energie électrique

Si la situation de l'électrification de la wilaya est satisfaisante avec un taux d'électrification moyen qui avoisine les 98% (97.2%). celle de l'aire d'étude est très satisfaisante puisqu'elle avoisine les 98.64% pour la commune de Haizer.

Plusieurs conducteurs aériens électriques traversent l'espace communal, en alimentant les différentes fractions et agglomérations de la commune.

Ainsi deux lignes de haute tension traverse la zone d'étude selon l'axe Nord-Ouest-Sud Est et Nord-Sud. De même le réseau de moyenne tension alimente toutes les fractions du territoire.

Ces différents conducteurs électriques aériens imposent des couloirs de servitudes de (2×15 m pour la MT) et (2×25 m pour la HT) comme normes de sécurité [1].

I.13.3. Le réseau gaz

Malgré le passage du gazoduc à l'intérieur de l'aire d'étude, la population n'est pas raccordée à cette source d'énergie. Ainsi les habitants continuent à s'alimenter en gaz butane ou autre source d'énergie [1].

I.13.4. Transport

Malgré l'existence de l'axe de communication (RN33) et l'ampleur du trafic routier surtout en période hivernale en direction de la station de Tikjda. On constate l'absence de gare routière, qui régule le transport en commun, en revanche il existe des aires de stationnements mal aménagées qui ne peuvent pas prendre en charge les besoins potentiels, à cet effet il y a lieu de prévoir une gare routière à court terme [1].

I.14. Des données démo-économiques [1]

L'analyse démo-économique et physique établie dans la première phase de cette étude de révision du PDAU de Bouira, a été faite sur la base :

- Des résultats du recensement de la population et de l'habitat de 2008 actualisés selon des sondages (APC et bureau d'étude),
- Des données tirées des prospections sur le terrain, complétées par des informations collectées auprès des services techniques concernés.

I.14.1. Population

La dispersion de la population à travers le territoire communal nous a permis de connaître la part de la population agglomérée au chef-lieu et en hors chef-lieu par rapport à la population totale.

Les recensements distinguent trois zones géographiques.

- Chef-lieu : C'est l'agglomération ou le siège de l'APC.
- Agglomération secondaires : Ce sont les agglomérations d'une même commune, est considérée comme agglomération secondaire tout groupement de constructions voisines en nombre égal en moins à la centaine avec une distance ne dépassant pas deux cent mètres (200m).
- Zone éparse : Est le reste de la commune, constitué des constructions isolées ou dispersées (groupement de constructions supérieures à 10 et inférieures à 100 selon le dernier RGPH).

I.14.2. Activité et emploi [1]

Il s'agit de savoir dans cette partie, le nombre d'actifs d'occupés et de chômeurs, afin de connaître la situation socio-économique de cette commune qui peut être répulsive ou attractive. L'analyse de l'activité sert à déterminer l'offre globale d'emploi dans la commune ou dans la ville concernée.

I.14.2.1. Population active

Cette population comprend les occupés dans les branches d'activités économiques et l'ensemble des demandeurs d'emplois.

Dans le tableau qui suit, nous donnerons la part des occupés dans les secteurs économiques.

I.14.2.2. Population occupée

C'est l'ensemble occupés dans les branches d'activités économiques, elle est de 8801 au niveau de la commune de HAIZER.

I.14.2.3. Niveau de l'emploi

La répartition de la population occupée par secteur d'activité (situation ou 2013).selon le DPSB, les occupés sont repartis dans le tableau suivant :

Tableau (I.5) : La répartition de la population occupée par secteur d'activité.

| B.A.E | NOMBRE D'OCCUPES | TAUX D'OCCUPATION |
|----------------|-------------------------|--------------------------|
| Agriculture | 957 | 11% |
| Administration | 2783 | 32% |
| Industrie | 788 | 8% |
| DTP | 1339 | 15% |
| Commerce | 951 | 11% |
| Transports | 870 | 10% |
| Services | 1113 | 13% |
| TOTAL | 8801 | 100% |

Un déséquilibre important apparaît entre ces secteurs dont :

- La branche administration apparaît comme activité principale au niveau du groupement avec 32% des occupés.
- Viennent ensuite le secteur DTP avec 15%. les SERVICES offre 13% des occupés. malgré la vocation agricole de la commune, l'agriculture offre que 11% des occupés.
- Le reste des branches (Transports, Commerce et Industrie) offre presque le même nombre d'emploi à l'échelle du groupement.

I.14.3. Habitat

Le bilan portant sur les caractéristiques structurelles de l'habitat a été fait moyennant une analyse quantitative et qualitative du parc logement existant.

Du point de vue quantitatif, on traitera le nombre de logement mais aussi le taux d'occupation par logement.

Le taux d'occupation permet d'apprécier l'intensité d'occupation des logements et par conséquent permet d'apprécier les conditions de vie des populations.

A l'échelle nationale, le TOL a connu une amélioration passant de 7,1 à 6,4 entre 1998 et 2008, au niveau de Haizer le TOL est légèrement en hausse (7,6). Ainsi le parc de logement selon le RGPH de 2008 compte 2321 unité habitées pour une population 17647 habitants, soit un TOL DE 7,6 [1].

I.15. Situations hydrauliques

I.15.1. Situation actuel du système d'alimentation en eau potable

Haizer est alimenté en eau potable a partir des forages qui sont destinés a alimenté le chef lieu uniquement, par deux conduites , la première conduite proviens de deux forages est acheminé vers deux réservoirs, situés dans les crêtes (chef lieu Nord) la deuxième conduite proviens de deux forages est acheminé vers un réservoir situé au (chef lieu Sud).

Cependant, la plus part des villages ont un problème du non disponibilité de l'eau potable est cela a cause de séchement du source d'eau. Ainsi, la dégradation des canaux de distribution d'eau.

I.15.1.1. Adduction à partir des forages

- Sources d'alimentation [4] :
 - Forage 1: $Q = 9$ l/s
 - Forage 2: $Q = 15$ l/s
 - Forage 3: $Q = 5$ l/s
 - Forage 4: $Q = 12.33$ l/s

Le Chef-lieu de la commune de Haizer est alimenté actuellement par quatre forages , les caractéristiques des forages sont reparties dans le tableau suivant :

Tableau (I.6) : Caractéristique de l'adduction par les forages.

| Conduites | | | Réservoir | |
|-------------|----------|--------|----------------------------|-----------------------------|
| Diamètre | Longueur | Nature | Capacité (m ³) | Altitudes (m ³) |
| 125 | 2000 | Acier | 600 | 640 |
| 125 | 1700 | PEHD | 200 | 639 |
| 110 | 1550 | PE | 100 | 608 |
| 110 | 1600 | PEHD | | |
| 6850 | | | 900 | |

➤ Ouvrages existants [4] :

- Deux réservoirs au niveau de Chef-lieu (Nord) de capacité 600 m³ et 200 m³ ;
- Un réservoir au niveau de Chef lieu (Sud) d'un capacité de 100m³.

I.15.2. Description générale du système de transfert

I.15.2.1. Barrage de Tilesdit [5]

Le barrage de Tilsdit est situé sur l'oued El Dhous dans la commune de Bechloul à environ 47 km au Nord Est du chef-lieu de la wilaya de Bouira, il a été mis en eau à partir du l'an 2003.

Les eaux de ce barrage dont la capacité est de 167 Hm³ soit 167 million de m³ sont affectées comme suit :

- ✓ AEP : ville de Bouira et communes limitrophes : 20,23 Hm³/an ;
- ✓ AEI : zone industrielle de Sidi Khaled : 1,15 Hm³/an ;
- ✓ Irrigation : -Plateaux d'El Asnam (2 200 Ha) : 12 Hm³/an ;
-Vallée du Sahel (3 400 Ha) : 27,2 Hm³/an.

I.15.2.2. Caractéristiques générales du barrage

Le barrage de Tilesdit appartient au bassin versant de la Soummam, caractérisé par :

- ✓ Surface de bassin versant : 843 Km² ;
- ✓ Précipitations moyennes : 655 mm/an ;
- ✓ Apports solides : 698 000T/an ;
- ✓ Apports moyens annuels : 83 Hm³.

Il est constitué par une digue en terre avec noyau argileux, d'une longueur en crête de 452 m et de 65 m de hauteur au-dessus du lit de l'oued, une largeur de base de 256 m et un volume de remblais de 3 360 000 m³ situé à la côte 399,00 m NGA.

Le barrage de Tilesdit comporte :

- ✓ Une tour de prise d'eau de 70 m de hauteur, munie de deux pertuis de prise ;
- ✓ Une vidange de fond de 355 m de longueur ;
- ✓ Une galerie d'injection de 150 m de longueur ;
- ✓ Un évacuateur de crues comprenant :

- Un déversoir de largeur de 315 m
- Un coursier de 315 m de longueur et 50 m de largeur ;
- Un canal de restitution.

Le barrage de Tilsdit crée une retenue de caractéristiques suivantes :

- ✓ Niveau de la retenue normale : 399,00 m NGA ;
- ✓ Niveau des plus hautes eaux : 425,50 m NGA ;
- ✓ Capacité totale de la retenue : 167 Hm³ ;
- ✓ Capacité utile : 147 Hm³ ;
- ✓ Volume régularisé : 73 Hm³ ;
- ✓ Crue du projet : 525 m³/s ;
- ✓ Crue de chantier : 85 m³/s.

I.16. CONCLUSION

A la lumière de l'étude de ce premier chapitre, nous avons eu des informations sur les caractéristiques de la région d'étude à savoir : la géographie, la topographie, les ressources en eau, la population, la végétation et les caractéristiques climatologies (la température, la pluviométrie, vents ...ect). Ces différentes caractéristiques nous vont permettre de procéder à l'étude de l'alimentation en eau potable de la région en se basant sur le relief, la population, l'industrie ainsi que d'autres usages. La connaissance des différentes ressources en eau existantes nous permettra aussi de réfléchir et choisir le système d'approvisionnement en eau de la région soit à partir des forages ou à partir du barrage de Tilsdit.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction

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

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.2. Situation démographique et son évolution

D'après les dernières données de recensement général de la population et de l'habitat(DPAT) de la commune de Haizer effectuée en 2008, la population de la ville s'élève à 17647 habitants avec un taux de croissement de 2,5 % (données au près de DPAT de Haizer) [6].

II.3. Evaluation de la population

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \quad (\text{II.1})$$

Où :

P_n : la population à l'horizon de calcul (2018,2048);

P_0 : la population de l'année de référence (2008);

T : taux d'accroissement naturel de la population en % ;

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

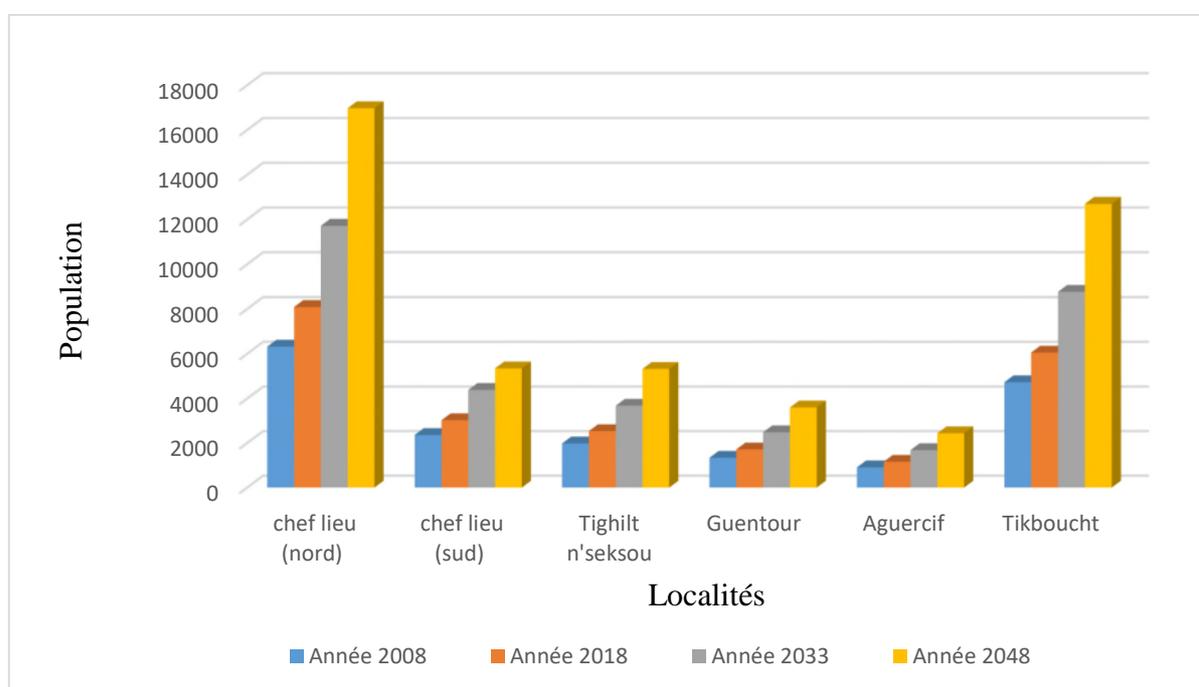
Les horizons de calcul considérés sont :

- Moyen terme : 2033 (une durée de 15 ans) ;
- Long terme : 2048 (une durée de 30 ans).

La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentées dans le tableau(II.1) et la figure (II.1) comme suit :

Tableau (II.1) : Estimation de la population à l'horizon de 2048.

| Villages | 2008 | 2018 | 2033 | 2048 |
|-------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Chef lieu (Nord) | 6321 | 8091 | 11719 | 16973 |
| Chef lieu (Sud) | 2365 | 3027 | 4385 | 6350 |
| Tighilt n'seksou | 1983 | 2538 | 3677 | 5325 |
| Guentour | 1340 | 1715 | 2485 | 3598 |
| Aguercif | 908 | 1162 | 1684 | 2439 |
| Tikboucht | 4730 | 6055 | 8769 | 12701 |
| TOTAL | 17647 | 22590 | 32719 | 47386 |

**Figure (II.1) : Histogramme d'estimation de la population**

II.4. Estimation des besoins en eau de la population

II.4.1. Dotation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain, dans ses différents besoins à savoir la boisson, la douche, le ménage...etc.

En général, on est amené à prévoir les quantités minimales suivantes par habitant et jour (selon Jaques Bonnin) :

- **Communes rurales** : (agglomération de moins de 2 000 habitants) Forfaitairement : 125 litres par jour et par habitant (200 litre / jour /habitant si l'élevage est intensif).
- **Distribution urbaine** : (communes de plus de 2 000 habitants). On peut prendre comme base de calcul :

- ✓ Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant ;
- ✓ Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant ;
- ✓ Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant ;

Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique et son évolution future, nous estimons qu'une dotation de 200 litre / jour / habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins en eau potable pour la commune (DHW de Bouira).

II.4.2. Consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations pendant une journée exprimée par la relation de débit moyen journalière suivant :

$$Q_{moyj} = \sum \frac{Nh*q}{1000} \quad (II. 2)$$

Avec :

Q_{moyj} : Débit moyen journalier en m³/j ;

Nh : nombre d'habitants ;

q : Dotation en m³/j.

II.5. Différents types de besoins

Les différents types de besoins sont présentés dans les tableaux suivants

II.5.1. Besoins domestiques

Les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation de chaque village [6].

Tableau (II.2) : Besoins domestiques.

| Vilagges | Nombre D'habitant | | | Besions (m3/j) | | |
|------------------|-------------------|--------------|--------------|----------------|---------------|---------------|
| | 2018 | 2033 | 2048 | 2018 | 2033 | 2048 |
| chef lieu (Nord) | 8091 | 11719 | 16973 | 1618,2 | 2343,8 | 3394,6 |
| Tighilt n'seksou | 2538 | 3677 | 5325 | 507,6 | 735,4 | 1065 |
| Guentour | 1715 | 2485 | 3598 | 343 | 497 | 719,6 |
| Aguercif | 1162 | 1684 | 2439 | 232,4 | 336,8 | 487,8 |
| Tikboucht | 6055 | 13154 | 19051 | 1210,93 | 1753,87 | 2540,13 |
| chef lieu (Sud) | 3027 | 4385 | 6350 | 605,467 | 876,93 | 1270,07 |
| TOTAL | 22588 | 32719 | 47386 | 4517,6 | 6543,8 | 9477,2 |

II.5.2. Besoins sanitaires

Au plan sanitaire, la commune dispose de deux salles de soins, une polyclinique et un centre de santé, les résultats sont explicités dans le tableau (II.3) ci- après [6]

Tableau (II.3) : Besoins sanitaires.

| Villages | Équipements Existents | Effectifs | Dotation (l/j/eff) | Besoins (m3/j) | Besoins (l/s) |
|-------------------------|-----------------------|-----------|--------------------|----------------|---------------|
| Chef lieu (Nord) | 1 Polyclinique | 30 | 15 | 0,45 | 0,005 |
| Tighilt n'seksou | 1 Centre de santé | 15 | 15 | 0,225 | 0,003 |
| Guentour | 1 Salle de soins | 8 | 15 | 0,12 | 0,001 |
| Aguercif | 1 Salle de soins | 8 | 15 | 0,12 | 0,001 |
| TOTAL | | | | 0,915 | 0,011 |

II.5.3. Besoins sportifs

Les équipements sportifs se situent uniquement au niveau de Chef-lieu (Nord) et Tighilt n'seksou.

Ces équipements sont aussi utilisés par les habitants des autres villages de la commune. Les résultats sont donnés dans le tableau (II.4) [6].

Tableau (II.4) : Besoins sportifs.

| Villages | Équipements existents | Surface (m2) | Dotation (l/j/m2) | Besoins (m3/j) | Besoins (l/s) |
|-------------------------|-----------------------|--------------|-------------------|----------------|---------------|
| | 1 Stade communal | 5825 | 10 | 58,25 | 0,674 |
| Chef lieu (Nord) | 1 Piscine S.O | 650 | 40 | 26 | 0,301 |
| | 1 Salle omnisport | 600 | 6 | 3,6 | 0,042 |
| Tighilt n'seksou | 1 Stade | 4500 | 10 | 45 | 0,521 |
| TOTAL | | | | 132,85 | 1,538 |

II.5.4. Besoins socioculturels

Les équipements socioculturels existants dans chaque village sont représentés dans le tableau suivant [6].

Tableau (II.5) : Besoins socioculturels.

| Villages | Équipements existents | Nombre d'usager | dotation (l/j/usa) | Besoins (m ³ /j) | Besoins (l/s) |
|------------------|-----------------------|-----------------|--------------------|-----------------------------|---------------|
| Chef lieu (Nord) | 1 Maison de jeune | 11 | 20 | 0,22 | 0,003 |
| | 1 Mosquée | 625 | 20 | 12,5 | 0,145 |
| | 1 Centre culturel | 35 | 20 | 0,7 | 0,008 |
| Chef lieu (Sud) | 1 Mosquée | 70 | 20 | 1 | 0,012 |
| Tighilt n'seksou | 1 Mosquée | 250 | 20 | 5 | 0,058 |
| Guentour | Aire de jeux | 25 | 20 | 0,5 | 0,006 |
| Aguercif | 1 Mosquée | 110 | 20 | 2,2 | 0,025 |
| | 1 Mosquée | 75 | 20 | 1,5 | 0,017 |
| Tikboucht | Aire de jeux | 25 | 20 | 0,5 | 0,006 |
| | 1 Mosquée | 80 | 20 | 2 | 0,023 |
| TOTAL | | | | 26,12 | 0,302 |

II.5.5. Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux consistent en tout type de commerce [6].

Tableau (II.6) : Besoins commerciaux.

| Villages | Équipements existents | Nombre d'unité | dotation (l/j/un) | Besoins (m ³ /j) | Besoins (l/s) |
|------------------|-----------------------|----------------|-------------------|-----------------------------|---------------|
| Chef lieu (Nord) | Caféterias | 10 | 1500 | 15 | 0,174 |
| | Station de service | 1 | 1200 | 1,2 | 0,014 |
| | Restaurants | 6 | 1500 | 9 | 0,104 |
| | Cyber café | 6 | 80 | 0,48 | 0,006 |
| | Locoux présedencieles | 62 | 100 | 6,2 | 0,072 |
| Tighilt n'seksou | Caféterias | 4 | 1500 | 6 | 0,069 |
| | Restaurants | 3 | 1500 | 4,5 | 0,052 |
| | Cyber café | 1 | 80 | 0,08 | 0,001 |
| | Locoux présedencieles | 20 | 100 | 2 | 0,023 |
| Guentour | Caféterias | 2 | 1500 | 3 | 0,035 |
| | Restaurants | 2 | 1500 | 3 | 0,035 |
| Tikboucht | Caféterias | 1 | 1500 | 1,5 | 0,017 |
| TOTAL | | | | 51,96 | 0,601 |

II.5.6. Besoins administratifs

Le tableau (II.7) regroupe les équipements administratifs existants dans chef-lieu (Nord) Tighilt n'seksou et Guentour [6].

Tableau (II.7) : Besoins administratifs.

| Villages | Équipements existants | Nombre d'usager | dotation (l/j/usa) | Besoins (m ³ /j) | Besoins (l/s) |
|-------------------------|--------------------------|-----------------|--------------------|-----------------------------|---------------|
| | 1 Siège APC | 134 | 15 | 2,01 | 0,023 |
| | 1 Siège Daira | 40 | 15 | 0,6 | 0,007 |
| | 1 Siège PTT | 5 | 15 | 0,075 | 0,001 |
| Chef lieu (Nord) | 1 Gendarmerie | 650 | 120 | 78 | 0,903 |
| | 1 Protection civil | 160 | 120 | 19,2 | 0,222 |
| | 1 Subdivision (DSA+DRE) | 45 | 15 | 0,675 | 0,008 |
| | 1 STP+SUC+SLEP | 62 | 15 | 0,93 | 0,011 |
| | 1 Agence PTT | 3 | 15 | 0,045 | 0,001 |
| Tighilt n'seksou | 1 Antenne administrative | 5 | 15 | 0,075 | 0,001 |
| Guentour | 1 Agence PTT | 3 | 15 | 0,045 | 0,001 |
| TOTAL | | | | 101,655 | 1,177 |

II.5.7. Besoins des cheptels

Le nombre de ruches et ovins, le nombre de têtes des autres cheptels ainsi que les différents besoins en m³/s sont représentés dans le tableau ci-dessous [2].

Tableau (II.8) : Besoins des cheptels.

| Villages | Cheptels | Nombre de têtes | Dotation (l/j/tête) | Besoins (m3/j) | Besoins (l/s) |
|-------------------------|-------------------|-----------------|---------------------|----------------|---------------|
| Chef lieu (Nord) | Bovins | 80 | 80 | 6,4 | 0,074 |
| | Ovins | 430 | 10 | 4,3 | 0,05 |
| | Caprins | 20 | 10 | 0,2 | 0,002 |
| | Poulets de chairs | 12800 | 0,5 | 6,4 | 0,074 |
| | Ruches | 210 | 5 | 1,05 | 0,012 |
| | Poules pondeuses | 23500 | 0,5 | 11,75 | 0,136 |
| Tighilt n'seksou | Bovins | 86 | 80 | 6,88 | 0,08 |
| | Caprins | 15 | 10 | 0,15 | 0,002 |
| | Poulets de chairs | 7580 | 0,5 | 3,79 | 0,044 |
| | Ruches | 57 | 5 | 0,285 | 0,003 |
| Guentour | Bovins | 88 | 80 | 7,04 | 0,081 |
| | Ovins | 246 | 10 | 2,46 | 0,028 |
| | Caprins | 10 | 10 | 0,1 | 0,001 |
| | Ruches | 95 | 5 | 0,475 | 0,005 |
| | Poules pondeuses | 36500 | 0,5 | 18,25 | 0,211 |
| | Poulets de chairs | 3500 | 0,5 | 1,75 | 0,02 |
| Aguercif | Ruches | 46 | 5 | 0,23 | 0,003 |
| | Poules pondeuses | 5860 | 0,5 | 2,93 | 0,034 |
| Tikboucht | Bovins | 180 | 80 | 14,4 | 0,167 |
| | Ovins | 560 | 10 | 5,6 | 0,065 |
| | Caprins | 50 | 10 | 0,5 | 0,006 |
| | Poulets de chairs | 3200 | 0,5 | 1,6 | 0,019 |
| | Ruches | 75 | 5 | 0,375 | 0,004 |
| | Poules pondeuses | 3450 | 0,5 | 1,725 | 0,02 |
| TOTAL | | | | 98,64 | 1,142 |

II.5.8. Besoins scolaires

Avec une dotation de 15 l/élève/j, les besoins scolaires sont donnés dans le tableau (II.9) Suivant [6] :

Tableau (II.9) : Détermination des besoins scolaires.

| Villages | Équipements existents | Effectif | dotation (l/j/eff) | Besoins (m ³ /j) | Besoins (l/s) |
|-------------------------|-----------------------|----------|--------------------|-----------------------------|---------------|
| | 4 Ecoles primaires | 1153 | 15 | 17,295 | 0,200 |
| | 2 CEM | 960 | 15 | 14,4 | 0,167 |
| Chef lieu (Nord) | 1 Lysée | 487 | 15 | 7,305 | 0,085 |
| | 1 CFPA | 265 | 15 | 3,975 | 0,046 |
| | 1 Ecoles police | 147 | 15 | 2,205 | 0,026 |
| Chef lieu (Sud) | 2 Ecoles primaire | 264 | 15 | 3,96 | 0,046 |
| Tighilt n'seksou | 2 Ecoles primaires | 245 | 15 | 3,675 | 0,043 |
| Guentour | 1 Ecole primaire | 140 | 15 | 2,1 | 0,024 |
| Aguercif | 1 Ecoles primaire | 103 | 15 | 1,545 | 0,018 |
| Tikboucht | 3 Ecoles primaire | 258 | 15 | 3,87 | 0,045 |
| TOTAL | | | | 60,33 | 0,698 |

II.5.9. Projets prévus

Les projets prévus comportent respectivement : un hôpital, des groupes scolaires, une salle de cinéma, crèche et gardienne d'enfants, auberge des jeunes, mosquée et un antenne PTT, localisés dans le chef-lieu (Nord) [1].

Tableau (II.10) : Projets prévus.

| Village | Projet en cours | Nombre d'effectif | Dotation (l/j/eff) | Besoins (m ³ /j) | Besoins (l/s) |
|------------------|-------------------------------|-------------------|--------------------|-----------------------------|---------------|
| chef lieu (Nord) | Hôpital | 500 | 200 | 100 | 1,157 |
| | Ecole primaire | 180 | 15 | 2,7 | 0,031 |
| | CEM | 150 | 15 | 2,25 | 0,026 |
| | Crèche et gardienne d'enfants | 35 | 15 | 0,525 | 0,006 |
| | Salle de cinéma | 200 | 15 | 3 | 0,035 |
| | Auberge de jeunes | 80 | 200 | 16 | 0,185 |
| | Antenne PTT | 10 | 15 | 0,15 | 0,002 |
| | Mosquée | 250 | 20 | 5 | 0,058 |
| Total | | | | 129,625 | 1,5 |

II.6. Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

L'estimation de la consommation moyenne journalière de la Commune de Haizer pour les deux horizons d'étude est récapitulée dans le tableau ci-après.

Tableau (II.11) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

| Villages | Besions domestiques Q _{dome} (m ³ /j) | | Besions d'équipements Q _{équi} (m ³ /j) | | Q _{dome} + Q _{équi} (m ³ /j) | |
|------------------|---|---------------|---|---------------|---|-----------------|
| | 2018 | 2048 | 2018 | 2018 | 2018 | 2048 |
| Chef lieu (Nord) | 1618,2 | 3394,6 | 309,44 | 439,065 | 1927,64 | 3833,665 |
| Chef lieu (Sud) | 605,467 | 1270,07 | 4,96 | 4,96 | 610,427 | 1275,03 |
| Tighilt n'seksou | 507,6 | 1065 | 77,705 | 77,705 | 585,305 | 1142,705 |
| Guentour | 343 | 719,6 | 41,445 | 41,445 | 384,445 | 761,045 |
| Aguercif | 232,4 | 487,8 | 7,405 | 7,405 | 239,805 | 495,205 |
| Tikboucht | 1210,93 | 2540,13 | 32,07 | 32,07 | 1243 | 2572,2 |
| TOTAL | 4517,6 | 9477,2 | 473,025 | 602,65 | 4990,625 | 10079,85 |

II.7. Majoration de la consommation moyenne journalière totale (Q_{maj,j})

Les fuites au niveau des conduites d'adduction et du réseau de distribution sont fonction de l'état du réseau. Dans notre cas, on estimera les pertes à 20 % vu que le réseau est neuf.

$$Q_{maj,j} = 1,2 * Q_{moy,j} \quad (II.3)$$

Avec :

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

Tableau (II.12) Majoration de la consommation moyenne journalière.

| Villages | Q _{dome} + Q _{équi} (m ³ /j) | | Q _{maj,j} (m ³ /j) | |
|-------------------------|---|------------------|--|------------------|
| | 2018 | 2048 | 2018 | 2048 |
| Chef lieu (Nord) | 1927,640 | 3833,665 | 2313,168 | 4600,398 |
| Chef lieu (Sud) | 610,427 | 1275,040 | 732,512 | 1530,048 |
| Tighilt n'seksou | 585,305 | 1142,705 | 702,366 | 1371,246 |
| Guentour | 384,445 | 761,045 | 461,334 | 913,254 |
| Aguercif | 239,805 | 495,205 | 287,766 | 594,246 |
| Tikboucht | 1243,000 | 2572,190 | 1491,600 | 3086,628 |
| TOTAL | 4990,625 | 10079,850 | 5988,746 | 12095,820 |

II.8. Etude des variations des débits

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend ;
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité. Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

II.8.1. Variation de la consommation journalière

II.8.1.1. Variation de consommation maximale journalière

Représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{maj,j} \quad (II.4)$$

Avec :

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

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de

L'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3 ;

On prend $K_{max,j} = 1,2$.

Tableau (II.13) : Débit maximum journalier.

| Villages | Q _{maj.j} (m ³ /j) | | Q _{max.j} (m ³ /j) | |
|-------------------------|--|------------------|--|------------------|
| | 2018 | 2048 | 2018 | 2048 |
| Chef lieu (Nord) | 2313,168 | 4600,398 | 2775,802 | 5520,478 |
| Chef lieu (Sud) | 732,512 | 1530,048 | 879,015 | 1836,058 |
| Tighilt n'seksou | 702,366 | 1371,246 | 842,839 | 1645,495 |
| Guentour | 461,334 | 913,254 | 553,601 | 1095,905 |
| Aguercif | 287,766 | 594,246 | 345,319 | 713,095 |
| Tikboucht | 1491,600 | 3086,628 | 1789,920 | 3703,954 |
| TOTAL | 5988,746 | 12095,820 | 7186,496 | 14514,984 |

II.8.1.2. Variation de consommation minimale journalière

Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} * Q_{maj.j} \quad (II.5)$$

Avec :

$k_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9.

Dans notre cas nous avons choisi : $k_{min.j} = 0,8$.

Tableau (II.14) : Débit minimale journalier.

| Villages | Q _{maj.j} (m ³ /j) | | Q _{min.j} (m ³ /j) | |
|-------------------------|--|------------------|--|-----------------|
| | 2018 | 2048 | 2018 | 2048 |
| Chef lieu (Nord) | 2313,168 | 4600,398 | 1850,534 | 3680,318 |
| Chef lieu (Sud) | 732,512 | 1530,048 | 586,010 | 1224,038 |
| Tighilt n'seksou | 702,366 | 1371,246 | 561,893 | 1096,997 |
| Guentour | 461,334 | 913,254 | 369,067 | 730,603 |
| Aguercif | 287,766 | 594,246 | 230,213 | 475,397 |
| Tikboucht | 1491,600 | 3086,628 | 1193,280 | 2469,302 |
| TOTAL | 5988,746 | 12095,820 | 4790,997 | 9676,656 |

II.8.2. Variation de la consommation horaire

Ce volet permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner, de prévoir les risques des dépôts dans les tuyaux et de déterminer la consommation maximale horaire, en introduisant le coefficient d'irrégularité horaire.

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{max.h} = \frac{K_{max.h} * Q_{max.j}}{24} \quad (II.6)$$

Avec :

$K_{max.h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.7)$$

Avec :

α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons $\alpha_{max}=1,3$) ;

β_{max} : Coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans le tableau suivant (manuelle technique) :

Tableau (II.15) : Valeurs du coefficient « β_{max} » en fonction du nombre d'habitants.

| Nombre d'habitant *10 ³ | <1 | 1,5 | 2,5 | 4 | 6 | 10 | 20 | 30 | 100 | 300 | >10 ³ |
|---------------------------------------|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|------|------------------|
| Valeurs de β_{max} | 2 | 1,8 | 1,6 | 1,5 | 1,4 | 1,3 | 1,2 | 1,15 | 1,1 | 1,03 | 1 |

D'après ce tableau, on trouve les valeurs de β_{max} et les résultats des coefficients de $K_{max.h}$ et les débits $Q_{max.h}$ qui sont répartis dans le tableau (II.16) suivant :

Tableau (II.16) : Détermination des valeurs des coefficients ($K_{max.h}$) et ($Q_{max.h}$).

| Villages | β max | | Kmax.h | | Qmax.h (m ³ /h) | |
|-------------------------|-------------|-------|--------|-------|----------------------------|-----------------|
| | 2018 | 2048 | 2018 | 2048 | 2018 | 2048 |
| Chef lieu (Nord) | 1,348 | 1,230 | 1,752 | 1,599 | 202,680 | 367,802 |
| Chef lieu (Sud) | 1,565 | 1,391 | 2,035 | 1,808 | 74,515 | 138,339 |
| Tighilt n'seksou | 1,597 | 1,434 | 2,076 | 1,864 | 72,909 | 127,814 |
| Guentour | 1,542 | 1,529 | 2,005 | 1,988 | 46,240 | 90,764 |
| Aguercif | 1,935 | 1,612 | 2,516 | 2,096 | 36,194 | 62,265 |
| Tikboucht | 1,399 | 1,273 | 1,819 | 1,655 | 135,639 | 255,403 |
| TOTAL | | | | | 568,177 | 1042,387 |

II.9. Comparaison entre les ressources et les besoins

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Les caractéristiques de ces forages sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II.17) : les caractéristiques des forages.

| Désignation | Forage F1 | Forage F2 | Forage F3 | Forage F4 |
|-----------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Débit d'exploitation (l/s) | 9 | 15 | 5 | 12,33 |
| Niveau statique (m) | 5,5 | 15 | 15,3 | 12 |
| Niveau dynamique(m) | / | 26 | 157 | 47 |
| profondeur(m) | 52 | 166 | 200 | 140 |

Comme nous avons déjà dit, la ville dispose quatre (04) forages donnant un débit actuel total de 41,33 l/s ou 3570,912 m³/j, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2048.

Alors que les besoins totaux de la Commune sont de 14514,984 m³/j, donc il y a un déficit égal à :

$$D_{\text{déficit}} = 14514,984 - 3570,912 = 10944,072 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.10. Conclusion

Vue le taux de fuites assez important a la commune de Haizer, la population souffre de pénurie d'eau surtout en période estivale ou la consommation augmente considérablement.

Suivant les résultats effectués dans ce présent chapitre, nous constatons un déficit de l'ordre 10944,072 m³/j à l'horizon 2048 qui est égal à 126,668 l/s.

Donc pour combler à ce déficit nous avons envisagé de faire un piquage au niveau de barrage Tilesdit dont la conduite de refoulement qui sera reliée au réservoir de stockage qui fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre III : Les Réservoirs

III.1. Introduction

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés ; de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies.

La commune de Haizer va prendre en charge un accroissement de la population, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.2. Rôle et utilités des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques de stockage. Ils font partie des installations d'adduction et de distribution.

En dehors de leur rôle primordial, qui est le stockage, les réservoirs présentent les avantages suivants [7] :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (ruptures, pannes des pompes, réparations, extensions du réseau ...etc.) ;
- Réserve d'incendie garantie. Une partie de volume est réservée à la lutte contre l'incendie
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.

III.3. Emplacement du réservoir

Le choix de site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques. En effet, l'objectif recherché est de prévoir un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est appelé à respecter les conditions suivantes [8] :

- En terrains accidentés, l'emplacement sera sur un site dont la cote excède les plus hautes d'une valeur suffisante (10 à 20 m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.
- L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité. Ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- Le souci esthétique devrait conduire, le plus souvent, à la construction des réservoirs souterrains.

- En plaines, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution.
- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. Et dans notre cas les réservoirs existant se trouvent à des cotes qui satisfont les pressions.

Mais, le meilleur emplacement ne sera déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétiques, des coûts des conduites, des réservoirs et, éventuellement, des stations de pompages, voir (figure III.1) et (figure III.2).

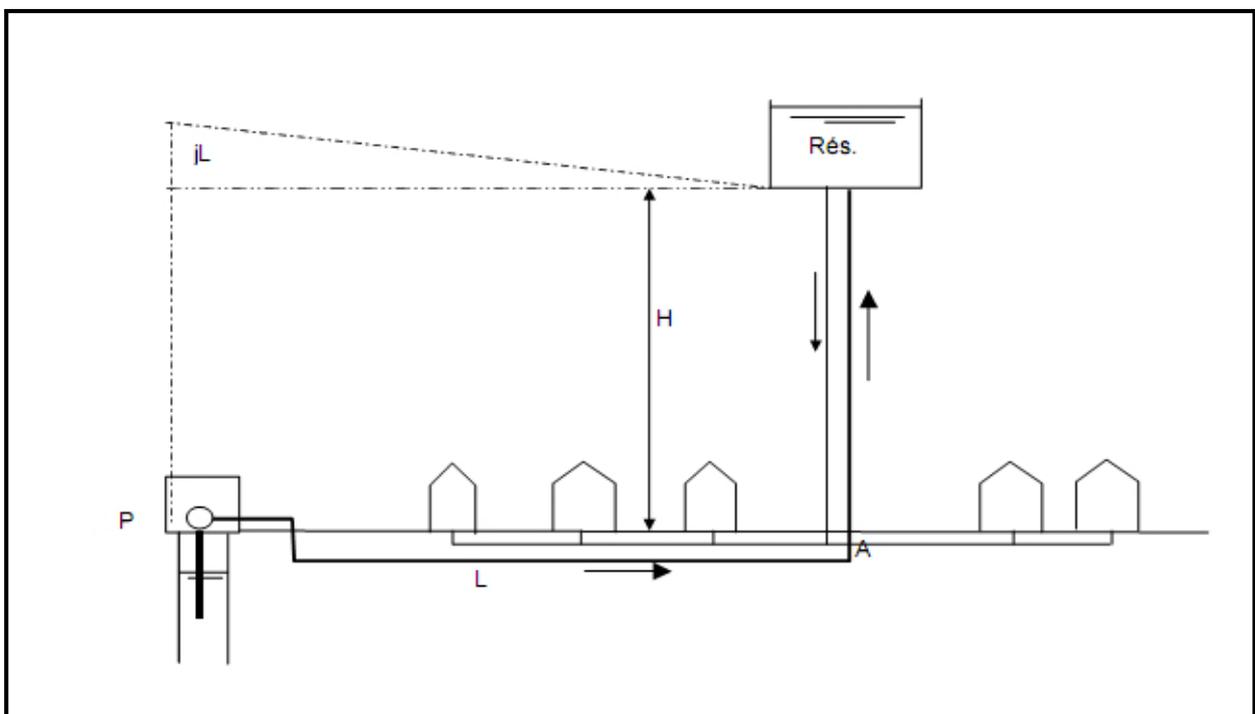


Figure (III.1) : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.

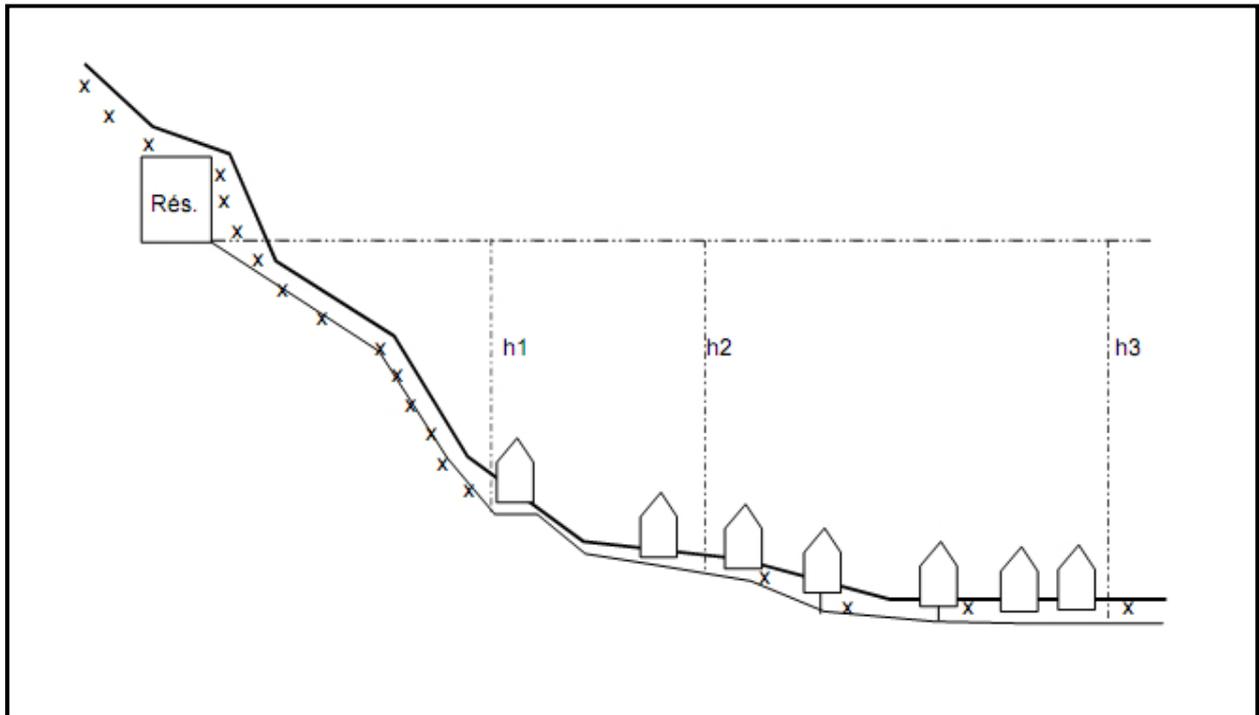


Figure (III.2) : Emplacement du réservoir en altitude.

III.4. Classification des réservoirs [7]

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

III.4.1. Selon les matériaux de construction

Cette classification est basée sur la nature de matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton ou précontraint.

III.4.2. Selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leurs positions par rapport à la surface du sol :

- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs semi enterrés ;
- Réservoirs surélevés.

III.4.3. Selon l'usage

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoirs d'accumulation et de stockage ;
- Réservoirs d'équilibre ;
- Réservoirs de traitement.

III.4.4. Selon la forme géométrique

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles qui sont :

- Réservoirs cylindriques (lorsque la capacité est inférieure à $10\,000\text{ m}^3$) ;
- Réservoirs rectangulaires ou carrés (lorsque la capacité est supérieure à 1000 m^3),

Comme on trouve parfois des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique,...)

III.5. Choix de type de réservoir

En pratique, il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterrée ou, au plus en élévation au –dessus du sol avec radier légèrement enterrée si la topographie le permet.

Cela à cause des avantages qu'ils présentent à savoir [7] :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Construction à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

Demeure plus adéquat lorsqu'on a une grande capacité de stockage. Et une adduction suivant le relief très accidenté, tel celui de notre région d'étude il est préférable d'avoir recours aux réservoirs sur terre et circulaires

III.6. Les facteurs intervenants dans le choix de type de réservoir

- La topographie de la région à desservir ;
- Les conditions hydrauliques (capacité, pression ...etc.)
- La facilité d'exploitation ;
- Les facteurs économiques.

III.7. La construction des réservoirs

Les réservoirs sont construits en maçonnerie, en béton armé ou métalliques .Le béton armé est le matériau le plus utilisé pour les intérêts qu'il présente :

- Protection de l'eau contre les variations de température ;
- Le problème d'oxydation (la rouille) ne se pose pas.

III.7.1. Mesure de la sécurité dans la construction

Le réservoir est un ouvrage qui présente un certain nombre de risques pour le personnel d'exploitation, pour cela des précautions doivent être prises en compte à savoir :

- La conception des moyens d'accès et de circulation conformes aux normes ;
- Il faut prévoir un dispositif d'aération pour éviter le risque d'asphyxie suite à l'intervention des agents de l'exploitation à l'intérieur du réservoir.
- Les installations électriques doivent être bien protégées, isolées et disposées selon les normes ;
- Les agents de l'installation doivent être munies d'équipements de travail sécurisant et surtout recevoir une formation sur les risques et les précautions à prendre en cas de risque.

III.7.2. Equipements hydrauliques des réservoirs

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés de :

➤ **Conduites d'adduction [7]**

La conduite d'adduction ou d'arrivée peut être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire.

L'arrivée des eaux par la conduite d'adduction peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. Il est préférable que l'arrivée de l'eau soit en bas ou en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteinte, dans la cuve, son niveau maximum, et l'obturation est assurée par un robinet- flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

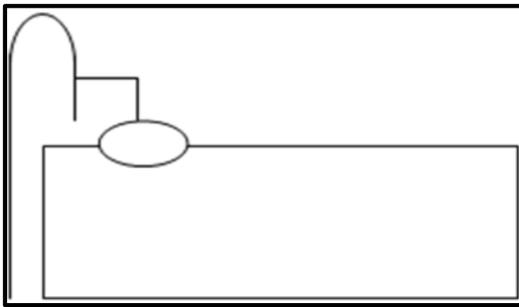


Figure (III.3) : Adduction en chute libre

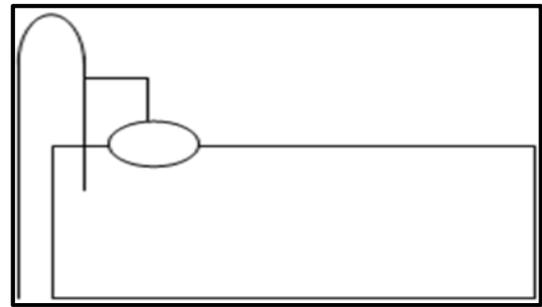


Figure (III.4) : Adduction noyée

➤ **Conduite de distribution [7]**

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve.

S'il y a une rupture de la conduite maîtresse de distribution et dans l'hypothèse d'un réservoir de grande capacité, il faut avoir la possibilité d'isoler rapidement le réservoir pour éviter les inondations en ville. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite voire la Figure (III.6).

➤ **Conduite du trop-plein**

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale.

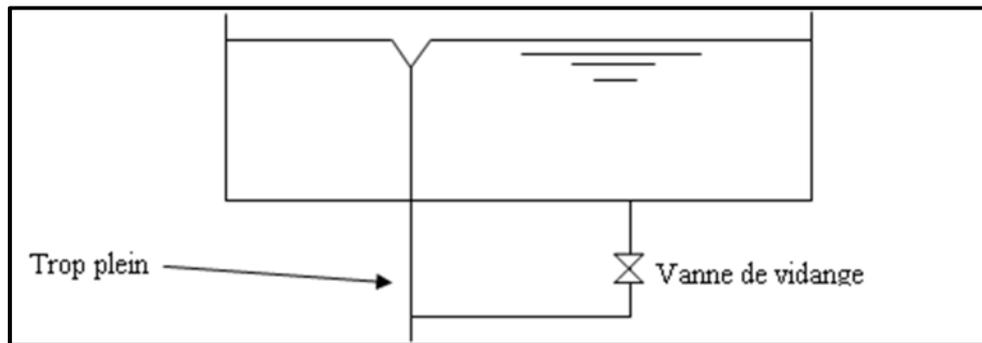


Figure (III.5) : Trop plein et vidange

➤ **Conduite de vidange [9]**

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein voire la figure (III.6).

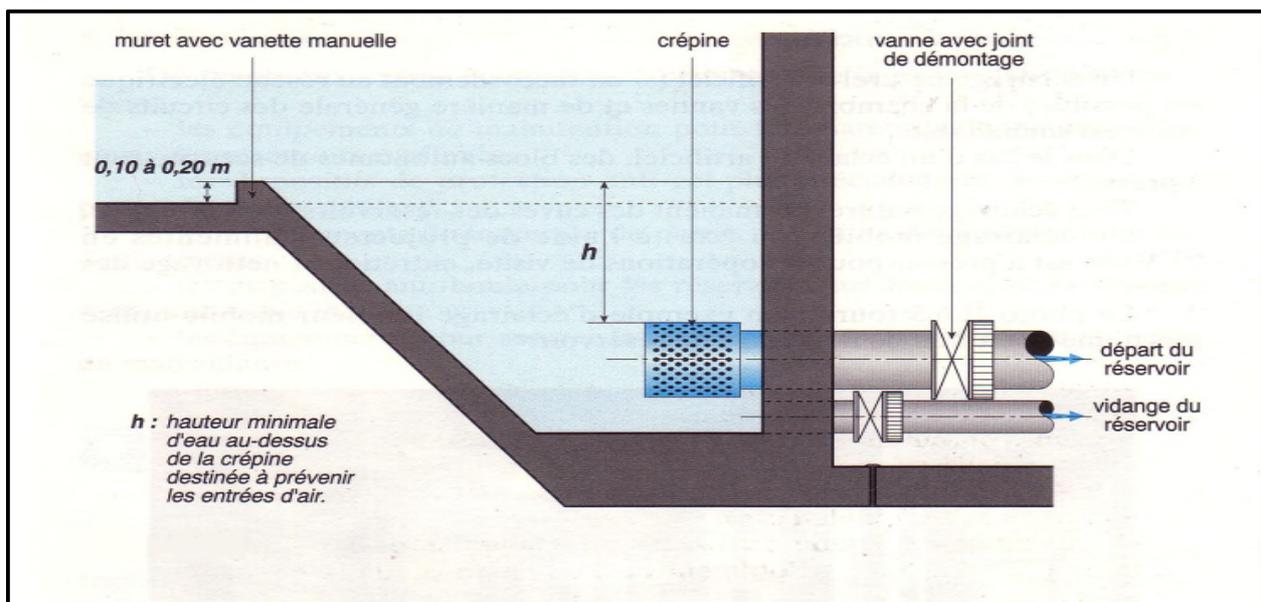


Figure (III.6) : Conduites de la distribution et de vidange.

➤ **By-pass**

Le by-pass est utilisé pour [10] :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service
- ✓ Retirer la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour le troisième rôle. Elle s'effectue lorsque en temps normal 1 et 3 sont ouverts, 2 est fermé, et en by-pass on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre.

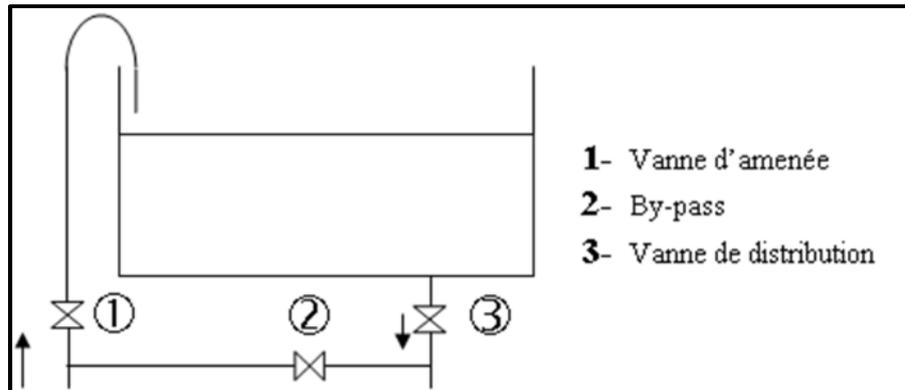


Figure (III.7) : By-pass entre l'adduction et la distribution

➤ **Matérialisation de la réserve d'incendie [10]**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

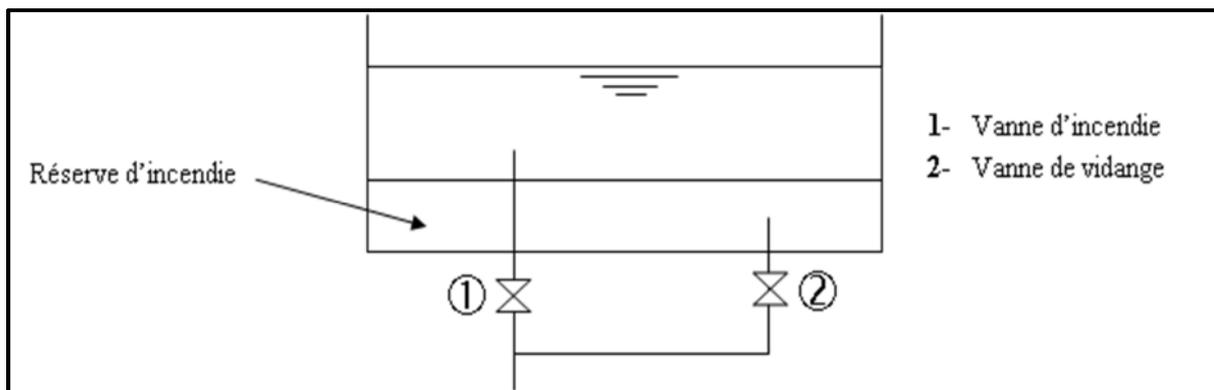


Figure (III.8) : Système de deux prises

➤ **Système à deux prises**

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne.

A l'aide d'un té, ces deux conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre. Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

➤ **Systeme à siphon**

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Au niveau de la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne. Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouvert. Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

Dans notre cas, nous optons pour le système à deux prises pour les réservoirs jumelés et le système à évent pour les réservoirs simples.

III.7.3. Exigences techniques

Un bon réservoir doit répondre à différents impératifs et des exigences suivantes [8] :

➤ **Etanchéité**

Les cuves des réservoirs d'eau doivent être parfaitement étanches et ne reçoivent au qu'un enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'elles conditionnent .Elles doivent être aussi aménagées de manière que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.

➤ **Durabilité**

Les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec liquide.

➤ **Résistance**

Les réservoirs doivent équilibrer, sur toutes leurs parties, les effets aux quels seront soumis : poids propre, effets climatique (neige, vents...etc.), effets dynamique (séisme), effet de retrait, effet de fluage, variation de température (surcharge d'exploitation).

III.8. Entretien du réservoir

Le réservoir doit se faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : La corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation.

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

III.9. Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protégé l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- Etre à l'abri des contaminations ;
- Etre aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épais plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;
- Etre parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- Etre muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.

Aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation.

III.10. Description de schéma des réservoirs

La commune de Haizer est alimentée par les eaux du barrage de Tilesdit par un piquage de la conduite principale du transfert vers la ville de Bouira. L'eau sera acheminée gravitairement vers les premières stations de reprise (SR1) en suite par refoulement vers le réservoir tampon, la reprise est assurée avec un débit de 127 l/s. Ce dernier alimente gravitairement les réservoirs R1, R2, R3, R4 et R5, Le même réservoir tampon alimente gravitairement vers station de reprise (SR2) qui refoule vers le réservoir R6 qui assure la distribution vers le village de Tighilt n'seksu. Le schéma général des réservoirs est illustré sur la figure (III.9).

III.11. Dimensionnement des réservoirs

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (III.1)$$

Avec :

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

- V_{inc} : Volume d'incendie = 120 m^3 .

- V_u : Volume utile de stockage du réservoir en (m^3), il est déterminé à partir de la formule suivante :

$$V_u = \frac{P_{max} * Q_{max.j}}{100} \quad (III.2)$$

Avec :

P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en %, il est déterminé comme suit :

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (III.3)$$

Avec :

R^+_{\max} : Résidu maximum positif.

R^-_{\max} : Résidu maximum négatif.

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

III.11.1. Dimensionnement du RT

Le réservoir tampon est alimenté par refoulement à partir de la SR1, et servira gravitairement les réservoirs qui assurent la distribution des villages de la zone d'étude.

Tableau (III.1) : Dimensionnement du RT.

| Heures | Apports (%) | Distribution (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Résidu (%) |
|--------------|-------------|------------------|--------------|--------------|--------------|
| 0 – 1 | 5 | 4,16 | 0,84 | | 0,84 |
| 1 – 2 | 5 | 4,16 | 0,84 | | 1,68 |
| 2 – 3 | 5 | 4,16 | 0,84 | | 2,52 |
| 3 – 4 | 5 | 4,16 | 0,84 | | 3,36 |
| 4 – 5 | 5 | 4,16 | 0,84 | | 4,20 |
| 5 – 6 | 5 | 4,16 | 0,84 | | 5,04 |
| 6 – 7 | 5 | 4,16 | 0,84 | | 5,88 |
| 7 – 8 | 5 | 4,16 | 0,84 | | 6,72 |
| 8 – 9 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 7,55 |
| 9 – 10 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 8,38 |
| 10 – 11 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 9,21 |
| 11 – 12 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 10,04 |
| 12 – 13 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 10,87 |
| 13 – 14 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 11,70 |
| 14 – 15 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 12,53 |
| 15 – 16 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 13,36 |
| 16 – 17 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 14,19 |
| 17 – 18 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 15,02 |
| 18 – 19 | 0 | 4,17 | | 4,17 | 10,85 |
| 19 – 20 | 0 | 4,17 | | 4,17 | 6,68 |
| 20 – 21 | 0 | 4,17 | | 4,17 | 2,51 |
| 21 – 22 | 0 | 4,17 | | 4,17 | -1,66 |
| 22 – 23 | 5 | 4,17 | 0,83 | | -0,83 |
| 23 – 00 | 5 | 4,17 | 0,83 | | 0,00 |
| TOTAL | 100 | 100 | 16,68 | 16,68 | |

D'après le tableau ci-dessus :

➤ **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |15,02| + |-1,66| \Rightarrow \mathbf{P_{\max} = 16,68 \%}$.

➤ **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{16,68 \cdot 10944,072}{100} + 120 \Rightarrow \mathbf{V_T = 1945,47 \text{ m}^3}$

➤ **Constatation** :

Le volume calculé est de $1945,47 \text{ m}^3$, RT sera d'une capacité de 2000 m^3 .

➤ **Calcul du diamètre du réservoir RT** :

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, on prend $H=5 \text{ m}$;

$$V_{RT} = S \cdot H \Rightarrow S = \frac{V_{RT}}{H} \Rightarrow S = \frac{2000}{5} = 400 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \mathbf{S = 400 \text{ m}^2}$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 400}{\pi}} = 22,56 \text{ m} \quad \Rightarrow \mathbf{D = 22,56 \text{ m}}$$

Donc on va prendre : $D = 23 \text{ m}$;

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{400} = 0,3 \text{ m} \quad \Rightarrow \mathbf{H_{\text{inc}} = 0,3 \text{ m}}$$

III.11.2. Dimensionnement du réservoir R1

Le réservoir R1 est alimenté gravitairement par le réservoir tampon, et il assure la distribution vers le Guentour dont $K_{\text{max},h} = 1,988$ et $Q_{\text{max},j} = 1095,905 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (III.2) : Dimensionnement du RI.

| Heures | Apports (%) | Distribution (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Résidu (%) |
|--------------|----------------|---------------------|----------------|----------------|---------------|
| 0 – 1 | 4,16 | 0,76 | 3,40 | | 3,40 |
| 1 – 2 | 4,16 | 0,76 | 3,40 | | 6,80 |
| 2 – 3 | 4,16 | 0,98 | 3,18 | | 9,97 |
| 3 – 4 | 4,16 | 1,00 | 3,16 | | 13,13 |
| 4 – 5 | 4,16 | 2,96 | 1,20 | | 14,33 |
| 5 – 6 | 4,16 | 5,40 | | 1,24 | 13,09 |
| 6 – 7 | 4,16 | 5,48 | | 1,32 | 11,76 |
| 7 – 8 | 4,16 | 5,54 | | 1,38 | 10,38 |
| 8 – 9 | 4,17 | 3,62 | 0,55 | | 10,93 |
| 9 – 10 | 4,17 | 3,58 | 0,59 | | 11,52 |
| 10 – 11 | 4,17 | 5,94 | | 1,77 | 9,75 |
| 11 – 12 | 4,17 | 8,38 | | 4,21 | 5,54 |
| 12 – 13 | 4,17 | 8,43 | | 4,26 | 1,28 |
| 13 – 14 | 4,17 | 6,04 | | 1,87 | -0,59 |
| 14 – 15 | 4,17 | 5,02 | | 0,85 | -1,45 |
| 15 – 16 | 4,17 | 4,98 | | 0,81 | -2,25 |
| 16 – 17 | 4,17 | 3,56 | 0,61 | | -1,64 |
| 17 – 18 | 4,17 | 3,62 | 0,55 | | -1,09 |
| 18 – 19 | 4,17 | 6,02 | | 1,85 | -2,95 |
| 19 – 20 | 4,17 | 5,96 | | 1,79 | -4,74 |
| 20 – 21 | 4,17 | 5,94 | | 1,77 | -6,51 |
| 21 – 22 | 4,17 | 3,00 | 1,17 | | -5,34 |
| 22 – 23 | 4,17 | 2,00 | 2,17 | | -3,17 |
| 23 – 00 | 4,17 | 1,00 | 3,17 | | 0,00 |
| TOTAL | 100 | 100 | 20,84 | 25,43 | |

D'après le tableau ci-dessus :

➤ **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |14,33| + |-6,51| \Rightarrow P_{\max} = 20,84\%$

➤ **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{20,84 \cdot 1095,905}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 348,387 \text{ m}^3$

➤ **Constatation**

Le volume calculé est de 348,387m³, R1 sera d'une capacité de 350 m³

➤ **Calcul du diamètre du réservoir R1**

H = [3 à 6]m , on prend H=4 m;

$$V_{R1}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \Rightarrow S = \frac{350}{4} = 87,50 \text{ m}^2 \Rightarrow \mathbf{S = 87,50m^2}$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 87,50}{\pi}} = 10,55\text{m} \Rightarrow \mathbf{D = 10,55m}$$

Donc on va prendre : D = 11 m;

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{120}{87,50} = 1,37 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_{inc} = 0,75m}$$

III.11.3. Dimensionnement du réservoir R2

Le réservoir R2 est alimenté gravitairement par le réservoir tampon, et par refoulement à partir des deux forages (F1 et F2), il fait l'adduction vers le réservoir R3 dans chef-lieu (Sud) et assure la distribution pour le chef-lieu (Nord) dont Kmax.h = 1,599.

Donc Q_{max,j} = Q_{max,j} chef-lieu (Nord + Sud) = 7356,536 m³/j.

Tableau (III.3) : Dimensionnement du R2.

| Heures | Apports par les forages (%) | Apports par RT (%) | Adduction vers R3 (%) | Distribution (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Résidu (%) |
|--------------|-----------------------------|--------------------|-----------------------|------------------|--------------|--------------|--------------|
| 0 – 1 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 0,94 | 2,50 | | 2,50 |
| 1 – 2 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 0,94 | 2,50 | | 5,00 |
| 2 – 3 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 0,94 | 2,50 | | 7,50 |
| 3 – 4 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 0,94 | 2,50 | | 10,00 |
| 4 – 5 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 1,69 | 1,75 | | 11,75 |
| 5 – 6 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 2,44 | 1,00 | | 12,75 |
| 6 – 7 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 3,56 | | 0,12 | 12,63 |
| 7 – 8 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,50 | | 1,06 | 11,57 |
| 8 – 9 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,78 | | 1,34 | 10,23 |
| 9 – 10 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,41 | | 0,97 | 9,26 |
| 10 – 11 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,04 | | 0,60 | 8,66 |
| 11 – 12 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,41 | | 0,97 | 7,69 |
| 12 – 13 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,49 | | 1,05 | 6,63 |
| 13 – 14 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,49 | | 1,05 | 5,58 |
| 14 – 15 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,13 | | 0,69 | 4,89 |
| 15 – 16 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 3,95 | | 0,51 | 4,38 |
| 16 – 17 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,13 | | 0,69 | 3,69 |
| 17 – 18 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 4,50 | | 1,06 | 2,63 |
| 18 – 19 | 0 | 2,6 | 1,04 | 4,31 | | 2,75 | -0,12 |
| 19 – 20 | 0 | 2,6 | 1,04 | 3,56 | | 2,00 | -2,12 |
| 20 – 21 | 0 | 2,6 | 1,04 | 3,19 | | 1,63 | -3,75 |
| 21 – 22 | 0 | 2,6 | 1,04 | 2,25 | | 0,69 | -4,44 |
| 22 – 23 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 1,50 | 1,94 | | -2,50 |
| 23 – 00 | 1,88 | 2,6 | 1,04 | 0,94 | 2,50 | | 0,00 |
| TOTAL | 37,6 | 62,4 | 24,96 | 75,04 | 17,19 | 17,19 | |

D'après le tableau ci-dessus :

➤ **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |12,75| + |-4,44| \Rightarrow P_{\max} = 17,19\%$

➤ **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{17,19 \cdot 7356,536}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 1384,58 \text{ m}^3$

➤ **Constatation**

Donc on doit projeter un autre réservoir de capacité 600m^3 situ proche des deux réservoirs existants (capacité 600m^3 et 200m^3) à une cote du terrain égal à 640m .

➤ **Calcul du diamètre du réservoir R2**

$H = [3 \text{ à } 6]\text{m}$, on prend $H=4\text{m}$;

$$V_{R2}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{R2}}{H} \Rightarrow S = \frac{600}{4} = 150 \text{ m}^2 \Rightarrow S = 150 \text{ m}^2.$$

$$S = \frac{\pi*D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*150}{\pi}} = 13,82\text{m} \Rightarrow D= 13,82\text{m}.$$

Donc on va prendre : $D = 14,0\text{m}$;

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

On considère qu'on un seul réservoir de 1400m^3

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S_t} = \frac{120}{350} = 0,35\text{m} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 0,35 \text{ m}.$$

III.11.4. Dimensionnement du réservoir R3

Le réservoir R3 est alimenté gravitairement par le réservoir R2, et par refoulement a partir des deux forages (F3 et F4), il assure la distribution vers le chef-lieu Sud dont

$K_{\text{max.h}} = 1,808$ et $Q_{\text{max.j}} = 1836,058 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (III.4) : Dimensionnement du R3.

| Heures | Apports par les forages (%) | Apports par R2 (%) | Distribution (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Résidu (%) |
|--------------|-----------------------------|--------------------|------------------|--------------|--------------|--------------|
| 0 – 1 | 4,07 | 0,78 | 0,90 | 3,95 | | 3,95 |
| 1 – 2 | 4,07 | 0,78 | 0,90 | 3,95 | | 7,91 |
| 2 – 3 | 4,07 | 0,78 | 0,90 | 3,95 | | 11,86 |
| 3 – 4 | 4,07 | 0,78 | 1,00 | 3,85 | | 15,71 |
| 4 – 5 | 4,07 | 0,78 | 1,46 | 3,39 | | 19,10 |
| 5 – 6 | 4,07 | 0,78 | 3,92 | 0,93 | | 20,04 |
| 6 – 7 | 4,07 | 0,78 | 5,21 | | 0,36 | 19,67 |
| 7 – 8 | 4,07 | 0,78 | 6,17 | | 1,32 | 18,35 |
| 8 – 9 | 4,07 | 0,78 | 5,42 | | 0,57 | 17,78 |
| 9 – 10 | 4,07 | 0,78 | 5,72 | | 0,87 | 16,91 |
| 10 – 11 | 4,07 | 0,78 | 5,04 | | 0,19 | 16,72 |
| 11 – 12 | 4,07 | 0,78 | 6,58 | | 1,73 | 14,99 |
| 12 – 13 | 4,07 | 0,77 | 7,53 | | 2,69 | 12,30 |
| 13 – 14 | 4,07 | 0,77 | 6,67 | | 1,83 | 10,47 |
| 14 – 15 | 4,07 | 0,77 | 5,34 | | 0,50 | 9,97 |
| 15 – 16 | 4,07 | 0,77 | 4,66 | 0,18 | | 10,15 |
| 16 – 17 | 4,07 | 0,77 | 4,46 | 0,38 | | 10,53 |
| 17 – 18 | 4,07 | 0,77 | 5,42 | | 0,58 | 9,95 |
| 18 – 19 | 0 | 0,77 | 6,29 | | 5,52 | 4,43 |
| 19 – 20 | 0 | 0,77 | 5,38 | | 4,61 | -0,18 |
| 20 – 21 | 0 | 0,77 | 5,04 | | 4,27 | -4,45 |
| 21 – 22 | 0 | 0,77 | 3,00 | | 2,23 | -6,68 |
| 22 – 23 | 4,07 | 0,77 | 2,00 | 2,84 | | -3,84 |
| 23 – 00 | 4,07 | 0,77 | 1,00 | 3,84 | | 0,00 |
| TOTAL | 81,4 | 18,6 | 100 | 27,27 | 27,27 | |

D'après le tableau ci-dessus :

➤ **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |20,04| + |-6,68| \Rightarrow P_{\max} = 27,27\%$.

➤ **Volume total** : $V_T = V_u + V_{inc} = \frac{27,27 \cdot 1836,058}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 620,693 \text{ m}^3$.

➤ **Constatation**

Donc on doit projeter un autre réservoir de capacité 550m^3 situ proche du réservoir existant (capacité 100m^3) à une cote du terrain égal à 608 m.

➤ **Calcul du diamètre du réservoir R3**

$H = [3 \text{ à } 6]\text{m}$, on prend $H=4\text{m}$;

$$V_{R3}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{R3}}{H} \Rightarrow S = \frac{550}{4} = 137,50 \text{ m}^2 \Rightarrow \mathbf{S = 137,50 \text{ m}^2}$$

$$S = \frac{\pi*D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*137,50}{\pi}} = 13,23 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D= 13,23\text{m}}$$

Donc on va prendre : $D = 13,50\text{m}$;

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

On considéré qu'on un seul réservoir de 650 m^3

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S_t} = \frac{120}{162.5} = 0,738 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_{\text{inc}} = 0,738 \text{ m}}$$

III.11.5. Dimensionnement du réservoir R4

Le réservoir R4 est alimenté gravitairement par le réservoir RT, et il assure la distribution vers tikboucht dont $K_{\text{max.h}} = 1,655$ et $Q_{\text{max.j}} = 3703,954 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (III.5) : Dimensionnement du R4.

| Heures | Apports (%) | Distribution (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Résidu (%) |
|--------------|-------------|------------------|--------------|--------------|--------------|
| 0 – 1 | 4,16 | 1,11 | 3,05 | | 3,05 |
| 1 – 2 | 4,16 | 1,11 | 3,05 | | 6,10 |
| 2 – 3 | 4,16 | 1,11 | 3,05 | | 9,14 |
| 3 – 4 | 4,16 | 1,11 | 3,05 | | 12,19 |
| 4 – 5 | 4,16 | 2,11 | 2,05 | | 14,24 |
| 5 – 6 | 4,16 | 3,11 | 1,05 | | 15,29 |
| 6 – 7 | 4,16 | 4,89 | | 0,73 | 14,56 |
| 7 – 8 | 4,16 | 6,28 | | 2,12 | 12,44 |
| 8 – 9 | 4,17 | 6,44 | | 2,27 | 10,17 |
| 9 – 10 | 4,17 | 5,67 | | 1,50 | 8,67 |
| 10 – 11 | 4,17 | 4,89 | | 0,72 | 7,95 |
| 11 – 12 | 4,17 | 5,67 | | 1,50 | 6,45 |
| 12 – 13 | 4,17 | 6,55 | | 2,38 | 4,07 |
| 13 – 14 | 4,17 | 6,55 | | 2,38 | 1,69 |
| 14 – 15 | 4,17 | 5,50 | | 1,33 | 0,36 |
| 15 – 16 | 4,17 | 4,84 | | 0,67 | -0,31 |
| 16 – 17 | 4,17 | 5,23 | | 1,06 | -1,37 |
| 17 – 18 | 4,17 | 6,28 | | 2,11 | -3,47 |
| 18 – 19 | 4,17 | 6,16 | | 1,99 | -5,46 |
| 19 – 20 | 4,17 | 4,89 | | 0,72 | -6,18 |
| 20 – 21 | 4,17 | 4,39 | | 0,22 | -6,40 |
| 21 – 22 | 4,17 | 3,00 | 1,17 | | -5,23 |
| 22 – 23 | 4,17 | 2,00 | 2,17 | | -3,06 |
| 23 – 00 | 4,17 | 1,11 | 3,06 | | 0,00 |
| TOTAL | 100 | 100,00 | 21,68 | 21,68 | |

D'après le tableau ci-dessus :

➤ *Résidu maximal* : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |15,29| + |-6,40| \Rightarrow P_{\max} = 21,68 \%$.

➤ *Volume total* : $V_T = V_u + V_{inc} = \frac{21,68 \cdot 3703,954}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 923,39 \text{ m}^3$.

➤ **Constatation**

Le volume calculé est de 923,39m³, R4 sera d'une capacité de 950 m³.

➤ **Calcul du diamètre du réservoir R4**

H = [3 à 6]m , on prend H=4m;

$$V_{R4}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{R4}}{H} \Rightarrow S = \frac{950}{4} = 237,50 \text{ m}^2 \Rightarrow \mathbf{S = 237,50 \text{ m}^2}$$

$$S = \frac{\pi*D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*237,50}{\pi}} = 17,39 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D= 17,39 \text{ m}}$$

Donc on va prendre : D = 17,50m;

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{120}{237,50} = 0,51 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_{inc} = 0,51 \text{ m}}$$

III.11.6. Dimensionnement du réservoir R5

Le réservoir R5 est alimenté gravitairement par le réservoir RT, et il assure la distribution vers aguercif dont $K_{max,h} = 2,096$ et $Q_{max,j} = 713,095 \text{ m}^3/j$.

Tableau (III.6) : Dimensionnement du R5.

| Heures | Apports (%) | Distribution (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Résidu (%) |
|--------------|----------------|---------------------|----------------|----------------|---------------|
| 0 – 1 | 4,16 | 0,72 | 3,44 | | 3,44 |
| 1 – 2 | 4,16 | 0,72 | 3,44 | | 6,88 |
| 2 – 3 | 4,16 | 1,04 | 3,12 | | 10,00 |
| 3 – 4 | 4,16 | 1,19 | 2,97 | | 12,97 |
| 4 – 5 | 4,16 | 3,10 | 1,06 | | 14,03 |
| 5 – 6 | 4,16 | 5,12 | | 0,96 | 13,08 |
| 6 – 7 | 4,16 | 5,31 | | 1,15 | 11,93 |
| 7 – 8 | 4,16 | 6,40 | | 2,24 | 9,68 |
| 8 – 9 | 4,17 | 4,52 | | 0,35 | 9,34 |
| 9 – 10 | 4,17 | 4,08 | | -0,09 | 9,43 |
| 10 – 11 | 4,17 | 5,64 | | 1,47 | 7,97 |
| 11 – 12 | 4,17 | 7,66 | | 3,49 | 4,48 |
| 12 – 13 | 4,17 | 7,54 | | 3,37 | 1,11 |
| 13 – 14 | 4,17 | 5,52 | | 1,35 | -0,24 |
| 14 – 15 | 4,17 | 4,94 | | 0,77 | -1,01 |
| 15 – 16 | 4,17 | 5,23 | | 1,06 | -2,07 |
| 16 – 17 | 4,17 | 4,82 | | 0,65 | -2,73 |
| 17 – 18 | 4,17 | 4,63 | | 0,46 | -3,19 |
| 18 – 19 | 4,17 | 6,25 | | 2,08 | -5,27 |
| 19 – 20 | 4,17 | 5,16 | | 0,99 | -6,25 |
| 20 – 21 | 4,17 | 5,16 | | 0,99 | -7,24 |
| 21 – 22 | 4,17 | 2,62 | 1,55 | | -5,69 |
| 22 – 23 | 4,17 | 1,73 | 2,44 | | -3,25 |
| 23 – 00 | 4,17 | 0,92 | 3,25 | | 0,00 |
| TOTAL | 100 | 100 | 21,27 | 21,27 | |

D'après le tableau ci-dessus :

➤ **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |14,03| + |-7,24| \Rightarrow P_{\max} = 21,27 \%$

➤ **Volume total** : $V_T = V_u + V_{inc} = \frac{21,27 \cdot 713,095}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 271,67 \text{m}^3$.

➤ *Constatation*

Le volume calculé est de 271,67 m³, R5 sera d'une capacité de 275m³.

➤ *Calcul du diamètre du réservoir R5*

H = [3 à 6]m , on prend H=4m;

$$V_{R5}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{R5}}{H} \Rightarrow S = \frac{275}{4} = 68,75 \text{ m}^2 \Rightarrow \mathbf{S = 68,75 \text{ m}^2}$$

$$S = \frac{\pi*D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*68,75}{\pi}} = 9,36\text{m} \Rightarrow \mathbf{D = 9,36\text{m}}$$

Donc on va prendre : D = 9,50 m;

➤ *La hauteur de la réserve d'incendie*

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{120}{68,75} = 1,74 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_{inc} = 1,74 \text{ m.}}$$

III.11.7. Dimensionnement du réservoir R6

Le réservoir R6 est alimenté par refoulement a partir de la station de reprise (SR2), et il assure la distribution vers Tighilt n'seksou dont $K_{max,h} = 1,864$ et $Q_{max,j} = 1645,495 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (III.7) : Dimensionnement du R6.

| Heures | Apports (%) | Distribution (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Résidu (%) |
|--------------|-------------|------------------|--------------|--------------|------------|
| 0 – 1 | 5 | 0,87 | 4,13 | | 4,13 |
| 1 – 2 | 5 | 0,87 | 4,13 | | 8,26 |
| 2 – 3 | 5 | 0,87 | 4,13 | | 12,40 |
| 3 – 4 | 5 | 1,00 | 4,00 | | 16,40 |
| 4 – 5 | 5 | 2,21 | 2,79 | | 19,18 |
| 5 – 6 | 5 | 4,39 | 0,61 | | 19,79 |
| 6 – 7 | 5 | 5,30 | | 0,30 | 19,49 |
| 7 – 8 | 5 | 5,98 | | 0,98 | 18,52 |
| 8 – 9 | 5 | 4,86 | 0,14 | | 18,66 |
| 9 – 10 | 5 | 4,79 | 0,21 | | 18,86 |
| 10 – 11 | 5 | 5,32 | | 0,32 | 18,54 |
| 11 – 12 | 5 | 7,14 | | 2,14 | 16,40 |
| 12 – 13 | 5 | 7,76 | | 2,76 | 13,65 |
| 13 – 14 | 5 | 6,48 | | 1,48 | 12,17 |
| 14 – 15 | 5 | 5,25 | | 0,25 | 11,92 |
| 15 – 16 | 5 | 4,75 | 0,25 | | 12,17 |
| 16 – 17 | 5 | 4,18 | 0,82 | | 12,99 |
| 17 – 18 | 5 | 4,86 | 0,14 | | 13,13 |
| 18 – 19 | 0 | 6,24 | | 6,24 | 6,89 |
| 19 – 20 | 0 | 5,57 | | 5,57 | 1,32 |
| 20 – 21 | 0 | 5,32 | | 5,32 | -4,00 |
| 21 – 22 | 0 | 3,00 | | 3,00 | -7,00 |
| 22 – 23 | 5 | 2,00 | 3,00 | | -4,00 |
| 23 – 00 | 5 | 1,00 | 4,00 | | 0,00 |
| TOTAL | 100 | 100 | 26,79 | 26,79 | |

D'après le tableau ci-dessus :

➤ **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |19,79| + |-7,0| \Rightarrow P_{\max} = 26,79\%$

➤ **Volume total** : $V_T = V_u + V_{inc} = \frac{26,79 \cdot 1645,495}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 560,82 \text{ m}^3$.

➤ **Constatation**

Le volume calculé est de 560,82 m³, R6 sera d'une capacité de 600 m³.

➤ **Calcul du diamètre du réservoir R6**

H = [3 à 6]m , on prend H=4m;

$$V_{R6}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{R6}}{H} \Rightarrow S = \frac{600}{4} = 150 \text{ m}^2 \Rightarrow \mathbf{S = 150 \text{ m}^2}$$

$$S = \frac{\pi*D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4*150}{\pi}} = 13,81 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D = 13,81m.}$$

Donc on va prendre : D = 14 m;

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{120}{150} = 0,80 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_{inc} = 0,80 \text{ m.}}$$

III.12. Dimensionnement des stations de reprises

III.12.1. Dimensionnement de la première station de reprise (SR1)

Le dimensionnement de cette station de reprise sera comme un réservoir, vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir du point de piquage, ce qui fait qu'elle est alimentée 24h/24. Et avec un refoulement pendant une durée de 20 heures par jour.

Les résultats obtenus sont bien détaillés dans l'annexe 2 et d'après ce dernier on aura :

➤ **Réidu maximal** : $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-max}| = |1,66| + |-15,02|$

$$\Rightarrow \mathbf{P_{max} = 16,68 \%}$$

➤ **Volume du réservoir de la SR1** : $V_{SR1} = \frac{P_{max} * Q_{max.j}}{100} = \frac{16,68 * 10944,072}{100}$

$$\Rightarrow \mathbf{V_{SR1} = 1825,475 \text{ m}^3}$$

➤ **Constatation**

Le volume calculé est de 1825,475 m³, le volume de réservoir de la SR1 sera de 1850m³.

➤ **Calcul du diamètre du réservoir de la station de reprise (SR1)**

H = [3 à 6]m , on prend H=5m;

$$V_{SR1}=S*H \Rightarrow S = \frac{V_{SR1}}{H} \Rightarrow S = \frac{1850}{5} = 370 \text{ m}^2 \Rightarrow \mathbf{S = 370 \text{ m}^2}$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 370}{\pi}} = 21,70 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D=21,70 \text{ m}}$$

Donc on va prendre : $D = 22 \text{ m}$;

III.12.2. Dimensionnement de la deuxième station de reprise (SR2)

Le dimensionnement de cette station de reprise sera comme un réservoir, vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir du réservoir tampon (RT), les résultats sont regroupés dans l'annexe (2)

D'après l'annexe (2) on aura :

➤ **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{+ \max}| + |R_{- \max}| = |1,66| + |-15,02| \Rightarrow \mathbf{P_{\max} = 16,68 \%}$.

➤ **Volume du réservoir de la SR2** : $V_{\text{SR2}} = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max} \cdot j}{100} = \frac{16,68 \cdot 1645,495}{100}$

$$\mathbf{V_{\text{SR2}} = 394,47 \text{ m}^3}$$

➤ **Constatation**

Le volume calculé est de $394,47 \text{ m}^3$, le volume de réservoir de la SR2 sera de 400 m^3 .

➤ **Calcul du diamètre du réservoir de la station de reprise (SR2)**

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, on prend $H=4 \text{ m}$;

$$V_{\text{SR2}} = S \cdot H \Rightarrow S = \frac{V_{\text{SR2}}}{H} \Rightarrow S = \frac{400}{4} = 100 \text{ m}^2 \Rightarrow \mathbf{S = 100 \text{ m}^2}$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 100}{\pi}} = 11,28 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D=11,28 \text{ m}}$$

Donc on va prendre : $D = 11,50 \text{ m}$;

III.13. Conclusion

Le but de ce chapitre consiste à vérifier les capacités des réservoirs existants à l'horizon 2048. Les résultats obtenus montrent qu'il est nécessaire de projeter deux réservoirs avec des capacités de 800 m^3 et 450 m^3 , leurs emplacement sera à côté du réservoir du chef-lieu Nord et chef-lieu réservoirs seront situés aux altitudes de 640 m et 608 m .

Nous avons projeté quatre réservoirs pour les autres régions et deux stations de reprise afin de répondre à l'objectif du présent projet.

Ces réservoirs projetés vont garantir l'alimentation en eau de l'agglomération à l'horizon 2048.

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique économique, en vue d'acheminer les eaux depuis la zone de captage (forage, source, réservoir de stockage ou bien un barrage), soit vers leurs lieux d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

L'objet de cette étude est de parvenir à la mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et économiquement peu coûteux.

Pour cela, il y a lieu de chercher un compromis entre deux tendances :

- ✓ Le coût de la construction de la conduite de refoulement qui s'accroît avec le diamètre de la canalisation.
- ✓ Coût d'exploitation de la conduite qui diminue quand le diamètre augmente suite à une diminution de la perte de charge.
- ✓ La conciliation de ces deux tendances nous permet de déterminer le diamètre économique.

IV.2. Types d'adduction

De par leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées selon leurs charges [11] :

- Soit en adduction par refoulement ;
- Soit en adduction gravitaire ;
- Soit en adduction mixte.

IV.2.1. Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

IV.2.2. Adduction gravitaire

Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle des réservoirs de desserte, c'est-à-dire sans pression, l'air étant présent dans les canalisations.

IV.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV.3. Choix du tracé [11]

Le choix du tracé tient compte des impératifs suivants que l'on doit respecter dans la mesure du possible :

- ✓ Pour des raisons économiques, il est nécessaire d'opter le tracé le plus court possible ;
- ✓ Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des travaux ;
- ✓ Eviter les contres pentes susceptibles de créer des cantonnements d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à éviter ; dans le cas de refoulement il peut résulter en ces points une cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations ;
- ✓ Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et afin de diminuer les pertes de charge ;
- ✓ Eviter les profils horizontaux qui peuvent perturber le régime d'écoulement.

IV.4. description du schéma d'adduction

La chaîne d'adduction prend son départ à partir de point du piquage (PK) situé à une côte de 540m à partir du transfert du barrage de Tilesdit (Bouira) de la conduite principale, l'eau s'écoule gravitairement vers la station de reprise (SR1) sur une conduite ayant une longueur de 2309 m et le refoulement vers le réservoir tampon sur un itinéraire de 9382,47ml.

Ce dernier desservira gravitairement les différents réservoirs qui assurent la distribution vers les différents villages de la commune, voire la figure (IV.1).

IV.5. Choix du type de matériaux pour les conduites

Le choix du matériau conduit enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

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

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

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

Parmi les tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les tuyaux en fonte, les tuyaux en acier, les tuyaux en amiante ciment, les tuyaux en béton et les tuyaux en matière thermoplastique.

Pour notre projet choix de type de conduite destinée à l'adduction d'eau des différents villages de la commune de Haizer est portée sur le PEHD, pour les raisons suivantes :

- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20 °C) ;
- Facilité de pose ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion.

On a recours à la fonte ductile lorsque le PEHD ne dispose pas des diamètres calculés, et lorsque la nature de terrain l'exigé.

IV.6. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction [8]

Un bon fonctionnement et une meilleure exploitation d'un réseau d'adduction nécessitent, en service normal comme en cas d'incident, que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires : les vannes de sectionnement, les ventouses, les vidanges, les clapets et les crépines.

IV.6. 1. Les vannes de sectionnement

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. On constate deux types de ces vannes :

- ✓ Les robinets à boisseau : comporte un corps contenant une clé évidée, cylindrique, tronconique ou sphérique, ajustée dans un corps. L'obturation est obtenue par une rotation de la clé de 90°.
- ✓ Les robinets à soupape : leur obturation est réalisée par une soupape solidaire d'une vis de commande. La rotation de la vis a pour effet d'appliquer ou non la soupape sur son siège.

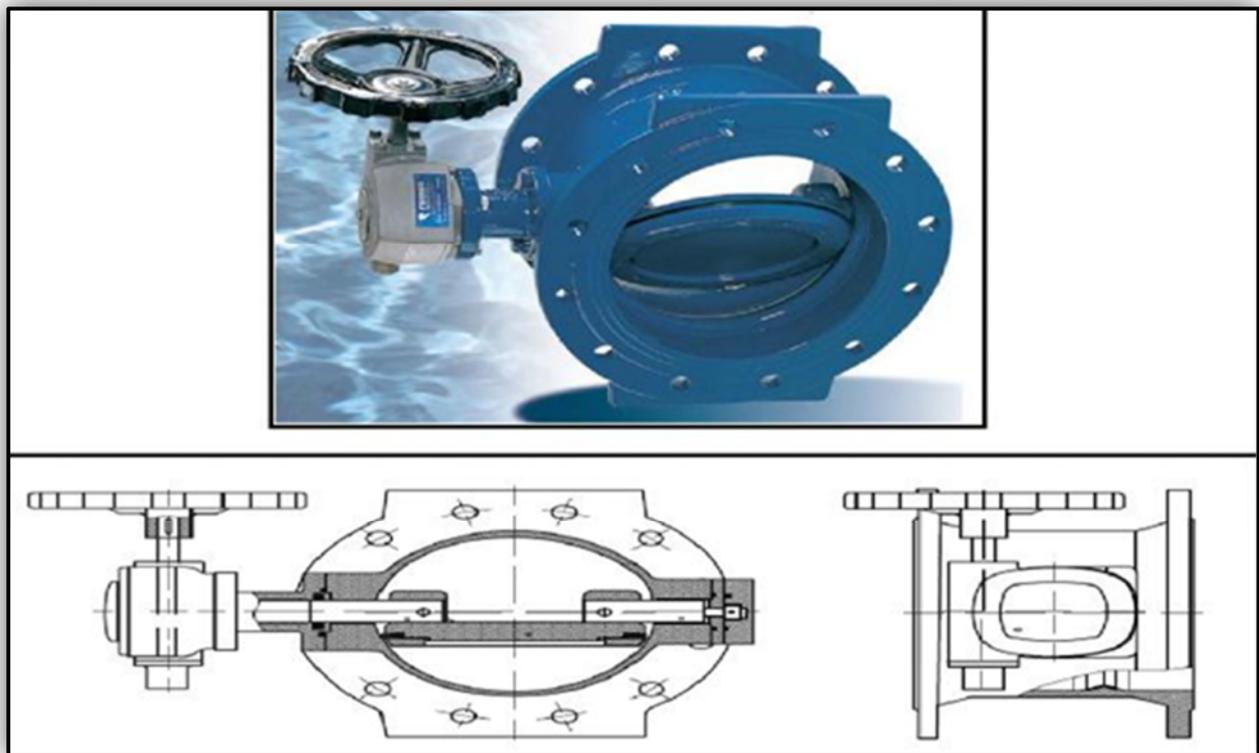


Figure (IV.2) : Vanne à papillon.

IV.6.2. Les ventouses

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau. On peut voir deux types de ventouses :

- ✓ Les ventouses manuelles : sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.

- ✓ Les ventouses automatiques : comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle.



Figure (IV.3) : Ventouse automatique

IV.6.3. Les robinets de décharge (vidanges)

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé, en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou, si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé de la route. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre, sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

IV.6.4. Les clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

Les clapets les plus utilisés sont ceux dites des soupapes de retenue à tuyère où la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet à battant, il en résulte une fermeture rapide et sans choc, donc la protection du matériel. Il existe aussi des clapets en caoutchouc qui sont particulièrement silencieux.

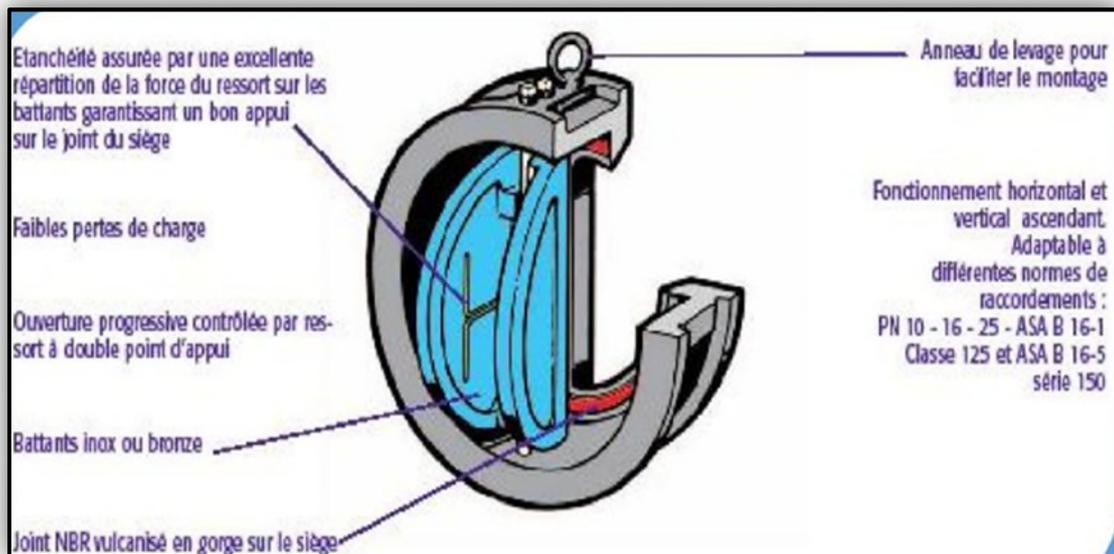


Figure (IV.4) : Clapet anti retour à double battant.

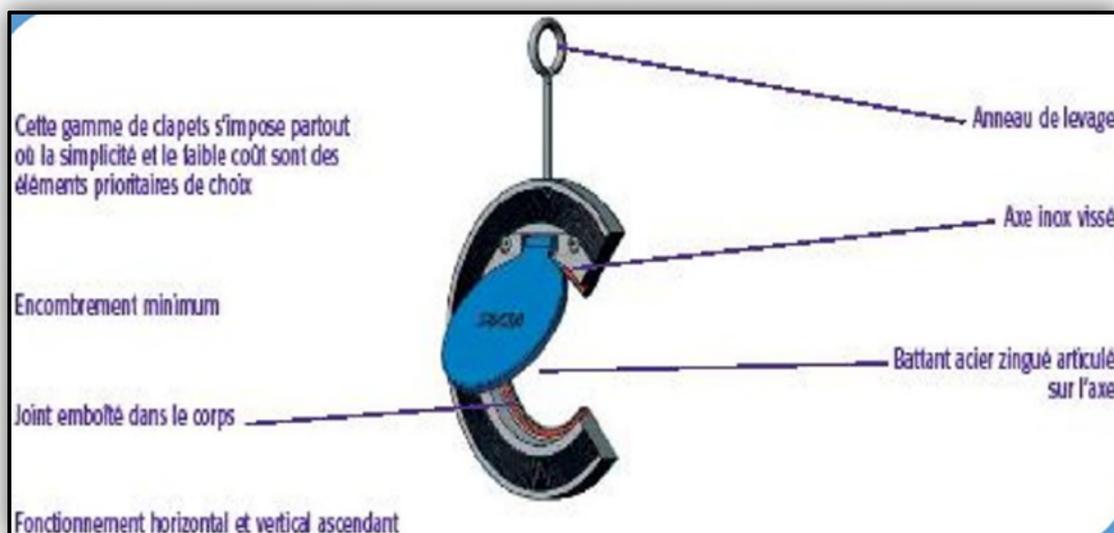


Figure (IV.5) : Clapet anti retour à simple battant.

IV.6.5. Les Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier, percées en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci [8].

IV.7. Etude technico-économique

Le choix des diamètres des conduites d'adduction se fait en trouvant un bon compromis entre les frais de fonctionnement qui sont inversement proportionnels au diamètre, et les coûts d'investissement qui augmentent avec le diamètre. Le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation sera retenu.

IV.7.1. Calcul du diamètre économique

➤ Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes :

- Formule de BONNIN :

$$D_1 = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

- Formule de BRESS :

$$D_2 = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

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

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\max}}} \quad (\text{IV.3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\min}}} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s ;
- D_{\min} : Le diamètre minimal de la conduite (m) ;
- D_{\max} : Le diamètre maximal de la conduite (m) ;
- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite.

IV.7.2. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

$$V = \frac{4*Q}{\pi*D^2} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

IV.7.3. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours. On distingue :

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

IV.7.3.1. Les pertes de charge linéaire (H_L)

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$H_L = J * L = \frac{\lambda * L * v^2}{2 * g * D} \quad (IV.6)$$

Avec :

- J : Perte de charge linéaire (m/ml) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules suivantes :

➤ **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de NIKURADAZI

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln(\frac{K}{D}))^{-2} \quad (IV.7)$$

➤ **Régime transitoire**

Il est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3,71 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (IV.8)$$

Avec :

- K : La rugosité absolue de la conduite en (0,15 mm pour les conduites en fonte ductile et 0,02 mm pour les conduites en PEHD)
- Re : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

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

Avec :

- V : Vitesse de l'eau (m/s) ;
- γ : Viscosité cinématique, calculé par la formule de STOCKS :

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

Avec :

- T⁰ : Température de l'eau en degré.

IV.7.3.2. Les pertes de charge singulières (HS)

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

$$H_s = 0,15 * H_L \quad (IV.11)$$

Avec :

- H_s : Perte de charge singulière (m) ;
- H_L : Perte de charge linéaire (m).

IV.7.3.3. Les pertes de charge totale (HT)

Représentent la somme des deux pertes de charge H_s et H_L .

$$HT = 1.15 * H_L \quad (IV.12)$$

IV.7.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

Elle est donnée par la relation suivante :

$$HMT = H_g + HT \quad (IV.13)$$

Avec :

- HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m).

IV.7.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (IV.14)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe (%) ;

Dans notre cas en prendre $\eta = 70$ %.

IV.7.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

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

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- t : Le temps de pompage par jour (t=20h).

IV.7.7. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E * e_u \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- e_u : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4,67 DA.

IV.7.8. Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

$$F_{\text{am}} = P_u * L * A \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA)
- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

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

Avec :

- i : Taux d'intérêt, on prend 8%.
- n : Nombre d'années d'amortissement ($n=30$ ans).

D'où :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30-1}} + i ; A = 0,08883 = 8,88\%$$

IV.7.9. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

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

Avec :

- B_L : Le bilan en (DA).

IV.8. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

IV.8.1. Partie adduction gravitaire

IV.8.1.1. Tronçon PK-SR1

Ce tronçon est alimenté à partir du point de piquage vers la SR1 par adduction gravitaire

Données : $Q = 0,127 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 2309 \text{ m}$, $H_g = \text{CTP}(\text{SR1}) - \text{CP}(\text{PK}) = 572 - 540 = 32 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,328 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,568 \text{ m}$.

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 400, 500 et 630 mm

Les diamètres de ces conduites sont présentés dans l'annexe (3).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-SR1

| D ext (m) | D int (m) | V (m/s) | Re | H _L (m) | H _s (m) | HT | H _g (m) | λ |
|------------|--------------|---------------|-------------------|--------------------|--------------------|----------------|--------------------|---------------|
| 400 | 352,6 | 1,3013 | 458829,948 | 9,7522 | 1,4628 | 11,2150 | 32 | 0,0173 |
| 500 | 440,6 | 0,8334 | 367188,923 | 3,1439 | 0,4716 | 3,6155 | 32 | 0,0170 |
| 630 | 555,2 | 0,5249 | 291396,685 | 0,9817 | 0,1473 | 1,1290 | 32 | 0,0169 |

Pour que l'eau arrive à la station de reprise SR1, il faut que $H \geq H_g + HT$ avec H : la pression au point de piquage ($H = 4,7 \text{ bar}$).

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **400 mm**, car $H_g + HT = 43,215 \text{ m}$ est inférieure à $H = 47 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,3013 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et ou diamètre de **400 mm**, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

➤ **Choix des vannes**

Notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- ✓ Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres).
- ✓ Facilité de manipulation

• **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = H - (HT + H_g) \quad (\text{IV.20})$$

$$\text{D'où : } J_v = 47 - 43,215 = \mathbf{3,785 \text{ m}}$$

• **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

On a :

$$J_v = \xi * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{IV.21})$$

$$\text{D'où : } \xi = J_v * \frac{2 * g}{V^2} = 3,785 * \frac{2 * 9,81}{(1,3013)^2} \Rightarrow \xi = \mathbf{43,85}.$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

Le type de la vanne sera une "vanne à papillon", d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque «Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture) (Annexe (4)).

Alors, pour $\xi = 43,85$ l'angle d'ouverture de la vanne (θ) sera de **51,32°**.

IV.8.1.2. Tronçon tampon-R1

Ce tronçon est alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon.

Données : $Q = 0,0127 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 2000 \text{ m}$, $H_g = CR(RT) - CTP(R1) = 703 - 673 = 30 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,1038 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,1798 \text{ m}$.

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160 et 200 mm

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R1.

| Dext (m) | Dint (m) | V (m/s) | Re | H _L (m) | H _s (m) | HT | H _g (m) | λ |
|--------------|---------------|--------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------|--------------------|---------------|
| 0,11 | 0,0968 | 1,337 | 147075,8540 | 37,6166 | 5,6425 | 43,2591 | 30 | 0,0227 |
| 0,125 | 0,1102 | 1,035 | 129426,7520 | 19,5330 | 2,9300 | 22,4630 | 30 | 0,0224 |
| 0,16 | 0,141 | 0,632 | 101114,6500 | 5,5781 | 0,8367 | 6,4148 | 30 | 0,0219 |
| 0,2 | 0,1762 | 0,404 | 80891,7190 | 1,8152 | 0,2723 | 2,0875 | 30 | 0,0218 |

On optera pour un diamètre de **125 mm**, car **HT = 22,4630 m** est inférieure à **H_g = 30 m**, avec une vitesse acceptable de **1.035 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **125 mm**, on utilise une vanne.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = 30 - 22,4630 = 7,537 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2g}{V^2} = 7,537 * \frac{2 * 9,81}{(1,035)^2} \Rightarrow \xi = 138,04$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

Pour $\xi = 138,04$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de **60,32°**.

IV.8.1.3. Tronçon tampon-R2

Données : $Q = 0,0438 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 800 \text{ m}$, $H_g = CR(RT) - CTP(R2) = 703 - 644 = 59 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,1928 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,334 \text{ m}$.

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315 et 400 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R2.

| Dext (m) | Dint (m) | V (m/s) | Re | HL (m) | Hs (m) | HT | Hg(m) | λ |
|--------------|---------------|---------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|-----------|---------------|
| 0,200 | 0,1762 | 1,7972 | 316663,8950 | 14,8758 | 2,2314 | 17,1072 | 59 | 0,0200 |
| 0,250 | 0,2204 | 1,1486 | 253158,7040 | 4,7243 | 0,7086 | 5,4329 | 59 | 0,0193 |
| 0,315 | 0,2776 | 0,7241 | 159417,6520 | 1,4636 | 0,2195 | 1,6831 | 59 | 0,0190 |
| 0,400 | 0,3526 | 0,4488 | 158242,1390 | 0,4399 | 0,0660 | 0,5059 | 59 | 0,0189 |

Le diamètre choisi est de **250 mm**, car **HT= 5 ,4329 m < Hg= 59 m**, avec une vitesse acceptable de **1.1486 m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et a même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de **250 mm**.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = 59 - 5,4323 = \mathbf{53,57 \text{ m}}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2g}{V^2} = 53,57 * \frac{2 * 9,81}{(1,1486)^2} \Rightarrow \xi = \mathbf{796,68}$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

Pour $\xi = 796,68$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de **70,70°**.

IV.8.1.4. Tronçon R2-R3

Données : Q = 0,00392 m³/s, L= 420 ml, Hg= CR(R2) – CTP(R3) = 640 – 612 = 28 m.

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : D_{min} = 0,0577 m, D_{max} = 0,099 m.

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 75, 90 et 110 mm

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R2-R3.

| Dext (m) | Dint (m) | V (m/s) | Re | HL (m) | Hs (m) | HT | Hg(m) | λ |
|--------------|---------------|---------------|-------------------|----------------|---------------|----------------|-----------|---------------|
| 0,075 | 0,0638 | 1,2268 | 78270,0717 | 13,3059 | 1,9959 | 15,3018 | 28 | 0,0264 |
| 0,090 | 0,0792 | 0,7961 | 63050,8911 | 4,3998 | 0,6600 | 5,0598 | 28 | 0,0257 |
| 0,110 | 0,9680 | 0,5329 | 51587,0927 | 1,5918 | 0,2388 | 1,8306 | 28 | 0,2534 |

Le diamètre choisi est de **75 mm**, car **HT= 15 ,3018 m < Hg = 28 m**, avec une vitesse acceptable de **1,2268 m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et a même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de **75 mm**.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = 28 - 15,3018 = \mathbf{12,7 \text{ m}}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2g}{V^2} = 12,7 * \frac{2 * 9,81}{(1,2268)^2} \Rightarrow \xi = \mathbf{165,56}$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

Pour $\xi = 156,56$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de **60,60°**.

IV.8.1.5. Tronçon tampon-R4

Données : $Q = 0,0429 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 3400 \text{ m}$, $H_g = CR(RT) - CTP(R4) = 703 - 598 = 105 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,1909 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,3306 \text{ m}$.

Le PEHD (PN20) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315 et 400 mm.

Les diamètres de ces conduites sont présentés dans l'annexe (5).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R4.

| Dext (m) | Dint (m) | V (m/s) | Re | HL (m) | Hs (m) | HT | Hg(m) | λ |
|--------------|---------------|---------------|--------------------|----------------|---------------|----------------|------------|---------------|
| 0,200 | 0,1552 | 2,2688 | 352124,2370 | 116,7723 | 17,5158 | 134,2881 | 105 | 0,0203 |
| 0,250 | 0,1942 | 1,4490 | 281409,2770 | 36,8424 | 5,5264 | 42,3688 | 105 | 0,0196 |
| 0,315 | 0,2446 | 0,9134 | 223424,7000 | 11,3496 | 1,7024 | 13,0520 | 105 | 0,0192 |
| 0,400 | 0,3106 | 0,5665 | 175948,7490 | 3,3946 | 0,5092 | 3,9038 | 105 | 0,0188 |

On optera pour un diamètre de **315 mm**, car **HT = 13,0520 m** est inférieure à **Hg = 105 m**, avec une vitesse acceptable de **0,9134 m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et a même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de **315 mm**.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = 105 - 13,0520 = \mathbf{91,9498 \text{ m}}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2g}{V^2} = 91,95 * \frac{2 * 9,81}{(0,9134)^2} \Rightarrow \xi = \mathbf{2162,36}$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

Pour $\xi = 2162,36$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de **80°**.

IV.8.1.6. Tronçon tampon-R5

Données : $Q = 0,0082 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 1400 \text{ m}$, $H_g = CR(RT) - CTP(R5) = 703 - 634 = 69 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,083 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,145 \text{ m}$.

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125 et 160 mm

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R5.

| Dext (m) | Dint (m) | V (m/s) | Re | HL (m) | Hs (m) | HT | Hg(m) | λ |
|--------------|---------------|---------------|--------------------|----------------|---------------|----------------|-----------|---------------|
| 0,090 | 0,0792 | 1,6653 | 131892,1700 | 61,0344 | 9,1552 | 70,1896 | 69 | 0,0244 |
| 0,110 | 0,0968 | 1,1148 | 107911,7760 | 21,7474 | 3,2621 | 25,0095 | 69 | 0,0237 |
| 0,125 | 0,1102 | 0,8602 | 94790,0170 | 11,2170 | 1,6826 | 12,8996 | 69 | 0,0233 |
| 0,160 | 0,1408 | 0,5269 | 74189,3457 | 3,2449 | 0,4867 | 3,7316 | 69 | 0,0230 |

On optera pour un diamètre de **110 mm**, car **HT = 25,095 m** est inférieure à **H_g = 69 m**, avec une vitesse acceptable de **1,1148 m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et à même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de **110 mm**.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = 69 - 25,095 = 43,91 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2g}{V^2} = 43,91 * \frac{2 * 9,81}{(1,1148)^2} \Rightarrow \xi = 693,14$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

Pour $\xi = 693,14$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de **69,1°**.

IV.8.1.7. Tronçon tampon-SR2

Ce tronçon est alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon.

Données : $Q = 0,0191 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 400 \text{ m}$, $H_g = CR(RT) - CTP(SR2) = 703 - 684 = 19 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,127 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,221 \text{ m}$.

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 125, 160, 200 et 250 mm

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-SR2.

| Dext (m) | Dint (m) | V (m/s) | Re | HL (m) | Hs (m) | HT | Hg(m) | λ |
|--------------|---------------|---------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|-----------|---------------|
| 0,125 | 0,1102 | 2,0035 | 220791,3810 | 16,5094 | 2,4764 | 18,9858 | 19 | 0,0220 |
| 0,160 | 0,1408 | 1,2273 | 172806,8910 | 4,6809 | 0,7021 | 5,3830 | 19 | 0,0214 |
| 0,200 | 0,1762 | 0,7837 | 138088,5940 | 1,4927 | 0,2239 | 1,7166 | 19 | 0,0210 |
| 0,250 | 0,2204 | 0 5009 | 110395,6910 | 0,4827 | 0,0724 | 0,5551 | 19 | 0,0207 |

Le diamètre choisi est de **160 mm**, car **HT= 5,3830 m < Hg = 19 m**, avec une vitesse acceptable de **1,2273 m/s**.

On utilise une vanne de type papillon pour garder le même débit et a même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre qui est de **160mm**.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = 19 - 5,3830 = \mathbf{13,62 \text{ m}}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2g}{V^2} = 13,62 * \frac{2 * 9,81}{(1,2273)^2} \Rightarrow \xi = \mathbf{177,4}$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

Pour $\xi = 177,4$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de **60,94°**.

IV.8.2. Partie adduction par refoulement

IV.8.2.1. Tronçon SRI-RT

Données : $Q = 0,127 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 9382,47 \text{ m}$, $H_g = \text{CTP(RT)} - \text{CR(SR1)} = 708 - 567 = 141 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve : $D_1 = 0,356 \text{ m}$, $D_2 = 0,535 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 400, 450, 500 et 600 mm.

Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (6).

Tableau (IV.8) : calcul de la HMT du tronçon SR-RT.

| D(m) | Q(m ³ /s) | V(m/s) | Re | L(m) | λ | HT(m) | Hg(m) | HMT(m) |
|------|----------------------|--------|------------|---------|-----------|---------|-------|----------|
| 0,4 | 0,127 | 1,0949 | 420872,631 | 9382,47 | 0,0171 | 29,3557 | 141 | 170,3557 |
| 0,45 | 0,127 | 0,8574 | 372429,649 | 9382,47 | 0,0169 | 15,7834 | 141 | 156,7834 |
| 0,5 | 0,127 | 0,6895 | 333987,282 | 9382,47 | 0,0168 | 9,104 | 141 | 150,104 |
| 0,6 | 0,127 | 0,4737 | 276836,823 | 9382,47 | 0,01679 | 3,0865 | 141 | 144,0865 |

Tableau (IV.9) : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SRI-RT.

| D(m) | P (K, W) | E (K,W,h) | F _{exp} (DA/K,W,h) | Prix (DA/ml) | A | Fam (DA) |
|------|------------|-------------|--------------------------------|-----------------|---------|------------|
| 0,4 | 303,201509 | 2213371,012 | 10336442,63 | 11000 | 0,08883 | 9167892,91 |
| 0,45 | 279,045335 | 2037030,946 | 9512934,518 | 15300 | 0,08883 | 12751705,6 |
| 0,5 | 267,157244 | 1950247,878 | 9107657,59 | 19600 | 0,08883 | 16335518,3 |
| 0,6 | 256,447211 | 1872064,641 | 8742541,873 | 20300 | 0,08883 | 16918929,6 |

Tableau (IV.10) : calcul du bilan du tronçon SRI-RT.

| D (m) | V (m/s) | F _{exp} (DA/K,W,h) | Fam (DA) | Bilan (DA) |
|------------|---------------|--------------------------------|--------------------|--------------------|
| 0,4 | 1,0949 | 10336442,63 | 9167892,911 | 19504335,54 |
| 0,45 | 0,8574 | 9512934,518 | 12751705,59 | 22264640,11 |
| 0,5 | 0,6895 | 9107657,59 | 16335518,28 | 25443175,87 |
| 0,6 | 0,4737 | 8742541,873 | 16918929,65 | 25661471,52 |

D'après le tableau (IV.10) on trouve que le diamètre le plus économique est **400 mm** avec une vitesse acceptable de **1,0949 m/s**.

IV.8.2.2. Tronçon SR2-R6

Données : $Q = 0,0191 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 950 \text{ m}$, $H_g = \text{CTP}(R6) - \text{CR}(SR2) = 853 - 680 = 173 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve : $D_1 = 0,138 \text{ m}$, $D_2 = 0,207 \text{ m}$.

Le PEHD (PN20) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 160, 200 et 250 mm

Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (5).

Tableau (IV.11) : calcul de la HMT du tronçon SR2-R6.

| Dext (m) | Dint (m) | Q(m ³ /s) | V(m/s) | Re | L(m) | λ | HT(m) | Hg(m) | HMT(m) |
|----------|----------|----------------------|--------|-----------|------|-----------|--------|-------|---------|
| 0,16 | 0,1242 | 0,0191 | 1,5773 | 195903,46 | 950 | 0,0219 | 24,34 | 173 | 197,34 |
| 0,2 | 0,1552 | 0,0191 | 1,0102 | 156773,26 | 950 | 0,021 | 7,7732 | 173 | 180,773 |
| 0,25 | 0,1942 | 0,0191 | 0,6452 | 125289,45 | 950 | 0,0208 | 2,4925 | 173 | 175,493 |

Tableau (IV.12) : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-R6.

| Dext (m) | P (K, W) | E (K,W,h) | F _{exp} (DA/K,W,h) | Prix (DA/ml) | A | F _{am} (DA) |
|----------|------------|-------------|--------------------------------|-----------------|---------|----------------------|
| 0,16 | 52,8224278 | 385603,7229 | 1800769,386 | 2423,58 | 0,08883 | 204522,2808 |
| 0,2 | 48,3880789 | 353232,9763 | 1649597,999 | 3793,42 | 0,08883 | 320121,0237 |
| 0,25 | 46,9745789 | 342914,4258 | 1601410,369 | 5900,88 | 0,08883 | 497966,4119 |

Tableau (IV.13) : calcul du bilan du tronçon SR2-R6.

| Dext (m) | V (m/s) | F _{exp} (DA/K,W,h) | F _{am} (DA) | Bilan (DA) |
|------------|---------------|-----------------------------|----------------------|--------------------|
| 0,16 | 1,5773 | 1800769,386 | 204522,2808 | 2005291,667 |
| 0,2 | 1,0102 | 1649597,999 | 320121,0237 | 1969719,023 |
| 0,25 | 0,6452 | 1601410,369 | 497966,4119 | 2099376,781 |

D'après le tableau (IV.13) on trouve que le diamètre le plus économique est **200mm** avec une vitesse acceptable de **1,0102 m/s**.

IV.8.3. Récapitulatif des résultats

Tableau (IV.14) : récapitulatif des résultats obtenus.

| Tronçon | Paramètre | | | | |
|-------------------|------------------------------|-----------------|------------------|------------------|---------------|
| | Débit (m ³ /s) | Longueur (m) | Diamètre (mm) | Vitesse (m/s) | Matériaux |
| Gravitaire | | | | | |
| PK-SR1 | 0,127 | 2309 | 400 | 1,301 | PEHD (PN10) |
| RT-R1 | 0,013 | 2000 | 125 | 1,035 | PEHD (PN10) |
| RT-R2 | 0,044 | 800 | 250 | 1,149 | PEHD (PN10) |
| R2-R3 | 0,004 | 420 | 75 | 1,227 | PEHD (PN10) |
| RT-R4 | 0,043 | 3400 | 250 | 0,913 | PEHD (PN20) |
| RT-R5 | 0,008 | 1400 | 110 | 1,115 | PEHD (PN10) |
| RT-SR2 | 0,019 | 400 | 160 | 1,227 | PEHD (PN10) |
| Refolement | | | | | |
| SR1-RT | 0,127 | 9382,47 | 400 | 1,095 | Fonte ductile |
| SR2-R6 | 0,019 | 950 | 200 | 1,010 | PEHD (PN20) |

IV.9. Conclusion

L'étude de ce chapitre a donné les résultats suivants :

- ✓ Le tronçon de raccordement de point du piquage vers le réservoir de la(SR1) est réalisé en PEHD (PN10), d'une longueur de 2309 ml avec un diamètre 400 mm
- ✓ L'adduction sera composée d'une partie, par refolement et une autre gravitaire :
 - Adduction par refolement est composée de deux tronçons, le premier est en fonte ductile d'une longueur de 9382,47ml, avec un diamètre 400 mm de la station de reprise jusqu'au réservoir tampon, L'autre est en PEHD d'une longueur de 950 ml de la SR2 jusqu'au réservoir (R6) avec un diamètre de 200 mm à PN 20.
 - L'adduction gravitaire est en PEHD avec une longueur totale de 6620 ml et des diamètres de (125mm, 250mm, 75mm, 250mm, 110mm, mm) à PN (10 bar, 20 bar).

Chapitre V : Les pompes

V.1 Introduction

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à aspirer un débit d'une zone à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande pression. . Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique, de son moteur d'entraînement, en énergie hydraulique.

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes dynamiques (turbopompes).

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

V.2. Choix du type de la pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir [11] :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale ;
- Avoir un bon rendement et une puissance absorbée minimale ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée ;
- Réduire l'encombrement de façon à répondre à la construction économique.

Dans notre étude on a opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- Elles constituent des groupes légers peu encombrante ;
- Elles assurent le refoulement des débits important à des hauteurs considérables ;
- Elles sont susceptibles de travailler dans des conditions maximum de rendement élevé.

V.3. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

V.3.1. Hauteur manométrique totale (HMT)

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge totales à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit:

$$HMT = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V.1)$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

V.3.2. Le débit (Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

V.3.3. La vitesse de rotation (N)

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

V.3.4. Les puissances**V.3.4.1. La puissance absorbée par la pompe (Pa)**

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Sa loi est déjà définie dans le chapitre (IV).

V.3.4.2. La puissance utile (Pu)

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$P_u = g \cdot HMT \cdot Q \quad (V.2)$$

IV.3.5. Le rendement (η)

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (V.3)$$

V.4. Les Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les performances des pompes peuvent être représentées principalement par trois courbes qui sont [11]:

V.4.1. La courbe hauteur-débit « H=f(Q) »

Elle représente les hauteurs manométriques totales fournies par la pompe en fonction du débit refoulé.

V.4.2. La courbe rendement-débit « η =f(Q) »

Cette courbe représente les valeurs du rendement de la pompe en fonction du débit refoulé.

V.4.3. La courbe de la puissance absorbée « P=f(Q) »

Elle représente la variation de la puissance absorbée en fonction du débit refoulé par la pompe. Les différentes courbes définies ci-dessus sont représentées dans la figure (V.1) :

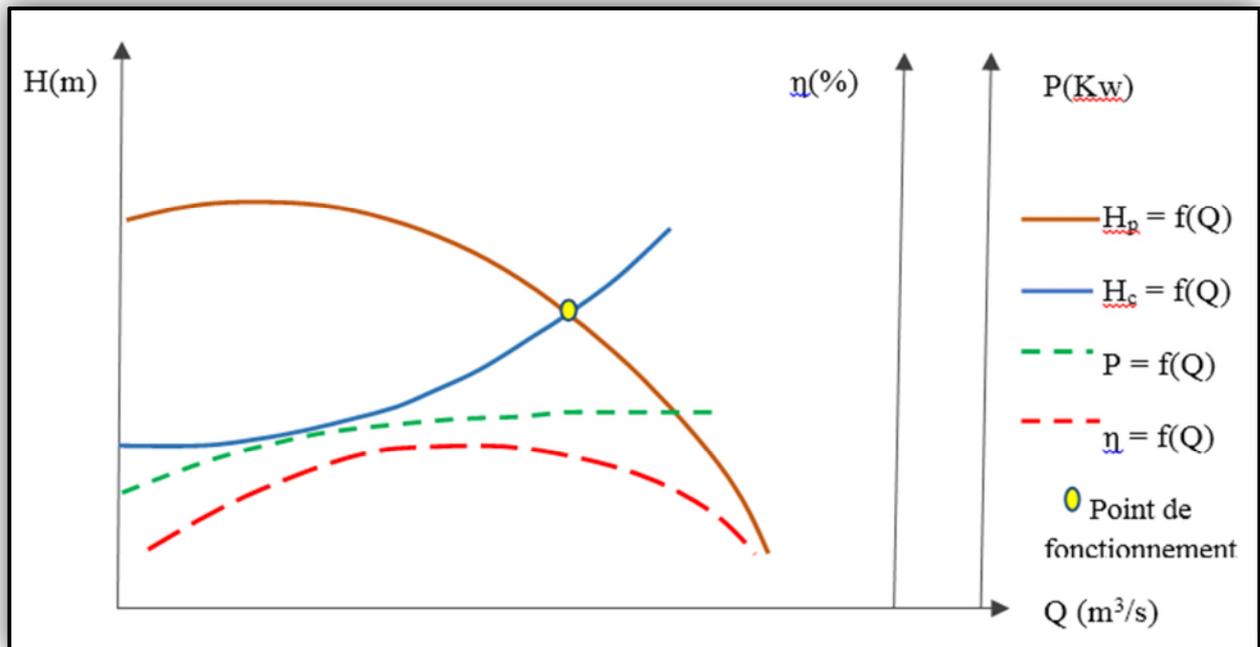


Figure (V.1) : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.

V.5. Couplage des pompes

Dans certains cas, la hauteur manométrique totale et le débit appelé ne sont pas satisfaits par une seule pompe. On est amené alors à utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en parallèle ou en série [11].

V.5.1. Couplage en parallèle

Ce montage est rencontré lorsque l'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

V.5.2. Couplage en série

Ce montage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante, dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse chaque pompe et les hauteurs d'élévation produites par chaque une s'ajoutent

V.6. Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par la comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique Hauteur-Débit de la pompe considérée ;
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe.

Et le point de fonctionnement d'une pompe est celui où il y a égalité arithmétique pour un débit donné, entre la HMT de la pompe d'une part et la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge des conduites d'autre part.

Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \quad (\text{V.4})$$

Avec :

- H_g : La hauteur géométrique (m) ;
- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite, il est déterminé comme suit :

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

Avec :

- D : Le diamètre de la conduite (m) ;
- L : La longueur de la conduite (m) ;
- g : L'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications à savoir :

- **Première variante : « modification du temps de pompage »**

La méthode consiste à garder le point de fonctionnement obtenu, et on cherche le nouveau temps de pompage, tout en conservant le volume d'eau constant à l'aide de l'équation suivante:

- Le volume d'eau sera : $Q_1 \cdot T_1 = C_{et}$ (V.6)

- Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q' pendant un temps T' .

Donc on peut écrire :

$$Q_1 \cdot T_1 = Q' \cdot T' \quad (\text{V.7})$$

D'où :

$$T' = \frac{Q_1 \cdot T_1}{Q'} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

- T' : Le nouveau temps de pompage ;
- T₁ : Temps de pompage, pour notre cas est 20h;
- Q' : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage;
- Q₁ : Le débit au point de fonctionnement désiré.

➤ **Deuxième variante « Régulation par étouffement (le vannage) »**

Cette méthode se fait on acceptant la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$, et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré. La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g * H'' * Q_1}{\eta} \quad (V.9)$$

Avec : $H'' = H_1 + h$ (V.10)

Ou :

- H'' : La distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le Point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe ;
- h : La Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- η : Le rendement (%) ;
- P_a : La puissance absorbée par la pompe ;
- Q₁ : Le débit au point de fonctionnement désiré.

➤ **Troisième variante : « Rognage de la roue »**

La méthode consiste à changer le diamètre de la roue en gardant la même vitesse de rotation, afin de ramener le point de fonctionnement obtenue au point voulu, et cela ,en traçant une droite passant par l'origine et par le point (Q₁,H₁) de la conduite réseau, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point (Q₂,H₂) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. Cette modification sera suivant les lois ci-après :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{H_1}{H_2} \quad (V.11)$$

D'ou :

- Q₁ : Le débit au point de fonctionnement désiré ;
- H₁ : La hauteur au point de fonctionnement désiré ;
- Q₂ : Le débit au point homologue du point désiré ;
- H₂ : La hauteur au point homologue du point désiré.

Et $m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2}$ (V.12)

m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de : $r = 1 - m$ (%) (V.13)

- **Inconvénient :**

Il est très difficile de réaliser le rognage de la roue, car il demande une très grande précision.

➤ **Quatrième variante : « Variation de la vitesse »**

La méthode c'est d'agir sur la vitesse de rotation (N) de la pompe, la diminution de cette dernière, entrainera la diminution du débit, ce qui engendrera la diminution de la puissance fournie à la pompe, on cherche alors la vitesse N', donc on trace une parabole d'équation $H=a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P₁ (Q₁, H₁) et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P₃ (Q₃, H₃).

Dans cette méthode, la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N^* \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{V.14})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g^* Q_1^* H_1}{\eta} \quad (\text{V.15})$$

Avec :

- N : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;
- N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;
- η : Le rendement (%) ;
- P_a : La puissance absorbée par la pompe ;
- Q₁ : Le débit au point de fonctionnement désiré ;
- Q₃ : Le débit au point homologue de P₁.

V.7. Le phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe (Figure (V.2)). [4]



Figure (V.2) : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge

Pour éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ donnée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur, $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, avec :

- La charge nette minimale à l'aspiration $(NPSH)_r$ est une hauteur minimale du liquide supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.
- La charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ est une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression de la pompe, deux cas sont possibles:

- ✓ Pour une installation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g * \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (V.16)$$

- ✓ Pour une installation en dépression

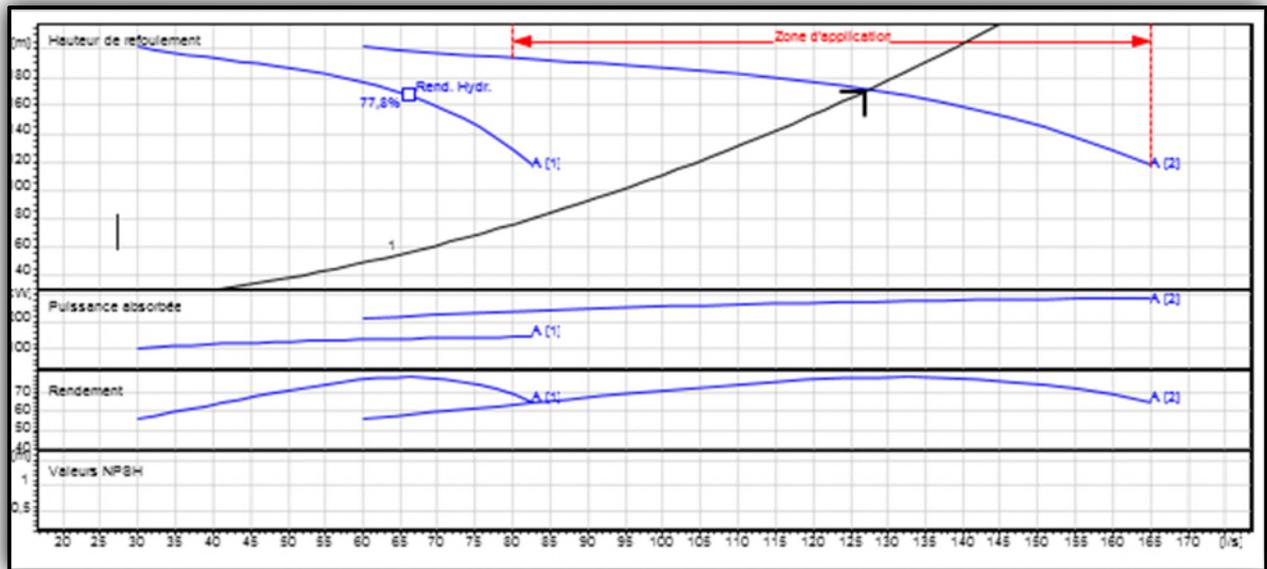
$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g * \rho} - H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (V.17)$$

Avec :

$$\frac{P_0}{g * \rho} = 10,33 - (0,0012 * C_a) \quad (V.18)$$

- H_a : La hauteur d'aspiration (m);
- J_{asp} : Les pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- $\frac{P_0}{g * \rho}$: La Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration ;
- C_a : La côte d'aspiration (m) ;
- T_a : La pression de vapeur d'eau maximal qui est fonction de la température .

Dans notre étude on prend $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$.



Figure(V.3) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR1.

➤ **Etude de la cavitation**

- ✓ La cote du plan d'aspiration : $C_a = 572\text{m}$;
- ✓ Hauteur d'aspiration : $H_a = 1\text{ m}$;
- ✓ Perte de charge d'aspiration : $J_{asp} = 0$ (négligeable) ;
- ✓ $(NPSH)_r = 2,6\text{ m}$.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 572) = 9,644\text{m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) = 9,509 + 1 - (0 + 0,238)$$

$$(NPSH)_d = 10,882\text{ m}$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

➤ **La puissance du moteur**

$$P_m = 1,1 * P_a = 1,1 * 160 = 176\text{ KW.}$$

➤ **La puissance du poste transformateur**

$$P_{trans} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} = \frac{176}{0,82} = 214,63\text{KW.}$$

V.8.2. Elévation de l'eau de la SR2 vers le réservoir R6

➤ Caractéristiques de la conduite

$Q = 19,1 \text{ l/s}$;

$H_g = 173\text{m}$;

$HMT = 180,773\text{m}$.

➤ Caractéristiques de la pompe

En consultant le catalogue des pompes, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal, de type (PM80/5C).

$H = 184 \text{ m}$;

$(NPSH)_r = 3,29\text{m}$;

$\eta = 74,8 \%$;

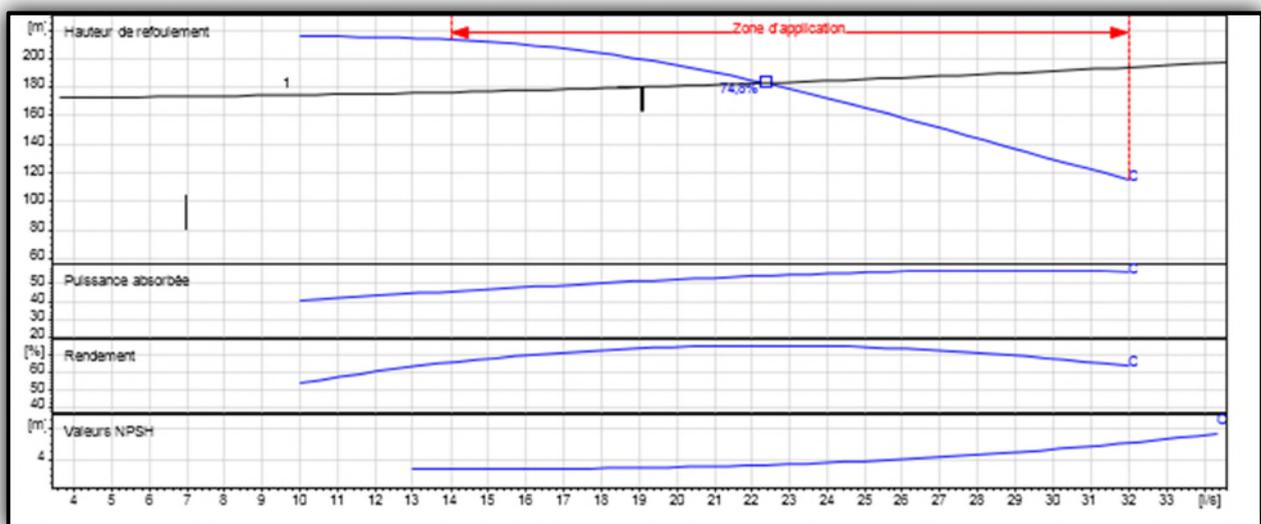
$Q = 22,3 \text{ l/s}$;

$N = 2900 \text{ tr / min}$;

$P_a = 54,1 \text{ KW}$.

On remarque que le point de fonctionnement (22,3 ; 184) coïncide avec le point désiré (19,1 ; 180,773), par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification.

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (V.4) : (les détails sont donnés dans l'annexe (8)).



Figure(V.4) : Les courbes caractéristiques de la pompeSR2.

➤ Etude des variantes

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions chaque variante séparément, ensuite nous calculons le cout de chaque technique, et le meilleur compromis « faisabilité-cout » sera retenue.

• 1^{ere} variante : modification du temps de pompage

Afin d'adapter la pompe aux conditions de fonctionnement désirée, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$Q_1 * T_1 = Q' * T'$$

$$D'o\grave{u} \quad T' = \frac{Q_1 * T_1}{Q'} = \frac{19,1 * 20}{22,3} = 17,13 \text{ h.}$$

Donc la pompe fonctionnera 17 h ,7 min et 48 s.

$$- \text{ La puissance absorbé sera : } P_a = \frac{g * H' * Q}{\eta} = \frac{9,81 * 184 * 0,0191}{0,748} = 46,09 \text{ KW.}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 46,09 * 17,13 * 365 * 4,67$$

$$D'o\grave{u} : \quad F_{\text{exp}} = 1345816,064 \text{ DA.}$$

• **2^{eme} variante : Régulation par étouffement (le vannage)**

La perte de charge crée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H'' - H_1 = 197 - 180,773 = 16,227 \text{ m.}$$

$$- \text{ La puissance absorbée sera : } P_a = \frac{g * H'' * Q_1}{\eta} = \frac{9,81 * 197 * 0,0191}{0,74} = 49,35 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront : $F_{\text{exp}} = 49,09 * 20 * 4,67 * 365$

$$D'o\grave{u} : \quad F_{\text{exp}} = 1673527,718 \text{ DA}$$

• **3^{eme} variante : Rognage de la roue**

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

• **4^{eme} variante : Variation de la vitesse**

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit : $N' = N * \frac{Q_1}{Q_3}$

- La courbe iso-rendement s'écrit : $H = a * Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = 0,496 * Q^2$

- L'équation de la pompe est donnée comme suit : $H_p = a * Q^2 + b$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H = 224 \text{ m} \\ Q = 22,3 \text{ l/s, } H = 184 \text{ m} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad D'o\grave{u}, 184 = a * 22,3^2 + 224, \text{ donc } a = -0,0804$$

Ce qui donne : $H_p = -0,0804 Q^2 + 224$

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q_3, H_3). Les coordonnées du point A sont (19,71 l/s ; 192,74m) voir figure (V.5).

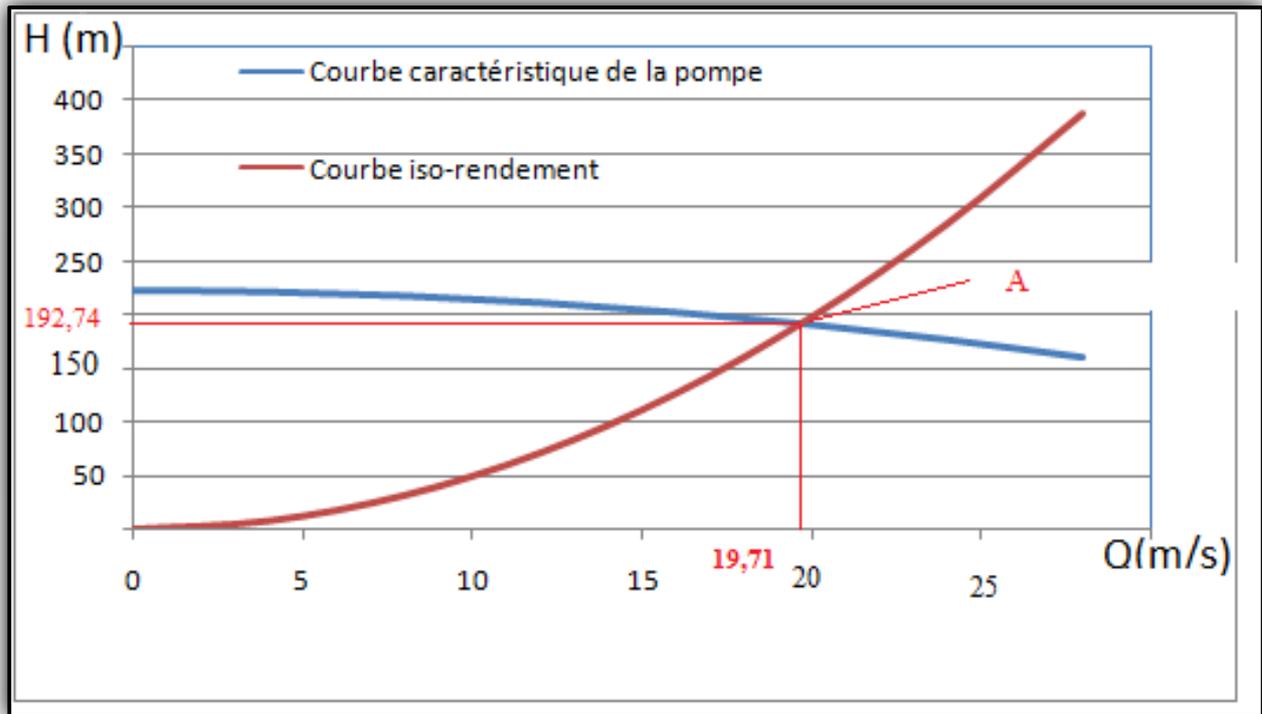


Figure (V.5) : détermination graphiquement du point homologue du point désiré de la pompe SR2.

$$D'où : N' = 2900 * \frac{19,1}{19,71} = 2810,25 \text{ tr/min}$$

- La puissance absorbé sera : $P_a = \frac{9,81 * 180,77 * 0,0191}{0,748} = 45,82 \text{ KW.}$

- Les frais d'exploitation seront :

$$D'où : F_{\text{exp}} = 45,82 * 20 * 365 * 4,67$$

$$F_{\text{exp}} = 1543714,116 \text{ DA.}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une meilleure économie.

➤ **Etude de la cavitation**

- ✓ La cote du plan d'aspiration : $C_a = 684 \text{ m}$;
- ✓ Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
- ✓ Perte de charge d'aspiration : $J_{\text{asp}} = 0$ (négligeable) ;
- ✓ $(\text{NPSH})_r = 3,29 \text{ m.}$

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 * C_a) = 10,33 - (0,0012 * 684) = 9,509 \text{ m.}$$

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) = 9,509 + 1 - (0 + 0,238)$$

$$(\text{NPSH})_d = 10,747 \text{ m}$$

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$, donc la pompe ne cavité pas.

➤ *La puissance du moteur*

$$P_m = 1,1 * P_a = 1,1 * 53,6 = 58,96 \text{ KW.}$$

➤ *La puissance du poste transformateur*

$$P_{\text{trans}} = \frac{P_m}{\text{Cos}(\varphi)} = \frac{58,96}{0,82} = 71,90 \text{ KW.}$$

V.9. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons déterminé les pompes donnant le meilleur rendement à l'aide du catalogue des pompes, suite aux calculs des hauteurs manométriques totales et des débits désirés, nous avons opté pour des pompes multicellulaire à axe horizontal pour les deux stations de reprise, et pour le fonctionnement idéal du réseau nous avons procédé à quelque modifications en étudiant les différentes variantes séparément comme cités auparavant, et nous avons terminé cette présente partie par une vérification de la présence ou non du phénomène de la cavitation, phénomène qui affecte considérablement les pompes.

Chapitre VI : Coup de bélier

VI.1. Introduction

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés aux problèmes récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, les risques qu'il présente et les moyens de protections. Cela va s'appliquer à l'ensemble de notre réseau d'adduction (refoulement- gravitaire).

VI.2. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes de ce phénomène sont les suivantes [7] :

- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée
- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- modification de la vitesse d'une pompe.

VI.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, c'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection contre ce phénomène [7].

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- D'atténuer la dépression ;
- D'atténuer la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VI.3.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante calé sur l'arbre du groupe. C'est l'un de ces moyens de protection grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VI.3.2. Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent au-delà d'une pression prédéterminée, légèrement supérieur à (5% environ) à la pression normale.

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale.

VI.3.3. Les réservoirs d'air comprimé

Le réservoir d'air comprimé appelé aussi ballon d'air et réservoir anti bélier, il est placé à la base de la conduite de refoulement et contient de l'eau accumulée sous pression en quantité bien déterminée, il utilise la compressibilité de l'air par rapport à l'eau. L'air se détend pour compenser les dépressions à l'intérieur de la conduite et se comprime afin d'admettre l'excès d'eau pour compenser la surpression.

Le principe de fonctionnement est représenté dans la figure (VI.1) ci-dessous :

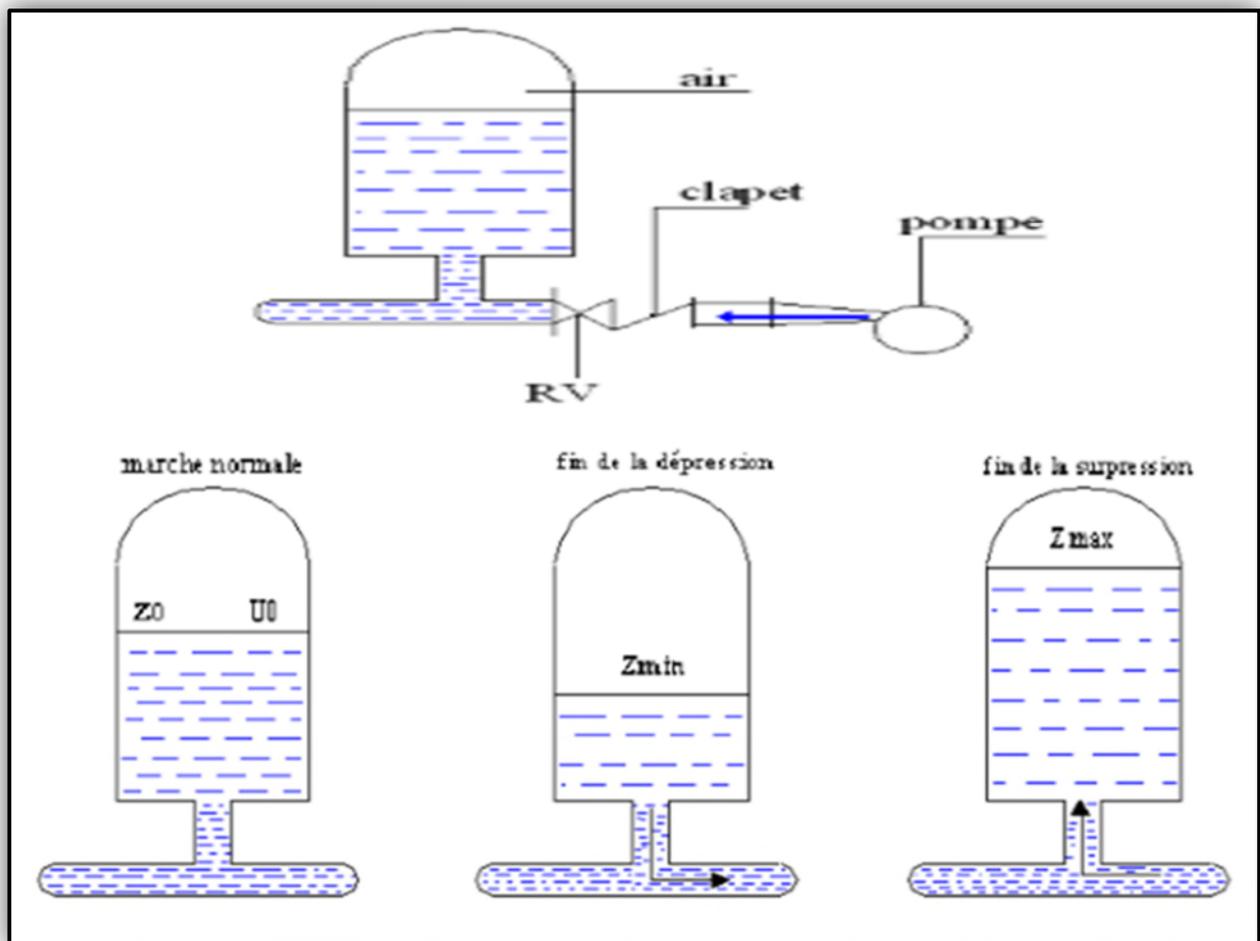


Figure (VI.1) : Le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de Surpression et de dépression

➤ **Avantages du réservoir d'air**

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants:

- ✓ Il présente des dimensions réduites par rapport à l'autre dispositif (cheminée d'équilibre) ;
- ✓ Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel ;
- ✓ Il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

➤ **Inconvénients du réservoir d'air**

Comme il présente certains inconvénients qui sont les suivants:

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

VI.3.4. Les cheminées d'équilibre

La cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical, elle joue le même rôle que le réservoir d'air comprimé mais dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Les compensations des surpressions et dépressions précédentes sont directement faites avec l'eau du réservoir à surface libre.

Le schéma de la cheminée d'équilibre est représenté dans la figure (VI.2) ci-après :

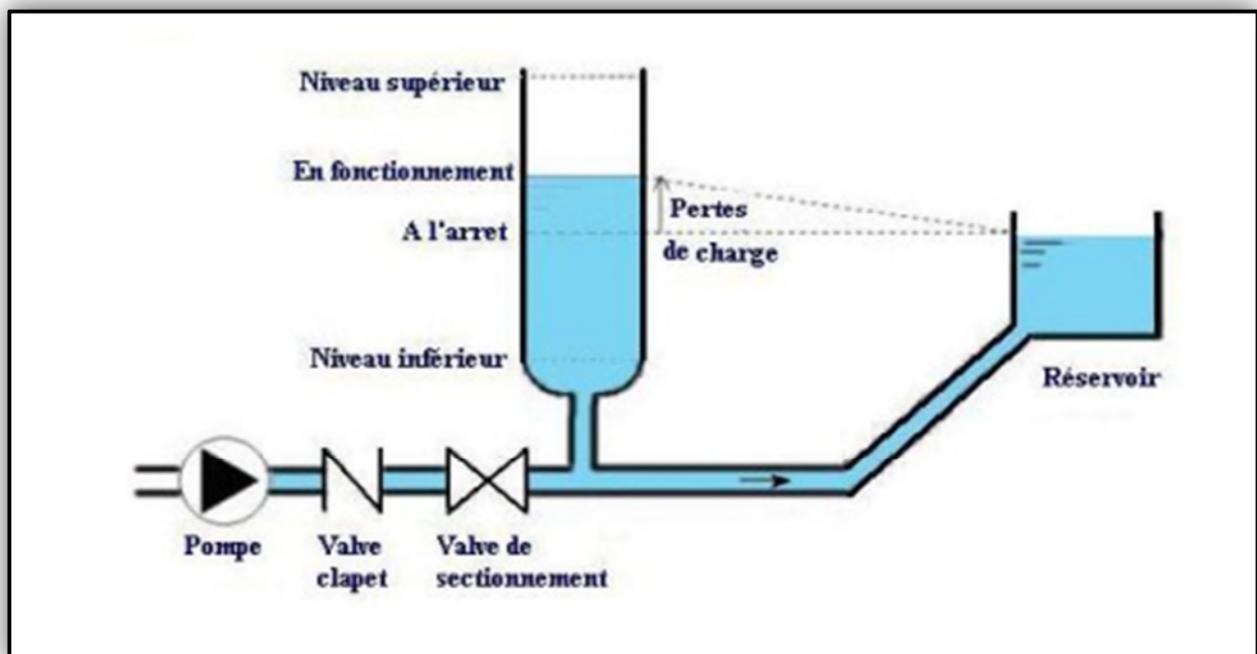


Figure (VI.2) : Cheminée d'équilibre.

VI.3.4.1. Types de cheminées d'équilibre [13]

➤ *Cheminée déversant*

Elle comporte en sa partie supérieure un déversoir qui évacue une partie de l'eau mise en oscillation. Il en résulte une réduction de la surpression due à l'oscillation en masse dans la galerie.

➤ *Cheminée à épanouissement*

Appelée aussi cheminée à sections multiples (Figure (VI.3)), elle présente quelques avantages dont : une réduction de la montée lors de la fermeture et un amortissement des oscillations par les pertes de charge dues aux changements de sections.

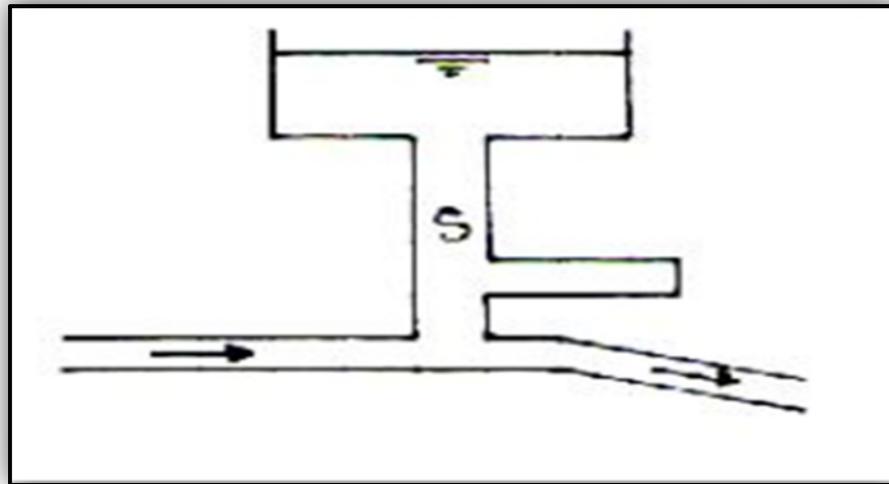


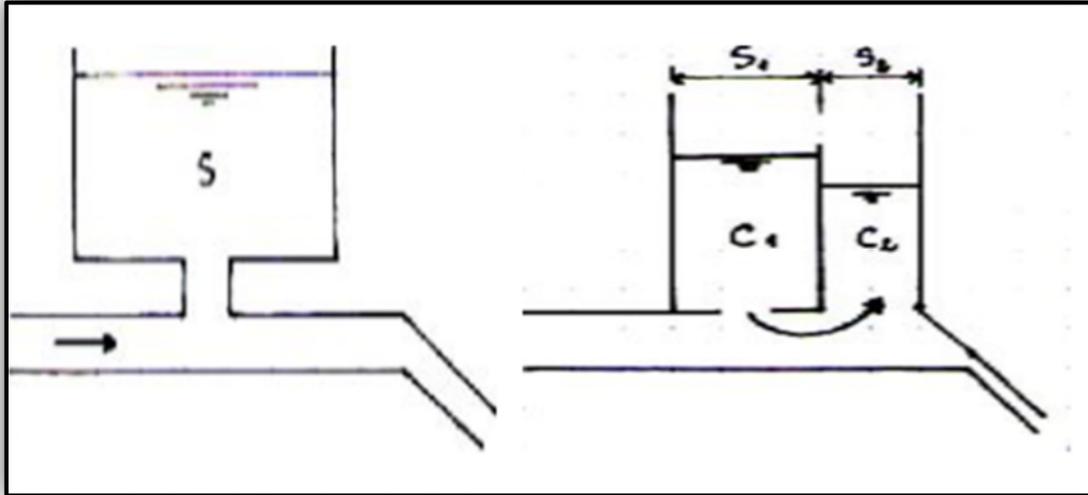
Figure (VI.3) : Cheminée à épanouissement.

➤ *Cheminée à étranglement*

L'étranglement à la base de la cheminée produit des pertes de charge importantes (Figure (VI.4)), il en résulte d'une part, une réduction de l'amplitude des oscillations et par suite, de la hauteur atteinte par l'eau dans la cheminée ; et d'autre part, un accroissement de l'amortissement des oscillations qui s'ajoute à celui créé par les pertes de charge dans la galerie d'amenée.

➤ *Cheminée différentielle*

Elle comporte deux chambres C_1 et C_2 de sections différentes S_1 et S_2 (Figure (VI.4)). Les périodes d'oscillations des deux chambres sont différentes, il se produit ainsi un courant d'eau qui circule d'une chambre à une autre, ceci entraînera des pertes de charge supplémentaires qui accroissent l'amortissement.



Figure(VI.4) Cheminée à étranglement et le Cheminée différentielle.

VI.3.5. Les ventouses

Le rôle principal des ventouses est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange.

VI.4. Etude du coup de bélier

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

VI.4.1. Calcul de la célérité d'onde

La célérité des ondes est la vitesse de propagation des ondes, elle est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \cdot D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec:

- Kc: Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- K = 83 pour le PEHD ;
- K = 0,6 pour la fonte ductile.

VI.4.2. La valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

➤ **Premier cas : fermeture brusque**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T_f , tel que : $T_f < \frac{2 * L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a * V_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

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

➤ valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{sr} = H_0 + B \quad (\text{VI.3})$$

➤ La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI.4})$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- H_g : La hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : La pression atmosphérique.

➤ **Deuxième cas : fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f , tel que : $T_f > \frac{2 * L}{a}$

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T_f} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

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

Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on considéra le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

V.5. Calcul du coup de bélier pour les deux tronçons de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier pour les tronçons (SR1-RT) et (SR2-R6) sont représentées dans le tableau suivant :

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

| Tronçon | Caractéristiques des conduites | | | | | | | | | |
|---------|--------------------------------|--------|---------|-------|-------|----------|---------|----------------|---------|----------|
| | D (mm) | e (mm) | V0(m/s) | Hg(m) | H0(m) | a(m/s) | B(m) | Hsr(m/s) | Hd(m) | PNS(bar) |
| SR1-RT | 400 | 7,8 | 1,0949 | 141 | 151 | 1121,895 | 125,215 | 276,215 | 25,785 | 30 |
| SR2-R6 | 200 | 22,4 | 1,0102 | 173 | 183 | 396,517 | 40,832 | 223,832 | 142,168 | 20 |

VI.5.1. Interprétation des résultats

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que le tronçon : (SR1-RT) ne dépassent pas la pression maximale de service en surpression, avec la valeur de dépression trouvée positive, et après vérification avec le profil en long on constate que la ligne de pression minimale est au-dessus de celle du terrain naturel (Annexe (9)), ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier. Par contre, le tronçon (SR2-R6) ne vérifie pas la pression de service dans la valeur du coup de bélier en surpression, alors on doit le protéger, et dans notre cas, on opte pour un réservoir d'air pour les avantages en termes d'économie et d'efficacité.

VI.5.2. Méthode de calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air consiste à déterminer les valeurs de la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode graphique de Louis BERGERON.

VI.5.2.1. Principe de calcul de réservoir d'air

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes :

1. Le temps se suivent selon les valeurs de T_f

$$T_f = \frac{2 \cdot L}{a} \quad (\text{VI.7})$$

2. Variation du volume d'air

$$\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

- ΔU : Variation du volume d'air (m^3) ;
- S : Section de la conduite (m^2) ;
- θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;

- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

3. Le volume d'air comprimé

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

- + ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se vide ;
- ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se remplit.

4. la pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4} = Z * U^{1,4} \quad (\text{VI.10})$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z_0 : Pression absolue ;
- U_0 : Volume d'air initial ;
- V : Volume nouveau de l'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

5. La vitesse dans la tubulure

a) Cas de la montée de l'eau :

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad (\text{VI.11})$$

Avec :

- V_1 : Vitesse dans la tuyère ;
- V_f : Vitesse finale choisie ;
- D : Diamètre de la conduite ;
- d' : Diamètre de la veine contractée.

$$d' = 0,92 * d \quad (\text{VI.12})$$

(d) sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20

b) Cas de la descente de l'eau :

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 * \frac{D^2}{d^2} \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

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

6. Calcul des pertes de charge

a) Cas de la montée de l'eau :

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{VI.14})$$

$$C = f(m')$$

Avec:

$$m' = \frac{(0,92 * d)^2}{\phi^2} \quad (\text{VI.15})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (10)).

b) Cas de la descente de l'eau :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{VI.16})$$

$$C' = f(m'')$$

Avec:

$$m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} \quad (\text{VI.17})$$

La valeur de (C') est lue sur l'abaque (Annexe (10)).

VI.5.3. Application du calcul pour le tronçon (SR2- R6)

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 50$ mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 100$ mm. Les caractéristiques de la tuyère sont :

$$\blacktriangleright \text{ Montée de l'eau : } K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92 * d)^2} = \frac{0,2^2}{(0,92 * 0,05)^2} = 18,90$$

Donc, $K = 19$. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0,92 * d)^2}{\phi^2} = \frac{(0,92 * 0,05)^2}{(0,100)^2} = 0,212 ; m' = 0,212$$

D'où la perte de charge correspondant au cas de la montée de l'eau est :

A partir de l'annexe (9), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge «c» dans la tuyère. Ce qui nous donne $c = 0,63$.

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g}; \quad \Delta h_1 = 0,63 * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$\text{➤ } \textit{Descente de l'eau} : K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 * D^2}{d^2} = \frac{2 * 0,2^2}{0,05^2} = 32$$

$$\text{Ce que donne } V_2 = K' * V_f = 32 * V_f$$

$$\text{Par ailleurs, } m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} * \frac{(0,05)^2}{(0,100)^2} = 0,125 ; m'' = 0,125$$

A partir de l'annexe (9), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $C' = 0,78$ d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C * \frac{V^2}{2 * g}; \quad \Delta h_2 = 0,78 * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$\text{➤ } \textit{Variation du volume d'air} : \Delta U = S * \theta * V_m$$

$$\theta = \frac{2 * L}{a} = \frac{2 * 950}{396,517} = 4,792 \text{ s et } \Delta U = 0,150 * V_m$$

➤ *Résultats de calcul du réservoir d'air*

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2-R6 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VI.2) ci-dessous [14]. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI.5).

Tableau (VI.2) : Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR2-R6).

| Données de l'Adduction | | Résultats | | Données du Réservoir d'air | |
|--|--------------------------|------------------|--------------------------|--------------------------------|-----------------------|
| Diametre | 0,1552 m | Vitesse | 1,010137 m/s | Volume U _a | 0,1 m ³ |
| Débit | 0,0191 m ³ /s | Section | 0,0189083 m ² | K PDC entr | 40,7 Vf ² |
| H géomet | 173 m | Célérité a | 396,51694 m/s | K PDC sort | 11,47 Vf ² |
| Long. Conc | 950 m | B | 40,829402 m | Exposant | 1,4 |
| coef. K | 83 | Hmax | 213,8294 m | Pression de l'air | |
| Epaisseur | 0,0224 m | Hmin | 132,1706 m | pres. air Z | |
| C Haz Will | 123 | periode θ | 4,7917246 s | rés. 7,5961987 /U ^a | |
| Résultats des variations du volume d'air | | H θ | 183 m | Résultats des pressions | |
| Umax | 0,1334149 m ³ | PDC δ | 7,807884 s | Surpression | |
| Umin | 0,0947439 m ³ | a/g | 40,419668 s | Dépression | |

| temps | ΔU | U | Z | $\Delta h_1 ; \Delta h_2$ | Z- $\Delta h ; Z+\Delta h$ | δ | Z -+ Δh -+ δ | Vf graph | Vm | Vf choisie | f |
|-----------|------------|-----------|-----------|---------------------------|----------------------------|-----------|-----------------------------|------------|------------|------------|------------|
| 0 | 0 | 0,1 | 190,80788 | 0 | 190,80788 | 7,807884 | 183 | 1,010137 | 0 | 0 | |
| 4,7917246 | 0,0334149 | 0,1334149 | 127,44132 | 3,0228897 | 130,46421 | 0,6899343 | 131,15415 | -0,2725518 | 0,3688036 | -0,2725298 | -2,202E-05 |
| 9,5834493 | -0,0386709 | 0,0947439 | 205,78999 | 13,743492 | 219,53348 | 2,8042361 | 222,33772 | -0,5820084 | -0,4268152 | -0,5811006 | -0,0009078 |
| 14,375174 | 0,0019312 | 0,0966752 | 200,05778 | 4,4622881 | 195,59549 | 3,1970962 | 192,39839 | 0,623744 | 0,021315 | 0,6237307 | 1,334E-05 |
| 19,166899 | 0,0249149 | 0,1215901 | 145,12392 | 0,2213947 | 145,34532 | 0,0613143 | 145,40663 | -0,0738118 | 0,2749883 | -0,0737541 | -5,764E-05 |
| 23,958623 | -0,0234557 | 0,0981344 | 195,90555 | 8,0238535 | 203,9294 | 1,7037086 | 205,63311 | -0,443935 | -0,2588829 | -0,4440116 | 7,654E-05 |
| 28,750348 | -0,0010563 | 0,0970781 | 198,89629 | 2,0300076 | 196,86628 | 1,5417296 | 195,32455 | 0,4209325 | -0,0116584 | 0,4208948 | 0,0002378 |
| 33,542072 | 0,0194497 | 0,1165278 | 154,02628 | 0,0008568 | 154,02542 | 0,0011564 | 154,02426 | 0,0089751 | 0,2146689 | 0,0086429 | 0,0003322 |
| 38,333797 | -0,016249 | 0,1002789 | 190,06542 | 5,4915747 | 195,55699 | 1,199212 | 196,7562 | -0,3675627 | -0,1793414 | -0,3673256 | -0,0002371 |
| 43,125522 | -0,0029572 | 0,0973216 | 198,19976 | 1,0464363 | 197,15332 | 0,8346789 | 196,31865 | 0,3022807 | -0,0326393 | 0,3020471 | 0,0002336 |
| 47,917246 | 0,0161956 | 0,1135173 | 159,77529 | 0,0352777 | 159,74001 | 0,0361618 | 159,70385 | 0,0554329 | 0,1787528 | 0,0554585 | -2,562E-05 |
| 52,708971 | -0,0117982 | 0,101719 | 186,30869 | 4,061434 | 190,37012 | 0,90893 | 191,27705 | -0,3161462 | -0,1302182 | -0,3158948 | -0,0002514 |
| 57,500696 | -0,0041829 | 0,0975362 | 197,58974 | 0,5732643 | 197,01648 | 0,4780816 | 196,5384 | 0,2235774 | -0,046167 | 0,2235609 | 1,656E-05 |
| 62,29242 | 0,013907 | 0,1114431 | 163,95389 | 0,0798269 | 163,87406 | 0,0770292 | 163,79703 | 0,0834335 | 0,1534926 | 0,0834244 | 9,118E-06 |
| 67,084145 | -0,0087466 | 0,1026966 | 183,8307 | 3,1115556 | 186,94225 | 0,7086534 | 187,6509 | -0,2765909 | -0,0965367 | -0,2764977 | -9,317E-05 |

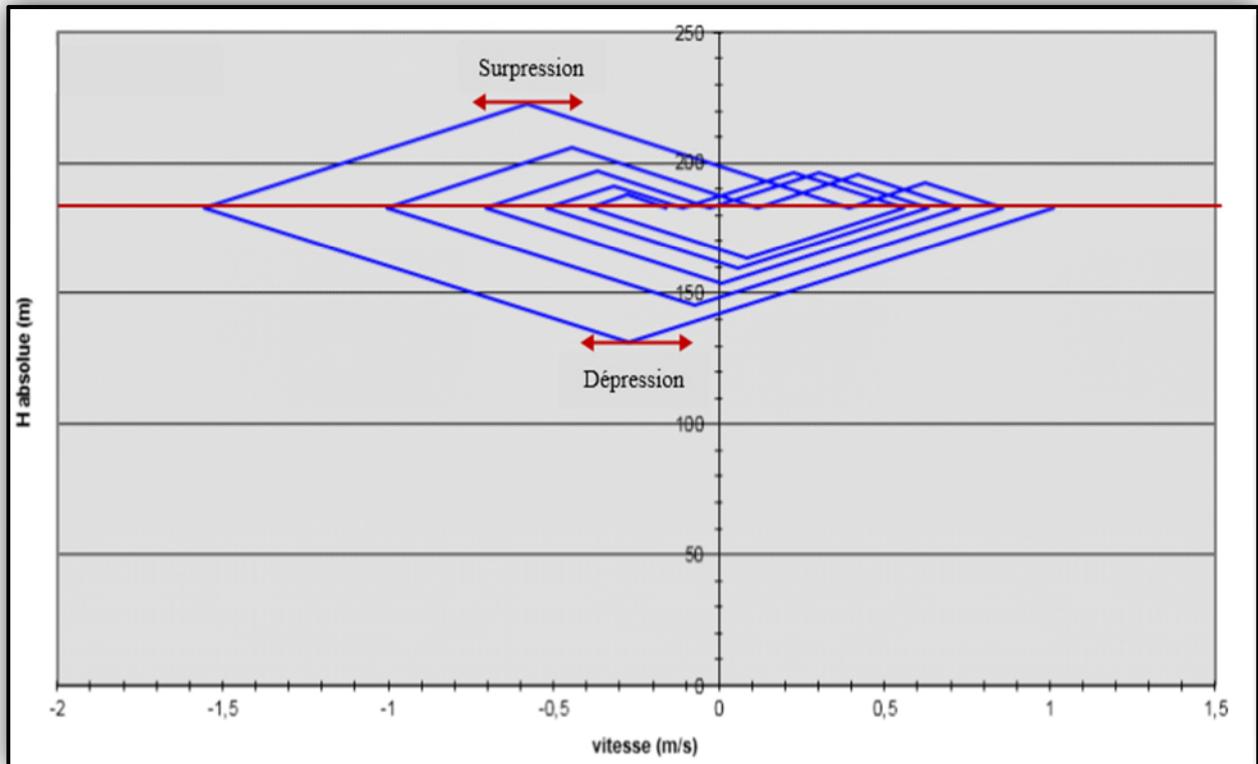


Figure (VI.5) : Epure de BERGERON pour le tronçon (SR2-R6).

➤ **Interprétation des résultats**

On remarque que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **52,536 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,1334 m³**.
- la surpression est de **36,5334 m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,0947m³**.

Par ailleurs, la figure (VI.6) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

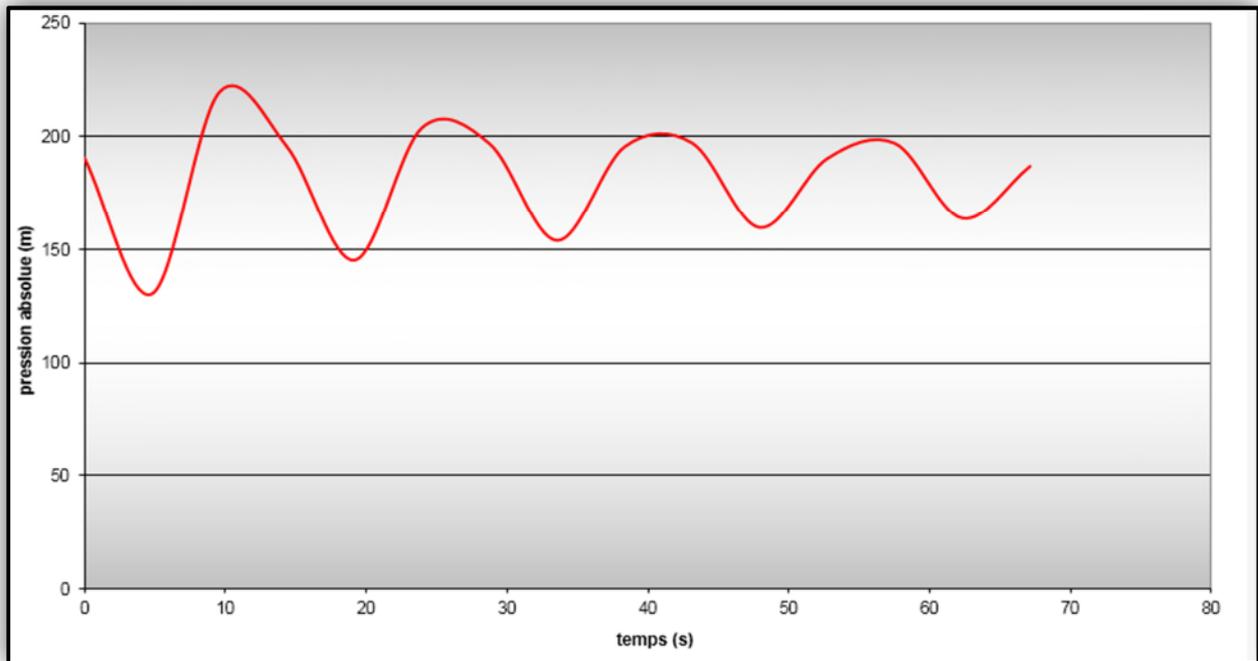


Figure (VI.6) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR2-R6).

➤ **Dimensionnement du réservoir d'air**

A partir du tableau (VI.6), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,1334 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR2-R6), tel que :

$$V_T = 1,2 * U_{\max} = 1,2 * 0,1334 = \mathbf{0,160 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de **(200 l)**.

Remarque :

Pour les tronçons gravitaires, on procède à une fermeture lente de la vanne pour éviter le coup de bélier.

VII.6. Conclusion

La protection des installations hydraulique contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Dans ce présent chapitre, après l'avoir étudié, nous constatons que :

- la valeur de surpression et de dépression de tronçon (SR1-RT) vérifient la pression nominale de service, ce qui ne nécessite pas un dispositif de protection.
- par contre la valeur de la surpression est importante pour le tronçon (SR2-R6), par conséquent on a opté pour le dimensionnement d'un réservoir d'air comme moyen de protection d'un volume de **(200 l)** avec la méthode graphique de Louis BERGERON. Sera placé à l'aval de la conduite de refoulement de la SR.

Pour l'adduction gravitaire on propose des robinets vanne à fermeture lente.

Chapitre VII : Distribution

VII.1. Introduction

La distribution est la phase finale d'un projet d'alimentation en eau potable. Elle doit être conçue de telle façon à satisfaire les besoins actuels et à venir des usagers, ainsi que les besoins en eau pour lutter contre les incendies. Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au réservoir. Très souvent, l'eau sort de ce dernier ouvrage par une seule conduite

Maitresse à partir de laquelle prennent issue des conduites secondaires alimentant des conduites Tertiaires. Dans ce présent chapitre nous allons dimensionner le réseau de distribution de Chef-lieu (Nord)

VII.2. Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés selon les différents types pour alimentation des villes en eau potable sont les suivants [7] :

- Réseau ramifié;
- Réseau maillé;
- Réseau étagé;
- Réseau à alimentation distincte.

VII.2.1. Le réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour (alimentation à sens unique). Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture c'est-à-dire un accident sur la conduite principale prive tous les abonnés à l'aval.

VII.2.2. Le réseau maillé

Il permet, à la conduite, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure.

VII.2.3. Le réseau mixte

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Il est constitué de réseau indépendant, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivèles importantes. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

VII.2.4. Le réseau à alimentation distincte

Constitué généralement de deux réseaux, l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous besoins domestique, et l'autre pour la distribution de l'eau non potable réservée aux usages industriels, lavage des rues et arrosages des plantation. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

VII.3. Conception du réseau de distribution

Il y a Plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau. Les plus importants sont l'emplacement des consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. La distribution se fait gravitairement à partir d'un réservoir.

VII.3.1. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [15]:

- Minimiser le nombre de passage difficiles: traversée de route, de ravine,...etc ;
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VII.4. Choix des conduites de distribution

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [15]:

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité);
- Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Résiste à l'entartage;
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique;
- Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques;
- Coefficient de la rugosité très faible;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

VII.5. Equipements et accessoires du réseau

VII.5.1. Les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués de [16] :

- Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l’approvisionnement des conduites secondaires.
- Conduites secondaires assurant la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VII.5.2. Organes accessoires

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement et son exploitation, dont les principaux sont résumés ci-après [16]:

a) *Robinets*

En principe ces appareils seront posés en vue de permettre l’isolement de divers tronçons de canalisation. Nous les trouvons donc à chaque nœud.

b) *Ventouses*

Organes de dégazage, elles permettent l’évacuation d’air contenu dans les conduites. Elles sont placées aux points hauts du réseau.

c) *Robinets de décharges*

Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.

d) *Clapets*

Leurs rôle est d’empêcher le retour de l’eau en sens inverse de l’écoulement prévu. On les dispose principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.

e) *Poteaux d’incendie*

De tels poteaux doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous 0.6 bar. Ils sont placés aux bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.

f) *Régulateurs de pression*

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d’une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

g) *Les raccords*

Ce sont des composants permettant d’adapter la conduite au tracé prévu au projet. Le tableau (VI.1) indique la fonction de chaque raccord :

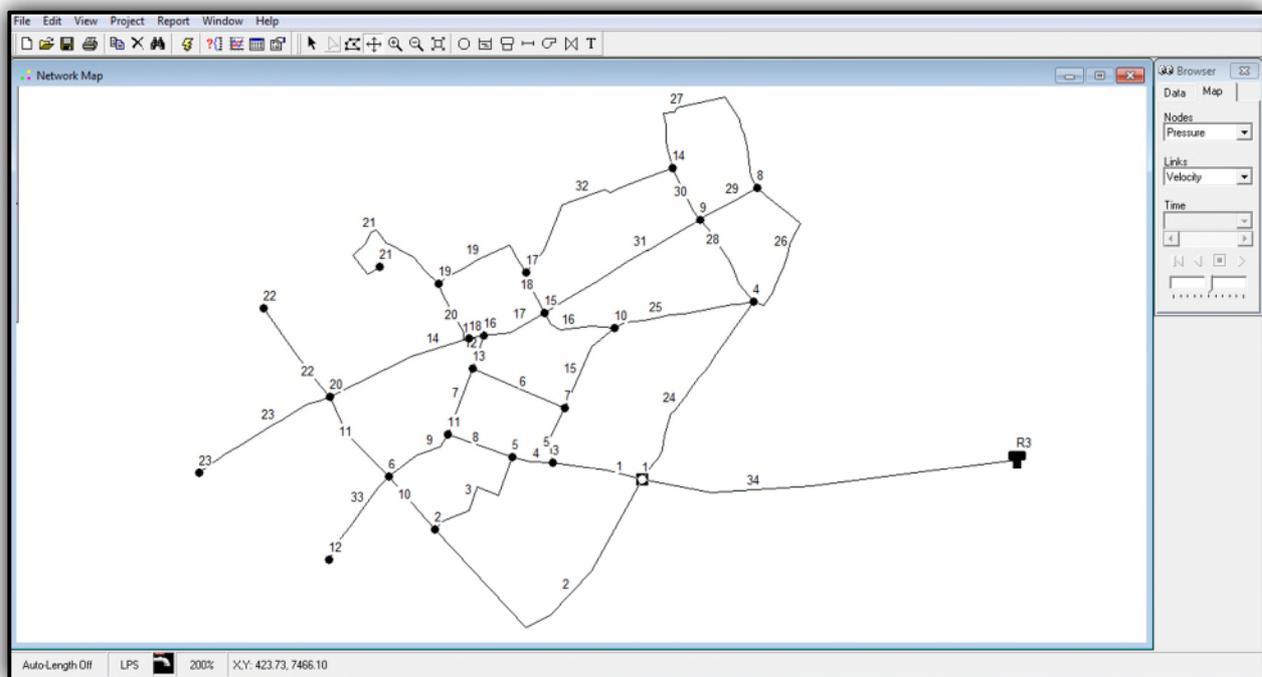
Tableau (VII.1): Fonctions des raccords

| Nom du raccord | Fonction |
|-------------------|---|
| Coude | Changement de direction |
| Cône de réduction | Diminution du diamètre |
| Manchon | Assemblage en ligne de 02 éléments cylindriques |
| Té | Raccordement à l'équerre d'une conduite sur une autre |

VII.6. Description du réseau projeté

Comme la commune de Haizer est partagée en 6 zones, dans notre cas on choisit de faire la distribution pour le Chef-lieu (Nord), sa distribution se fera par gravité, à partir deux réservoir Jumeler d'une capacité de (200 m³ et 600 m³) existents et un réservoir projeté de capacité de 600m³ situé à la cote 640 m ;

Vu le caractère de la localité, le relief terrain est plate de la dispersion des habitations, l'ossature du réseau sera mixte d'un linéaire total de 11173 m.



Figure(VII.1) ; Schéma représentatif du réseau de distribution (Chef-lieu Nord).

VII.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [15] :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure d'incendie) ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

VII.7.1. Détermination du débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas le débit de pointe est :

Les débits calculés dans notre cas sont :

$$Q_p = K_{\max.h} * \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (\text{VII.1})$$

$$Q_p = 367,802 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 102,17 \text{ l/s}$$

VII.7.2. Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VII.2})$$

$$Q_s = \frac{102,17}{11173} = 0,009144 \text{ l/s/m}$$

Avec:

- Q_s : Le débit spécifique (l/s) ;
- Q_p : Le débit de pointe (l/s) ;
- L_i : la longueur du tronçon i.

VII.7.3. Débit de route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier.

$$Q_r = Q_s * L_{ij} \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

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

VII.7.4. Débit au nœud :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = 0,55 * \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

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

VII.7.5. Calcul des différents débits du réseau

Les différents résultats de calcul des débits est regroupés dans le tableau (VII.2) ci-dessous :

Tableau (VII.2) : Détermination des débits aux nœuds.

| Nœuds | Côtes(m) | Tronçon | L (m) | Qs (l/s.m) | Qr (l/s) | Qn (l/s) |
|-----------|----------|---------|-------|------------|----------|----------|
| 1 | 603,6 | 1-R | 987 | 0,009144 | 9,0252 | 13,4885 |
| | | 1-2 | 870 | 0,009144 | 7,9554 | |
| | | 1-3 | 252 | 0,009144 | 2,3043 | |
| | | 1-4 | 573 | 0,009144 | 5,2396 | |
| 2 | 621,2 | 2-1 | 870 | 0,009144 | 7,9554 | 7,0812 |
| | | 2-5 | 347 | 0,009144 | 3,1730 | |
| | | 2-6 | 191 | 0,009144 | 1,7465 | |
| 3 | 601,9 | 3-1 | 252 | 0,009144 | 2,3043 | 2,6404 |
| | | 3-5 | 113 | 0,009144 | 1,0333 | |
| | | 3-7 | 160 | 0,009144 | 1,4631 | |
| 4 | 616,5 | 4-1 | 573 | 0,009144 | 5,2396 | 8,2215 |
| | | 4-8 | 436 | 0,009144 | 3,9868 | |
| | | 4-9 | 270 | 0,009144 | 2,4689 | |
| | | 4-10 | 386 | 0,009144 | 3,5296 | |
| 5 | 604,5 | 5-3 | 113 | 0,009144 | 1,0333 | 3,2489 |
| | | 5-2 | 347 | 0,009144 | 3,1730 | |
| | | 5-11 | 186 | 0,009144 | 1,7008 | |
| 6 | 606,8 | 6-2 | 191 | 0,009144 | 1,7465 | 4,7627 |
| | | 6-11 | 207 | 0,009144 | 1,8928 | |
| | | 6-12 | 280 | 0,009144 | 2,5604 | |
| | | 6-20 | 269 | 0,009144 | 2,4598 | |
| 7 | 605,3 | 7-3 | 160 | 0,009144 | 1,4631 | 3,5305 |
| | | 7-10 | 260 | 0,009144 | 2,3775 | |
| | | 7-13 | 282 | 0,009144 | 2,5786 | |
| 8 | 605,3 | 8-4 | 436 | 0,009144 | 3,9868 | 6,1709 |
| | | 8-9 | 178 | 0,009144 | 1,6277 | |
| | | 8-14 | 613 | 0,009144 | 5,6053 | |
| 9 | 622,2 | 9-4 | 270 | 0,009144 | 2,4689 | 5,5624 |
| | | 9-8 | 178 | 0,009144 | 1,6277 | |
| | | 9-14 | 166 | 0,009144 | 1,5179 | |
| | | 9-15 | 492 | 0,009144 | 4,4989 | |
| 10 | 612,4 | 10-4 | 386 | 0,009144 | 3,5296 | 4,3302 |
| | | 10-7 | 260 | 0,009144 | 2,3775 | |
| | | 10-15 | 215 | 0,009144 | 1,9660 | |
| 11 | 609,5 | 11-5 | 186 | 0,009144 | 1,7008 | 2,6427 |
| | | 11-6 | 207 | 0,009144 | 1,8928 | |
| | | 11-13 | 185 | 0,009144 | 1,6917 | |
| 12 | 606,3 | 12-6 | 280 | 0,009144 | 2,5604 | 1,2802 |

Tableau (VII.2) : Détermination des débits aux nœuds (suite et fin).

| | | | | | | |
|-----------|-------|-------|-----|----------|--------|--------|
| 13 | 606,6 | 13-7 | 282 | 0,009144 | 2,5786 | 2,8013 |
| | | 13-11 | 185 | 0,009144 | 1,6917 | |
| | | 13-16 | 90 | 0,009144 | 0,8230 | |
| 14 | 606,2 | 14-8 | 613 | 0,009144 | 5,6053 | 6,7996 |
| | | 14-9 | 166 | 0,009144 | 1,5179 | |
| | | 14-17 | 573 | 0,009144 | 5,2396 | |
| 15 | 607,8 | 15-9 | 492 | 0,009144 | 4,4989 | 4,6879 |
| | | 15-10 | 215 | 0,009144 | 1,9660 | |
| | | 15-16 | 191 | 0,009144 | 1,7465 | |
| | | 15-17 | 119 | 0,009144 | 1,0882 | |
| 16 | 606,4 | 16-13 | 90 | 0,009144 | 0,8230 | 1,4951 |
| | | 16-15 | 191 | 0,009144 | 1,7465 | |
| | | 16-18 | 46 | 0,009144 | 0,4206 | |
| 17 | 606,4 | 17-14 | 573 | 0,009144 | 5,2396 | 4,6224 |
| | | 17-15 | 119 | 0,009144 | 1,0882 | |
| | | 17-19 | 319 | 0,009144 | 2,9170 | |
| 18 | 603,5 | 18-16 | 46 | 0,009144 | 0,4206 | 2,8484 |
| | | 18-19 | 168 | 0,009144 | 1,5362 | |
| | | 18-20 | 409 | 0,009144 | 3,7399 | |
| 19 | 604,9 | 19-17 | 319 | 0,009144 | 2,9170 | 4,2063 |
| | | 19-18 | 168 | 0,009144 | 1,5362 | |
| | | 19-21 | 433 | 0,009144 | 3,9594 | |
| 20 | 606,9 | 20-6 | 269 | 0,009144 | 2,4598 | 6,4329 |
| | | 20-18 | 409 | 0,009144 | 3,7399 | |
| | | 20-22 | 307 | 0,009144 | 2,8072 | |
| | | 20-23 | 422 | 0,009144 | 3,8588 | |
| 21 | 606,9 | 21-19 | 433 | 0,009144 | 3,9594 | 1,9797 |
| 22 | 604,3 | 22-20 | 307 | 0,009144 | 2,8072 | 1,4036 |
| 23 | 605,6 | 23-20 | 422 | 0,009144 | 3,8588 | 1,9294 |

VII.8. Modélisation et simulation du réseau hydraulique

Le logiciel utilisé pour les calculs est EPANET.

VII.8.1. Présentation du logiciel Epanet [17]

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 un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. Epanet calcul le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs.

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

- La taille du réseau étudié est illimitée ;
- Pour calculer les pertes de charge dues au frottement, il dispose des formules de Hazan-Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning;
- Il inclut les pertes de charge singulières ;
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes au nœud, chacune avec une modulation propre ;
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression ;
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable ;
- Il peut modéliser de différents types de vannes, comme les clapets anti-retour, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt, ...etc ;
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (Le diamètre peut varier avec la hauteur) ;
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou complexes.

A l'aide du logiciel EPANET, on introduit les débits et les altitudes de chaque noeuds, ainsi que la longueur et le diamètre pour chaque arc (conduite), après on lance la simulation du réseau [17].

Suite à plusieurs tâtonnement des diamètres des conduites, dans l'objectif d'avoir la vitesse de chaque conduite dans l'intervalle [0,5-1,5 m/s], et la pression au noeud inférieure à 100 m.c.e (10 bars), alors nôtres choix c'est porté sur des conduite en PEHD PN10.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN10 sont joints en (annexe (4)).

L'environnement de travail de basse d'Epanet est affiché dans la figure (VII.2) L'environnement de travail de basse d'Epanet est L'environnement de travail de basse d'Epanet est dans la figure (VII.2) ci-après :

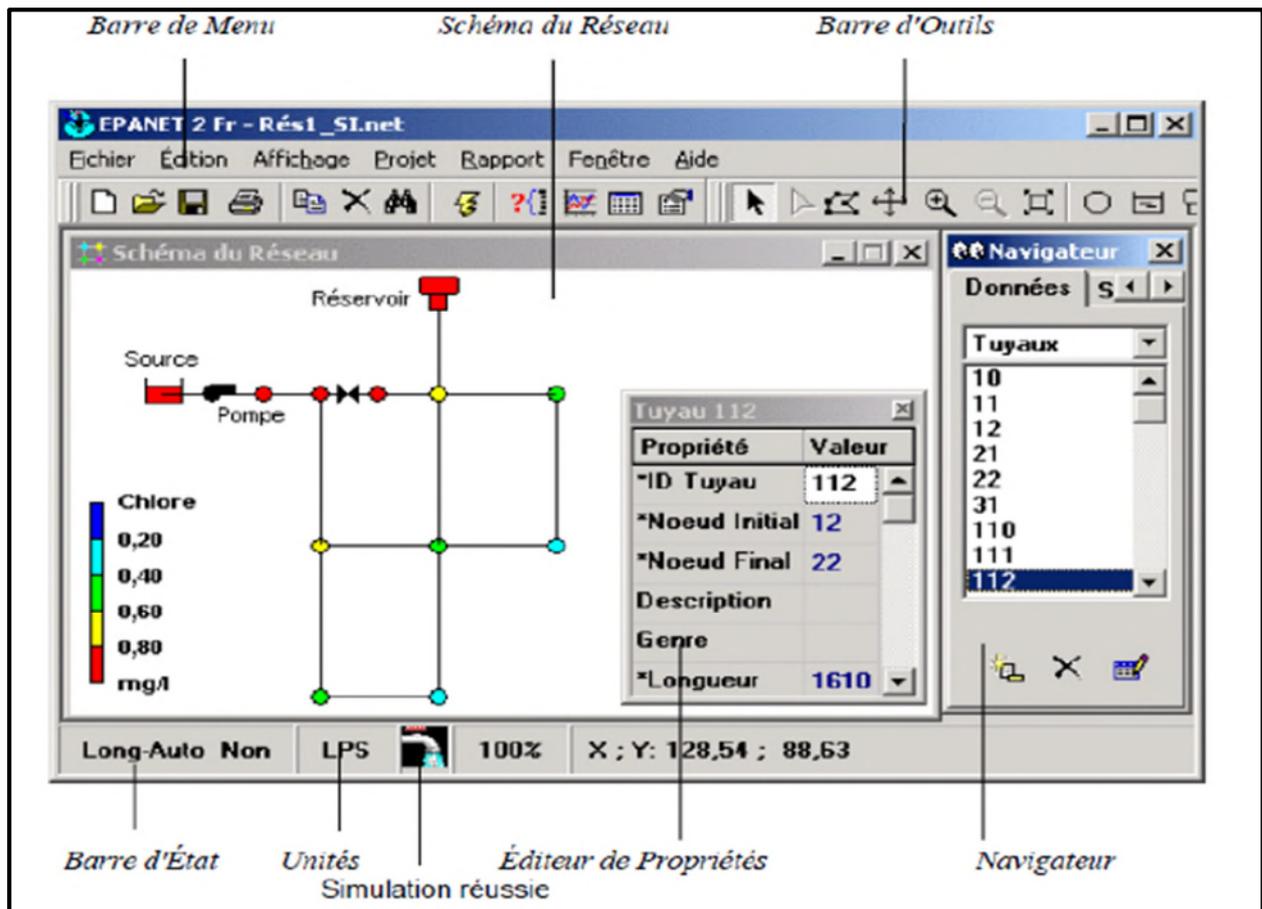


Figure (VII.2) : Environnement de travail sur Epanet.

VII.8.2. Les étapes d'utilisation d'Epanet

Les étapes à suivre pour l'utilisation de logiciel epanet sont [18] :

- Tracé du réseau ;
- La saisie des propriétés des éléments du réseau ;
- La sélection du type de la simulation ;
- Lancement de la simulation ;
- Affichage et interprétation des résultats.

VII.8.3. Modélisation du réseau

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données suivantes :

- *Au niveau des nœuds* : l'altitude du nœud et la demande de base;
- *Au niveau des arcs* : le diamètre, la longueur et la rugosité;
- *Au niveau des réservoirs* : l'altitude et le diamètre.

VII.8.4. Simulation du réseau

Après la saisie des formations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans la condition requise et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débits pressions, charge).

VII.8.4.1. Cas de pointe

Les résultats de simulation des arcs (conduites) obtenus pour notre réseau, sont regroupés dans le tableau (VII.3) et la figure (VII.3) suivant :

Tableau (VII.3) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites).

| Conduites | Longueur (m) | diamètre intérieur (mm) | Débit (l/s) | Vitesse (m/s) | Pertes de charge unitaire (m/km) |
|------------------|-------------------------|------------------------------------|------------------------|--------------------------|---|
| 1 | 252 | 141,00 | 18,30 | 1,17 | 8,56 |
| 2 | 870 | 110.20 | 7,21 | 0,76 | 5,17 |
| 3 | 347 | 96.80 | 5,09 | 0,69 | 5,16 |
| 4 | 113 | 141,00 | 13,42 | 0,86 | 4,84 |
| 5 | 160 | 53,60 | 2,23 | 0,93 | 17,47 |
| 6 | 282 | 110.20 | 4,40 | 0,46 | 2,11 |
| 7 | 185 | 42,60 | 0,49 | 0,59 | 10,20 |
| 8 | 186 | 96.80 | 5,08 | 0,69 | 5,15 |
| 9 | 207 | 53,60 | 1,56 | 0,64 | 9,00 |
| 10 | 191 | 96.80 | 5,21 | 0,71 | 5,39 |
| 11 | 269 | 42,60 | 0,72 | 0,47 | 6,97 |
| 12 | 90 | 63,80 | 2,49 | 0,73 | 9,06 |
| 13 | 46 | 176.20 | 12,79 | 0,52 | 1,50 |
| 14 | 409 | 141,00 | 9,05 | 0,58 | 2,36 |
| 15 | 260 | 102,20 | 5,69 | 0,60 | 3,37 |
| 16 | 215 | 110.20 | 8,67 | 0,91 | 7,24 |
| 17 | 191 | 141,00 | 11,80 | 0,76 | 3,83 |
| 18 | 119 | 42,60 | 0,77 | 0,51 | 7,91 |
| 19 | 319 | 110.20 | 5,29 | 0,55 | 2,95 |
| 20 | 168 | 42,60 | 0,90 | 0,49 | 6,44 |
| 21 | 433 | 63,80 | 1,98 | 0,58 | 6,00 |
| 22 | 307 | 53,60 | 1.40 | 0,58 | 7,54 |
| 23 | 422 | 53,60 | 1.93 | 0.80 | 13,39 |
| 24 | 573 | 220,40 | 63,17 | 1.19 | 4,21 |
| 25 | 386 | 163.60 | 18,70 | 0,89 | 3,30 |
| 26 | 436 | 220.40 | 33,93 | 0,89 | 3,00 |
| 27 | 613 | 96.80 | 3,44 | 0,47 | 2,55 |
| 28 | 270 | 63,80 | 2,33 | 0,68 | 8,02 |
| 29 | 178 | 176.60 | 24,32 | 0,99 | 4,80 |
| 30 | 166 | 141,00 | 12,49 | 0,80 | 4,25 |
| 31 | 491 | 141,00 | 8,59 | 0,55 | 2,15 |
| 32 | 537 | 141,00 | 9,14 | 0,59 | 2,40 |
| 33 | 280 | 53,60 | 1.28 | 0,53 | 6,39 |
| 34 | 987 | 277,60 | 102.16 | 1.46 | 5,27 |

La simulation a donné les résultats des pressions et des charges au niveau des nœuds, qui sont représentés dans le tableau (VII.4) et la figure (VII.3) ci-dessous :

Tableau (VII.4) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau

| Noeuds | Demand (l/s) | Elevation (m) | Pression (m) | Charge (m) |
|--------|--------------|---------------|--------------|------------|
| R3 | 102.16 | 640,00 | 2,00 | 642,00 |
| N1 | 13.49 | 603.60 | 33.20 | 636,80 |
| N2 | 7.08 | 621.20 | 11,11 | 632,31 |
| N3 | 2.64 | 601.90 | 32,74 | 634,64 |
| N4 | 8.22 | 616.50 | 17,98 | 634,39 |
| N5 | 3.25 | 604.50 | 29,60 | 634,10 |
| N6 | 4.76 | 606.80 | 24,48 | 631,28 |
| N7 | 3.53 | 605.30 | 26,55 | 631,85 |
| N8 | 6.17 | 605.30 | 27,78 | 633,08 |
| N9 | 5.56 | 622.20 | 10,02 | 632,22 |
| N10 | 4.33 | 612.40 | 20,32 | 632,72 |
| N11 | 2.64 | 609.50 | 23,64 | 633,14 |
| N12 | 1.28 | 606.30 | 23,19 | 629,49 |
| N13 | 2.80 | 606.60 | 24,65 | 631,25 |
| N14 | 6.80 | 606.20 | 25,32 | 631,52 |
| N15 | 4.69 | 607.80 | 23,37 | 631,17 |
| N16 | 1.50 | 606.40 | 24,04 | 630,44 |
| N17 | 4.62 | 606.40 | 23,83 | 630,23 |
| N18 | 2.85 | 603.50 | 26,87 | 630,37 |
| N19 | 4.21 | 604.90 | 24,38 | 629,28 |
| N20 | 6.43 | 606.90 | 22,50 | 629,40 |
| N21 | 1.98 | 606.90 | 19,79 | 626,69 |
| N22 | 1.40 | 604.30 | 22,79 | 627,09 |
| N23 | 1.93 | 605.60 | 18,15 | 623,75 |

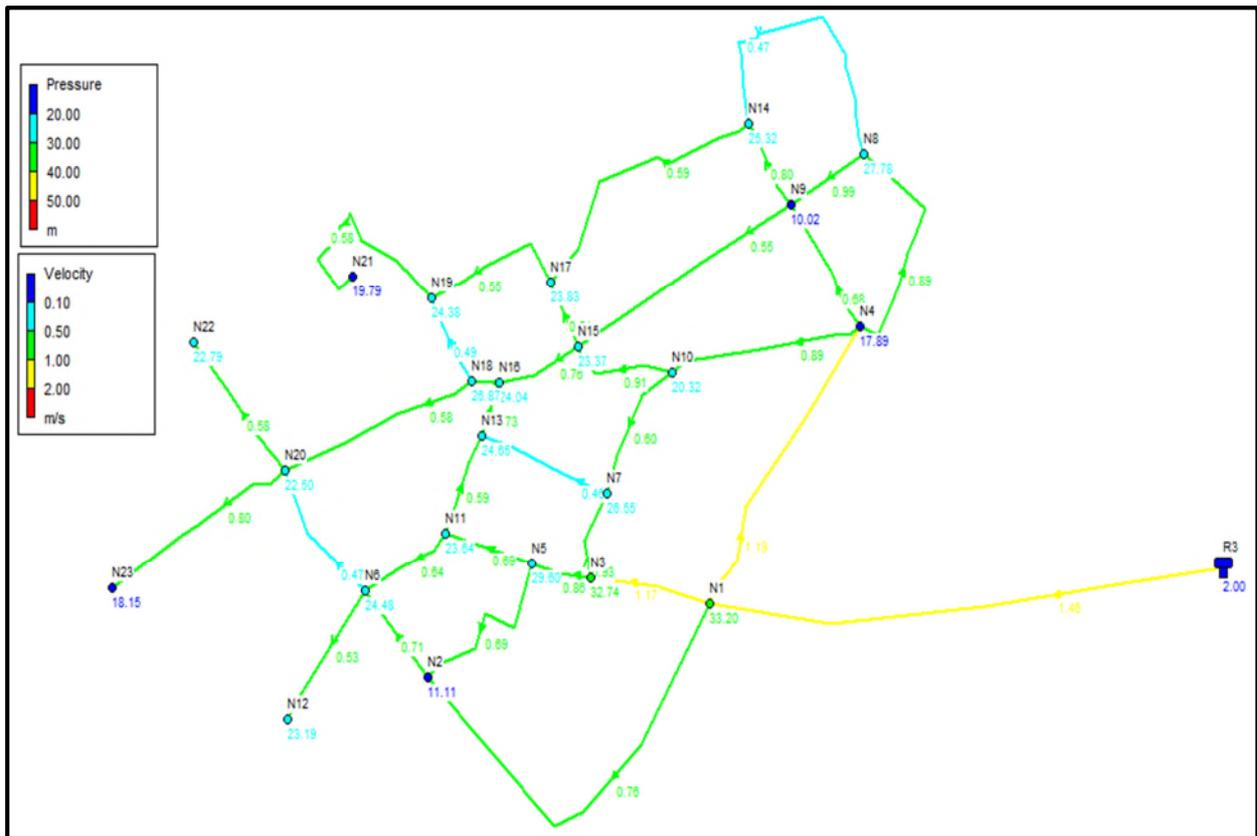


Figure (VI.3) : Etat des nœuds et des arcs (conduites) du réseau.

VII.8.4.2. Cas de pointe plus incendie

Ce cas, nous permet de vérifier par simulation le choix des diamètres effectué par la vérification de la condition d'incendie, suivant les étapes ci-dessous :

- Il s'agit de refaire la simulation du réseau, avec les mêmes diamètres, en ajoutant un ou plusieurs débit d'incendie (17 l/s) aux points sensibles du réseau ;
- Le diamètre minimal de la conduite où le poteau d'incendie sera installé est 100mm, ou mieux 125mm ;
- La distance maximal entre deux poteau d'incendie est de 400m ;
- Le nombre des débits d'incendie à ajouter dépend de l'importance de la ville et son risque aux incendies ;
- Il faut vérifier que les vitesses dans tous les tronçons seront inférieures à 2,5 m/s et que les pressions dans tous les nœuds est supérieur à 10m ;
- Si ces conditions ne sont pas vérifiées, on modifie les diamètres de certains tronçons et on recommence du début.

Dans notre zone d'étude, on prévoit d'installer deux poteaux d'incendie sur les tronçons (R3-N1) et (N17-N19), vu l'impotence du village et aux risques d'incendie aux zones considérables. Donc, on injectera un débit de 17l/s pour chaque nœud (N1, N19) d'une manière à exploité qu'un seul a la fois.

Après injection du débit d'incendie, pour le tronçon (N17-N19), on voit que les vitesses ne dépassent pas 2,5 m/s, mais la pression minimale inférieure à 10 m pour les nœuds (N2 et N9). (Voir annexe 11).

On propose donc comme solution de changé leur diamètres, dont les vitesses et les pressions sont acceptable, le comportement des arcs (conduites) et des nœuds sont représenté, (annexe 12).

Et après changement des diamètres on injectera le même débit pour le nœud (N1) on voit que les vitesses ne dépassent pas 2,5 m/s, et pression minimale supérieur à 10 m. (Voir annexe 13).

Les résultats pour cas de point avec le changement des diamètres sont regroupés dans le tableau (VII.5) et la figure (VII.4) suivant :

Tableau (VII.5) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites) après changement des diamètres.

| Conduites | Longueur (m) | diamètre intérieur (mm) | Débit (l/s) | Vitesse (m/s) | Pertes de charge unitaire (m/km) |
|-----------|-----------------|----------------------------|----------------|------------------|-------------------------------------|
| 1 | 252 | 141,00 | 15.93 | 1.02 | 6.63 |
| 2 | 870 | 141,00 | 10.53 | 0.67 | 3.11 |
| 3 | 347 | 96.80 | 2.91 | 0.40 | 1.89 |
| 4 | 113 | 141,00 | 11.01 | 0.71 | 3.37 |
| 5 | 160 | 53,60 | 2.28 | 0.94 | 18.07 |
| 6 | 282 | 110.2 | 4.14 | 0.43 | 1.89 |
| 7 | 185 | 42,60 | 0.96 | 0.63 | 11.71 |
| 8 | 186 | 96.80 | 4.85 | 0.66 | 4.73 |
| 9 | 207 | 53,60 | 1.24 | 0.52 | 6.08 |
| 10 | 191 | 96.80 | 6.37 | 0.87 | 7.76 |
| 11 | 269 | 53,60 | 1.57 | 0.65 | 9.22 |
| 12 | 90 | 63,80 | 2.30 | 0.67 | 7.86 |
| 13 | 46 | 176.2 | 11.54 | 0.47 | 1.25 |
| 14 | 409 | 141,00 | 8.20 | 0.52 | 1.97 |
| 15 | 260 | 102.2 | 5.39 | 0.66 | 4.40 |
| 16 | 215 | 110.2 | 9.30 | 0.98 | 8.24 |
| 17 | 191 | 141,00 | 10.74 | 0.69 | 3.22 |
| 18 | 119 | 42,60 | 0.32 | 0.21 | 1.70 |
| 19 | 319 | 110.2 | 5.69 | 0.60 | 3.37 |
| 20 | 168 | 42,60 | 0.50 | 0.33 | 3.59 |
| 21 | 433 | 63,80 | 1.98 | 0.58 | 6.00 |
| 22 | 307 | 53,60 | 1.40 | 0.58 | 7.54 |
| 23 | 422 | 53,60 | 1.93 | 0.80 | 13.39 |
| 24 | 573 | 277.6 | 62.21 | 1.03 | 2.97 |
| 25 | 386 | 163.60 | 19.02 | 0.91 | 4.44 |
| 26 | 436 | 220.4 | 31.97 | 0.84 | 2.69 |
| 27 | 613 | 110.2 | 3.80 | 0.40 | 1.63 |
| 28 | 270 | 79.2 | 3.00 | 0.61 | 5.24 |
| 29 | 178 | 220.4 | 21.99 | 0.58 | 1.36 |
| 30 | 166 | 141,00 | 12.98 | 0.83 | 4.56 |
| 31 | 491 | 110.2 | 6.45 | 0.68 | 4.22 |
| 32 | 537 | 141,00 | 9.99 | 0.64 | 2.83 |
| 33 | 280 | 53,60 | 1.28 | 0.53 | 6.40 |
| 34 | 987 | 277,60 | 102.16 | 1.46 | 5.27 |

La simulation a donné les résultats des pressions et des charges au niveau des nœuds après changement des diamètres, qui sont représentés dans le tableau (VII.6) et la figure (VII.4) ci-dessous :

Tableau (VII.6) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau après changement des diamètres.

| Noeuds | Demande (l/s) | Elevation (m) | Pression (m) | Charge (m) |
|--------|---------------|---------------|--------------|------------|
| R3 | 102.16 | 640,00 | 2.00 | 642,00 |
| N1 | 13.49 | 603.60 | 33.20 | 636,80 |
| N2 | 7.08 | 621.20 | 12.89 | 634,09 |
| N3 | 2.64 | 601.90 | 33.23 | 635,13 |
| N4 | 8.22 | 616.50 | 18.60 | 635,10 |
| N5 | 3.25 | 604.50 | 30.25 | 634,75 |
| N6 | 4.76 | 606.80 | 25.81 | 632,61 |
| N7 | 3.53 | 605.30 | 26.94 | 632,24 |
| N8 | 6.17 | 605.30 | 28.62 | 633,92 |
| N9 | 5.56 | 622.20 | 11.48 | 633,68 |
| N10 | 4.33 | 612.40 | 20.98 | 633,38 |
| N11 | 2.64 | 609.50 | 24.37 | 633,87 |
| N12 | 1.28 | 606.30 | 24.52 | 630,82 |
| N13 | 2.80 | 606.60 | 25.10 | 631,70 |
| N14 | 6.80 | 606.20 | 26.73 | 632,93 |
| N15 | 4.69 | 607.80 | 23.81 | 631,61 |
| N16 | 1.50 | 606.40 | 24.60 | 631,00 |
| N17 | 4.62 | 606.40 | 25.01 | 626,41 |
| N18 | 2.85 | 603.50 | 27.44 | 630,94 |
| N19 | 4.21 | 604.90 | 25.43 | 630,33 |
| N20 | 6.43 | 606.90 | 23.23 | 630,13 |
| N21 | 1.98 | 606.90 | 20.84 | 627,74 |
| N22 | 1.40 | 604.30 | 23.52 | 627,82 |
| N23 | 1.93 | 605.60 | 18.88 | 624,44 |

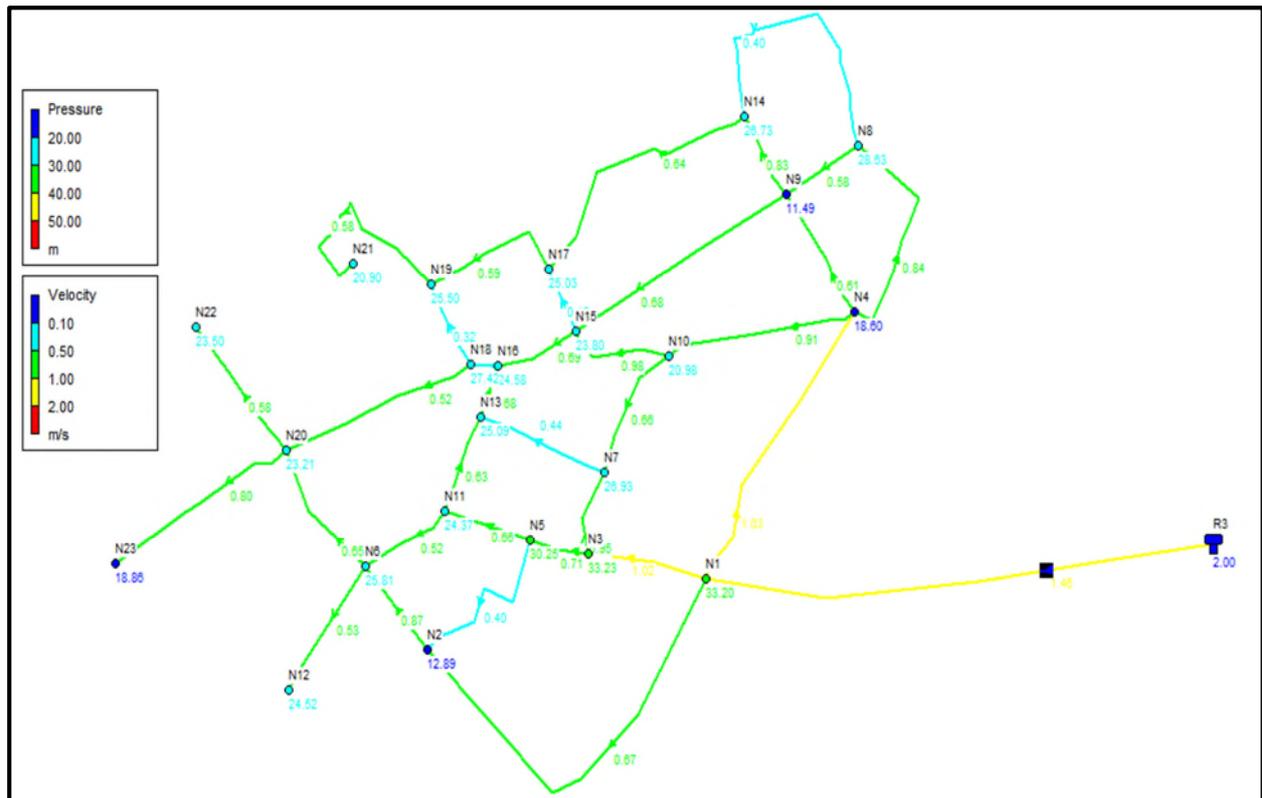


Figure (VII.4) : Résultats de la simulation dans le cas de pointe après changement des Diamètres

Remarque :

- On utilise dans le présent réseau des diamètres allant de 42.6 à 277.6 mm en PEHD PN 10.
- La majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0,5 et 1,5 m/s.
- Il y'a quelques vitesses inférieures à 0,5 m/s, ceci est due aux faibles débits dans les tronçons concernés.

VII.9. Conclusion

Afin de vérifier le comportement de notre réseau de distribution du point de vue vitesse et pression, nous avons utilisé le logiciel EPANET qui nous a permis de vérifier les différentes vitesses qui étaient de 0.5-1.5m/s pour le cas de l'heure de pointe et de 0.5-2.2m/s pour l'heure de pointe plus incendie. Concernant les pressions dans les différents nœuds, le calcul par le logiciel EPANET a montré que la pression maximale atteint le seuil de 3.5bars et le minimal est au voisinage de 1bar.

On a opté pour des conduites en PEHD PN10 pour des diamètres intérieurs compris entre 42,6 et 277,6 mm, par mesure de sécurité et de bon fonctionnement de réseau.

Conclusion générale

Nous avons, à travers cette étude, essayé d'apporter une contribution au projet d'alimentation en eau potable de la commune de Haizer. Ce travail nous a permis de dégager les conclusions suivantes :

Après avoir présenté des différentes caractéristiques de la région d'étude dans divers domaines, son réseau d'alimentation en eau potable existant et ses ressources en eau avec une production moyenne de (41,33 l/s) pour les eaux du forage qui sont destinés à alimenter le chef-lieu uniquement. Cependant, la plus part des villages ont un problème du non disponibilité de l'eau potable est cela est dû à cause du dessèchement de la source d'eau.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que le débit journalier fournit par la ressource souterraine disponible (forages) pour le Chef-lieu sera bien loin d'être satisfaisant par rapport à la demande à long terme (2048) ce qui fait apparaître un déficit de 43.82l/s, les besoins en eau pour d'autres région, sont estimés à 83,18 l/s. Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de renforcer la chaine d'alimentation en eau potable conduite de transfert des eaux du barrage de Tilesdit, avec un débit d'exploitation de 127 l/s

L'autre partie de notre travail est consacré à la vérification hydraulique ce qui nous a permis de conclure ce qui suit :

- La capacité des réservoirs existants (Chef-lieu Nord et Sud) de la commune est insuffisante, pour cela nous prévoyons la construction de deux réservoirs à leur proximité, avec un volume de (600m³) et un autre de (550 m³) respectivement, et cela pour remédier au déficit calculé, d'autre part il est nécessaire de projeter cinq réservoirs pour les autre villages des capacité 2000 m³, 350 m³, 950 m³, 275 m³ et 600 m³, nous avons procédé à projeter de nouvelles stations de reprises SR1 et SR2, d'une capacité de 1850 m³ et 400 m³ respectivement
- Pour le système d'adduction, sera composée d'une partie, par refoulement et une autre gravitaire, pour le cas de l'adduction par refoulement : une conduite d'une longueur de 9382 ml en fonte ductile avec un diamètre de 400 mm véhiculant les eaux du barrage Tilesdit à partir de la station de reprise jusqu'au réservoir tampon projetée et une conduite en PEHD relie SR2 au réservoir R6 avec une longueur 950 ml de diamètre 200 mm. En ce qui concerne l'adduction gravitaire est en PEHD avec une longueur totale de 10729 ml et des diamètres de (75mm, 110mm, 125mm, 160mm, 400mm) à PN10 bar, et PN20 pour le diamètre 250 mm, nous avons utilisé des robinets (vannes papillons) pour augmenter les pertes d'énergies en excès.
- En ce qui concerne les pompes, nous avons opté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal vu leur rendement qui est très élevé, avec une pompe et une autre de secours. Ce choix a été réalisé à l'aide du catalogue des pompes. Par conséquent, on a obtenu les résultats suivants : deux pompes pour la SR1 sont du type (PML125/7A), une pompe pour la SR2 et du type (PM80/5C).

- Afin d'assurer la durée de vie des conduites et le bon fonctionnement des installations, il s'avère que le phénomène de coup de bélier peut survenir dans le tronçon. Pour les conduites gravitaires, nous avons procédé à l'augmentation du temps de fermeture des vannes (vanne à fermeture lente). Et pour les conduites par refoulement nous avons recommandé un réservoir d'air, ayant des capacités 200l, pour le tronçon SR2-R6.
- Pour ce qui concerne le réseau de distribution de Chef-lieu Nord, sera composé de onze mailles et trois ramifications avec 23 nœuds et 34 tronçons. Le calcul de ce réseau a été établi par un logiciel epanet, Les résultats de calcul pour les deux cas (cas de pointe et cas de pointe plus incendie) nous présentent des pressions de service satisfaisantes et des vitesses admissibles.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'étude d'alimentation en eau potable de la commune de Haizer, et aussi nous espérons que ce mémoire puisse servir de support pour une nouvelle étude.

Bibliographie

- [1] **Données** : Plans directeurs d'aménagements et d'urbanisme de la commune Haizer wilaya de Bouira.
- [2] **Données** : Recueillies auprès de la subdivision agricole de Haizer.
- [3] **Données** : Station pluviométrique d'Ain-Bessam, wilaya de Bouira.
- [4] **Données** : Recueillies auprès d'Algérienne des eaux (ADE) wilaya de Bouira.
- [5] **Données** : Recueillies auprès de la direction des ressources en eau wilaya de Bouira.
- [6] **Données** : Recueillies auprès du service de l'APC de Haizer.
- [7] **DUPONT, A** : «Hydraulique urbaine». Tome II: Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux». Edition EYROLLES, 1979.
- [8] **BONVIN J.** : Hydraulique urbaine 1.Captages-Réseaux d'adduction-Réservoirs-Réseaux de distribution, Edition 2005.
- [9] **KECHEMIR, M.** : Contribution à l'amélioration de l'A.E.P. des villages Bouatba, Timtinguelt, Ighalen et le chef-lieu de la Commune de Souama. Calcul hydraulique avec le Water CAD version 6.5. Thèse d'ingénieur en Agronomie U.M.M.T.O, (2006).
- [10] **IHADDANDENE, F. et LEFGOUM, S.** : Contribution à l'étude de l'alimentation et de la réhabilitation de la chaîne d'adduction en eau potable des 16 villages des Communes : Irdjen, Larbaà-Nath-Irathen et Tizi Rached, à partir du barrage de Taksebt. Thèse d'ingénieur en Agronomie U.M.M.T.O, (2008).
- [11] **AREZKI, H. et BOUALI, F.** : Contribution à l'étude de renforcement et de réhabilitation de la chaîne d'A.E.P. de la Commune de Mekla à partir du barrage de Taksebt. Thèse d'ingénieur en Agronomie U.M.M.T.O, (2008).
- [12] **BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N.** : «Renforcement de l'AEP de OUADIAS et Tagmount El Djid à partir de Takhoukht (W) Tizi-Ouzou,», Projet de fin d'études, Ingéniorat, Université de Béjaïa, 2007.
- [13] **Cours hydraulique 3, 3^{ème} année hydraulique urbaine**, Université de Bejaïa, 2016.
- [14] **AMARA, L.** : Note de calcul du coup de bélier.
- [15] **BRIERE, F, G.** : Distribution et collecte des eaux, Edition presses internationales polytechniques, 2012.
- [16] **BARKOU, F.** : Dimensionnement des réseaux de distribution d'eau potable et D'Assainissement séparatif des eaux usées de l'agglomération d'Ait Sidi Ali Commune de Barbacha (W) de Bejaïa». Projet de fin d'études, Université de Bejaïa, 2008.
- [17] **MANUEL DE L'UTILISATEUR** : EPANET 2.0 Simulation Hydraulique et Qualité pour les réseaux d'Eau sous Pression. 2003.
- [18] **Cours logiciel 3^{ème} année hydraulique urbaine**, Université de Béjaïa, 2016.

Annexe (I) : Régime de consommation des agglomérations.

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

Annexe (2) : Dimensionnement de la SR1 et SR2.

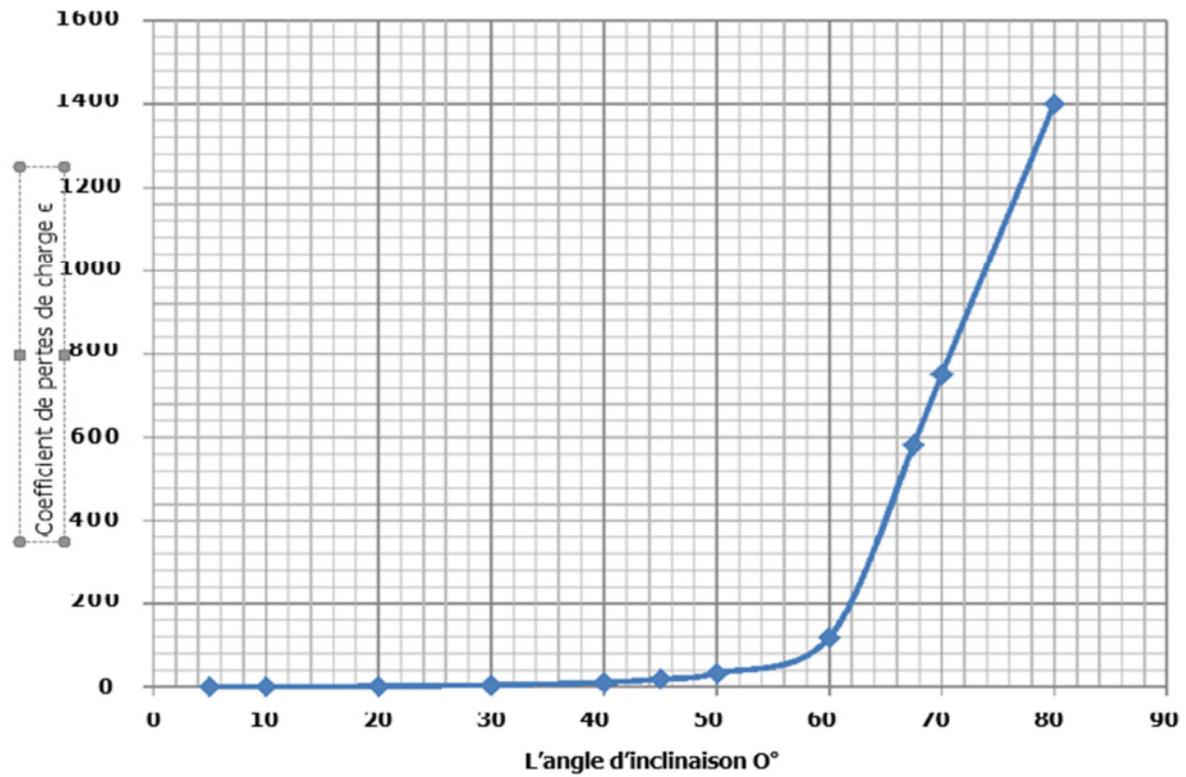
| Heure | Apport (%) | Distribution (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Résidu (%) |
|--------------|-----------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| 0-1 | 4,16 | 5 | | 0,84 | -0,84 |
| 1-2 | 4,16 | 5 | | 0,84 | -1,68 |
| 2-3 | 4,16 | 5 | | 0,84 | -2,52 |
| 3-4 | 4,16 | 5 | | 0,84 | -3,36 |
| 4-5 | 4,16 | 5 | | 0,84 | -4,2 |
| 5-6 | 4,16 | 5 | | 0,84 | -5,02 |
| 6-7 | 4,16 | 5 | | 0,84 | -5,88 |
| 7-8 | 4,16 | 5 | | 0,84 | -6,72 |
| 8-9 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -7,55 |
| 9-10 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -8,38 |
| 10-11 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -9,21 |
| 11-12 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -10,04 |
| 12-13 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -10,87 |
| 13-14 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -11,7 |
| 14-15 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -12,53 |
| 15-16 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -13,36 |
| 16-17 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -14,19 |
| 17-18 | 4,17 | 5 | | 0,83 | -15,02 |
| 18-19 | 4,17 | 0 | 4,17 | | -10,85 |
| 19-20 | 4,17 | 0 | 4,17 | | -6,68 |
| 20-21 | 4,17 | 0 | 4,17 | | -2,51 |
| 21-22 | 4,17 | 0 | 4,17 | | 1,66 |
| 22-23 | 4,17 | 5 | | | 0,83 |
| 23-24 | 4,17 | 5 | | | 0 |
| Total | 100 | 100 | 16,68 | 16,68 | |

Annexe (3) : Les diamètres, Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 10.

| Diamètre extérieur en (mm) | Epaisseur en (mm) | Prix de revient (DA/ml) |
|---------------------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| 20 | 2 | 30,78 |
| 25 | 2 | 39,6 |
| 32 | 2,4 | 61,54 |
| 40 | 3 | 96,33 |
| 50 | 3,7 | 147,17 |
| 63 | 4,7 | 232,79 |
| 75 | 5,6 | 329,13 |
| 90 | 5,4 | 392,5 |
| 110 | 6,6 | 579,62 |
| 125 | 7,4 | 738,42 |
| 160 | 9,5 | 1209,38 |
| 200 | 11,9 | 1892,38 |
| 250 | 14,8 | 2937,81 |
| 315 | 18,7 | 4684,62 |
| 400 | 23,7 | 7516,57 |
| 500 | 29,7 | 11724,79 |
| 630 | 37,4 | 17729,58 |

Annexe (4) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

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



Annexe (5) : Les diamètres, Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 20.

| Diamètre (mm) | L'épaisseur (mm) | Prix unitaire (DA) |
|----------------------|-------------------------|---------------------------|
| 20 | 3 | 44,46 |
| 25 | 3,5 | 70,86 |
| 32 | 4,4 | 109,64 |
| 40 | 5,5 | 171,15 |
| 50 | 6,9 | 265,07 |
| 63 | 8,6 | 423,18 |
| 75 | 10,3 | 595 |
| 90 | 10,1 | 794,01 |
| 110 | 12,3 | 1175,74 |
| 125 | 14 | 1490,27 |
| 160 | 17,9 | 2423,58 |
| 200 | 22,4 | 3793,42 |
| 250 | 27,9 | 5900,88 |
| 315 | 35,2 | 9015,89 |
| 400 | 44,7 | 14529,62 |
| 500 | 55,8 | 22624,58 |
| 630 | 70,3 | 35945,05 |

Annexe (6) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile.

| Diamètre (mm) | L'épaisseur (mm) | Pression nominale (bar) | Prix unitaire (DA) |
|----------------------|-------------------------|--------------------------------|---------------------------|
| 100 | 4,8 | 40 | 2800 |
| 125 | 4,8 | 40 | 3000 |
| 150 | 5 | 40 | 3300 |
| 200 | 5,4 | 40 | 3800 |
| 250 | 5,8 | 40 | 5750 |
| 300 | 6,2 | 40 | 6500 |
| 350 | 7 | 30 | 8750 |
| 400 | 7,8 | 30 | 11000 |
| 450 | 7,8 | 30 | 15300 |
| 500 | 7,8 | 30 | 19600 |
| 600 | 7,8 | 30 | 20300 |
| 700 | 7,8 | 25 | 24000 |

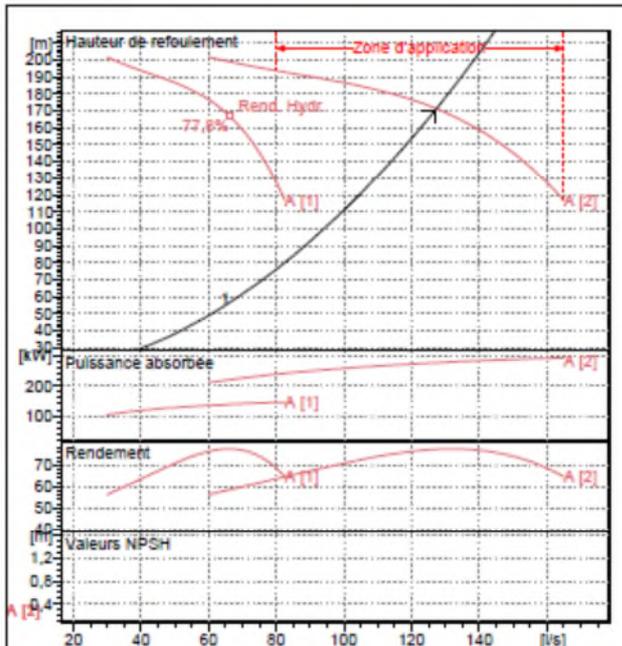
Annexe (7) : Courbe caractéristique de la pompe SRI.



Caractéristiques techniques

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

| | |
|-------------------------------------|--------------------------------|
| PML 150/ 7 A | |
| Caractéristiques requises | |
| Débit | 127 l/s |
| Hauteur de refoulement | 170 m |
| Fluide | Eau potable |
| Type d'installation | Pompes identiques en parallèle |
| N.º de pompes | 2 |
| Caractéristiques de la pompe | |
| Débit | 63,7 l/s |
| Hauteur de refoulement | 171 m |
| Puissance absorbée | 138 kW |
| Rendement | 77,6% |
| Hauteur manométrique H(Q=0) | 258 m |
| Orif. de refoulement | DN 150 (UNI PN40) |
| Caractéristiques moteur | |
| Fréquence | 50 Hz |
| Tension nominale | 400 V |
| Vitesse nominale | 1490 1/min |
| Nombre de pôles | 4 |
| Puissance P2 | 160 kW |
| Intensité nominale | 268 A |
| Type de moteur | 3~ |
| Classe d'isolation | F |
| Degré de protection | IP 55 |
| Limites opérationnelles | |
| Démarrages / h max. | 5 |
| Température maxi. du liquide pompé | 90 °C |
| Teneur maximum en matières solides | 20 g/m³ |
| Densité max. | 998 kg/m³ |
| Viscosité maxi. | 1 mm²/s |
| P2 maxi arbre pompe | 348 kW |
| Caractéristiques générales | |
| Poids | 2120 kg |
| Matériaux | |
| Corps de refoulement | Fonte |
| Corps aspiration | Fonte |
| Roue | Fonte |
| Bague d'usure | Fonte |
| Corps d'étage | Fonte |
| Chemise | Fonte |
| Arbre | Acier inox |
| Douille arbre | Acier inox |
| Anneau d'étanchéité | Caoutchouc au nitrile |
| Roulements a billes | Acier |
| Stuffing box | Fonte |
| Packing | Tresse graphitée |

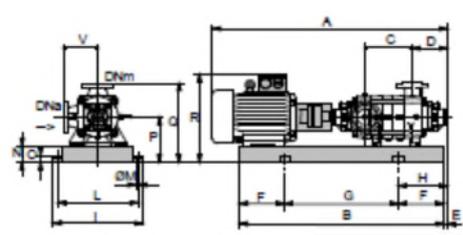


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

| Q [l/s] | H [m] | P [kW] | Rend. [%] | NPSH [m] |
|---------|-------|--------|-----------|----------|
| 126 | 172 | 274 | 77,6 | 2,52 |
| 111 | 162 | 265 | 74,5 | 1,87 |

Dimensions mm

A = 3006
C = 985
D = 351
DNa = 200/FN8-25
DNm = DN 150 (UNI PN40)
R = 940
V = 370



Notes:

| | | | |
|------------|------|----------|--------|
| Date | Page | Offre n° | Pos.N° |
| 07.05.2018 | 1 | | |

Annexe (8) : Courbe caractéristique de la pompe SR2.

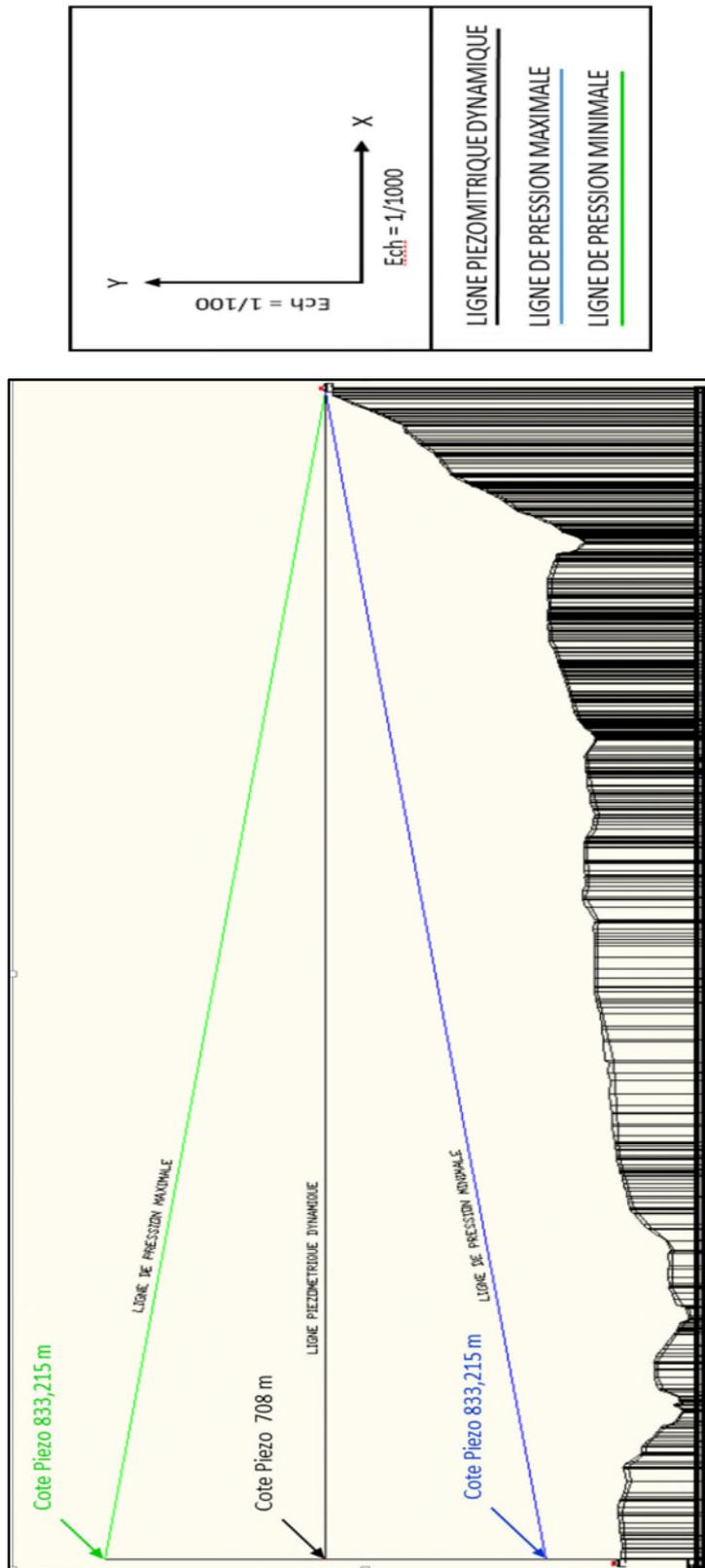


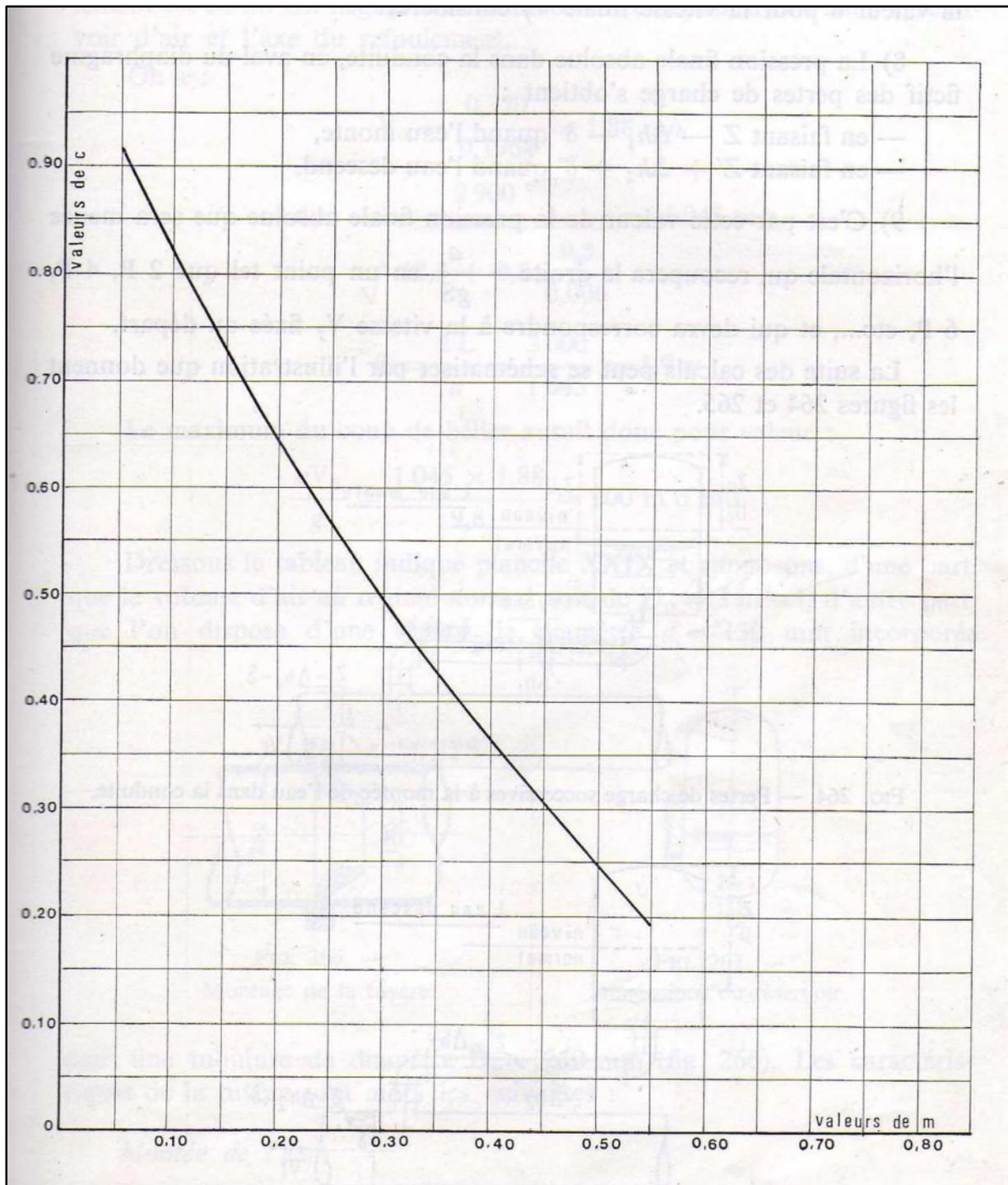
Caractéristiques techniques

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

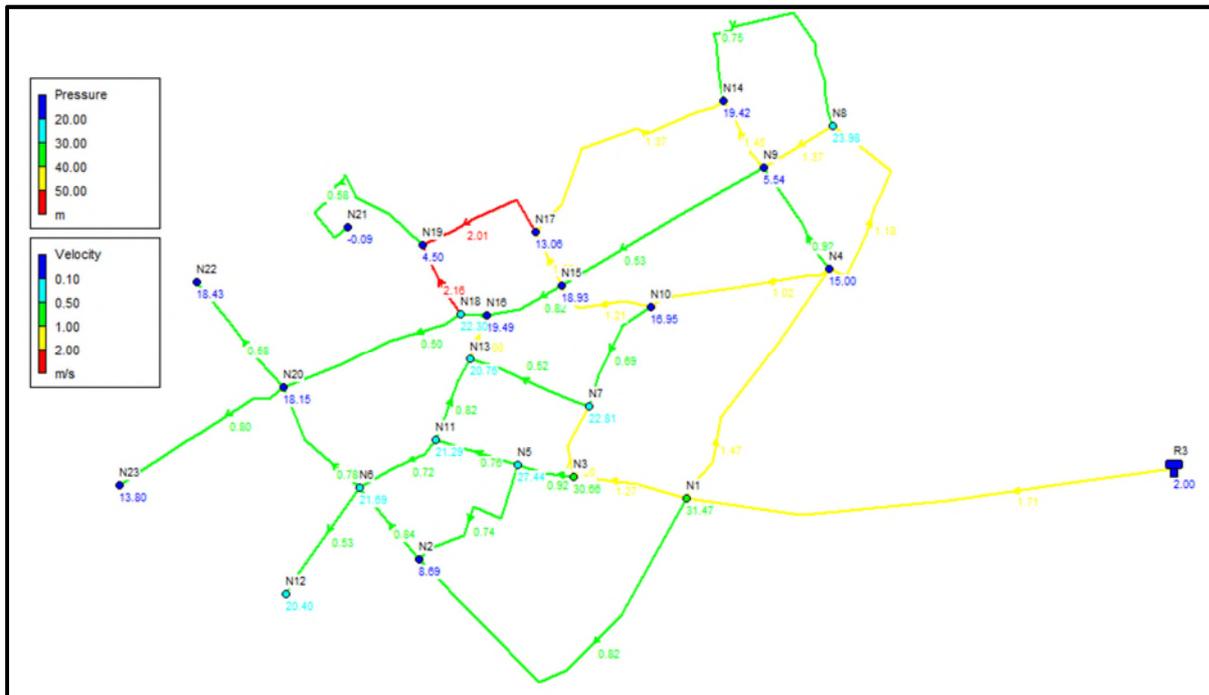
| PM 80/ 5 C | | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|----------|-----------|----------|-----------|----------|--|--|--|--|--|
| Caractéristiques requises | | | | | | | | | | | |
| Débit | 19,1 l/s | | | | | | | | | | |
| Hauteur de refoulement | 181 m | | | | | | | | | | |
| Fluide | Eau potable | | | | | | | | | | |
| Type d'installation | Pompe seule | | | | | | | | | | |
| N.be de pompes | 1 | | | | | | | | | | |
| Caractéristiques de la pompe | | | | | | | | | | | |
| Débit | 22,3 l/s | | | | | | | | | | |
| Hauteur de refoulement | 184 m | | | | | | | | | | |
| Puissance absorbée | 54,1 kW | | | | | | | | | | |
| Rendement | 74,8% | | | | | | | | | | |
| Hauteur manométrique H(Q=0) | 224 m | | | | | | | | | | |
| Orif. de refoulement | DN 80 (UNI PN 40) | | | | | | | | | | |
| Caractéristiques moteur | | | | | | | | | | | |
| Fréquence | 50 Hz | | | | | | | | | | |
| Tension nominale | 400 V | | | | | | | | | | |
| Vitesse nominale | 2960 1/min | | | | | | | | | | |
| Nombre de pôles | 2 | | | | | | | | | | |
| Puissance P2 | 75 kW | | | | | | | | | | |
| Intensité nominale | 93,5 A | | | | | | | | | | |
| Type de moteur | 3~ | | | | | | | | | | |
| Classe d'isolation | F | | | | | | | | | | |
| Degré de protection | IP 55 | | | | | | | | | | |
| Limites opérationnelles | | | | | | | | | | | |
| Démarrages / h max. | 5 | | | | | | | | | | |
| Température max. du liquide pompé | 90 °C | | | | | | | | | | |
| Teneur maximum en matières solides | 20 g/m³ | | | | | | | | | | |
| Densité max. | 998 kg/m³ | | | | | | | | | | |
| Viscosité max. | 1 mm²/s | | | | | | | | | | |
| P2 max/ arbre pompe | 174 kW | | | | | | | | | | |
| Caractéristiques générales | | | | | | | | | | | |
| Poids | 782 kg | | | | | | | | | | |
| Matériaux | | | | | | | | | | | |
| Corps de refoulement | Fonte | | | | | | | | | | |
| Corps aspiration | Fonte | | | | | | | | | | |
| Roue | Fonte | | | | | | | | | | |
| Bague d'usure | Fonte | | | | | | | | | | |
| Corps d'étage | Fonte | | | | | | | | | | |
| Chemise | Fonte | | | | | | | | | | |
| Arbre | Acier inox | | | | | | | | | | |
| Douille arbre | Acier inox | | | | | | | | | | |
| Anneau d'étanchéité | Caoutchouc au nitrile | | | | | | | | | | |
| Roulements à billes | Acier | | | | | | | | | | |
| Stuffing box | Fonte | | | | | | | | | | |
| Packing | Tresse graphitée | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2 <table border="1"> <thead> <tr> <th>Q [l/s]</th> <th>H [m]</th> <th>P [kW]</th> <th>Rend. [%]</th> <th>NPSH [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table> | | Q [l/s] | H [m] | P [kW] | Rend. [%] | NPSH [m] | | | | | |
| Q [l/s] | H [m] | P [kW] | Rend. [%] | NPSH [m] | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Dimensions mm <ul style="list-style-type: none"> A = 1943 B = 1616 C = 380 D = 274 DNa = DN100 (UNI PN8-25) DNm = DN 80 (UNI PN 40) E = 185 F = 250 G = 1116 H = 435 I = 670 L = 620 M = 20 N = 140 O = 45 P = 420 Q = 665 R = 836 V = 245 | | | | | | | | | | | |
| Notes: | | | | | | | | | | | |
| Date 05.05.2018 | Page 1 | Offre n° | Pos.N° | | | | | | | | |

Annexe (9) : Vérification de coup de bélier de la conduite (tronçon SR1-RT).

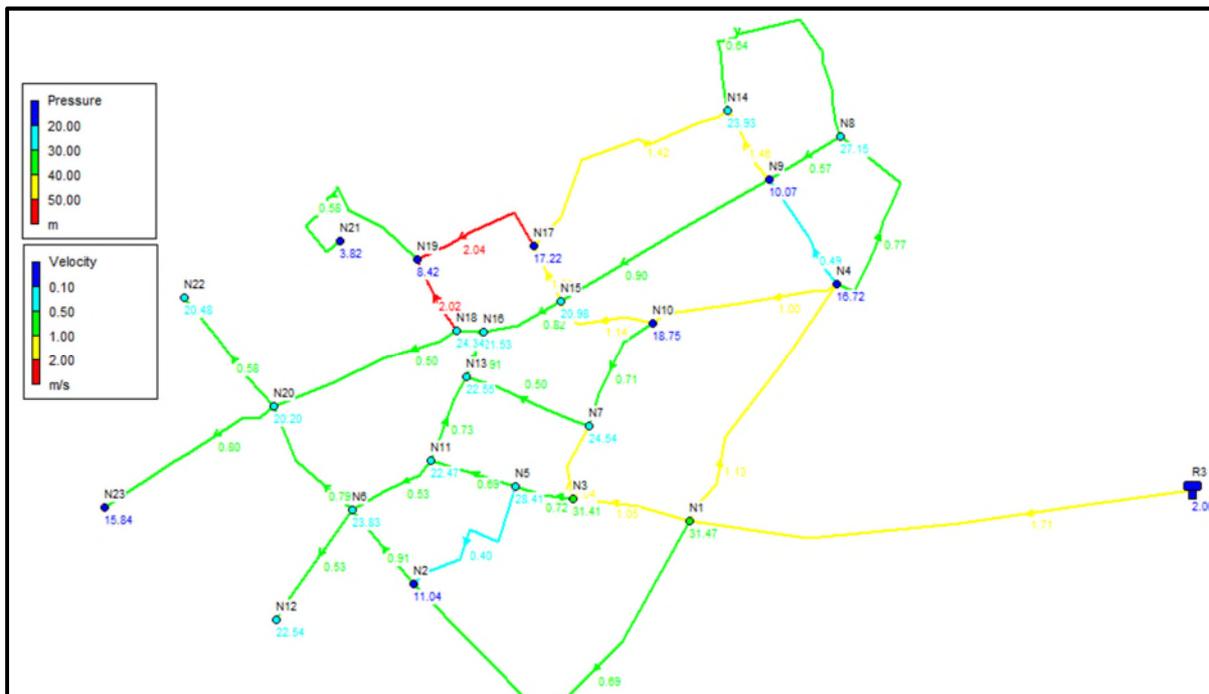


Annexe (10) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère.

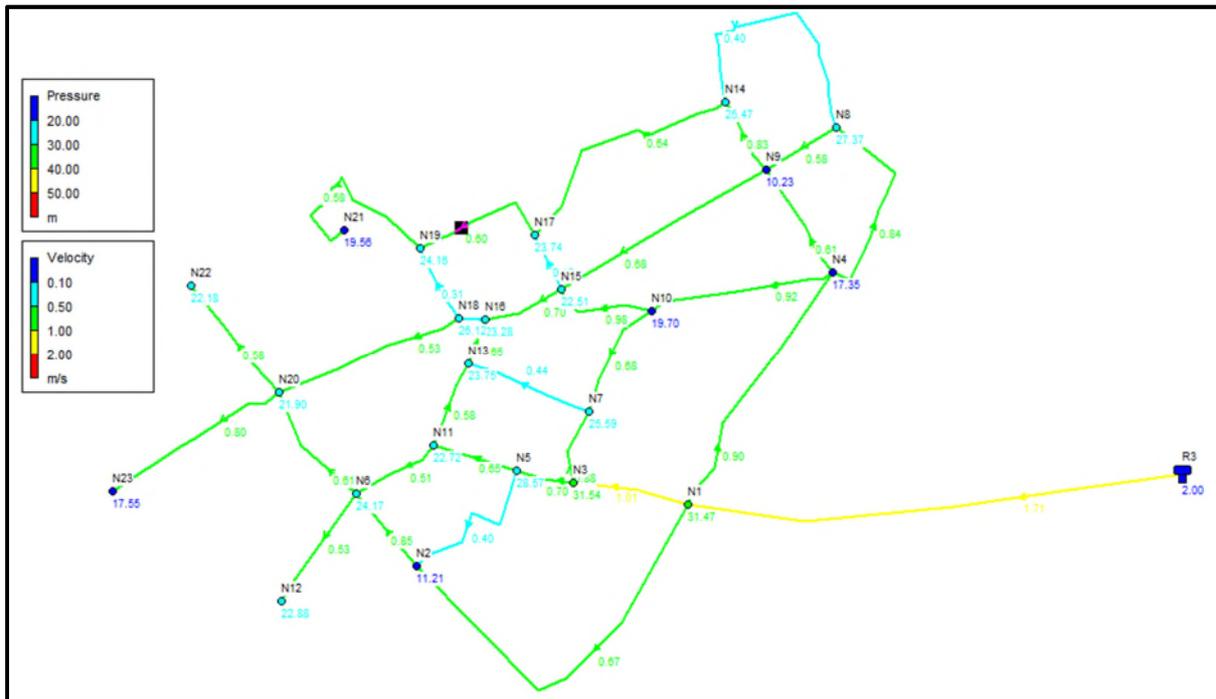
Annexe (11) : Résultats de la simulation après injection du débit d'incendie pour le tronçon (N17-N19).



Annexe (12) : Résultats de la simulation après injection du débit d'incendie pour le tronçon (N17-N19) et changement des diamètres



Annexe (13) : Résultats de la simulation après injection du débit d'incendie pour le tronçon (R3-N1).



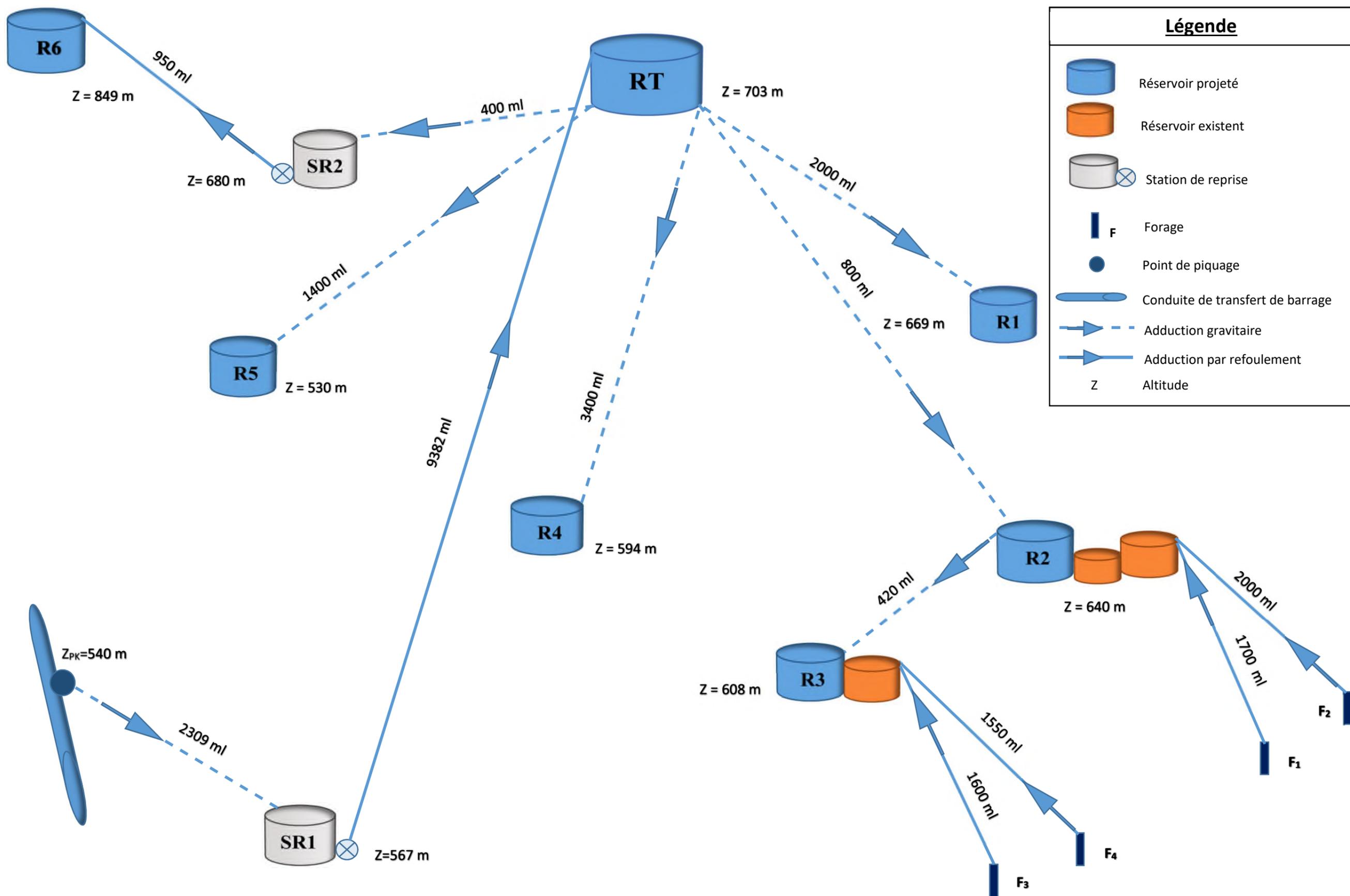


Figure (III.9) : Schéma général des réservoirs.

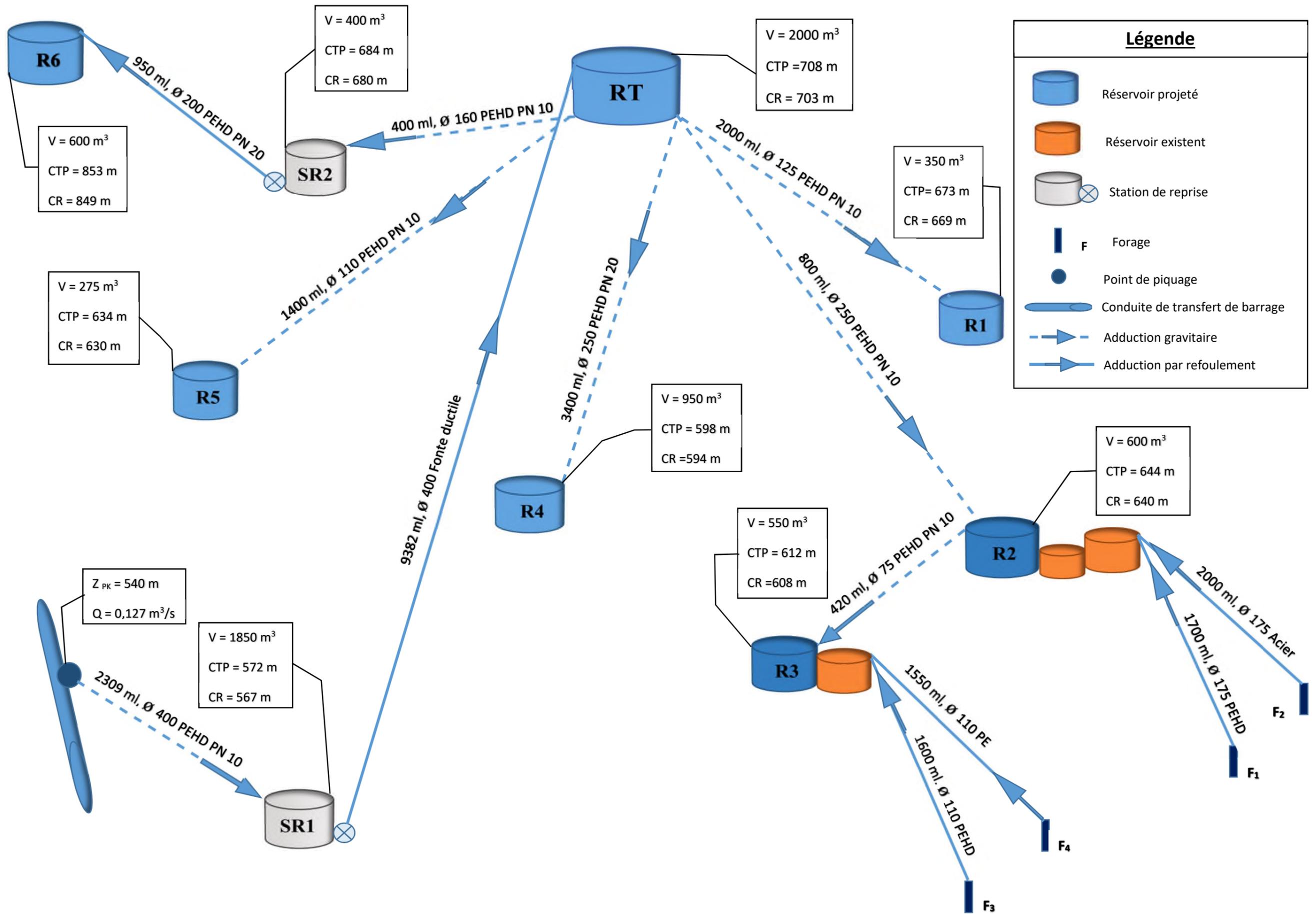


Figure (IV.1) : Schéma général d'adduction.

Résumé

Dans ce travail, nous avons réalisé une étude d'alimentation en eau potable sur un horizon de 30 ans. Comme étude de cas, nous avons pris comme exemple le centre de HAIZER et sa périphérie représenté par Guentour, tikboucht, aguercif et Tighilt n'seksou.

Cet ensemble de village sera alimenté à partir d'un point de piquage de la conduite du transfert du barrage de Tilesdit. Pour mener à bien cette étude, nous avons, étudié toutes les étapes nécessaires afin d'aboutir à une meilleur conception-dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable.

Au préalable, après avoir présenté la zone d'étude, nous avons procédé à l'estimation des besoins actuels et futurs. Par la suite, nous avons conçu et dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction suivie d'une étude technico-économique. Afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons préconisé d'un réservoir d'air. Le transfert de l'eau des points bas vers des points haut nous a amené à faire le choix des pompes adéquates concernant deux stations de reprises à l'aide du catalogue des pompes (CAPRARI).

En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné un réseau de distribution. Nous avons opté pour le réseau du village Chef-lieu (Nord) à l'aide de logiciel de simulation EPANET.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir d'un avant-projet.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoir, adduction, pompe, distribution, Epanet.

Abstract

In this work, we carried out a drinking water supply study over a 30-year horizon. As a case study, we took as an example the center of HAIZER and its periphery represented by Guentour tikboucht, aguercif and Tighilt n'seksou. This village complex will be fed from a stitching point of the Tilesdit Dam transfer pipeline.

To carry out this study, we have studied all the necessary steps to achieve a better design dimensioning of a drinking water supply network.

Beforehand, after presenting the study area, we proceeded to estimate current and future needs. Subsequently, we designed and dimensioned the tanks and supply lines followed by a technical and economic study. In order to protect the discharge pipes against the water hammer phenomenon, we recommended an air tank.

The transfer of water from low points to high points led us to choose the appropriate pumps for two recovery stations using the catalog of pumps (CAPRARI).

Lastly, we designed and sized a distribution network. We opted for the village network Chef-lieu (Nord) using EPANET simulation software.

Finally, we hope that this modest work can serve as a preliminary project.

Key words: Drinking water supply, reservoir, adduction, pump, distribution, Epanet.

ملخص

في هذا العمل، قمنا بإجراء دراسة إمدادات مياه الشرب على مدى 30 عامًا. كدراسة حالة، أخذنا مثالًا على ذلك المركز والأطراف حيزر ممثلة قنتور، تكشبونت، أفرسيف وتيغيلت نسكسو. سيتم تغذية مجمع القرية هذا من نقطة خياطة في خط أنابيب نقل تلسديت.

لتنفيذ هذه الدراسة، قمنا بدراسة جميع الخطوات اللازمة لتحقيق أبعاد تصميم أفضل لشبكة إمدادات مياه الشرب. قبل ذلك، وبعد تقديم مجال الدراسة، شرعنا في تقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية. في وقت لاحق، قمنا بتصميم وأبعاد الدبابات وخطوط

التوريد تليها دراسة فنية واقتصادية. من أجل حماية أنابيب التصريف ضد ظاهرة المطرقة المائية، فإننا نوصي بخزان هوائي أدى نقل المياه من النقاط المنخفضة إلى النقاط العالية إلى اختيار المضخات المناسبة لمحطتي استعادة باستخدام كتالوج المضخات من نوع كبراري

أخيرًا، قمنا بتصميم وحجم شبكة التوزيع. اخترنا شبكة القرية بالشمال المركزي وذلك باستخدام برنامج محاكاة إبانات.

أخيرًا، نأمل أن يكون هذا العمل المتواضع بمثابة مشروع أولي.

الكلمات المفتاحية: تزويد مياه الشرب، الخزان، التقريب، المضخة، التوزيع، إبانات