

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 :

M<sup>elle</sup> MESRANE Lylia

Mr ELDJOUZI Hakim

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU VILLAGE  
DE TALA BOUZROU A PARTIR DE LA NOUVELLE  
CHAINE FLANC NORD TELATHA, COMMUNE DE  
MAKOUDA, WILAYA DE TIZI OUZOU**

Soutenu le **17 /09/2020** devant le jury composé de :

- Président : **Mr IKNI Tahar**
- Promoteurs : **Mr BERREKSI Ali**

**Mr BEDJOU Abdelhamid**

- Examineur : **Mr HAMCHAOUI Samir**

Année Universitaire : 2019/2020

## Remerciements

Après avoir rendu grâce à Dieu le tout puissant et le miséricordieux de nous avoir accordé le courage et la volonté pour accomplir ce travail, nous tenons à remercier vivement tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce document. Il s'agit plus particulièrement de :

Notre promoteur Mr **Berreksi Ali** pour son aide, sa patience, ses encouragements, ses précieuses remarques et orientations qui ont permis de bien structurer le travail, améliorer la qualité des différentes sections et le temps qu'il a consacré à nous apporter les outils méthodologiques indispensables à la conduite de cette recherche. Son exigence nous a grandement stimulés.

Mr **Bedjou Abdelhamid** comme Co-promoteur. Nous sommes reconnaissants pour le temps qu'il nous a accordé tout au long de l'expérience enrichissante en répondant à nos questions; sans oublier son encadrement et sa participation à l'acheminement de ce travail.

On remercie en particulier Mr **Djouder Mokrane**, Directeur de la Direction des Ressources en Eau de la Wilaya de Tizi Ouzou, Mr **Kissoum Abdelmadjid**, Chef de service d'AEP de la Direction des Ressources en Eau de la Wilaya de Tizi Ouzou, et Mr **Aourchid Mohamed**, Subdivisionnaire de la Daira de Makouda Wilaya de Tizi Ouzou.

**Mr et Mme Taleb** pour leur aides et encouragements, pour leurs patiences, compétences et interventions adéquates aux plans techniques et morales, leurs disponibilités et réponses aux nombreuses sollicitations, Dieu les protège.

**M<sup>elle</sup> Bekhtaoui Hayet** Pour son aide et sa participation dans la collecte et le traitement des données.

Nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Tout le corps professoral du département d'hydraulique qui nous a assuré une formation pluridisciplinaire de très haut niveau et très adaptée aux réalités de l'hydraulique.

## *Dédicaces*

*Je dédie cet événement marquant de ma vie à :*

### **MA TRÈS CHÈRE MÈRE**

*Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi. Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour toi, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime. Puisse Dieu le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie à fin que je puisse te combler à mon tour.*

### **A MON TRÈS CHER PÈRE**

*Autant de phrases et d'expressions aussi éloquents soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.*

### **A MA GRANDE SŒUR**

*Mon ange gardien et ma fidèle accompagnatrice dans les moments les plus délicats de cette vie mystérieuse. Les mots ne suffisent pas pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour toi. . Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués et le fruit de votre soutien infailible.*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

*Lylia*

## *Dédicaces*

*Ce Mémoire de Fin d'Etudes est dédié à ma chère mère et mon cher père qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs, merci pour ses soutiens physiques, moral et leurs conseils tout au long de mes études. Sans eux je n'aurais certainement pas fait des études supérieures, que Dieu les garde et les protège.*

*C'est un moment de joie et de plaisir de dédier ce mémoire, à mes chères sœurs : Marel et Cerine, en signe de reconnaissance et d'amour.*

*Et finalement, à mon binôme Lylia pour son aide indéfectible en tout temps, à mes amis Sadek, Kossila, Massi, Nabil, Walid et Rabah qui n'ont jamais cessé de m'encourager.*

*HAKIM*

## SOMMAIRE

Liste des symboles

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation du site .....	3
I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation du site .....	4
I.2.1. Situation géographique de la zone d'étude .....	4
I.2.2. Situation topographique .....	5
I.2.3. Situation climatique .....	6
I.2.3.1. Le climat .....	6
I.2.3.2. Les températures .....	6
I.2.3.3. Pluviométrie .....	7
I.2.3.4. Diagramme Ombrothermique .....	7
I.2.3.5. L'humidité.....	8
I.2.4. Situation hydrographique .....	8
I.2.5. Situation des ressources en eau (réseau d'AEP existant).....	9
I.2.5.1. Ressources existantes.....	9
I.2.6. Alimentation en eau potable .....	10
I.2.6.1. Réseau d'adduction.....	10
I.2.6.2. Réseau de distribution.....	10
I.2.6.3. Analyse de l'état actuel du réseau.....	10
I.2.7. Situation démographique .....	11
I.2.7.1. Agglomération chef-lieu (U.A.1).....	11
I.2.7.2. Unité d'agglomération N 02 (U.A.2).....	11
I.2.7.3. Unité d'agglomération N 03 (U.A.3).....	12
I.2.7.4. Unité d'agglomération N 04 (U.A.4).....	12
I.2.7.5. Unité d'agglomération N 05 (U.A.5).....	13
I.3. Conclusion .....	14
Chapitre II : Estimation des besoins en eau .....	15
II.1. Introduction .....	16
II.2. Estimation des besoins en eau de la population .....	16
II.2.1. Estimation de la population .....	16
II.2.2. Dotation .....	17

II.2.3. Consommation moyenne journalière $Q_{moy,j}$ .....	17
II.3. Les différents types de besoins .....	18
II.3.1. Besoins domestiques.....	18
II.3.2. Besoins scolaires.....	18
II.3.3. Besoins sanitaires .....	18
II.3.4. Besoins administratifs.....	19
II.3.5. Besoins socioculturels .....	19
II.3.6. Besoins commerciaux.....	19
II.3.7. Besoins industriels .....	20
II.3.8. Besoins cheptels .....	20
II.4. Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur .....	20
II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{majoré,j}$ .....	22
II.6. Débit maximum journalier $Q_{max,j}$ .....	22
II.7. Débit minimum journalier $Q_{min,j}$ .....	23
II.8. Débit moyen horaire $Q_{moy,h}$ .....	24
II.9. Débit maximum horaire $Q_{max,h}$ .....	24
II.10. Débit minimum horaire $Q_{min,h}$ .....	25
II.11. Conclusion .....	27
Chapitre III : Les réservoirs.....	28
III.1. Introduction .....	29
III.2. Classification des réservoirs .....	29
III.3. Rôles d'un réservoir .....	29
III.4. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir.....	30
III.5. Les équipements d'un réservoir .....	30
III.6. Description du schéma synoptique des réservoirs.....	30
III.7. Capacité de la bache à eau de la station de reprise $V_{SR}$ .....	31
III.7.1. Première méthode.....	31
III.7.2. Deuxième méthode.....	31
III.8. Capacité des réservoirs $V_T$ .....	32
III.8.1. La méthode analytique .....	33
III.8.1.1. Détermination de la valeur de $P_{max}$ .....	33
III.8.2. La méthode graphique .....	34
III.9. Vérification de la capacité des réservoirs.....	34
III.9.1. Vérification de la capacité du réservoir d'Ichariouene .....	34
III.9.2. Vérification de la capacité du réservoir R1 .....	35
III.9.3. Vérification de la capacité du réservoir R2 .....	36
III.9.4. Vérification de la capacité du réservoir R3 .....	37

III.9.5. Vérification de la capacité du réservoir R4 .....	38
III.10. Dimensionnement des réservoirs projetés .....	38
III.10.1. Diamètre des réservoirs .....	39
III.11. Conclusion.....	41
Chapitre IV : Etude de l'adduction.....	42
IV.1. Introduction .....	43
IV.2. Type d'adduction .....	43
IV.2.1. Adduction gravitaire.....	43
IV.2.2. Adduction par refoulement .....	43
IV.3. Description du schéma d'adduction .....	43
IV.4. Critère de choix du tracé .....	43
IV.5. Choix du matériau de la conduite.....	44
IV.6. Les équipements du système d'adduction.....	45
IV.7. Prix des conduites .....	45
IV.8. Etude technico-économique .....	45
IV.8.1. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en refoulement.....	45
IV.8.2. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires .....	46
IV.8.3. Calcul de la vitesse V .....	46
IV.8.4. Calcul des pertes de charge $\Delta H$ .....	46
IV.8.4.1. Les pertes de charge linéaires $\Delta H_L$ .....	46
IV.8.4.2. Les pertes de charge singulières $\Delta H_S$ .....	47
IV.8.5. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt .....	48
IV.8.6. Calcul de la puissance absorbée par la pompe $P_a$ .....	48
IV.8.7. Calcul de l'énergie consommée par la pompe E .....	48
IV.8.8. Calcul des frais d'exploitation $F_{exp}$ .....	48
IV.8.9. Calcul des frais d'amortissement $F_{am}$ .....	48
IV.8.10. Calcul du bilan $B_L$ .....	49
IV.9. Dimensionnement de l'adduction gravitaire .....	49
IV.9.1. Tronçon R5000 m <sup>3</sup> - SR500 m <sup>3</sup> projetée.....	49
IV.9.2. Tronçon R1000 m <sup>3</sup> - R1 .....	50
IV.9.3. Tronçon R1- R2 .....	51
IV.9.4. Tronçon R1- R3 .....	52
IV.9.5. Tronçon R3- R4 .....	53
IV.10. Dimensionnement de l'adduction par refoulement .....	54
IV.10.1. Tronçon SR500 m <sup>3</sup> projetée - R1000 m <sup>3</sup> .....	54
IV.11. Conclusion .....	58
Chapitre V : Pompes et coup de bélier .....	59

V.1. Introduction .....	60
V.2. Les pompes .....	60
V.2.1. Choix de la pompe .....	60
V.2.2. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge .....	60
V.2.2.1. La courbe hauteur-débit ( $H=f(Q)$ ) .....	60
V.2.2.2. La courbe rendement-débit ( $\eta=f(Q)$ ) .....	60
V.2.2.3. La courbe des puissances absorbées-débit ( $P_a=f(Q)$ ) .....	60
V.2.3. Courbe Caractéristique d'une conduite .....	61
V.2.4. Point de fonctionnement .....	61
V.2.4.1. Première variante : Modification du temps de pompage .....	62
V.2.4.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage) .....	63
V.2.4.3. Troisième variante : Rognage de la roue .....	63
V.2.4.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation .....	64
V.2.5. Etude de la cavitation .....	65
V.2.5.1. NPSH requis ( $NPSH_r$ ) .....	65
V.2.5.2. NPSH disponible ( $NPSH_d$ ) .....	65
V.2.6. Choix du type de pompe .....	67
V.2.6.1. Pompe de la station de reprise (SR) .....	67
V.3. Protection contre le coup de bélier .....	70
V.3.1. Causes du coup de bélier .....	70
V.3.2. Conséquences du coup de bélier .....	70
V.3.3. Moyens de protection des installations .....	71
V.3.4. Définition des pressions .....	71
V.3.4.1. Pression nominale .....	71
V.3.4.2. Pression maximale admissible .....	71
V.3.5. Etude du coup de bélier .....	72
V.3.5.1. Valeurs numériques du coup de bélier .....	72
V.3.6. Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons .....	73
V.4. Conclusion .....	75
Chapitre VI : Distribution .....	76
VI.1. Introduction .....	77
VI.2. Classification des réseaux de distribution .....	77
VI.2.1. Réseau ramifié .....	77
VI.2.2. Réseau maillé .....	77
VI.2.3. Réseau étagé .....	77
VI.2.4. Réseau combiné .....	77
VI.3. Choix du type des matériaux .....	78



VI.4. Description du réseau de distribution.....	78
VI.5. Exigences du réseau de distribution.....	79
VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	79
VI.6.1. Débit de pointe .....	79
VI.6.2. Débit spécifique .....	80
VI.6.3. Débit de route.....	80
VI.6.4. Débit au nœud .....	80
VI.6.5. Calcul de la pression .....	80
VI.7. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds .....	81
VI.8. Modalisation et simulation du réseau.....	82
VI.8.1. Présentation du logiciel EPANET.....	82
VI.8.2. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET .....	82
VI.8.3. Modélisation du réseau .....	82
VI.8.3.1. Au niveau des nœuds .....	82
VI.8.3.2. Au niveau des arcs .....	82
VI.8.3.3. Au niveau des réservoirs .....	83
VI.8.4. Simulation du réseau.....	83
VI.9. Conclusion .....	86
Conclusion générale .....	87
Références bibliographiques .....	89

## LISTE DES SYMBOLES

- A** : Amortissement annuel.  
**AEP** : Alimentation En Eau Potable.  
**APC** : Assemblée Populaire Communale.  
 **$\alpha$**  : Célérité de l'onde (m/s).  
**B** : Valeur du coup de bélier (m).  
**B<sub>L</sub>** : Bilan (DA).  
**°C** : Degré Celsius.  
**C<sub>p</sub>** : Côte de l'axe de la pompe (m).  
**CP<sub>amont</sub>** : Côte piézométrique du nœud amont (m).  
**CP<sub>aval</sub>** : Côte piézométrique du nœud aval (m).  
**CR** : Cote Radier (m).  
**CS** : Coefficient de Sécurité (%).  
**CTN<sub>aval</sub>** : Côte du terrain naturel du nœud aval (m).  
**CTP** : Cote Trop Plein (m).  
**CW 03** : Chemin Wilaya numéro 03.  
**D** : Diamètre de la conduite en (m).  
**D<sub>ext</sub>** : Diamètre extérieur de la conduite (m).  
**D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur de la conduite (m).  
**D<sub>max</sub>** : Diamètre maximal de la conduite (m).  
**D<sub>min</sub>** : Diamètre minimal de la conduite (m).  
**DN** : Diamètre Normalisé (m).  
**D<sub>r</sub>** : Diamètre du réservoir (m).  
**D<sub>1</sub>** : Diamètre donné par Bonnin (m).  
**D<sub>2</sub>** : Diamètre donné par Bress (m).  
**E** : Energie consommée par la pompe (Kwh/an).  
**EN** : Européen Normalisation.  
**e** : Epaisseur de la conduite (mm).  
**e<sub>u</sub>** : Le prix unitaire du Kwh en (DA).  
**F<sub>am</sub>** : Frais d'amortissement (DA).  
**F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation (DA).  
**F<sub>1</sub>** : Forage numéro 1.  
**g** : Accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ ).  
**H** : Hauteur manométrique au point désiré (m).  
**H'** : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).  
**H<sub>a</sub>** : Hauteur d'aspiration en (m).  
**H<sub>d</sub>** : Valeur minimale de la pression-dépression (m).  
**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique (m).  
**H<sub>mt</sub>** : Hauteur manométrique totale (m).  
**H<sub>r</sub>** : Hauteur du réservoir (m).  
**H<sub>s</sub>** : Valeur maximale de la pression-surpression (m).  
**H<sub>0</sub>** : Pression absolue de la conduite (m).  
**H<sub>1</sub>** : Hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (m).  
**h** : Perte de charge engendrée par le vannage (m).  
**i** : Taux d'annuité, 8% en Algérie.  
**J<sub>asp</sub>** : Perte de charge à l'aspiration en (m).  
**K** : Rugosité absolue de la conduite.  
**K<sub>c</sub>** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.  
**K<sub>max,h</sub>** : Coefficient de variation maximale horaire.  
**K<sub>max,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.  
**K<sub>min,h</sub>** : Coefficient de variation minimale horaire.  
**K<sub>min,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité minimal.

- L** : Longueur de la conduite en (m).  
**L<sub>i,j</sub>** : Longueur du tronçon (i - j) en (m).  
**M.T.I** : Makouda-Tigzirth-Iflissen.  
**m** : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.  
**m'** : Coefficient de rognage.  
**N** : Vitesse de rotation (tr/min).  
**N'** : Nouvelle vitesse de rotation (tr/min).  
**N<sub>i</sub>** : Nombre d'habitants.  
**NPSH<sub>d</sub>** : Charge nette disponible à l'aspiration (m).  
**NPSH<sub>r</sub>** : Charge nette requise à l'aspiration de la pompe pour un fonctionnement sans cavitation donnée par le constructeur (m).  
**n** : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.  
**ni** : Nombre d'année d'amortissement ( $n_i = 30$  ans).  
**ONS** : Office National de la Santé.  
**P** : Précipitation.  
**P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe (KW).  
**P'<sub>a</sub>** : Nouvelle puissance absorbée par la pompe (KW).  
**P<sub>atm</sub>** : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10.33 m.  
**P<sub>aval</sub>** : Pression au sol du nœud aval (m).  
**P<sub>g</sub>** : Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).  
**P<sub>max</sub>(%)** : Résidu maximal dans le réservoir en (%).  
**P<sub>n</sub>** : Population prévisionnelle à l'horizon 2050.  
**P<sub>u</sub>** : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).  
**P<sub>o</sub>** : Population de l'année de référence 2020.  
**P<sub>0</sub>** : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).  
**PDAU** : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.  
**PE** : Polyéthylène.  
**PEHD** : Polyéthylène Haute Densité.  
**PMA** : Pression Maximale Admissible.  
**PN** : Pression Nominale.  
**PNS** : Pression Nominale de Service.  
**PVC** : Poly Chlorure de Vinyle.  
**Q** : Débit véhiculé dans la conduite ( $m^3/s$ ).  
**Q<sub>c</sub>** : La somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).  
**Q<sub>dom,actuel</sub>** : Besoins domestiques en 2020 ( $m^3/j$ ).  
**Q<sub>dom,futur</sub>** : Besoins domestiques en 2050 ( $m^3/j$ ).  
**Q<sub>equip,actuel</sub>** : Besoins d'équipements en 2020 ( $m^3/j$ ).  
**Q<sub>equip,futur</sub>** : Besoins d'équipements en 2050 ( $m^3/j$ ).  
**Q<sub>f2</sub>** : Débit du forage numéro 2.  
**Q<sub>majoré,j</sub>** : Débit majoré journalier ( $m^3/j$ ).  
**Q<sub>max,h</sub>** : Débit maximum horaire ( $m^3/h$ ).  
**Q<sub>max,j</sub>** : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).  
**Q<sub>min,h</sub>** : Débit minimum horaire ( $m^3/h$ ).  
**Q<sub>min,j</sub>** : Débit minimum journalier ( $m^3/j$ ).  
**Q<sub>moy,h</sub>** : Débit moyen horaire ( $m^3/h$ ).  
**Q<sub>moy,j</sub>** : Consommation moyenne journalière des habitants ( $m^3/j$ ).  
**Q<sub>n</sub>** : Débit au nœud (l/s).  
**Q<sub>p</sub>** : Débit de pointe ( $m^3/h$ ).  
**Q<sub>r</sub>** : Débit de route (l/s).  
**Q<sub>s</sub>** : Débit spécifique (l/s.m).  
**Q<sub>1</sub>** : Débit correspondant au point de fonctionnement ( $m^3/s$ ).  
**q** : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).  
**R** : Réservoir.  
**R<sub>e</sub>** : Nombre de Reynolds.

- R<sup>+</sup>max** : Résidu maximum positif.  
**R<sup>-</sup>min** : Résidu maximum négatif.  
**RGPH** : Recensement Globale de la Population et de l'Habitat.  
**RN 71** : Route Nationale numéro 71.  
**RN72** : Route Nationale numéro 72.  
**r** : Coefficient de rognage.  
**SR** : Station de reprise.  
**S<sub>r</sub>** : Surface du réservoir (m<sup>2</sup>).  
**T** : Taux d'accroissement de la population (T=1.15 %).  
**T'** : Temps d'arrêt de pompage (h).  
**T<sub>f</sub>** : Temps de fermeture de la vanne (s).  
**T<sub>v</sub>** : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.  
**T<sup>o</sup>** : Température de l'eau en degré.  
**T<sub>mo</sub>** : Température moyenne.  
**t<sub>p</sub>** : Temps de pompage par jour (t<sub>p</sub>=20h).  
**t'<sub>p</sub>** : Nouveau temps de pompage (h).  
**U.A.1** : Unité d'Aménagement numéro 1.  
**V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).  
**V<sub>e</sub>** : Volume d'eau entrant dans le réservoir (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>inc</sub>** : Volume d'incendie (V<sub>inc</sub> = 120 m<sup>3</sup>).  
**V<sub>max</sub>** : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.  
**V<sub>min</sub>** : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.  
**V<sub>n</sub>** : Volume normalisé du réservoir (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>r</sub>** : Volume de régularisation du réservoir (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>SR</sub>** : Volume de la bêche à eau de la station de reprise (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>SRn</sub>** : Volume normalisé de la bêche à eau de la station de reprise (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>T</sub>** : Volume total du réservoir en (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>0</sub>** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s).  
**α<sub>max</sub>** : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération.  
**α<sub>min</sub>** : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.  
**β<sub>max</sub>** : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant.  
**β<sub>min</sub>** : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.  
**θ** : Angle de la vanne.  
**η** : Rendement de la station de reprise (%).  
**ν** : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).  
**λ** : Coefficient de frottement de Darcy.  
**ξ** : Coefficient d'ouverture de la vanne.  
**δ** : Altitude du plan d'aspiration en (m).  
**ρ** : La masse volumique (Kg/m<sup>3</sup>).  
**θ** : Angle de la vanne.  
**ΔH<sub>t</sub>** : Perte de charge totale (m).  
**ΔH<sub>v</sub>** : Pertes de charge créées par la vanne (m).  
**ΔH<sub>L</sub>** : Pertes de charge linéaires (m).  
**ΔH<sub>s</sub>** : Pertes de charge singulières (m).

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure (I.1) :</b> Délimitation de la zone d'étude .....	4
<b>Figure (I.2) :</b> Situation géographique de la commune de Makouda .....	5
<b>Figure (I.3) :</b> Silhouette de l'agglomération de Tala Bouzrou .....	5
<b>Figure (I.4) :</b> Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gausсен.....	8
<b>Figure (I.5) :</b> Répartition de la population de la commune de Makouda .....	13
<b>Figure (II.1) :</b> Evolution démographique des zones d'étude pour les horizons considérés .....	17
<b>Figure (III.1) :</b> Schéma synoptique des réservoirs des différentes zones concernées par l'étude.....	40
<b>Figure (IV.1) :</b> Schéma général de l'adduction étudiée.....	57
<b>Figure (V.1) :</b> Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	61
<b>Figure (V.2) :</b> Point de fonctionnement d'une pompe.....	61
<b>Figure (V.3) :</b> Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage.....	62
<b>Figure (V.4) :</b> Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage .....	63
<b>Figure (V.5) :</b> Recherche du point de fonctionnement désiré par rognage.....	64
<b>Figure (V.6) :</b> Recherche du point de fonctionnement désiré par la variation de la vitesse de rotation.....	65
<b>Figure (V.7) :</b> Schéma de l'installation d'une pompe en charge .....	66
<b>Figure (V.8) :</b> Schéma de l'installation d'une pompe en dépression.....	66
<b>Figure (V.9) :</b> Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR) .....	68
<b>Figure (VI.1) :</b> Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone 5 (village de Tamiste) .....	78
<b>Figure (VI.2) :</b> Résultats de la simulation sans réducteur de pression .....	83
<b>Figure (VI.3) :</b> Résultats de la simulation avec réducteurs de pression .....	85

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau (I.1)</b> : Températures moyennes annuelles en °C de Makouda.....	6
<b>Tableau (I.2)</b> : Pluviométrie moyenne annuelle en (mm) de Makouda .....	7
<b>Tableau (I.3)</b> : Moyenne mensuelle des températures et des précipitations de la station de Boukhalfa.....	7
<b>Tableau (I.4)</b> : Humidité moyenne annuelle en % de Makouda.....	8
<b>Tableau (I.5)</b> : Agglomération chef-lieu de la commune de Makouda (RGPH 2020).....	11
<b>Tableau (I.6)</b> : Agglomération des villages de l'unité N 02 (Attouche) (RGPH 2020) .....	12
<b>Tableau (I.7)</b> : Agglomération des villages de l'unité N 03 (RGPH 2020) .....	12
<b>Tableau (I.8)</b> : Agglomération des villages de l'unité N 04 (Tala Bouzrou) (RGPH 2020)...	13
<b>Tableau (II.1)</b> : Estimation de la population à l'horizon futur (2050) du village de Tala Bouzrou .....	16
<b>Tableau (II.2)</b> : Besoins domestiques des différentes zones concernées par l'étude .....	18
<b>Tableau (II.3)</b> : Besoins scolaires des différentes zones concernées par l'étude .....	18
<b>Tableau (II.4)</b> : Besoins sanitaires des différentes zones concernées par l'étude .....	19
<b>Tableau (II.5)</b> : Besoins administratifs des différentes zones concernées par l'étude .....	19
<b>Tableau (II.6)</b> : Besoins socioculturels des différentes zones concernées par l'étude.....	19
<b>Tableau (II.7)</b> : Besoins commerciaux des différentes zones concernées par l'étude .....	19
<b>Tableau (II.8)</b> : Besoins industriels des différentes zones concernées par l'étude .....	20
<b>Tableau (II.9)</b> : Besoins cheptels des différentes zones concernées par l'étude .....	20
<b>Tableau (II.10)</b> : Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes zones concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur .....	21
<b>Tableau (II.11)</b> : Majoration de la consommation moyenne actuelle et future des différentes zones concernées par l'étude .....	22
<b>Tableau (II.12)</b> : Débit maximum journalier des différentes zones concernées par l'étude ...	23
<b>Tableau (II.13)</b> : Débit minimum journalier des différentes zones concernées par l'étude....	23
<b>Tableau (II.14)</b> : Débit moyen horaire des différentes zones concernées par l'étude.....	24
<b>Tableau (II.15)</b> : Variation des valeurs de $\beta_{max}$ .....	25
<b>Tableau (II.16)</b> : Débit maximum horaire actuel (2020) des différentes zones concernées par l'étude .....	25
<b>Tableau (II.17)</b> : Débit maximum horaire futur (2050) des différentes zones concernées par l'étude .....	25
<b>Tableau (II.18)</b> : Variation des valeurs de $\beta_{min}$ .....	26
<b>Tableau (II.19)</b> : Débit minimum horaire actuel (2020) des différentes zones concernées par l'étude.....	26
<b>Tableau (II.20)</b> : Débit minimum horaire futur (2050) des différentes zones concernées par l'étude.....	26
<b>Tableau (III.1)</b> : Variation du résidu dans la bêche à eau de la station de reprise (SR) .....	32
<b>Tableau (III.2)</b> : Variation du résidu dans le réservoir d'Ichariouene .....	34
<b>Tableau (III.3)</b> : Variation du résidu dans le réservoir R1 .....	35
<b>Tableau (III.4)</b> : Variation du résidu dans le réservoir R2.....	36
<b>Tableau (III.5)</b> : Variation du résidu dans le réservoir R3.....	37
<b>Tableau (III.6)</b> : Variation du résidu dans le réservoir R4.....	38
<b>Tableau (III.7)</b> : Dimensionnement des réservoirs projetés.....	39
<b>Tableau (IV.1)</b> : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R5000m <sup>3</sup> -SR500m <sup>3</sup> .....	49
<b>Tableau (IV.2)</b> : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1000 m <sup>3</sup> - R1.....	51

<b>Tableau (IV.3)</b> : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1- R2.....	52
<b>Tableau (IV.4)</b> : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1- R3.....	53
<b>Tableau (IV.5)</b> : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R3-R4.....	54
<b>Tableau (IV.6)</b> : Calcul de la Hmt du tronçon SR500m <sup>3</sup> -R1000m <sup>3</sup> .....	55
<b>Tableau (IV.7)</b> : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR500m <sup>3</sup> -R1000m <sup>3</sup> )...	55
<b>Tableau (IV.8)</b> : Calcul du bilan (SR500m <sup>3</sup> -R1000m <sup>3</sup> ).....	55
<b>Tableau (IV.9)</b> : Les diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée.....	56
<b>Tableau (V.1)</b> : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	67
<b>Tableau (V.2)</b> : Caractéristiques des tronçons (gravitaire et refoulement) .....	73
<b>Tableau (V.3)</b> : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire et refoulement) .	74
<b>Tableau (V.4)</b> : Calcul du temps de fermeture de la vanne pour le tronçon R1-R2.....	75
<b>Tableau (VI.1)</b> : Débit aux nœuds de la zone 5 (Village de Tamiste).....	81
<b>Tableau (VI.2)</b> : Etat des conduites du réseau sans réducteur de pression.....	84
<b>Tableau (VI.3)</b> : Etat des nœuds du réseau sans réducteur de pression .....	84
<b>Tableau (VI.4)</b> : Etat des nœuds du réseau avec réducteurs de pression .....	86

# **Introduction générale**



## **INTRODUCTION GENERALE**

L'eau est source de vie. C'est ce que les anciennes civilisations humaines ayant fleuri aux abords des grandes rivières comme le Nil avaient compris. Les pharaons par exemple, avaient construit les premiers barrages et les premières canalisations pour subvenir aux besoins fondamentaux de leurs citoyens et assurer un développement économique et social de leurs pays. Plus tard, les romains dans le but d'apporter l'eau à la portée de la main du citoyen avaient construit la première conduite gravitaire à Rome. C'est dans cette esprit que les pays du monde travaillent d'arrache pied pour subvenir aux besoins du citoyen en matière d'eau d'une part, et protéger cette source du gaspillage et de la pollution d'une autre part.

La wilaya de Tizi Ouzou a bénéficié d'un projet pour parer à l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable causée par la dégradation de l'ancienne chaîne d'adduction, dite M.T.I (Makouda-Tigzirt-Iflissen), du village de Tala Bouzrou sis à la commune de Makouda. Notre thème consiste à effectuer l'étude de l'alimentation en eau potable de ce village à partir de la nouvelle chaîne d'adduction Flanc Nord Telatha, c'est-à-dire à partir du réservoir  $R5000m^3$  sis à Telatha situé au Nord de la commune de Boudjima vers le réservoir existant d'Ichariouene, et ceci dans le but de satisfaire la demande de la population de la région d'étude qui est composée de 5 zones pour l'horizon 2050.

Afin de réaliser ce projet nous avons divisé cette étude en 6 chapitres :

Le premier chapitre fera l'objet d'une présentation globale de la région d'étude, dans laquelle on trouve des données de base et bien d'autres caractéristiques de la localité.

Le second chapitre du projet sera consacré à la détermination des besoins en eau nécessaires pour satisfaire la population à l'horizon d'étude projeté.

Dans le troisième chapitre, on passera à la vérification de la capacité des ouvrages de stockage existants, et à la conception et dimensionnement de nouveaux ouvrages, en cas de nécessité, pour mieux harmoniser entre les demandes en eau et le développement démographique.

Tandis que le quatrième chapitre portera sur l'adduction, où on étudiera le choix du tracé, le type de conduites et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites.

Par la suite, deux parties importantes seront développées dans le cinquième chapitre. Il s'agit du choix de la pompe adéquate qui devrait répondre aux exigences du projet, d'une part, et l'analyse du phénomène du coup de bélier afin de protéger les installations des éventuels risques qu'il peut engendrer, d'autre part.

Les objectifs du sixième et dernier chapitre sont la conception et le dimensionnement du réseau de distribution de la zone 5 qui correspond au village de Tamiste. Une modélisation du réseau sous EPANET sera effectuée afin de vérifier les conditions hydrauliques d'écoulement.

Une conclusion générale achèvera notre étude.

*Chapitre I*  
**Présentation du site**

## I.1. Introduction

La présente étude a pour objectif l'alimentation en eau potable du village de Tala Bouzrou, commune de Makouda, qui est composé des villages suivants : Tigounatine, Tamiste, Agouni-Hamiche, Ibakoukene, Ioualaiene, El-Maden (El-Maden Haut et El-Maden Bas), Ichariouene. Afin de mener à bien ce projet il est impératif de parler d'abord de la situation géographique, topographique, climatique, hydrographique, démographique et hydraulique du site de l'étude.

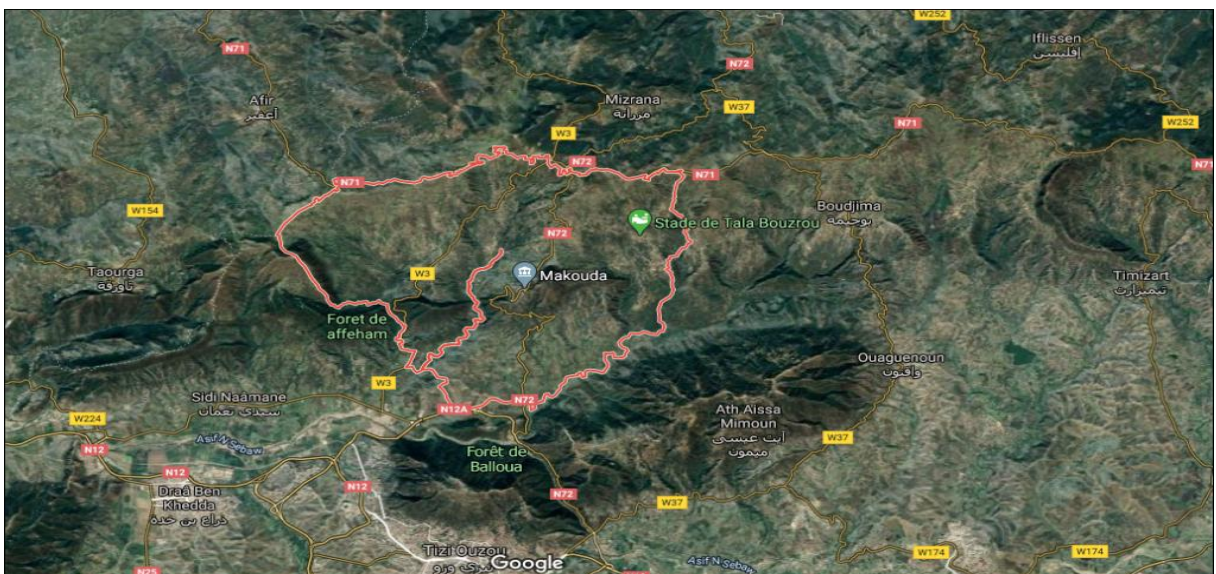
## I.2. Présentation du site

### I.2.1. Situation géographique de la zone d'étude

La commune de Makouda est située au Nord-Ouest de la Wilaya de Tizi Ouzou à 19 km au Nord du chef-lieu de la wilaya, et 21 km au Sud de Tizirt. Elle s'étend sur une superficie de 57.53 Km<sup>2</sup>. La commune de Makouda constitue la charnière entre la zone côtière de Tizirt et le chef-lieu de Tizi Ouzou. Elle est traversée par un réseau routier assez important du Sud au Nord, tel que la RN 72, le CW 03 ainsi que la RN 71 qui fait sa limite Nord avec la commune de Mizrana. En plus d'un certain nombre de chemins communaux qui relient certaines localités entre-elles. Elle est délimitée par [1]:

- La commune Mizrana au Nord ;
- La commune de Boudjima à l'Est ;
- La commune d'Ait Aissa Mimoun au Sud-Est ;
- La commune de Sidi Namane au Sud-Ouest ;
- La wilaya de Boumerdès à l'Ouest ;
- La commune de Sidi Namane au Sud.

La figure (I.1) montre la délimitation de la zone d'étude qui a été réalisée à l'aide de Google Earth. La figure (I.2) illustre la situation géographique de la commune de Makouda.



*Figure (I.1) : Délimitation de la zone d'étude*

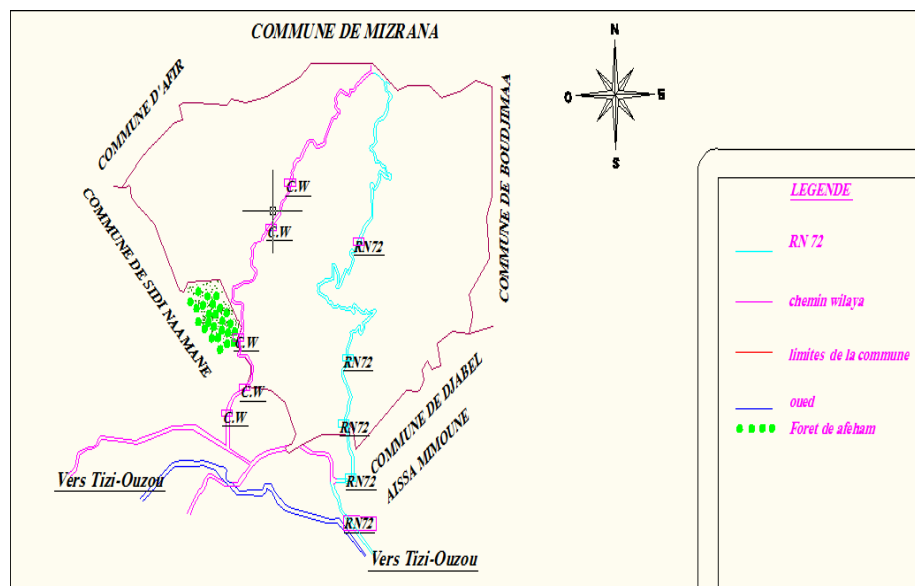


Figure (I.2) : Situation géographique de la commune de Makouda

La silhouette du village de Tala Bouzrou est montrée sur la figure (I.3) ci-dessous.

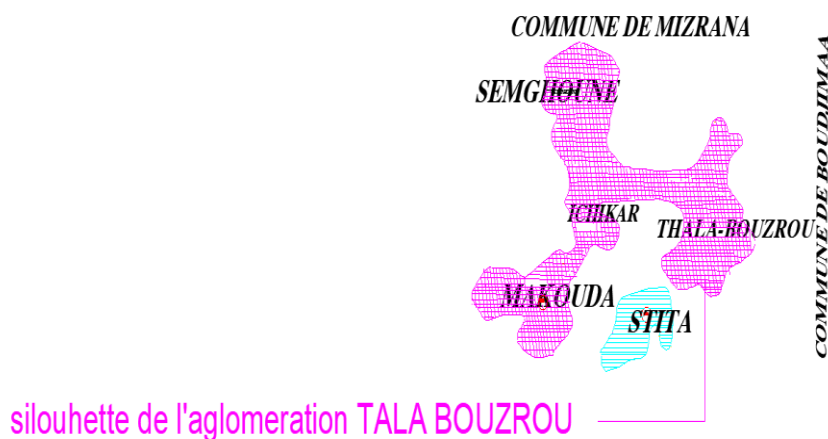


Figure (I.3): Silhouette de l'agglomération de Tala Bouzrou

### I.2.2. Situation topographique

La commune de Makouda est incluse dans la chaîne côtière. Elle présente un relief très contrasté entre les régions montagneuses et péri-planes [1,2].

- ✓ **Les montagnes** : des escarpements rocheux très accidentés, difficilement accessibles. Ils occupent la partie centrale et le Nord-Est de la commune, culminant à des altitudes de 866 m.
- ✓ **Les collines** : elles occupent une bonne partie de la surface et s'étendent du centre vers le Nord, et sont accessibles.

- ✓ **Les plaines** : qui sont le prolongement de la plaine de Sébaou, situées sur les rives Nord de l'Oued Stita.

### I.2.3. Situation climatique

#### I.2.3.1. Le climat

Le climat de Makouda est typiquement méditerranéen, chaud et sec en été et doux, humide et pluvieux en hiver. Les données climatologiques sont très importantes pour un projet d'AEP, elles nous aident à nous renseigner sur la pluviométrie, la température, le taux d'humidité de l'air et le vent [1,2].

Dans le présent cas, ces données sont prélevées à la station de Boukhalfa dont les caractéristiques sont:

- Indicatif de la station 60395 ;
- Latitude 36° 46' N ;
- Longitude 04°08'E ;
- Altitude 153.40 mètre.

#### I.2.3.2. Les températures

Les températures moyennes annuelles en °C de la commune de Makouda (d'après la station météorologique de Boukhalfa (Tizi Ouzou)) sont illustrées dans le tableau (I.1) suivant [1,2]:

*Tableau (I.1) : Températures moyennes annuelles en °C de Makouda*

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	T° moy.
Année													
2006	9.2	10.0	14.2	18.3	21.9	24.8	28.8	26.7	23.9	22.3	17.3	12.1	19.3
2007	11.4	13.0	12.3	15.7	19.5	23.3	27.5	28.1	23.7	19.4	13.6	10.6	18.2
2008	11.0	12.6	13.0	16.3	18.8	23.5	27.9	27.8	24.4	19.8	13.5	13.1	18.5
2009	10.8	10.4	12.7	14.0	20.8	25.2	29.6	28.0	23.2	19.3	15.3	15.8	18.8
2010	11.4	12.8	13.7	16.4	17.6	22.6	27.7	27.2	23.6	19.2	14.3	11.2	18.1
2011	10.6	10.3	13.4	17.6	19.7	23.2	27.5	28.5	24.8	19.6	15.7	11.7	18.6
2012	9.9	6.5	13.3	15.3	19.9	26.4	27.8	30.3	24.4	20.8	16.3	11.9	18.6
2013	10.2	9.4	14.3	15.8	17.5	22.0	26.7	26.9	24.1	23.1	13.6	11.6	18.0
2014	12.3	12.8	12.3	17.5	19.2	23.7	27.0	28.0	26.2	21.6	17.3	10.9	19.1
2015	9.9	9.8	13.1	17.3	21.4	24.7	29.7	28.8	24.4	20.2	14.9	12.2	18.9
2016	12.8	12.6	12.5	16.1	19.0	24.3	27.9	27.1	24.3	22.5	15.7	12.6	19.0
T° moy.	10.9	10.9	13.2	16.4	19.6	24.0	28.0	27.9	24.2	20.7	15.2	12.1	18.6

(Source : Station météorologique de Boukhalfa)

Selon le tableau (I.1) la commune de Makouda est caractérisée par des températures variables selon les saisons, ainsi :

- ✓ Les mois les plus froids sont : Janvier et Février.
- ✓ Les mois les plus chauds sont : Juillet et Août.

La température moyenne annuelle est de 18.6°C sur 11 ans (2006 à 2016).

### 1.2.3.3. Pluviométrie

La pluviométrie moyenne annuelle de la commune de Makouda (d'après la station météorologique de Boukhalfa) est illustrée dans le tableau (I.2) suivant [1,2] :

**Tableau (I.2) : Pluviométrie moyenne annuelle en (mm) de Makouda**

Mois Année	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy.
2006	142.5	169.4	35.0	20.2	78.1	5.6	2.4	2.7	36.5	18.6	7.3	170.5	57.4
2007	8.4	63.4	284.6	201.5	23.8	14.9	11.3	1.8	56.9	210.4	257.8	89.2	102.0
2008	8.7	11.8	88.1	32.3	96.8	14.0	7.2	0.0	34.6	66.1	190.3	115.4	55.4
2009	221.0	42.4	92.0	132.6	69.1	0.0	2.6	7.3	169.8	40.4	116.5	140.3	86.2
2010	82.4	61.1	97.4	93.6	59.3	27.6	1.8	25.9	25.4	113.4	143.5	76.1	67.3
2011	90.9	146.9	89.9	106.5	153.1	41.4	1.7	0.2	7.5	34.1	156.6	120.6	79.1
2012	69.5	269.5	97.8	146.8	40.2	1.1	0.0	6.4	10.9	96.3	68.7	39.8	70.6
2013	221.8	185.7	93.5	64.5	151.6	0.0	0.3	11.3	37.6	39.0	164.9	103.7	88.7
2014	110.1	110.2	172.4	5.3	10.0	48.4	0.2	3.6	11.8	26.5	61.6	272.4	69.4
2015	200.9	181.5	70.2	0.0	10.4	15.3	4.1	2.6	41.1	81.7	102.7	0.0	59.2
2016	59.9	96.2	185.3	61.8	68.4	5.9	0.0	0.0	4.2	16.6	68.4	150.1	59.7
<b>Moy.</b>	109.6	121.6	118.7	78.6	69.2	15.8	2.9	5.6	39.7	67.6	121.7	116.2	72.2

(Source : Station météorologique de Boukhalfa)

D'après le tableau (I.2), la région de Makouda présente :

- Des mois pluvieux : Janvier, Février, Mars, Novembre et Décembre, dont la quantité moyenne de pluie atteint un maximum de 121.7 mm au mois de Novembre.
- Le mois à faible pluviométrie correspond à Juillet.

Les pluies diluviennes sont rares mais causent de considérables dégâts aux cultures.

### 1.2.3.4. Diagramme Ombrothermique

Le diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gaussen (1953) nous permet de mettre en évidence des périodes sèches au cours d'une année hydrologique. Selon des graduations standardisées : une graduation de l'échelle des précipitations correspond à deux graduations de l'échelle des températures ( $P=2T^{\circ}$ ) comme le montre le tableau (I.3) ci-après [1,2] :

**Tableau (I.3) : Moyenne mensuelle des températures et des précipitations de la station de Boukhalfa**

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
<b>P (mm)</b>	109.6	121.6	118.7	78.6	69.2	15.8	2.9	5.6	39.7	67.6	121.7	116.2
<b>T°C moy</b>	10.9	10.9	13.2	16.4	19.6	24	28	27.9	24.2	20.7	15.2	12.1

(Source : Station météorologique de Boukhalfa)

La figure (I.4) illustre la période sèche de la zone d'étude.

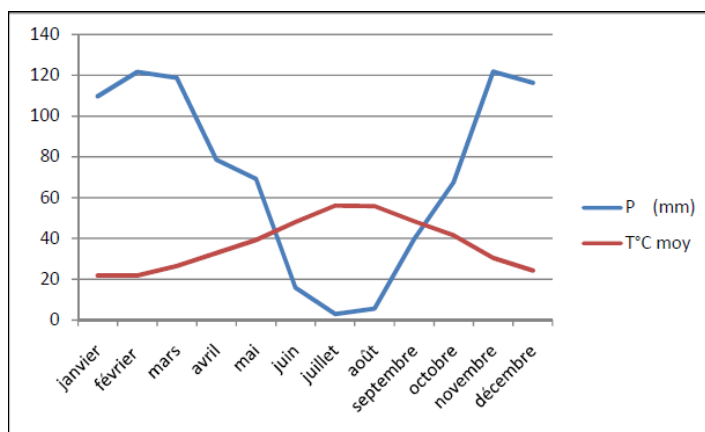


Figure (I.4) : Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gausson

### I.2.3.5. L'humidité

L'humidité de la commune de Makouda est donnée dans le tableau (I.4) suivant [1,2]:

- ✓ La plus forte humidité est enregistrée aux mois de Janvier (81.0%) et de Décembre (82.3%).
- ✓ La plus faible est constatée aux mois de Juillet (59.7%) et d'Août (57.9%).

Tableau (I.4) : Humidité moyenne annuelle en % de Makouda

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Hmoy.%
Année													
2006	81	81	74	69	72	57	52	61	63	66	70	83	69
2007	80	79	98	84	72	69	56	59	67	77	81	86	76
2008	83	79	78	70	78	68	60	59	65	77	78	86	73
2009	83	75	76	79	68	57	55	63	73	77	78	79	72
2010	80	77	78	80	73	68	59	62	70	74	79	76	73
2011	84	83	78	76	77	75	68	68	69	75	81	85	77
2012	84	88	81	76	71	61	60	49	65	69	79	83	72
2013	80	80	73	77	78	65	64	60	73	69	83	83	74
2014	78	76	81	67	68	64	57	58	62	68	69	84	69
2015	82	80	75	71	62	60	51	59	65	72	80	75	69
2016	76	73	76	75	71	59	55	59	62	65	72	85	69
Moy.	81.0	79.2	78.9	74.9	71.8	63.9	57.9	59.7	66.7	71.7	77.3	82.3	72

(Source : Station météorologique de Boukhalfa)

### I.2.4. Situation hydrographique

La commune est façonnée par un dense réseau hydrique, surtout dans sa partie Sud. Des ravins prennent naissance aux hauteurs des flancs des montagnes, drainant ainsi les eaux dans la plaine et dans les Oueds. Ces cours d'eaux sont à régime irrégulier, et se dessèchent presque totalement en été. Il s'agit notamment de [1,2] :



- L'Oued Stita ; coule du Nord-Est au Sud-Ouest et forme la limite de la commune avec celle d'Ait Aissa Mimoun.
- L'Oued Taàzibt et Oued Aguer gour (à la limite Sud-Ouest de la commune) ; qui sont tous les deux des affluents de l'Oued Sébaou.
- Les sources et les puits servent plus à la consommation humaine et l'abreuvement du cheptel.
- Les eaux des retenues collinaires et des Oueds sont utilisées pour l'irrigation.

## **I.2.5. Situation des ressources en eau (réseau d'AEP existant)**

### ***I.2.5.1. Ressources existantes***

L'alimentation en eau potable de la commune de Makouda est faite à partir de deux ressources (souterraine et superficielle).

#### ***A. Champ de captage de Sébaou (Eaux souterraines)***

La vallée du haut Sébaou dans la wilaya de Tizi Ouzou, de par son contexte géographique, renferme un potentiel hydrique non négligeable en eaux souterraines, la région est alimentée à 36% par la nappe alluviale de l'Oued Sébaou. Ces eaux souterraines, quant à elles, sont contenues dans les formations alluvionnaires et ont pour origine l'infiltration de l'impluvium et le ruissellement à partir des versants et des Oueds qui affluent vers le Sébaou [3].

Dans la région, il y a six (06) forages, leurs débits sont comme suit [1,2] :

- Le forage (F1), ensablé (non opérationnel) ;
- Le forage (F2),  $Q_{f2} = 48 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- Le forage (F3),  $Q_{f3} = 125 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- Le forage (F4),  $Q_{f4} = 125 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- Le forage (F5),  $Q_{f5} = 125 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- Le forage (F6),  $Q_{f6} = 125 \text{ m}^3/\text{h}$ .

#### ***B. Barrage de Taksebt (Eaux superficielles)***

Le barrage de Taksebt qui s'étend sur une surface de 550 ha, se trouve à 10 km à l'Est de la ville de Tizi Ouzou. Il a nécessité un investissement de 540 millions d'euros et a été officiellement mis en service le 5 juillet 2007. Il est alimenté par les eaux de pluie et de la fonte du manteau neigeux du Djurdjura. Il comprend une station de traitement, une station de pompage, des tunnels dont une canalisation de 95 km pour permettre le transfert de 150 millions de mètres cube par an. Situé dans une région à forte pluviométrie, ce barrage est une aubaine pour des millions de gens. Le barrage est doté d'une capacité de stockage de 175 millions de mètres cubes et alimente la wilaya de Tizi Ouzou à raison de  $20\,000 \text{ m}^3$  par jour. Ce barrage alimente également les wilayas d'Alger, de Blida et de Boumerdès [3].



## **I.2.6. Alimentation en eau potable**

### ***I.2.6.1. Réseau d'adduction***

La commune de Makouda est alimentée essentiellement à partir de la chaîne intercommunale d'AEP dite M.T.I (Makouda-Tigzirt-Iflissen) dont les forages sont au nombre de six (06), situés dans la commune de Draa Ben Khedda. Les sources d'Aghvalou au Sud du chef-lieu alimentent le réservoir d'Izaichene avec une station de refoulement. Les sources de Lemghassel alimentent les villages : Ain-Larbaa, Sliha, Tazaarourt et le réservoir situé à Agouni-Bouaklane. La conduite est en PEHD DN125.

Trois (3) stations de reprises sont implantées dans la commune de Makouda. A partir du barrage de Taksebt l'eau est refoulée vers la station N°1 de Bourdim qui refoule vers le réservoir R 1000 m<sup>3</sup> de Bourdim. De là, l'eau est acheminée gravitairement avec une conduite de DN400 vers la station N°2 (1500 m<sup>3</sup>) d'Issiakhene. Celle-ci avec une conduite de DN450 donne directement à la station N°3 (1500 m<sup>3</sup>) située à Tazart et qui refoule avec une conduite DN450 au réservoir principal (R1000 m<sup>3</sup>) situé à Agouni Gueghrane [1,2].

### ***I.2.6.2. Réseau de distribution***

Les réseaux de distribution prennent leurs départs essentiellement des endroits suivants [1,2] :

- ✓ A partir du réservoir 1000 m<sup>3</sup> d'Agouni Gueghrane, la 1<sup>ère</sup> sortie alimente les agglomérations : village agricole et Igounane ; la 2<sup>ème</sup> sortie en DN200 alimente : Illilane, Semghoune, Ichikar, Makouda chef-lieu, Izaichene, Ait-Farés, Ait-Allahoum, Larbaa et Stita ; la 3<sup>ème</sup> sortie alimente le réservoir Ichariouene qui alimente à son tour les 7 villages de Tala Bouzrou qui sont : El-Maden (El-Maden Haut et El-Maden Bas), Ioualaiene, Tigounatine, Tamiste, Agouni-Hamiche, Ibakoukene et Ichariouene. Il possède deux sorties. Une distribution vers le village d'Ichariouene (zone 1) et une adduction gravitaire vers les réservoirs de tête de chaque zone, à savoir, la zone 2 (El-Maden Haut), la zone 3 (Ibakoukene+Agouni-Hamiche), la zone 4 (Tigounatine+El-Maden Bas+Ioualaiene) et la zone 5 (Tamiste).
- ✓ A partir de la station SR3 (1500 m<sup>3</sup>) Tazart, la 1<sup>ère</sup> sortie vers Tazart ; la 2<sup>ème</sup> sortie en DN150 alimente les agglomérations : Maachera, Agouni-Bouaklane, Attouche, Issiakhene, Tarbent, Tigoulmamine et Tassedart.
- ✓ A partir du réservoir 1000 m<sup>3</sup> de Bourdim, une sortie alimente le réservoir de Haddouda et Maamoura.
- ✓ Les sources d'Aghvalou alimentent Izaichene.
- ✓ La source de Lemghassel alimente Tazaarourt et doit renforcer le réservoir d'Agouni-Bouaklane.

### ***I.2.6.3. Analyse de l'état actuel du réseau***

D'après l'analyse de l'état des lieux et les informations recueillies au niveau de l'APC de Makouda, de la Subdivision des ressources en eau et le comité de village [1], l'alimentation en eau potable du village de Tala Bouzrou se fait actuellement par rationalisation et intermittence et ce pour satisfaire au maximum les besoins croissants des habitants ; cela est dû à l'insuffisance de la ressource.

Le réseau de distribution des différents villages est dans un état lamentable ce qui nécessite un nouveau réseau de distribution adéquat qui répondra aux exigences et normes techniques.

### **I.2.7. Situation démographique**

Afin de prendre en charge les différents besoins et de toucher le maximum de la population, et pour une meilleure représentation des besoins et conformément au PDAU (Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme) de l'année 1997, la zone est découpée en 5 unités d'aménagements afin de structurer les différentes parties du territoire de la commune [1].

#### **I.2.7.1. Agglomération chef-lieu (U.A.1)**

La première unité d'aménagement (U.A.1) s'articule autour du chef-lieu de la commune de Makouda. Elle englobe les villages cités dans le tableau (I.5) et leurs équipements. Cette agglomération compte une population de 5279 habitants selon le RGPH 2020 (réel) qui nous a été très récemment communiqué par les services de l'APC [1].

*Tableau (I.5) : Agglomération chef-lieu de la commune de Makouda (RGPH 2020)*

<b>Unité</b>	<b>Villages</b>	<b>Nombre de population</b>	<b>Total</b>	<b>Equipements</b>
<b>Agglomération chef-lieu U.A.1. (Makouda)</b>	Ichikar	1238	<b>5279</b>	-04 Ecoles fondamentales
	Ait-Fares	743		-01 C.E.M
	Tinekachine	827		-01 Lycée
	Ait-Allahoum+Larbaa	943		-01 Agence P.T.T
	Taazibt	207		-01 Siège d'A.P.C
	Izaichene	1321		-01 Siège de Daïra -01 Centre de santé -01 Stade communal -01 Gendarmerie

#### **I.2.7.2. Unité d'agglomération N 02 (U.A.2)**

Cette unité s'articule autour du centre d'Attouche. Elle englobe les villages regroupés dans le tableau (I.6) et leurs équipements. Cette unité compte 8395 habitants selon le RGPH 2020 réel qui nous a été très récemment communiqué par les services de l'APC [1].

**Tableau (I.6) : Agglomération des villages de l'unité N 02 (Attouche) (RGPH 2020)**

Unité	Villages	Nombre de population	Total	Equipements
<b>Unité d'agglomération N 02 U.A.2. (Attouche)</b>	Tassedart	473	<b>8395</b>	-06 Ecoles primaires -01 C.E.M -01 Recette P.T.T -01 Antenne de l'A.P.C -01 Maison de jeune -01 Salle de soin (à Attouche) -01 Salle de soin (à Ain-Larbaa) -01 Terrain de football
	Issiakhehene	591		
	Thighilt-N'Louh	419		
	Agouni-Bouaklane	1108		
	Tigoulmamine	1127		
	Ain-Larbaa	451		
	Ait-Ouazen	1063		
	Maachera	1381		
	Tarhent	08		
	Izeroukene	458		
	Haddouda	326		
	Maamoura	387		
Ihassounene	603			

**I.2.7.3. Unité d'agglomération N 03 (U.A.3)**

Cette unité englobe les villages cités dans le tableau (I.7) et leurs équipements. Elle compte 6133 habitants selon le RGPH 2020 réel qui nous a été très récemment communiqué par les services de l'APC [1].

**Tableau (I.7) : Agglomération des villages de l'unité N 03 (RGPH 2020)**

Unité	Villages	Nombre de population	Total	Equipements
<b>Unité d'agglomération N 03 U.A.3.</b>	Tazart+Crête	3395	<b>6133</b>	-03 Ecoles primaires -01 Recette P.T.T -01 Salle de soin (à Semghoune) -01 Salle de soin (à Tazart)
	Illilane	1496		
	Semghoune	1242		

**I.2.7.4. Unité d'agglomération N 04 (U.A.4)**

Cette unité s'articule autour de l'agglomération de Tala Bouzrou. Elle englobe les villages cités dans le tableau (I.8) et leurs équipements. Elle compte 5655 habitants selon le RGPH 2020 réel qui nous a été très récemment communiqué par les services de l'APC [1].

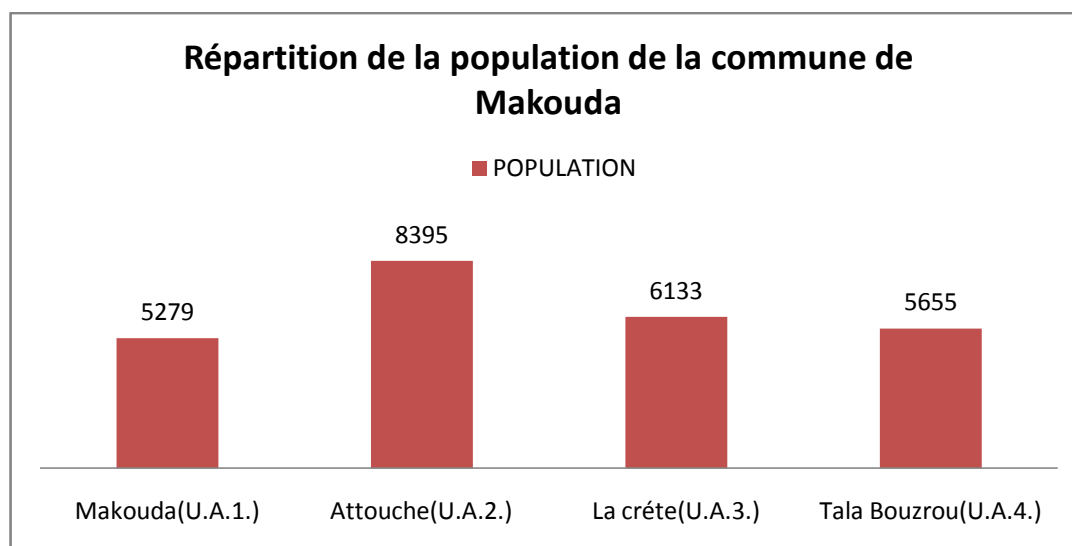
**Tableau (I.8) : Agglomération des villages de l'unité N 04 (Tala Bouzrou) (RGPH 2020)**

Unité	Zones		Nombre de population	Total	Equipements
<b>Unité d'agglomération N 04 U.A.4. (Tala Bouzrou)</b>	Zone 1	Ichariouene	208	<b>5655</b>	-03 Ecoles primaires -01 C.E.M -01 Recette P.T.T -01 Antenne mairie -02 Salles de soins -01 Pharmacie -02 Mosquées -01 Maison de jeune -05 Cafétérias -01 Lavage -02 Huileries modernes - Elevage de bétails - Aviculture
	Zone 2	El-Maden Haut	647		
	Zone 3	Ibakoukene + Agouni-Hamiche	1944		
	Zone 4	Tigounatine + El-Maden Bas + Ioualaiene	2164		
	Zone 5	Tamiste	692		

**I.2.7.5. Unité d'agglomération N 05 (U.A.5)**

Cette unité englobe toutes les terres agricoles se trouvant au Sud de la commune.

En récapitulatif, la figure (I.5) ci-dessous illustre la répartition de la population de la commune de Makouda.

**Figure (I.5) : Répartition de la population de la commune de Makouda**

### **I.3. Conclusion**

Ce chapitre a permis de rassembler les données générales de la région de Tala Bouzrou ainsi que les données hydrauliques actuelles, qui vont faciliter l'élaboration du projet de l'alimentation en eau potable de la dite région. Ainsi, dans les chapitres suivants nous allons nous focaliser sur l'unité N°04 qui est le village de Tala Bouzrou ayant une population de 5655 habitants selon le RGPH 2020 très récemment communiqué par les services de l'APC de Makouda. D'après la situation géographique du village de Tala Bouzrou, il a été devisé en 5 zones de telle sorte que chacune d'elles est composée d'un ou plusieurs villages. L'alimentation de ses zones sera assurée à partir du réservoir d'Ichariouene.

*Chapitre II*  
**Estimation des  
besoins en eau**

## II.1. Introduction

Pour un développement durable et une vision futuriste du secteur d'alimentation en eau potable de Tala Bouzrou, il ya lieu de faire une estimation de ses besoins en eau. Celle-ci est faite en fonction de l'évolution de sa population pour différents horizons.

## II.2. Estimation des besoins en eau de la population

### II.2.1. Estimation de la population

La population du village de Tala Bouzrou nous a été communiquée par les services techniques de l'APC de Makouda. On estime l'évolution de la population du village au taux d'accroissement retenu par l'ONS (Office National des Statistiques) qui est de 1.15%. L'évolution démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la relation des intérêts composés ci-après :

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

Où :

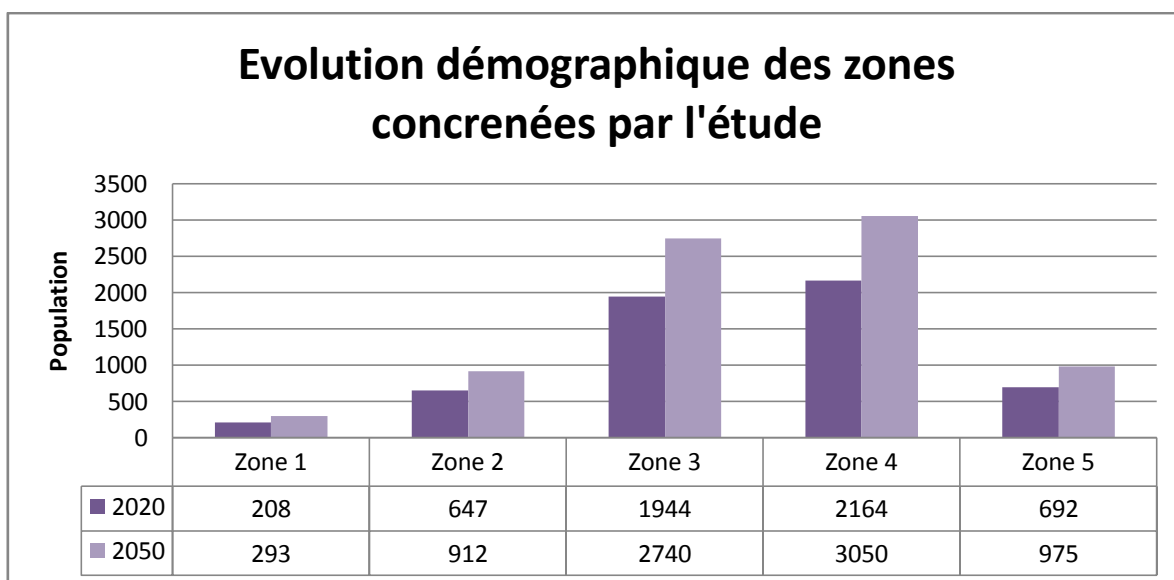
- $P_n$  : Population prévisionnelle à l'horizon 2050 ;
- $P_o$  : Population de l'année de référence 2020 ;
- $T$  : Taux d'accroissement de la population = 1.15 %;
- $n$  : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Le tableau (II.1) ci-après illustre l'évolution de la population jusqu'à l'an 2050.

*Tableau (II.1): Estimation de la population à l'horizon futur (2050) du village de Tala Bouzrou*

Localités	Taux d'accroissement	Année de référence	Horizon
		2020	2050
Zone 1	1.15%	208	293
Zone 2		647	912
Zone 3		1944	2740
Zone 4		2164	3050
Zone 5		692	975
<b>Total</b>		<b>5655</b>	<b>7970</b>

L'évolution de la population au niveau de la région d'étude, composée de cinq (05) zones, pour l'horizon actuel (2020) et futur (2050) est illustrée dans la figure (II.1) ci-dessous.



*Figure (II.1): Evolution démographique des zones d'étude pour les horizons considérés*

### II.2.2. Dotation

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à une autre. Les besoins en eaux nécessaires dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipements et de la catégorie de consommateur.

Nous pouvons donner à titre indicatif les différentes dotations qui peuvent être adoptées [4]:

- Zones rurales et villes de 5000 à 20 000 habitants : 150 à 200 litres/habitant/jour ;
- Les villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres/habitant/jour ;
- Les villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres/habitant/jour.

Pour la présente étude, la dotation moyenne selon le service de l'APC de Makouda [1] est de l'ordre de 150 l/habitant/jour.

### II.2.3. Consommation moyenne journalière $Q_{moy,j}$

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de consommations, à savoir, la consommation domestique, scolaire, sanitaire, administrative, socioculturelle, commerciale, industrielle et Cheptel.

La consommation moyenne journalière pour une population est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \sum (q \times \frac{Ni}{1000}) \quad (II.2)$$

Avec :



- $Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière des habitants ( $m^3/j$ ) ;
- $q$  : Dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- $N_i$  : Nombre d'habitants.

## II.3. Les différents types de besoins

### II.3.1. Besoins domestiques

On peut estimer les besoins en eaux des différentes zones concernées par l'étude par la relation suivante :

$$\text{Besoin en eau (l/j)} = \text{nombre d'habitant} \times \text{la dotation (l/j/habitant)} \quad (\text{II.3})$$

Les résultats des besoins domestiques sont regroupés dans le tableau (II.2) ci-après.

*Tableau (II.2) : Besoins domestiques des différentes zones concernées par l'étude*

Localités	Nombre d'habitants		Besoins ( $m^3/j$ )		Besoins (l/s)	
	2020	2050	2020	2050	2020	2050
<b>Zone 1</b>	208	293	31.2	43.95	0.361	0.509
<b>Zone 2</b>	647	912	97.05	136.8	1.123	1.583
<b>Zone 3</b>	1944	2740	291.6	411	3.375	4.757
<b>Zone 4</b>	2164	3050	324.6	457.5	3.757	5.295
<b>Zone 5</b>	692	975	103.8	146.25	1.201	1.693
<b>Total</b>	<b>5655</b>	<b>7970</b>	<b>848.25</b>	<b>1195.5</b>	<b>9.817</b>	<b>13.837</b>

### II.3.2. Besoins scolaires

Les résultats des besoins scolaires sont regroupés dans le tableau (II.3) ci-après.

*Tableau (II.3) : Besoins scolaires des différentes zones concernées par l'étude*

Localités	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (l/s)
<b>Zone 1</b>	1 Primaire	25	15	0.375	0.004
<b>Zone 3</b>	1 Primaire	125	15	1.875	0.022
<b>Zone 4</b>	1 Primaire	345	15	5.175	0.060
	1 C.E.M	467	15	7.005	0.081
<b>Total</b>				<b>14.43</b>	<b>0.167</b>

### II.3.3. Besoins sanitaires

Les résultats des besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau (II.4) ci-dessous.

**Tableau (II.4) : Besoins sanitaires des différentes zones concernées par l'étude**

Localités	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>Zone 3</b>	1 Salle de soin	1	200	0.2	0.002
<b>Zone 4</b>	1 Salle de soin	1	200	0.2	0.002
	1 Pharmacie	2	150	0.3	0.003
<b>Total</b>				<b>0.7</b>	<b>0.007</b>

**II.3.4. Besoins administratifs**

Les résultats des besoins administratifs sont regroupés dans le tableau (II.5) ci-après.

**Tableau (II.5) : Besoins administratifs des différentes zones concernées par l'étude**

Localités	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>Zone 4</b>	1 Recette P.T.T	1	15	0.015	0.0002
	1 Antenne mairie	3	15	0.045	0.0005
<b>Total</b>				<b>0.06</b>	<b>0.0007</b>

**II.3.5. Besoins socioculturels**

Les résultats des besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau (II.6) ci-dessous.

**Tableau (II.6) : Besoins socioculturels des différentes zones concernées par l'étude**

Localités	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>Zone 2</b>	1 Mosquée	200	20	4	0.046
	1 Maison de jeune	5	10	0.05	0.0006
<b>Zone 3</b>	1 Mosquée	200	20	4	0.046
<b>Total</b>				<b>8.05</b>	<b>0.093</b>

**II.3.6. Besoins commerciaux**

Les résultats des besoins commerciaux sont regroupés dans le tableau (II.7) ci-après.

**Tableau (II.7) : Besoins commerciaux des différentes zones concernées par l'étude**

Localités	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>Zone 3</b>	1 Cafétéria	2	500	1	0.012
<b>Zone 4</b>	2 Cafétérias	4 (2/Cafétéria)	500	2	0.023
	2 Cafétérias	4 (2/Cafétéria)	500	2	0.023
	1 Lavage	3	1200	3.6	0.042
<b>Total</b>				<b>8.6</b>	<b>0.1</b>

### II.3.7. Besoins industriels

Les résultats des besoins industriels sont regroupés dans le tableau (II.8) ci-après.

*Tableau (II.8) : Besoins industriels des différentes zones concernées par l'étude*

Localités	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>Zone 3</b>	1 Huilerie moderne	18/Huilerie	15000	270	3.125
<b>Zone 4</b>	1 Huilerie moderne	18/Huilerie	15000	270	3.125
<b>Total</b>				<b>540</b>	<b>6.25</b>

### II.3.8. Besoins cheptels

Les résultats des besoins cheptels sont regroupés dans le tableau (II.9) ci-dessous.

*Tableau (II.9) : Besoins cheptels des différentes zones concernées par l'étude*

Localités	Cheptels	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>Zone 1</b>	Aviculture (10 Poulailleurs)	30000	1	30	0.347
<b>Zone 3</b>	Bovins	10	60	0.6	0.007
<b>Zone 4</b>	Bovins	50	60	3	0.035
<b>Zone 5</b>	Aviculture (3 Poulailleurs)	6000	1	6	0.069
<b>Total</b>				<b>39.6</b>	<b>0.458</b>

## II.4. Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur

Pour estimer les besoins d'équipements à l'horizon 2050, on fait intervenir le rapport entre les besoins des équipements et les besoins domestiques en appliquant la formule ci-dessous :

$$(Q_{\text{equip, actuel}}/Q_{\text{dom, actuel}})=(Q_{\text{equip, futur}}/Q_{\text{dom, futur}}) \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- **Q<sub>equip, actuel</sub>** : Besoins d'équipements en 2020 (m<sup>3</sup>/j) ;
- **Q<sub>equip, futur</sub>** : Besoins d'équipements en 2050 (m<sup>3</sup>/j) ;
- **Q<sub>dom, actuel</sub>** : Besoins domestiques en 2020 (m<sup>3</sup>/j) ;
- **Q<sub>dom, futur</sub>** : Besoins domestiques en 2050 (m<sup>3</sup>/j).

Les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont regroupées dans le tableau (II.10) ci-après.

**Tableau (II.10) : Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes zones concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur**

Localités	Secteurs	Besoins en eau actuels 2020 en (m <sup>3</sup> /j)	Besoins en eau futurs 2050 en (m <sup>3</sup> /j)
<b>Zone 1</b>	Domestique	31.2	43.95
	Scolaire	0.375	0.528
	Sanitaire	-	-
	Administratif	-	-
	Socioculturel	-	-
	Commercial	-	-
	Industriel	-	-
	Cheptels	30	42.260
<b>Q<sub>dom</sub>+Q<sub>équi</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>		<b>61.575</b>	<b>86.738</b>
<b>Zone 2</b>	Domestique	97.05	136.8
	Scolaire	-	-
	Sanitaire	-	-
	Administratif	-	-
	Socioculturel	4.05	5.709
	Commercial	-	-
	Industriel	-	-
	Cheptels	-	-
<b>Q<sub>dom</sub>+Q<sub>équi</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>		<b>101.1</b>	<b>142.509</b>
<b>Zone 3</b>	Domestique	291.6	411
	Scolaire	1.875	2.643
	Sanitaire	0.2	0.282
	Administratif	-	-
	Socioculturel	4	5.638
	Commercial	1	1.409
	Industriel	270	380.556
	Cheptels	0.6	0.846
<b>Q<sub>dom</sub>+Q<sub>équi</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>		<b>569.275</b>	<b>802.374</b>
<b>Zone 4</b>	Domestique	324.6	457.5
	Scolaire	12.18	17.167
	Sanitaire	0.5	0.705
	Administratif	0.06	0.085
	Socioculturel	-	-
	Commercial	7.6	10.712
	Industriel	270	380.545
	Cheptels	3	4.228
<b>Q<sub>dom</sub>+Q<sub>équi</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>		<b>617.94</b>	<b>870.942</b>
<b>Zone 5</b>	Domestique	103.8	146.25
	Scolaire	-	-
	Sanitaire	-	-
	Administratif	-	-
	Socioculturel	-	-
	Commercial	-	-
	Industriel	-	-
	Cheptels	6	8.454
<b>Q<sub>dom</sub>+Q<sub>équi</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>		<b>109.8</b>	<b>154.704</b>
<b>Total</b>		<b>1459.69</b>	<b>2057.267</b>

## II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{\text{majoré},j}$

Le sous dimensionnement des réseaux est le problème majeur auquel on fait face en raison de diverses fuites, ses dernières sont situées à différents niveaux et dépendent en général, de l'âge, de l'état du réseau et de l'efficacité du service de maintenance du réseau. A cet effet, on prévoit une majoration afin d'éviter toutes insuffisances dans les consommations moyennes journalières. Cette majoration peut être exprimée comme suit :

$$Q_{\text{majoré},j} = m \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$  : Débit moyen journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{majoré},j}$  : Débit moyen journalier majoré ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $m$  : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien, les valeurs de  $m$  sont [5]:
  - Réseau neuf ou bien entretenu :  $m=1.2$  ;
  - Réseau moyennement entretenu :  $m=1.25$  à  $1.35$  ;
  - Réseau vétuste ou mal entretenu :  $m>1.5$ .

Dans la présente étude on effectue une majoration de 20% c'est-à-dire :  $m=1.2$  puisque c'est un nouveau réseau.

Les résultats de la majoration de la consommation moyenne journalière pour les zones d'étude sont regroupés dans le tableau (II.11) ci-dessous.

*Tableau (II.11) : Majoration de la consommation moyenne actuelle et future des différentes zones concernées par l'étude*

Localités	$Q_{\text{dom}} + Q_{\text{equi}}(\text{m}^3/\text{j})$		$Q_{\text{maj},j}(\text{m}^3/\text{j})$	
	2020	2050	2020	2050
<b>Zone 1</b>	61.575	86.738	73.89	104.086
<b>Zone 2</b>	101.1	142.509	121.32	171.011
<b>Zone 3</b>	569.275	802.374	683.13	962.849
<b>Zone 4</b>	617.94	870.942	741.528	1045.130
<b>Zone 5</b>	109.8	154.704	131.76	185.645
<b>Total</b>	<b>1459.69</b>	<b>2057.267</b>	<b>1751.628</b>	<b>2468.721</b>

## II.6. Débit maximum journalier $Q_{\text{max},j}$

Ce débit caractérise la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\text{max},j} = K_{\text{max},j} \times Q_{\text{majoré},j} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- $Q_{\text{max},j}$  : Débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

- $Q_{\text{majoré},j}$  : Débit moyen journalier majoré ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $K_{\text{max},j}$  : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3. Dans notre cas l'agglomération est d'une moyenne importance, alors  $K_{\text{max},j}=1.2$ .

D'où :

$$Q_{\text{max},j} = 1.2 \times Q_{\text{majoré},j}$$

Les résultats du débit maximum journalier sont regroupés dans le tableau (II.12) ci-après.

**Tableau (II.12) : Débit maximum journalier des différentes zones concernées par l'étude**

Localité	$Q_{\text{maj},j}(\text{m}^3/\text{j})$		$Q_{\text{max},j}(\text{m}^3/\text{j})$	
	2020	2050	2020	2050
<b>Zone 1</b>	73.89	104.086	88.668	124.903
<b>Zone 2</b>	121.32	171.011	145.584	205.213
<b>Zone 3</b>	683.13	962.849	819.756	1155.419
<b>Zone 4</b>	741.528	1045.130	889.834	1254.156
<b>Zone 5</b>	131.76	185.645	158.112	222.774
<b>Total</b>	<b>1751.628</b>	<b>2468.721</b>	<b>2101.954</b>	<b>2962.465</b>

## II.7. Débit minimum journalier $Q_{\text{min},j}$

Le débit minimum journalier peut être exprimé par la formule :

$$Q_{\text{min},j} = K_{\text{min},j} \times Q_{\text{majoré},j} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- $Q_{\text{min},j}$  : Débit minimum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{majoré},j}$  : Débit moyen journalier majoré ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $K_{\text{min},j}$  : Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9. Dans notre cas il est pris égal à 0.8 ( $K_{\text{min}}=0.8$ )

D'où :

$$Q_{\text{min},j} = 0.8 \times Q_{\text{majoré},j}$$

Les résultats du débit minimum journalier sont regroupés dans le tableau (II.13) ci-dessous.

**Tableau (II.13) : Débit minimum journalier des différentes zones concernées par l'étude**

Localités	$Q_{\text{maj},j}(\text{m}^3/\text{j})$		$Q_{\text{min},j}(\text{m}^3/\text{j})$	
	2020	2050	2020	2050
<b>Zone 1</b>	73.89	104.086	59.112	83.269
<b>Zone 2</b>	121.32	171.011	97.056	136.809
<b>Zone 3</b>	683.13	962.849	546.504	770.279
<b>Zone 4</b>	741.528	1045.130	593.222	836.104
<b>Zone 5</b>	131.76	185.645	105.408	148.516
<b>Total</b>	<b>1751.628</b>	<b>2468.721</b>	<b>1401.302</b>	<b>1974.977</b>

## II.8. Débit moyen horaire $Q_{moy.h}$

La consommation moyenne horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (II.8)$$

Avec :

- $Q_{moy.h}$  : Débit moyen horaire ( $m^3/h$ ) ;
- $Q_{max.j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).

Les résultats du débit moyen horaire sont regroupés dans le tableau (II.14) ci-après.

*Tableau (II.14) : Débit moyen horaire des différentes zones concernées par l'étude*

Localités	$Q_{max.j}(m^3/j)$		$Q_{moy.h}(m^3/h)$	
	2020	2050	2020	2050
<b>Zone 1</b>	88.668	124.903	3.695	5.204
<b>Zone 2</b>	145.584	205.213	6.066	8.551
<b>Zone 3</b>	819.756	1155.419	34.157	48.142
<b>Zone 4</b>	889.834	1254.156	37.076	52.257
<b>Zone 5</b>	158.112	222.774	6.588	9.282
<b>Total</b>	<b>2101.954</b>	<b>2962.465</b>	<b>87.582</b>	<b>123.436</b>

## II.9. Débit maximum horaire $Q_{max.h}$

La consommation journalière de l'eau varie durant les 24 heures, on la caractérise par le coefficient d'irrégularité  $K_{max.h}$ , ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients, qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, tel que :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times (Q_{max.j}/24) \quad (II.9)$$

Avec :

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

D'où :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.10)$$

Avec :

- $\alpha_{max}$  : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1.2 et 1.3, on prend  $\alpha_{max} = 1.2$  (tenant compte de la nature de la région qui est rurale).
- $\beta_{max}$  : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant et qui est représenté dans le tableau (II.15) ci-dessous.

**Tableau (II.15) : Variation des valeurs de  $\beta_{max}$** 

Nombre d'habitant $\times (10^3)$	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	$>10^3$
Valeurs de $\beta_{max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Les valeurs de  $\beta_{max}$  sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II.15) ci-dessus.

Les valeurs du coefficient  $K_{max,h}$  sont données dans l'annexe (1).

Les valeurs de  $Q_{moy,h}$  et  $Q_{max,h}$  pour l'horizon actuel (2020) et futur (2050) sont représentées respectivement dans les tableaux (II.16) et (II.17) ci-après.

**Tableau (II.16) : Débit maximum horaire actuel (2020) des différentes zones concernées par l'étude**

Localités	Nombre d'habitant	$\alpha_{max}$	Bmax	$K_{max,h}$	$Q_{moy,h}(m^3/h)$	$Q_{max,h}(m^3/h)$
Zone 1	208	1.2	2	2.4	3.695	8.868
Zone 2	647		2	2.4	6.066	14.558
Zone 3	1944		1.71	2.05	34.157	70.022
Zone 4	2164		1.67	2	37.076	74.152
Zone 5	692		2	2.4	6.588	15.811

**Tableau (II.17) : Débit maximum horaire futur (2050) des différentes zones concernées par l'étude**

Localités	Nombre d'habitant	$\alpha_{max}$	Bmax	$K_{max,h}$	$Q_{moy,h}(m^3/h)$	$Q_{max,h}(m^3/h)$
Zone 1	293	1.2	2	2.4	5.204	12.490
Zone 2	912		2	2.4	8.551	20.522
Zone 3	2740		1.58	1.9	48.142	91.470
Zone 4	3050		1.56	1.87	52.257	97.721
Zone 5	975		2	2.4	9.282	22.277

## II.10. Débit minimum horaire $Q_{min,h}$

Le débit minimum horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times (Q_{max,j}/24) \quad (II.11)$$

Avec :

- $Q_{min,h}$  : Débit minimum horaire ( $m^3/h$ ) ;
- $Q_{max,j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;
- $K_{min,h}$  : Coefficient de variation minimale horaire. Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, il peut être exprimé par la formule suivante [6] :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (II.12)$$



Avec :

- **$\alpha_{min}$**  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend  $\alpha_{min} = 0.4$  (tenant compte de la nature de la région qui est rurale).
- **$\beta_{min}$**  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population et qui est représenté dans le tableau (II.18) ci-dessous.

**Tableau (II.18) : Variation des valeurs de  $\beta_{min}$**

Nombre d'habitant $\times (10^3)$	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	$>10^3$
Valeurs de $\beta_{min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Les valeurs de  $\beta_{min}$  sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II.18) ci-dessus.

Les valeurs de  $Q_{moy.h}$  et  $Q_{min.h}$  pour l'horizon actuel (2020) et futur (2050) sont représentées respectivement dans les tableaux (II.19) et (II.20) ci-après.

**Tableau (II.19) : Débit minimum horaire actuel (2020) des différentes zones concernées par l'étude**

Localités	Nombre d'habitant	$\alpha_{min}$	Bmin	$K_{min.h}$	$Q_{moy.h}(m^3/h)$	$Q_{min.h}(m^3/h)$
<b>Zone 1</b>	208	0.4	0.1	0.04	3.695	0.148
<b>Zone 2</b>	647		0.1	0.04	6.066	0.243
<b>Zone 3</b>	1944		0.1	0.04	34.157	1.366
<b>Zone 4</b>	2164		0.1	0.04	37.076	1.483
<b>Zone 5</b>	692		0.1	0.04	6.588	0.264

**Tableau (II.20) : Débit minimum horaire futur (2050) des différentes zones concernées par l'étude**

Localités	Nombre d'habitant	$\alpha_{min}$	Bmin	$K_{min.h}$	$Q_{moy.h}(m^3/h)$	$Q_{min.h}(m^3/h)$
<b>Zone 1</b>	293	0.4	0.1	0.04	5.204	0.208
<b>Zone 2</b>	912		0.1	0.04	8.551	0.342
<b>Zone 3</b>	2740		0.12	0.05	48.142	2.407
<b>Zone 4</b>	3050		0.14	0.06	52.257	3.135
<b>Zone 5</b>	975		0.1	0.04	9.282	0.371

## II.11. Conclusion

L'alimentation en eau potable de la zone d'étude est assurée essentiellement à partir de la chaîne MTI (Makouda-Tigzirt-Iflissen). Mais vue la dégradation de cette dernière, elle a occasionné un manque d'eau surtout pour le village de Tala Bouzrou. Ainsi, il est nécessaire d'envisager une nouvelle chaîne d'adduction à partir du flanc Nord Telatha, c'est-à-dire à partir du réservoir de Telatha situé au Nord de la commune de Boudjima dont la capacité est de  $5000\text{m}^3$ . Ce dernier sera alimenté par un transfert de  $200\text{m}^3/\text{h}$  à partir du barrage de Taksebt. L'étude de ce transfert ne sera pas prise en considération dans ce projet. Ce réservoir va assurer l'adduction vers le réservoir d'Ichariouene qui à son tour assurera les débits maximums journaliers actuels (2020) et à l'horizon futur (2050), qui sont respectivement de  **$2101.954\text{ m}^3/\text{j}$**  et  **$2962.465\text{ m}^3/\text{j}$** .

*Chapitre III*  
**Les réservoirs**

### III.1. Introduction

Vue les perturbations de fourniture du courant électrique et la vétusté des réseaux de distribution, les réservoirs sont indispensables puisque l'eau ne peut pas être injectée directement dans le réseau. En effet, les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointes, les débits demandés. En plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies. Ce chapitre est consacré au dimensionnement de la bêche à eau de la station de reprise, ainsi qu'à l'étude des réservoirs nécessaires pour satisfaire les besoins futurs des zones à alimenter pour assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution.

### III.2. Classification des réservoirs

On distingue plusieurs types de réservoirs, à savoir [4] :

- D'après la nature des matériaux, on trouve :
  - Les réservoirs métalliques;
  - Les réservoirs en maçonneries;
  - Les réservoirs en béton armée, ordinaire ou précontraint.
  
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
  - Enterrés;
  - Semi-enterrés;
  - Surélevé, sur tour.
  
- D'après les considérations esthétiques, ils peuvent être :
  - Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
  - Soit s'intégrer au paysage.
  
- Enfin, d'après la forme ils peuvent être [7] :
  - **Rectangulaire ou carré** : ces formes sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint.
  - **Circulaire** : cette forme est préférée pour les réservoirs de faible capacité, ils sont faits en béton armé.

### III.3. Rôles d'un réservoir

Le réservoir est un ouvrage à préconiser dans la majeure partie des cas car il offre les avantages suivants [4]:

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Sollicitation régulière des points d'eau ;
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes);

- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide du chlore.

### III.4. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Les principales exigences sont [4] :

- **Résistance** : le réservoir doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis ;
- **Étanchéité** : il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume sans fuites ;
- **Durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir.

### III.5. Les équipements d'un réservoir

Les réservoirs sont équipés d'une [4] :

- Conduite d'adduction ;
- Conduite de distribution ;
- Conduite de Trop-plein ;
- Conduite de vidange ;
- Dispositions spéciales.

**Remarque** : les dispositions spéciales ci-après sont également à prévoir, le cas échéant [4] :

- By-pass entre adduction et distribution ;
- Matérialisation de la réserve incendie.

### III.6. Description du schéma synoptique des réservoirs

Le village de Tala Bouzrou est alimenté à partir du réservoir Telatha d'une capacité de  $5000\text{m}^3$  situé à une côte radier de 856.89 m. L'eau est acheminée vers le réservoir d'Ichariouene d'une capacité de  $1000\text{m}^3$  sis à une côte trop plein de 854.89 m. La charge disponible étant inférieure à 10m, donc l'alimentation par gravité est impossible. Ainsi, l'eau sera transportée vers une bache à eau qui doit être projetée et implantée au dessous du réservoir existant d'une capacité de  $1000\text{m}^3$ . Celle-ci aura le rôle d'un réservoir de transit pour alimenter le réservoir existant de  $1000\text{m}^3$  (Réservoir d'Ichariouene) par refoulement et ce à l'aide d'une station de reprise qui sera située à côté de cette bache à eau. Le réservoir d'Ichariouene assure une distribution vers la zone 1 et une adduction gravitaire vers le réservoir existant R1. Ce dernier assure une distribution vers la zone 2 et une adduction gravitaire vers le réservoir existant R2 qui à son tour alimente la zone 3. Le réservoir R1 assure aussi une adduction gravitaire vers le réservoir existant R3. Le réservoir R3 assure une

distribution vers la zone 4 et une adduction gravitaire vers le réservoir existant R4. Ce dernier alimente la zone 5. Le schéma synoptique des réservoirs étudiés est illustré sur la figure (III.1).

**Remarque :** dans la présente étude on doit :

- Dimensionner la bache à eau de la station de reprise ;
- Vérifier la capacité du réservoir d'Ichariouene : la capacité existante est de 1000 m<sup>3</sup> ;
- Vérifier la capacité du réservoir R1 : la capacité existante est de 100 m<sup>3</sup> ;
- Vérifier la capacité du réservoir R2 : la capacité existante est de 100 m<sup>3</sup> ;
- Vérifier la capacité du réservoir R3 : la capacité existante est de 500 m<sup>3</sup> ;
- Vérifier la capacité du réservoir R4 : la capacité existante est de 250 m<sup>3</sup>.

### III.7. Capacité de la bache à eau de la station de reprise $V_{SR}$

#### III.7.1. Première méthode

Dans ce mode d'adduction, la bache à eau se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'Ichariouene et l'écoulement se fait par pompage. La pompe fonctionne 20h/24h. Ainsi, on réalise son dimensionnement en tenant compte du volume à stocker durant les 4h de son arrêt. Alors le volume est donné par la formule suivante [4] :

$$V_{SR} = Q_{max,j} \times T' \quad (III.1)$$

Avec :

- $V_{SR}$  : Volume de la bache à eau de la station de reprise (m<sup>3</sup>) ;
- $Q_{max,j}$  : Débit entrant dans la station (m<sup>3</sup>/j) ;
- $T'$  : Temps d'arrêt de pompage (h).

D'où :

$$V_{SR} = Q_{max,j} \times 4h$$

- **Volume de la bache à eau :**  $V_{SR} = \frac{2962.465}{24} \times 4 \quad V_{SR} = 493.744 \text{ m}^3$ .
- **Volume normalisé :**  $V_{SRn} = 500 \text{ m}^3$ .

#### III.7.2. Deuxième méthode

Le dimensionnement de la bache à eau de cette station de reprise sera comme un réservoir parce qu'elle est alimentée gravitairement (24/24) à partir du réservoir 5000 m<sup>3</sup> de Telatha, et refoule vers le réservoir final (20/24) d'Ichariouene, avec  $Q_{max,j} = 2962.465 \text{ m}^3 / j$ . Les résultats sont regroupés dans le tableau (III.1) ci-dessous.

**Tableau (III.1) : Variation du résidu dans la bêche à eau de la station de reprise (SR)**

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	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	-5.04
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	0.83
23-24	4.17	5		-0.83	0
	100	100			

D'après le tableau (III.1) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\min}| = |1.66| + |-15.02| \Rightarrow P_{\max} = 16.68 \%$ .
- **Volume de la bêche à eau** :  $V_{SR} = \frac{Q_{\max, j}}{100} \times P_{\max} = \frac{2962.465 \times 16.68}{100} \Rightarrow V_{SR} = 494.139 \text{ m}^3$ .
- **Volume normalisé** :  $V_{SRn} = 500 \text{ m}^3$ .

**Remarque** : le volume calculé est de  $494.139 \text{ m}^3$ , alors la bêche à eau projetée sera d'une capacité de  $500 \text{ m}^3$ .

### III.8. Capacité des réservoirs $V_T$

Le dimensionnement des réservoirs est basé, d'une part, sur le mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, sur la variation de la demande en eau. En alimentation urbaine, il est conseillé de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de la plus forte consommation, augmentée éventuellement de la réserve d'incendie qui doit être disponible à tout moment [4].

Le calcul de la capacité du réservoir peut se faire suivant deux méthodes, à savoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

### III.8.1. La méthode analytique

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- $V_T$  : Volume total du réservoir en (m<sup>3</sup>) ;
- $V_{inc}$  : Volume d'incendie ( $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$ ) ;
- $V_r$  : Volume de régularisation du réservoir (m<sup>3</sup>), il se calcule en se basant sur la formule ci-après :

$$V_r = \frac{Q_{max,j}}{100} \times P_{max} (\%) \quad (\text{III.3})$$

D'où :

- $Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j) ;
- $P_{max}(\%)$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

Le résidu maximal dans le réservoir est déterminé par la relation suivante :

$$P_{max} (\%) = |R^+ max| + |R^- min| \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- $|R^+ max|$  : Résidu maximum positif ;
- $|R^- min|$  : Résidu maximum négatif.

#### III.8.1.1. Détermination de la valeur de $P_{max}$

Pour déterminer la valeur de  $P_{max}$  on doit suivre les étapes suivantes :

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire  $K_{max,h}$  pour les différentes zones concernées par l'étude. Le tableau de distribution du débit journalier (Annexe (1)) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures ;
- La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement ;
- La capacité du réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire on fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ;
- A partir de la différence entre le volume entrant et le volume sortant du réservoir, on calculera le résidu et à partir de ce dernier on calculera le cumul, la valeur maximale trouvée sera le volume de stockage.



### III.8.2. La méthode graphique

Cette méthode se base sur le traçage de la courbe des volumes des résidus pour chaque heure de la journée, ce qui permet de déterminer le volume du réservoir en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe [8].

Pour obtenir le volume de consommation et d'apport, on utilise les relations suivantes :

- Volume de consommation ( $m^3$ ) = régime de consommation (%)  $\times Q_{\max,j}$  ( $m^3/j$ ) ;
- Volume d'apport ( $m^3$ ) = Apport (%)  $\times Q_{\max,j}$  ( $m^3/j$ ).

### III.9. Vérification de la capacité des réservoirs

#### III.9.1. Vérification de la capacité du réservoir d'Ichariouene

Dans le présent cas, le réservoir d'Ichariouene est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise (SR) avec un débit de  $Q_{\max,j}=2962.465 m^3/j$ . Il assure la distribution vers la zone 1 avec  $K_{\max,h}=2.4$  et  $Q_{\max,j}=124.903 m^3/j$  et une adduction gravitaire vers le réservoir existant R1 de la zone 2 avec un débit de  $Q_{\max,j}= 2837.562 m^3/j$ . La vérification de la capacité du réservoir d'Ichariouene est donnée dans le tableau (III.2) ci-après.

*Tableau (III.2) : Variation du résidu dans le réservoir d'Ichariouene*

Heures	Apport (%)	Sortie(%)		Surplus (%)	Déficit(%)	Résidu (%)
		Adduction (%)	Distribution (%)			
0-1	5	3.991	0.025	0.984		0.984
1-2	5	3.991	0.025	0.984		1.968
2-3	5	3.991	0.051	0.958		2.926
3-4	5	3.991	0.084	0.925		3.851
4-5	5	3.991	0.148	0.861		4.712
5-6	5	3.991	0.148	0.861		5.573
6-7	5	3.991	0.190	0.819		6.392
7-8	5	3.991	0.430	0.579		6.971
8-9	5	3.991	0.371	0.638		7.609
9-10	5	3.991	0.274	0.735		8.344
10-11	5	3.991	0.173	0.836		9.18
11-12	5	3.991	0.173	0.836		10.016
12-13	5	3.991	0.148	0.861		10.877
13-14	5	3.991	0.148	0.861		11.738
14-15	5	3.991	0.198	0.811		12.549
15-16	5	3.991	0.261	0.748		13.297
16-17	5	3.991	0.439	0.57		13.867
17-18	5	3.991	0.396	0.613		14.48
18-19	0	3.991	0.308		-4.299	10.181
19-20	0	3.991	0.067		-4.058	6.123
20-21	0	3.991	0.067		-4.058	2.065
21-22	0	3.991	0.042		-4.033	-1.968
22-23	5	3.991	0.025	0.984		-0.984
23-24	5	3.991	0.025	0.984		0
	100	95.783	4.217			

D'après le tableau (III.2) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R^+ \max| + |R^- \min| = |14.48| + |-1.968| \Rightarrow P_{\max} = 16.45 \%$ .
- **Volume total** :  $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = \frac{2962.465 \times 16.45}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 607.325 \text{ m}^3$ .
- **Volume normalisé** :  $V_n = 700 \text{ m}^3$ .

**Remarque** : en ce moment, il y a dans cette zone un réservoir d'une capacité de  $1000 \text{ m}^3$ . Ainsi, ce réservoir est suffisant pour répondre aux besoins de cette zone pour l'horizon 2050.

### III.9.2. Vérification de la capacité du réservoir R1

Le réservoir R1 est alimenté gravitairement à partir du réservoir d'Ichariouene. Il assure un transfert de  $Q_{\max,j} = 1155.419 \text{ m}^3/\text{j}$  vers le réservoir R2, un transfert de  $Q_{\max,j} = 1476.93 \text{ m}^3/\text{j}$  vers le réservoir R3 et une distribution de  $Q_{\max,j} = 205.213 \text{ m}^3/\text{j}$  vers la zone 2 avec  $K_{\max,h} = 2.4$ . La vérification de la capacité du réservoir R1 est donnée dans le tableau (III.3) ci-après.

*Tableau (III.3) : Variation du résidu dans le réservoir R1*

Heures	Apport (%)	Sortie(%)			Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Adduction 1(%)	Adduction 2 (%)	Distribution (%)			
0-1	4.16	1.697	2.169	0.043	0.251		0.251
1-2	4.16	1.697	2.169	0.043	0.251		0.502
2-3	4.16	1.697	2.169	0.087	0.207		0.709
3-4	4.16	1.697	2.169	0.145	0.149		0.858
4-5	4.16	1.697	2.169	0.253	0.041		0.899
5-6	4.16	1.697	2.169	0.253	0.041		0.940
6-7	4.16	1.697	2.169	0.325		-0.031	0.909
7-8	4.16	1.697	2.169	0.738		-0.444	0.465
8-9	4.17	1.697	2.169	0.636		-0.332	0.133
9-10	4.17	1.697	2.169	0.470		-0.166	-0.033
10-11	4.17	1.697	2.169	0.297	0.007		-0.026
11-12	4.17	1.697	2.169	0.297	0.007		-0.019
12-13	4.17	1.697	2.169	0.253	0.051		0.032
13-14	4.17	1.697	2.169	0.253	0.051		0.083
14-15	4.17	1.697	2.169	0.340		-0.036	0.047
15-16	4.17	1.697	2.169	0.448		-0.144	-0.097
16-17	4.17	1.697	2.169	0.752		-0.448	-0.545
17-18	4.17	1.697	2.169	0.680		-0.376	-0.921
18-19	4.17	1.697	2.169	0.528		-0.224	-1.145
19-20	4.17	1.697	2.169	0.116	0.188		-0.957
20-21	4.17	1.697	2.169	0.116	0.188		-0.769
21-22	4.17	1.697	2.169	0.072	0.232		-0.537
22-23	4.17	1.697	2.169	0.043	0.261		-0.276
23-24	4.17	1.697	2.169	0.043	0.261		0
	100	40.719	52.049	7.232			

D'après le tableau (III.3) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\min}| = |0.94| + |-1.145| \Rightarrow P_{\max} = 2.09\%$ .
- **Volume total** :  $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = \frac{2837.562 \times 2.09}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 179.305 \text{ m}^3$ .
- **Volume normalisé** :  $V_n = 200 \text{ m}^3$ .

**Remarque** : la capacité du réservoir R1 doit être de  $200 \text{ m}^3$ . Elle est supérieure à la capacité du réservoir existant ( $100 \text{ m}^3$ ). Donc, on propose de projeter un réservoir de  $100 \text{ m}^3$  qui sera jumelé avec l'ancien.

### III.9.3. Vérification de la capacité du réservoir R2

Le réservoir R2 est alimenté gravitairement à partir du réservoir R1. Il assure la distribution vers la zone 3 avec un débit de  $Q_{\max,j} = 1155.419 \text{ m}^3/\text{j}$  et un  $K_{\max,h} = 1.9$ . La vérification de la capacité du réservoir R2 est donnée dans le tableau (III.4) ci-après.

*Tableau (III.4) : Variation du résidu dans le réservoir R2*

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	0.85	3.31		3.31
1-2	4.16	0.85	3.31		6.62
2-3	4.16	0.85	3.31		9.93
3-4	4.16	1.00	3.16		13.09
4-5	4.16	2.70	1.46		14.55
5-6	4.16	4.70		-0.54	14.01
6-7	4.16	5.35		-1.19	12.82
7-8	4.16	5.85		-1.69	11.13
8-9	4.17	4.50		-0.33	10.8
9-10	4.17	4.20		-0.03	10.77
10-11	4.17	5.50		-1.33	9.44
11-12	4.17	7.50		-3.33	6.11
12-13	4.17	7.90		-3.73	2.38
13-14	4.17	6.35		-2.18	0.2
14-15	4.17	5.20		-1.03	-0.83
15-16	4.17	4.80		-0.63	-1.46
16-17	4.17	4.00	0.17		-1.29
17-18	4.17	4.50		-0.33	-1.62
18-19	4.17	6.20		-2.03	-3.65
19-20	4.17	5.70		-1.53	-5.18
20-21	4.17	5.50		-1.33	-6.51
21-22	4.17	3.00	1.17		-5.34
22-23	4.17	2.00	2.17		-3.17
23-24	4.17	1	3.17		0
	100	100			

D'après le tableau (III.4) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\min}| = |14.55| + |-6.51| \Rightarrow P_{\max} = 21.06\%$ .
- **Volume total** :  $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = \frac{1155.419 \times 21.06}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 363.331 \text{ m}^3$ .
- **Volume normalisé** :  $V_n = 400 \text{ m}^3$ .

**Remarque** : la capacité du réservoir R2 doit être de 400 m<sup>3</sup>. Elle est supérieure à la capacité du réservoir existant (100 m<sup>3</sup>). Donc, on propose de projeter un réservoir de 300 m<sup>3</sup> qui sera jumelé avec l'ancien.

### III.9.4. Vérification de la capacité du réservoir R3

Le réservoir R3 est alimenté gravitairement à partir du réservoir existant R1. Il assure la distribution vers la zone 4 avec un débit de  $Q_{\max,j}=1254.156 \text{ m}^3/\text{j}$ , un  $K_{\max,h}=1.87$  et un transfert de  $Q_{\max,j}=222.774 \text{ m}^3/\text{j}$  vers le réservoir existant R4. La vérification de la capacité du réservoir R3 est donnée dans le tableau (III.5) ci-après.

**Tableau (III.5) : Variation du résidu dans le réservoir R3**

Heures	Apport (%)	Sortie(%)		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Adduction (%)	Distribution (%)			
0-1	4.16	0.629	0.722	2.81		2.81
1-2	4.16	0.629	0.722	2.81		5.62
2-3	4.16	0.629	0.722	2.81		8.43
3-4	4.16	0.629	0.849	2.682		11.112
4-5	4.16	0.629	2.293	1.238		12.35
5-6	4.16	0.629	3.991		-0.46	11.89
6-7	4.16	0.629	4.543		-1.012	10.878
7-8	4.16	0.629	4.968		-1.437	9.441
8-9	4.17	0.629	3.821		-0.28	9.161
9-10	4.17	0.629	3.566		-0.025	9.136
10-11	4.17	0.629	4.670		-1.129	8.007
11-12	4.17	0.629	6.369		-2.828	5.179
12-13	4.17	0.629	6.708		-3.167	2.012
13-14	4.17	0.629	5.392		-1.851	0.161
14-15	4.17	0.629	4.416		-0.875	-0.714
15-16	4.17	0.629	4.076		-0.535	-1.249
16-17	4.17	0.629	3.397	0.144		-1.393
17-18	4.17	0.629	2.972	0.569		-0.824
18-19	4.17	0.629	5.265		-1.724	-2.548
19-20	4.17	0.629	4.840		-1.299	-3.847
20-21	4.17	0.629	4.670		-1.129	-4.976
21-22	4.17	0.629	2.547	0.994		-3.982
22-23	4.17	0.629	1.698	1.843		-2.139
23-24	4.17	0.629	0.849	2.692		0
	100	15.084	84.916			

D'après le tableau (III.5) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\min}| = |12.35| + |-4.976| \Rightarrow P_{\max} = 17.33\%$ .
- **Volume total** :  $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = \frac{1476.93 \times 17.33}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 375.952 \text{ m}^3$ .
- **Volume normalisé** :  $V_n = 400 \text{ m}^3$ .

**Remarque** : La capacité du réservoir R3 qui est de 500 m<sup>3</sup> est ainsi suffisante.

### III.9.5. Vérification de la capacité du réservoir R4

Le réservoir R4 est alimenté gravitairement à partir du réservoir R3. Il assure la distribution vers la zone 5 avec un débit de  $Q_{\max,j}=222.774 \text{ m}^3/\text{j}$  de et un  $K_{\max,h}=2.4$ . La vérification de la capacité du réservoir R4 est donnée dans le tableau (III.6) ci-après.

*Tableau (III.6) : Variation du résidu dans le réservoir R4*

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	0.60	3.56		3.56
1-2	4.16	0.60	3.56		7.12
2-3	4.16	1.20	2.96		10.08
3-4	4.16	2.00	2.16		12.24
4-5	4.16	3.50	0.66		12.9
5-6	4.16	3.50	0.66		13.56
6-7	4.16	4.50		-0.34	13.22
7-8	4.16	10.20		-6.04	7.18
8-9	4.17	8.80		-4.63	2.55
9-10	4.17	6.50		-2.33	0.22
10-11	4.17	4.10	0.07		0.29
11-12	4.17	4.10	0.07		0.36
12-13	4.17	3.50	0.67		1.03
13-14	4.17	3.50	0.67		1.7
14-15	4.17	4.70		-0.53	1.17
15-16	4.17	6.20		-2.03	-0.86
16-17	4.17	10.40		-6.23	-7.09
17-18	4.17	9.40		-5.23	-12.32
18-19	4.17	7.30		-3.13	-15.45
19-20	4.17	1.60	2.57		-12.88
20-21	4.17	1.60	2.57		-10.31
21-22	4.17	1.00	3.17		-7.14
22-23	4.17	0.60	3.57		-3.57
23-24	4.17	0.60	3.57		0
	100	100			

D'après le tableau (III.6) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\min}| = |13.56| + |-15.45| \Rightarrow P_{\max} = 29.01\%$ .
- **Volume total** :  $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = \frac{222.774 \times 29.01}{100} + 120 \Rightarrow V_T = 184.627 \text{ m}^3$ .
- **Volume normalisé** :  $V_n = 200 \text{ m}^3$ .

**Remarque** : la capacité du réservoir R4 qui est de  $250 \text{ m}^3$  est suffisante pour répondre aux besoins de cette zone pour l'horizon 2050.

### III.10. Dimensionnement des réservoirs projetés

La section circulaire est généralement choisie pour les réservoirs ayant une capacité inférieure à  $10000 \text{ m}^3$  [4], ce qui nous a permis de choisir cette forme pour les réservoirs projetés. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne. Pour les

agglomérations de petite ou moyenne importance, elle se situe le plus souvent entre 4 à 5 m. Les dimensions seront déterminées comme suit :

### III.10.1. Diamètre des réservoirs

On le calcule à l'aide de la formule ci-après :

$$V_T = S_r \times H_r \rightarrow D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_T}{\pi \times H_r}} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- $V_T$  : Volume total du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;
- $S_r$  : Surface du réservoir ( $\text{m}^2$ ) ;
- $D_r$  : Diamètre du réservoir (m) ;
- $H_r$  : Hauteur du réservoir (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau (III.7) ci-dessous.

*Tableau (III.7) : Dimensionnement des réservoirs projetés*

Réservoir projeté	Capacité ( $\text{m}^3$ )	Hauteur (m)	Diamètre (m)
Bâche à eau	500	5	11
R1	100	3	7
R2	300	3	11

Le schéma général des réservoirs étudiés, avec ses caractéristiques, est donné dans la figure (III.1) ci-après. Ainsi, l'emplacement de la bâche à eau de la station de reprise nous a été proposé par la subdivision d'Hydraulique et ce après plusieurs sorties et l'élaboration du profile en long. Le choix s'est porté sur le point le plus bas du profile en long de la conduite reliant le réservoir  $5000 \text{ m}^3$  de Telatha au réservoir  $1000 \text{ m}^3$  d'Ichariouene.

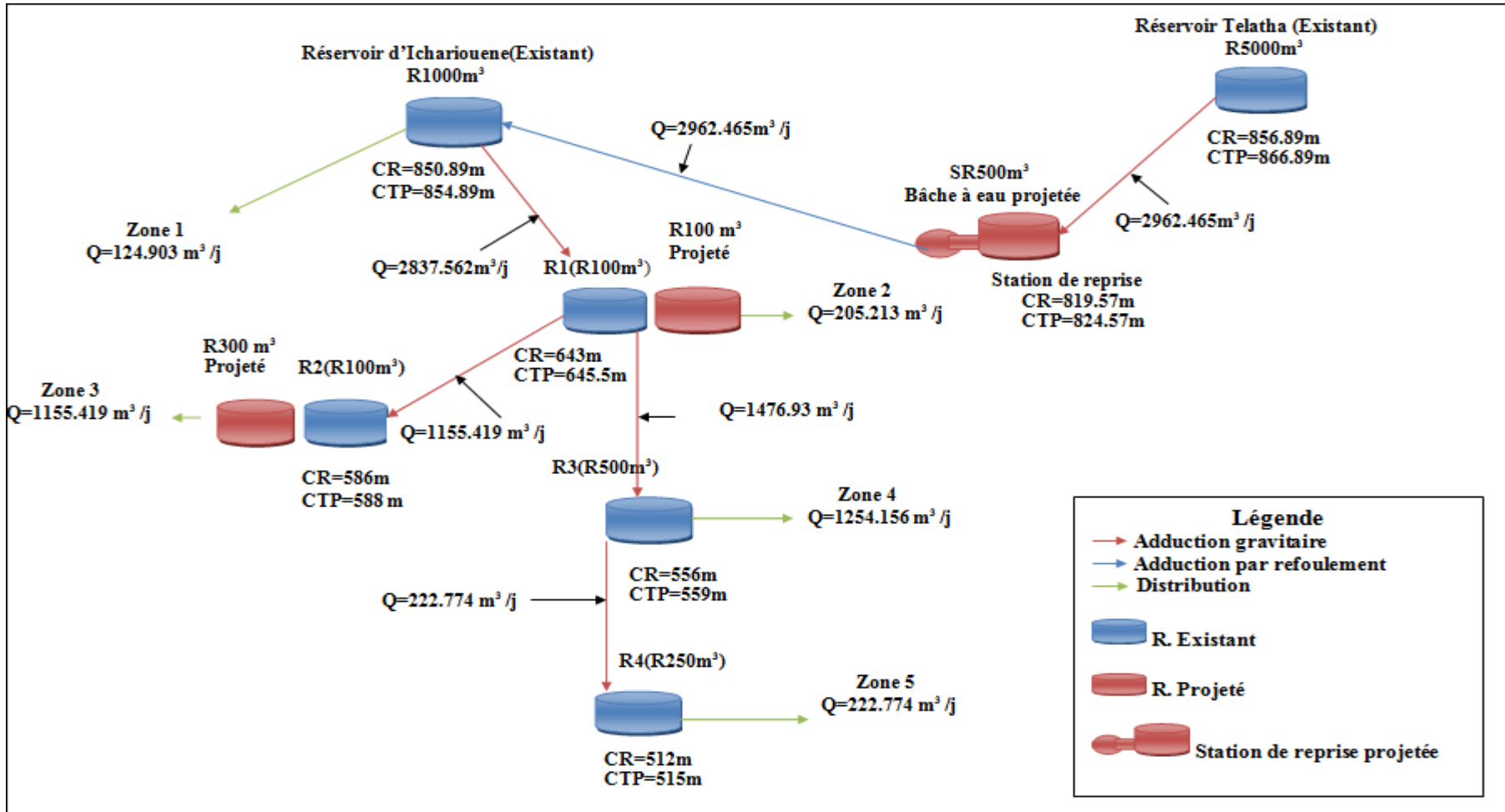


Figure (III.1) : Schéma synoptique des réservoirs des différentes zones concernées par l'étude

### III.11. Conclusion

L'étude a montré que le réservoir existant d'Ichariouene suffit pour satisfaire les besoins du village de Tala Bouzrou à l'horizon 2050, mais vu que la charge disponible est inférieure à 10 m, on a envisagé de projeter une bête à eau d'une capacité de **500 m<sup>3</sup>**. Ainsi, nous avons vérifié la capacité des réservoirs têtes existants. Lors de cette vérification nous avons constaté que les capacités des réservoirs R1 et R2 sont insuffisantes. Par contre les capacités des réservoirs R3 et R4 sont suffisantes. Ainsi, on a projeté deux réservoirs de capacités **100 m<sup>3</sup>** et **300 m<sup>3</sup>** respectivement. Dans le prochain chapitre nous allons traiter le dimensionnement des conduites transportant l'eau entre les réservoirs.



*Chapitre IV*  
**Etude de l'adduction**

## IV.1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à examiner les installations à prévoir pour diriger l'eau depuis la source, soit vers les zones de leurs consommations, soit vers les lieux d'accumulation lesquels peuvent se trouver parfois très éloignés de la zone d'étude. Ainsi, nous distinguons deux formes d'adductions : l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement. Si la première se fait par la pesanteur, la seconde fait appel à l'utilisation de l'énergie.

Le but de ce chapitre est de dimensionner le réseau transportant l'eau vers les différentes zones concernées par l'étude tout en satisfaisant la condition économique.

## IV.2. Type d'adduction

On distingue deux types, à savoir [4] :

### IV.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

### IV.2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

## IV.3. Description du schéma d'adduction

Le point de départ de la chaîne d'adduction du présent projet est le réservoir de Telatha d'une capacité de 5000 m<sup>3</sup> implanté à une côte radier de 856.89 m. Ce dernier alimentera gravitairement la bache à eau projetée qui est d'une capacité de 500 m<sup>3</sup> implantée à une côte radier de 819.57 m sur un linéaire de L=8550 m. Ainsi, l'eau sera refoulée vers le réservoir d'Ichariouene qui est d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> et d'une côte radier de 850.89 m sur un linéaire de L=360 m. Ce dernier alimente gravitairement le réservoir R1 implanté à une côte radier de 643 m sur un linéaire de L=1362m. Le réservoir R1 assure une adduction gravitaire vers le réservoir R2 implanté à une côte radier de 586 m sur un linéaire de L=2045 m et une adduction gravitaire vers le réservoir R3 implanté à une côte radier de 556 m sur un linéaire L= 653m. Ce dernier alimente gravitairement le réservoir R4 implanté à une côte radier de 512 m sur un linéaire L=378 m. Le schéma du système d'adduction est illustré dans la figure (IV.1).

## IV.4. Critère de choix du tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte de certains impératifs d'ordre techniques, économiques et topographiques, qui se résument comme suit [4,6] :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériaux lors de la réalisation ;
- Eviter les contre pentes qui donnent des cantonnements d'air. En plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation ;
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leurs exploitations et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation ainsi que la détection des fuites et les vannes défectueuses.

#### IV.5. Choix du matériau de la conduite

Le bon fonctionnement du réseau et le respect des normes techniques ainsi que la bonne gestion nous impose un bon choix du type de conduites [4].

- Sur le plan technique :
  - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles ;
  - Adaptation aux terrains de pose, bonne étanchéité ;
  - Facilité d'entretien et de 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.

Les types de conduites les plus utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable sont :

- Métallique (Acier, Fonte) ;
- A base de ciment : béton armé, béton précontraint ;
- En matière thermoplastique : PVC (Poly Chlorure de Vinyle), PE (Polyéthylène).

Dans le cadre du présent projet, on a choisi des conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité), tenant compte des avantages qu'elles présentent [9], dont :

- Une durée de vie importante (50 ans à une température de 20°C) ;
- Facilité de soudage par bout à bout, confère au réseau une étanchéité quasiment parfaite ;
- Une bonne résistance : chimique, aux chocs et aux ultraviolets ;
- Résiste à la corrosion, stabilité du réseau en milieu agressif ;
- La propriété de flexibilité permet aux conduites, d'absorber les impacts et les contraintes causées par les mouvements de sol, ainsi à se déformer sans dommage permanent.

**Remarque :** dans les tuyaux d'adduction d'eau en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) on donne plutôt le diamètre extérieur auquel il faut retrancher deux fois l'épaisseur pour avoir le diamètre intérieur.

## IV.6. Les équipements du système d'adduction

Les accessoires hydrauliques constituant une adduction sont [4] :

- **Robinet et vanne**

On distingue les robinets dits quart de tour, robinets-vannes et la vanne papillon. Ces accessoires permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation.

- **Ventouses**

Le rôle d'une ventouse est essentiellement d'évacuer l'air contenu dans les conduites. Elles seront donc prévues aux points hauts bien définis.

- **Décharge**

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite.

- **Clapets de retour**

Le clapet de retour est destiné à assurer le passage de l'eau dans un sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

## IV.7. Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont donnés dans l'annexe (3) [9].

## IV.8. Etude technico-économique

Le choix le plus économique du diamètre de la conduite se fait selon :

- ❖ **Critère technique** : le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise généralement entre 0.5 et 1.5 m/s et pouvant aller jusqu'à 2 m/s.
- ❖ **Frais d'investissement** : les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal et sont proportionnels aux diamètres des conduites.

### IV.8.1. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en refoulement

Pour les conduites de refoulement, le diamètre est déterminé par les deux formules suivantes [10]:

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

$$D_2 = 1.5 \times \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bress)} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- **Q** : Débit véhiculé dans la conduite (m<sup>3</sup>/s).

On prendra tout les diamètres compris entre  $D_1$  et  $D_2$ , mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s.

#### IV.8.2. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires

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

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

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

Avec :

- $V_{min}$  : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s ;
- $V_{max}$  : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s ;
- $D_{min}$  : Diamètre minimal de la conduite (m) ;
- $D_{max}$  : Diamètre maximal de la conduite (m).

#### IV.8.3. Calcul de la vitesse V

La vitesse de l'écoulement se détermine par la formule ci-après :

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

Avec :

- $V$  : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- $D$  : Diamètre de la conduite en (m).

#### IV.8.4. Calcul des pertes de charge $\Delta H$

Les pertes de charge ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations sont de deux types :

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

##### IV.8.4.1. Les pertes de charge linéaires $\Delta H_L$

Elles se calculent moyennant la formule de Darcy-Weisbach [11] :

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

Avec :

- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ ) ;

- **L** : Longueur de la conduite en (m) ;
- **$\lambda$** : Coefficient de frottement de Darcy.

Le coefficient de Darcy caractérise l'écoulement et la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les formules suivantes :

❖ **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de Nikuradazi [11]:

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \times \ln \left( \frac{K}{D} \right)]^2 \quad (\text{IV.7})$$

❖ **Régime de transition**

On utilise la formule de Colebrook [11] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV.8})$$

D'où :

- **K** : Rugosité absolue de la conduite. Pour les conduites en PEHD la valeur prise est égale à [12]:
  - 0.01 mm pour les diamètres inférieures ou égaux à 200 mm ( $DN \leq 200$ ) ;
  - 0.02 mm pour les diamètres supérieurs à 200 mm ( $DN > 200$ ) ;
- **$R_e$**  : Nombre de Reynolds donné par la relation ci-après :

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

- **V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- **$\nu$**  : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stocks [13] :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 \times T^\circ + 0.000221 \times T^{\circ 2})} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- **$T^\circ$**  : Température de l'eau en degré, à  $T^\circ = 20^\circ\text{C}$  :  $\nu = 0.01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  [11].

#### IV.8.4.2. Les pertes de charge singulières $\Delta H_S$

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaires. Généralement pour un réseau neuf, on prend 10%.

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

Avec :

- **$\Delta H_S$**  : Pertes de charge singulières (m) ;
- **$\Delta H_L$**  : Pertes de charge linéaires (m).

Donc :

$$\sum \Delta H = 1.10 \times \Delta H_L \quad (IV.12)$$

#### IV.8.5. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale sera calculée par la relation suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H \quad (IV.13)$$

Avec :

- $H_g$  : Hauteur géométrique (m).

#### IV.8.6. Calcul de la puissance absorbée par la pompe $P_a$

Elle se calcule comme suit :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (Kw) \quad (IV.14)$$

Avec :

- $\eta$  : Rendement de la station de reprise (%), on prend  $\eta = 75\%$ .

#### IV.8.7. Calcul de l'énergie consommée par la pompe E

Elle se détermine par :

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

D'où :

- $E$  : Energie consommée par la pompe (Kwh/an) ;
- $t_p$  : Temps de pompage par jour ( $t_p = 20h$ ).

#### IV.8.8. Calcul des frais d'exploitation $F_{exp}$

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

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

Avec :

- $e_u$  : Le prix unitaire du Kwh, il est de 4.67 DA d'après la SONELGAZ.

#### IV.8.9. Calcul des frais d'amortissement $F_{am}$

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

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

Avec :

- $F_{am}$  : Frais d'amortissement (DA) ;
- $P_u$  : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- $A$  : L'amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- $i$  : Taux d'annuité, 8% en Algérie ;
- $ni$  : Nombre d'année d'amortissement ( $n_i = 30$  ans).

D'où :

$$A = 0.08 / (1+0.08)^{30} - 1 + 0.08 = 0.0888 = 8.88\%$$

#### IV.8.10. Calcul du bilan $B_L$

Le bilan sera calculé par la formule ci-dessous :

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

### IV.9. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

#### IV.9.1. Tronçon $R5000 \text{ m}^3$ - $SR500 \text{ m}^3$ projetée

- **Caractéristiques du tronçon**
  - $Q = \frac{2962.465}{24 \times 3600} = 0.034 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
  - $L = 8550 \text{ m}$  ;
  - $H_g = CR (R5000 \text{ m}^3) - CTP (SR500 \text{ m}^3) = 856.89 - 824.57 = 32.32 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

- $D_{min} = 0.147 \text{ m}$
- $D_{max} = 0.294 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 160, 200 et 250 mm avec une pression nominale de 10 Bars (PN10).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.1) ci-après.

**Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon  $R5000 \text{ m}^3$  -  $SR500 \text{ m}^3$**

e (mm)	$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	Vitesse (m/s)	$R_e$	L (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)
9.5	0.160	0.141	2.179	307178.028	8550	0.01511014	243.809861	32.32
11.9	0.200	0.1762	1.395	245812.156	8550	0.01553028	82.229601	32.32
14.8	0.250	0.2204	0.892	196515.889	8550	0.01638806	28.3366132	32.32



D'après le tableau (IV.1) ci-dessus, et pour que l'eau arrive à la station de reprise (SR), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 250 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 250 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 28.337$  m et une vitesse de 0.892 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 250mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$**

Le calcul se fait en appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t \quad (IV.20)$$

D'où :

$$\Delta H_v = 32.32 - 28.337 = 3.983 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$**

Il se calcule par la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (IV.21)$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 3.983 \times (2 \times 9.81) / 0.892^2 = 98.215$$

- **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (2).

Pour  $\xi = 98.215$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $57.68^\circ$ .

#### IV.9.2. Tronçon R1000 m<sup>3</sup> - R1

- **Caractéristiques du tronçon**

- $Q = \frac{2837.562}{24 \times 3600} = 0.033 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- $L = 1362 \text{ m}$  ;
- $H_g = CR (R1000\text{m}^3) - CTP (R1) = 850.89 - 645.5 = 205.39 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

- $D_{\min} = 0.145 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.290 \text{ m}$

On choisit la fonte ductile comme matériau et les diamètres normalisés sont : 150, 200 et 250 mm avec une pression nominale de 40 Bars (PN 40).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.2) ci-après.

**Tableau (IV.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1000 m<sup>3</sup> - R1**

e (mm)	D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	Vitesse (m/s)	R <sub>e</sub>	L (m)	λ	ΔH <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)
5	0.150	0.140	2.145	300272.975	1362	0.0151677	38.0573744	205.39
5.4	0.200	0.1892	1.174	222189.305	1362	0.01576602	8.77557773	205.39
5.8	0.250	0.2384	0.740	176334.801	1362	0.01663846	2.91568905	205.39

D'après le tableau (IV.2) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir R1, il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 200 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 200 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 8.776$  m et une vitesse de 1.174 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 200mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$**

$$\Delta H_v = 205.39 - 8.776 = 196.614 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$**

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 196.614 \times (2 \times 9.81) / 1.174^2 = 2798.835$$

Le coefficient de perte de charge dans la vanne est trop grand ce qui veut dire qu'on ne pourra pas utiliser une vanne à papillon. Donc on va opter pour un réducteur de pression.

### IV.9.3. Tronçon R1- R2

- **Caractéristiques du tronçon**

- $Q = \frac{1155.419}{24 \times 3600} = 0.013 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- $L = 2045 \text{ m}$  ;
- $H_g = CR (R1) - CTP (R2) = 643 - 588 = 55 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

- $D_{\min} = 0.091 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.182 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 110, 125 et 160 mm avec une pression nominale de 10 Bars (PN 10).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.3) ci-après.

**Tableau (IV.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1- R2**

e (mm)	D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	Vitesse (m/s)	R <sub>e</sub>	L (m)	λ	ΔH <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)
6.6	0.110	0.968	1.767	171079.644	2045	0.01685543	62.358738	55
7.4	0.125	0.1102	1.364	150276.856	2045	0.01714887	33.1788936	55
9.5	0.160	0.141	0.833	117450.422	2045	0.0178106	10.0488739	55

D'après le tableau (IV.3) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir R2, il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 125 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 125 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 33.179$  m et une vitesse de 1.364 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 125mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$**

$$\Delta H_v = 55 - 33.179 = 21.821 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$**

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 21.821 \times (2 \times 9.81) / 1.364^2 = 230.115$$

- **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (2).

Pour  $\xi = 230.115$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $61.77^\circ$ .

#### IV.9.4. Tronçon R1- R3

- **Caractéristiques du tronçon**

- $Q = \frac{1476.93}{24 \times 3600} = 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- $L = 653 \text{ m}$  ;
- $H_g = CR (R1) - CTP (R3) = 643 - 559 = 84\text{m}$ .

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

- $D_{\min} = 0.104 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.208 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160 et 200 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN 16).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.4) ci-après.

**Tableau (IV.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1- R3**

e (mm)	D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	Vitesse (m/s)	R <sub>e</sub>	L (m)	λ	ΔH <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)
10	0.110	0.90	2.674	240622.788	653	0.01602755	46.6036645	84
11.4	0.125	0.1022	2.073	211898.737	653	0.01624198	25.0120878	84
14.6	0.160	0.1308	1.266	165566.139	653	0.01676909	7.52032073	84
18.2	0.200	0.1636	0.809	132371.95	653	0.01736025	2.54334366	84

D'après le tableau (IV.4) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir R3, il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 160 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 160 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 7.520$  m et une vitesse de 1.266 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 160mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$**

$$\Delta H_v = 84 - 7.520 = 76.48 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$**

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 76.48 \times (2 \times 9.81) / 1.266^2 = 936.223$$

- **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (2).

Pour  $\xi = 936.223$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $72.85^\circ$ .

#### IV.9.5. Tronçon R3- R4

- **Caractéristiques du tronçon**

- $Q = \frac{222.774}{24 \times 3600} = 0.0026 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- $L = 378 \text{ m}$  ;
- $H_g = \text{CR (R3)} - \text{CTP (R4)} = 556 - 515 = 41 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

- $D_{\min} = 0.041 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.081 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 50, 63 et 75 mm avec une pression nominale de 10 Bars (PN 10).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.5) ci-après.

**Tableau (IV.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R3-R4**

e (mm)	D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	Vitesse (m/s)	R <sub>e</sub>	L (m)	λ	ΔH <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)
3	0.050	0.044	1.711	75275.0434	378	0.02008634	28.3158889	41
3.8	0.063	0.0554	1.079	59785.233	378	0.02077884	9.25689435	41
4.5	0.075	0.066	0.760	50183.3623	378	0.02140945	3.97446605	41

D'après le tableau (IV.5) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir R4, il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 63 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 63 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 9.257$  m et une vitesse de 1.079 m/s.

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

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne  $\Delta H_v$**

$$\Delta H_v = 41 - 9.257 = 31.743 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$**

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 31.743 \times (2 \times 9.81) / 1.079^2 = 534.939$$

- **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (2).

Pour  $\xi = 534.939$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $66.59^\circ$ .

## IV.10. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

### IV.10.1. Tronçon SR500 m<sup>3</sup> projetée - R1000 m<sup>3</sup>

- **Caractéristiques du tronçon**

- $Q = \frac{2962.465}{20 \times 3600} = 0.041 \text{ m}^3/\text{s}$

- $L = 360 \text{ m}$

- $H_g = \text{CTP}(\text{R1000m}^3) - \text{CR}(\text{SR500m}^3) = 854.89 - 819.57 = 35.32 \text{ m}$

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve :

- $D_1 = 0.202 \text{ m}$

- $D_2 = 0.304 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 200, 250 et 315 mm avec une pression nominale de 10 Bars (PN10).

- **Calcul de la hauteur manométrique totale**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (IV.6) ci-après.

*Tableau (IV.6) : Calcul de la Hmt du tronçon SR500m<sup>3</sup>-R1000m<sup>3</sup>*

e (mm)	D <sub>int</sub> (m)	V (m/s)	R <sub>e</sub>	λ	ΔH <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	Hmt (m)
11.9	0.1762	1.682	296420.541	0.01506109	4.88260331	35.32	40.2026033
14.8	0.2204	1.075	236975.042	0.01590384	1.68371541	35.32	37.0037154
18.7	0.2776	0.678	188145.891	0.01637191	0.54679746	35.32	35.8667975

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

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.7) ci-dessous.

*Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR500m<sup>3</sup>-R1000m<sup>3</sup>)*

D <sub>int</sub> (m)	P <sub>a</sub> (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	F <sub>am</sub> (DA)
0.1762	21.5598521	157386.92	734996.918	2162.92	360	69144.2266
0.2204	19.8443525	144863.773	676513.821	3357.81	360	107342.47
0.2776	19.2346461	140412.917	655728.322	5057.83	360	161688.709

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.8) ci-après.

*Tableau (IV.8) : Calcul du bilan (SR500m<sup>3</sup>-R1000m<sup>3</sup>)*

D <sub>int</sub> (m)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>am</sub> (DA)	B <sub>L</sub> (DA)
0.1762	734996.918	69144.2266	804141.145
0.2204	676513.821	107342.47	783856.291
0.2776	655728.322	161688.709	817417.031

D'après le tableau (IV.8), on trouve que le diamètre économique est celui de 250 mm avec un bilan minimal de 783856.291 DA et une vitesse de 1.075 m/s.

En récapitulation, les diamètres calculés et le type de matériau choisi pour les différents tronçons de l'adduction étudiée, sont regroupés dans le tableau (IV.9) ci-après.

**Tableau (IV.9) :** Les diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée

Type du tronçon	Tronçon	Diamètre (mm)	Pression nominale (bar)	Matériau
<b>Gravitaire</b>	R5000m <sup>3</sup> -SR500m <sup>3</sup>	250	10	PEHD
	R1000m <sup>3</sup> -R1	200	40	Fonte ductile
	R1-R2	125	10	PEHD
	R1-R3	160	16	PEHD
	R3-R4	63	10	PEHD
<b>Refoulement</b>	SR500m <sup>3</sup> -R1000m <sup>3</sup>	250	10	PEHD

Le schéma général de l'adduction étudiée, avec ses caractéristiques, est donné dans la figure (IV.1) ci-après.

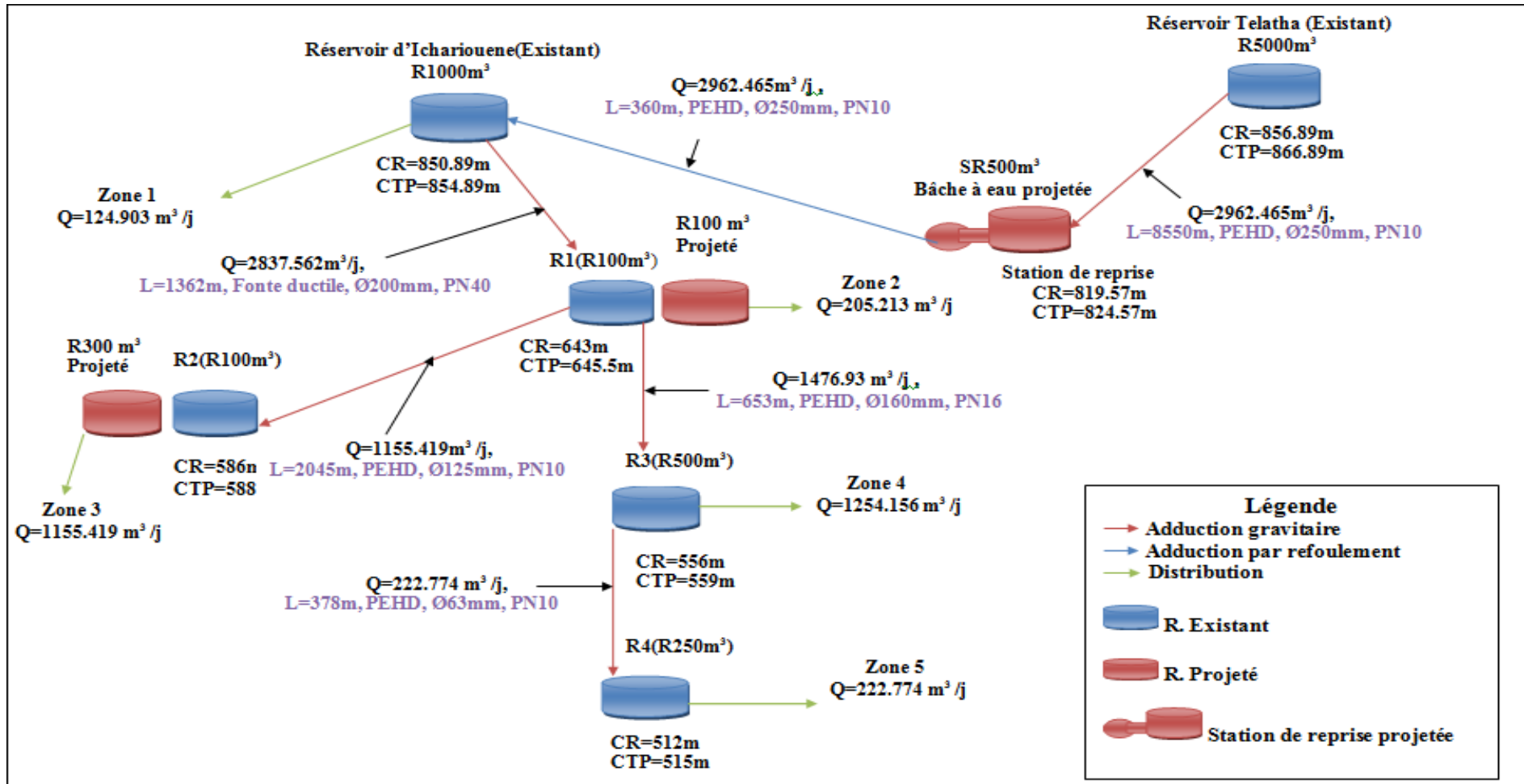


Figure (IV.1) : Schéma général de l'adduction étudiée



### IV.11. Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Le choix définitif des diamètres économiques à été fait sur la base d'une étude technico-économique pour assurer une vitesse et une perte de charge acceptable avec un bilan moins coûteux, pour les conduites en refoulement. Par ailleurs, pour les conduites gravitaires, la détermination des diamètres a été faite en respectant la condition  $\Delta H_t \leq H_g$ . Le matériau choisi est dans l'ensemble le PEHD avec cependant un tronçon en fonte ductile. Les pressions nominales varient de 10 à 16 bars pour les conduites en PEHD et elle est de 40 bars pour la conduite en fonte ductile. Les diamètres calculés varient de 63 mm jusqu'à 250 mm. Ainsi, il est nécessaire à présent de choisir une pompe qui doit répondre aux conditions d'exploitation désirées.

*Chapitre V*  
**Pompes et coup de  
bélier**

## V.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous spécifions le choix et les caractéristiques hydrauliques de la pompe à l'aide du catalogue numérique CAPRARI afin d'aboutir à une sélection optimale adaptée à l'usage dans le présent projet, et qui permettra d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de reprise. Par la suite, on va prévoir la protection des installations, si nécessaire, en analysant le phénomène du coup de bélier qui peut apparaître sur la chaîne d'adduction.

## V.2. Les pompes

Du point de vue physique le fonctionnement d'une pompe consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique. Autrement dit, elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance.

### V.2.1. Choix de la pompe

Le choix du type de pompe à installer se fait de façon à [4] :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale ;
- Assurer un rendement maximum ;
- Avoir une vitesse de rotation importante ;
- Vérifier la condition de non cavitation.

Pour la station de reprise de la zone d'étude, notre choix se portera sur une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire. Pour cela, on utilisera le catalogue numérique CAPRARI. En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe permet le refoulement d'un débit important à une hauteur considérable, avec une vitesse de rotation variable.

### V.2.2. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances sont, pour une vitesse de rotation donnée, au nombre de trois comme le montre la figure (V.1) ci-dessous [4].

#### V.2.2.1. La courbe hauteur-débit ( $H=f(Q)$ )

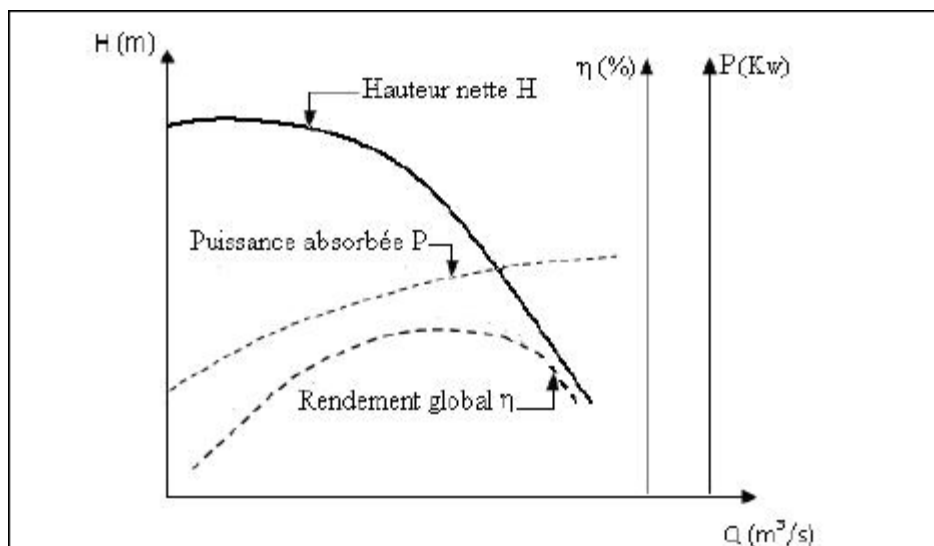
Elle définit les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Le point d'intersection de la courbe  $H=f(Q)$  avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

#### V.2.2.2. La courbe rendement-débit ( $\eta=f(Q)$ )

Elle définit les valeurs du rendement en fonction du débit, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

#### V.2.2.3. La courbe des puissances absorbées-débit ( $P_a=f(Q)$ )

Elle définit la variation des puissances absorbées en fonction des débits.



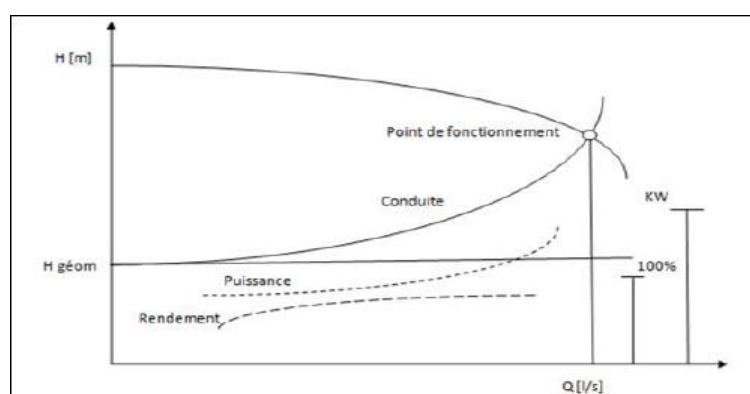
**Figure (V.1) :** Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

### V.2.3. Courbe Caractéristique d'une conduite

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

### V.2.4. Point de fonctionnement

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ( $H_p=f(Q_p)$ ) avec la courbe caractéristique de la conduite ( $H_c=f(Q)$ ). La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone de non cavitation. Ce point doit aussi être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal, comme le montre la figure (V.2) ci-après.



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

En particulier, dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées [4].

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes, à savoir :

### V.2.4.1. Première variante : Modification du temps de pompage

Le point de fonctionnement étant à droite de P. Le débit relevé  $Q_1$  sera plus important que Q. Pour cela il faut diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant, comme il est illustré dans la figure (V.3).

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps  $t_p=20$  heures est de :

$$V_e=20 \times Q \quad (V.1)$$

Ce même volume  $V_e$  sera obtenu par refoulement d'un débit  $Q_1$  pendant un temps  $t'_p$ . Donc, on peut écrire :

$$t'_p \times Q_1 = t_p \times Q \quad (V.2)$$

D'où :

$$t'_p = \frac{t_p \times Q}{Q_1} \quad (V.3)$$

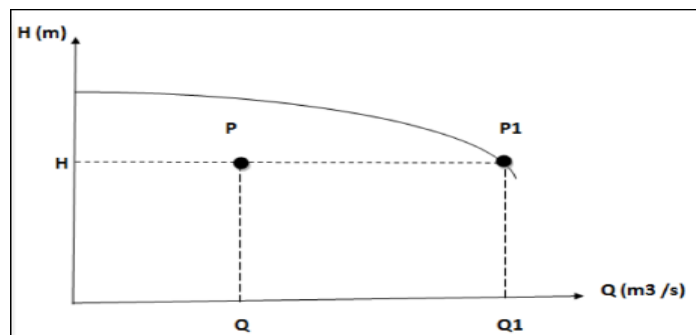
#### ➤ La puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est calculée selon la formule ci-après :

$$P'_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (Kw) \quad (V.4)$$

Avec :

- $t_p$  : Temps de pompage (h) ;
- $t'_p$  : Nouveau temps de pompage (h) ;
- $Q$  : Débit désiré ( $m^3/s$ ) ;
- $Q_1$  : Débit correspondant au point de fonctionnement ( $m^3/s$ ) ;
- $H_1$  : Hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (m) ;
- $\eta$  : Rendement correspondant au point  $P_1$  ( $H_1, Q_1$ ).



**Figure (V.3) :** Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage

### V.2.4.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage)

La régulation par étouffement ou bien le vannage consiste à vanner au reflux pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit  $Q$  désiré. La figure (V.4) illustre cette méthode [4].

#### ➤ La puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée est calculée selon la formule suivante :

$$P'_a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{V.5})$$

Avec :

$$H' = H + h \quad (\text{V.6})$$

D'où :

- **h** : Perte de charge engendrée par le vannage (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 ;
- **H** : Hauteur manométrique au point désiré (m) ;
- **$\eta$**  : Rendement correspondant au point P (Q, H).

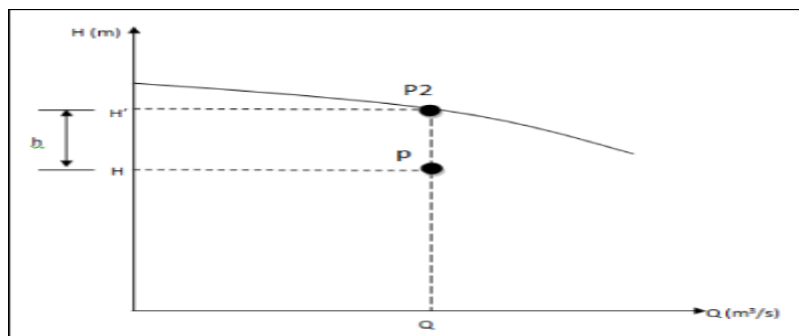


Figure (V.4) : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage

### V.2.4.3. Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élévation pour une même vitesse de rotation. A cet effet, on trace une droite passant par l'origine et le point P. Celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_3$  ( $Q_3$ ,  $H_3$ ) qui est le point homologue de P avant le rognage comme le montre la figure (V.5). On aura alors [4] :

$$m' = \sqrt{\frac{Q}{Q_3}} = \sqrt{\frac{H}{H_3}} \quad (\text{V.7})$$

➤ **Le pourcentage de rognage (r)**

Le pourcentage de rognage (r) est :

$$r = 1 - m'(\%) \quad (\text{V.8})$$

➤ **La puissance absorbée par la pompe**

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P'_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} (\text{Kw}) \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- **m'**: Coefficient de rognage.

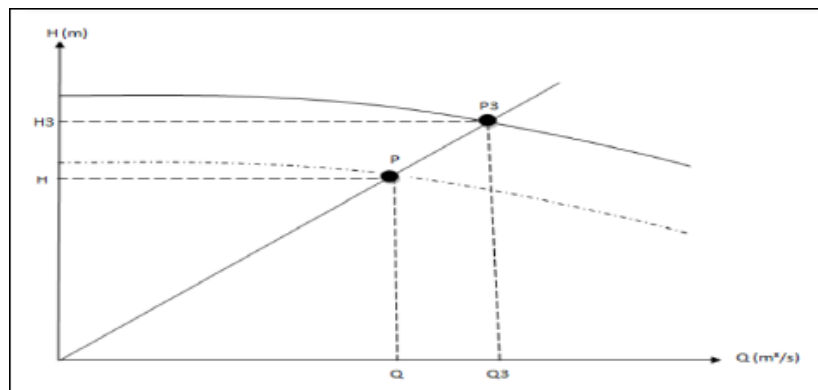


Figure (V.5) : Recherche du point de fonctionnement désiré par rognage

**V.2.4.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation**

La modification de la vitesse de rotation entraîne la variation du débit ainsi que la puissance absorbée. A cet effet, on cherche une vitesse  $N'$ , pour cela on trace la courbe iso-rendement ( $H_i = a \times Q_i^2$ ) passant par l'origine et par le point désiré P et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_4(Q_4, H_4)$ , comme il est montré dans la figure (V.6) [4].

➤ **La nouvelle vitesse de rotation**

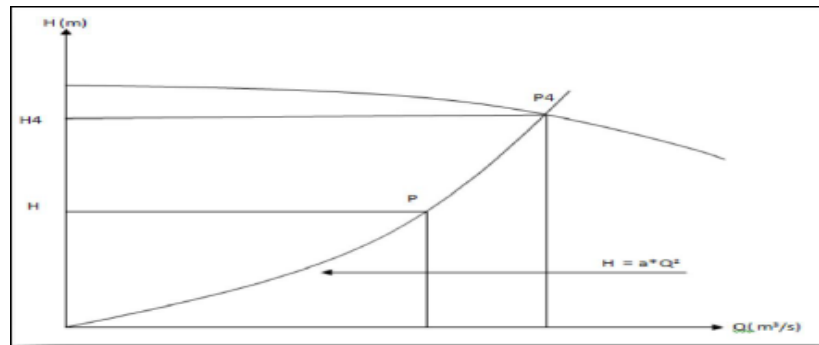
La nouvelle vitesse de rotation est calculée par la formule suivante :

$$N' = N \times \frac{Q}{Q_4} (\text{tr/min}) \quad (\text{V.10})$$

➤ **La puissance absorbée par la pompe**

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P'_a = \frac{g \times Q_4 \times H_4}{\eta} (\text{Kw}) \quad (\text{V.11})$$



**Figure (V.6) :** Recherche du point de fonctionnement désiré par la variation de la vitesse de rotation

### V.2.5. Etude de la 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. Des bulles d'air se forment provoquant d'importantes perturbations dans les zones de pression les plus élevées. La cavitation est reconnaissable à un bruit de cailloux brassés ou à des crépitements. Elle s'accompagne de vibrations, d'érosion des aubages et se traduit par une chute brutale des courbes caractéristiques [4].

Pour qu'une pompe fonctionne normalement et sans cavitation, on doit assurer une certaine pression dite charge nette minimale disponible à l'aspiration  $(NPSH)_d$ , donnée par l'utilisateur, et qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration  $(NPSH)_r$ , donnée par le constructeur. Autrement dit, il faut vérifier la condition suivante [4] :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (V.12)$$

#### V.2.5.1. $NPSH$ requis $(NPSH)_r$

C'est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de [4] :

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le  $NPSH$  requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

#### V.2.5.2. $NPSH$ disponible $(NPSH)_d$

C'est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe [4].

##### ➤ Pour une alimentation en charge

Le  $(NPSH)_d$  est donné par la formule ci-après (Figure (V.7)) .



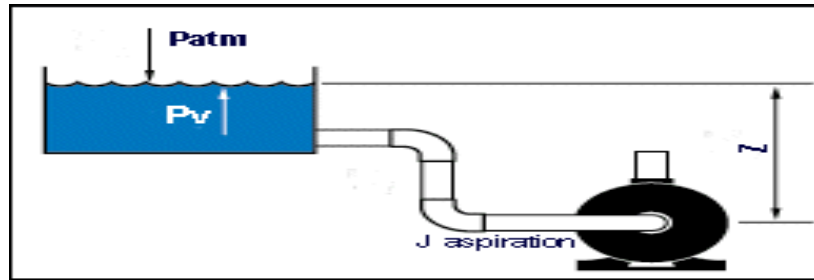


Figure (V.7) : Schéma de l'installation d'une pompe en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) \tag{V.13}$$

Avec:

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = P_{atm} - 0.0012 \times \delta \tag{V.14}$$

D'où:

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times \delta + H_a - J_{asp} - T_v \tag{V.15}$$

➤ Pour une alimentation en dépression

Le  $(NPSH)_d$  est donné par la formule ci-dessus (Figure (V.8)).

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

Où :

- $H_a$  : Hauteur d'aspiration en (m);
- $J_{asp}$  : Perte de charge à l'aspiration en (m);
- $\frac{P_0}{\rho \times g}$  : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m);
- $P_{atm}$  : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10.33 m ;
- $\delta$  : Altitude du plan d'aspiration en (m) ;
- $T_v$  : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

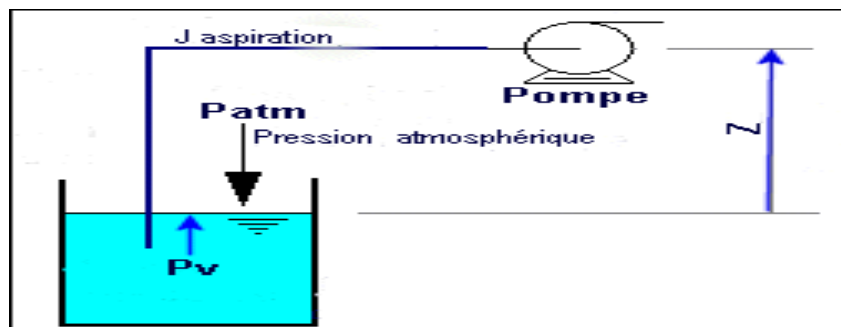


Figure (V.8) : Schéma de l'installation d'une pompe en dépression

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (V.1), dans notre étude on prend  $T^{\circ}=20^{\circ}\text{C}$  [6].

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

$T^{\circ}(\text{C})$	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$T_v(\text{m})$	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

**Remarque :**  $J_{\text{asp}} = 0$ , puisque les pertes de charge dans la conduite d'aspiration sont négligeables.

## V.2.6. Choix du type de pompe

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant celle dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, Hmt).

### V.2.6.1. Pompe de la station de reprise (SR)

#### - Caractéristiques de la conduite

- $Q = 0.041 \text{m}^3/\text{s} = 41 \text{ l/s}$
- $H_g = 35.32 \text{m}$
- $\Delta H_f = 1.684 \text{m}$
- $H_{\text{mt}} = 37.004 \text{m}$
- $L = 360 \text{m}$
- $\text{CTP}(\text{SR}) = 824.57 \text{m}$
- $D_{\text{ext}} = 250 \text{mm}$

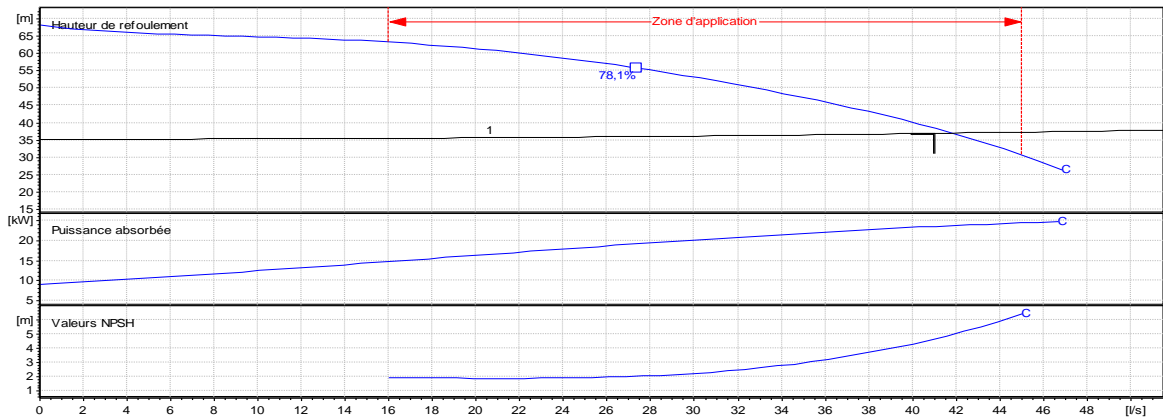
#### - Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type MEC-MR 80-3/2C (Annexe (6)).

#### - Données techniques/Caractéristiques

- $Q_1 = 41.83 \text{ l/s}$
  - $H_1 = 37.1 \text{ m}$
  - $P_{a1} = 23.7 \text{ Kw}$
  - $(\text{NPSH})_r = 4.96 \text{ m}$
  - $N = 2000 \text{ tr/min}$
  - $\eta = 70.8\%$
- Le point de fonctionnement :  $P_1 (Q_1 = 41.83 \text{ l/s}, H_1 = 37.1 \text{m})$
  - Le point désiré :  $P (Q = 41 \text{ l/s}, H = 37.004 \text{m})$

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR) sont représentées dans la figure (V.9) ci-après.



**Figure (V.9) :** Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR)

D’après la figure (V.9) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement ( $Q_1=41.83$  l/s,  $H_1=37.1$ m) ne concorde pas avec le point désiré ( $Q=41$  l/s,  $H= 37.004$ m), donc cette pompe nécessite des modifications.

**- Réalisation du point de fonctionnement**

➤ *Courbe caractéristique de la pompe*

On a :

$$H_p = a \times Q_p^2 + b \tag{V.17}$$

D’après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points, tels que :

- a)  $H_1 = 37.1$ m                       $Q_1 = 41.83$  l/s
- b)  $H_1 = 68$  m                         $Q_1 = 0$  l/s

On remplace les coordonnées des points dans l’équation et on va avoir le système d’équations suivant :

- $37.1 = a \times (41.83)^2 + b$
- $68 = a \times (0)^2 + b$

Donc, l’équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suit :

$$H_p = - 0.0177 \times Q_p^2 + 68$$

Pour la réalisation du point désiré on fait appel soit à :

**A. Réduction ou augmentation du temps de pompage**

Le nouveau temps de pompage ( $t'_p$ ) sera :

$$t'_p = \frac{t_p \times Q}{Q_1} = 20 \times \frac{41}{41.83} = 19.60 \text{h}$$

C'est-à-dire :

$$t'_p = 19\text{h } 36\text{min}$$

Donc :

$$P'_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.04183 \times 37.1}{0.708} = 21.50 \text{ Kw}$$

### B. Régulation par étouffement (le vannage)

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

$$h = H' - H = 39 - 37.004 = 1.996 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P'_a = \frac{g \times H' \times Q}{\eta} = \frac{9.81 \times 39 \times 0.041}{0.708}$$

D'où :

$$P'_a = 22.16 \text{ Kw}$$

### C. 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.

### D. Variation de la vitesse de rotation

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

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times (Q_i)^2 = \frac{37.004}{1681} = 0.022 \times Q_i^2$$

Donc :

$$H_i = 0.022 \times Q_i^2$$

La courbe iso-rendement coupe celle de la pompe au point P<sub>4</sub> (Q<sub>4</sub>=41.39 l/s, H<sub>4</sub>=37.69 m)

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N_1 \times \frac{Q}{Q_4} = 2000 \times \frac{41}{41.39}$$

D'où :

$$N' = 1981 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée est :

$$P'_a = \frac{g \times Q_4 \times H_4}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.04139 \times 37.69}{0.708} = 21.62 \text{ Kw}$$

Après la comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la première variante qui consiste à la réduction du temps de pompage car elle donne la plus petite puissance absorbée ( $P'_a = 21.50 \text{ Kw}$ ) de toutes les variantes étudiées. C'est la solution la plus économique.

- **Vérification de la cavitation de la pompe choisie**

- **CTP (SR)**=824.57 m
- **C<sub>p</sub>**=818.37 m
- **H<sub>a</sub>**=CTP-C<sub>p</sub>=824.57-818.37=6.2m
- **NPSH<sub>r</sub>**=4.96 m

$H_a > 0$ , donc la pompe est montée en charge.

En appliquant la relation (V.15), on aura :

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 - 0.0012 \times [\text{CTP}(\text{SR})] + 6.2 - 0 - 0.24$$

D'où:

$$(\text{NPSH})_d = 15.30 \text{ m}$$

**Remarque :**  $(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$ , donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

### V.3. Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (Propagation par onde) ; le coup de bélier est donc un phénomène "oscillatoire" [14].

#### V.3.1. Causes du coup de bélier

Les principales causes sont [14] :

- Fermeture instantanée (trop rapide) d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes, alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

#### V.3.2. Conséquences du coup de bélier

Les principales conséquences sont [4]:

- Emission de bruit ;
- Usure rapide des différents matériels, voire quelquefois leur détérioration brutale ;
- Détérioration des joints par suite aux fuites au niveau des raccords ;
- Eclatement de la conduite dû à la surpression ;
- Ecrasement dû à la dépression.

### V.3.3. Moyens de protection des installations

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations [4].

Les appareils anti-bélier devront donc avoir pour effet :

- De limiter la dépression ;
- De limiter la surpression.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction gravitaire dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants [14] :

- Le volant d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses (Les reniflards) ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminées d'équilibre.

### V.3.4. Définition des pressions

En hydraulique, la notion de pression est largement utilisée mais elle est complexe car elle comprend plusieurs définitions selon les normes, les règles, l'art ou les régimes d'écoulement auxquelles on se réfère. Ainsi, on distingue [6] :

#### V.3.4.1. Pression nominale

La pression Nominale (PN) est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD. Cette valeur est exprimée en Bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie), elle est définie comme étant la pression pour laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. Cette pression varie dans le temps et selon la température.

#### V.3.4.2. Pression maximale admissible

Selon la norme NF EN 805, qui a pour objectif de déterminer les caractéristiques du réseau et de se conformer aux normes et niveaux de services définis pour l'ensemble des conduites

d'exploitation, en tenant compte des aspects économiques [15], la Pression Maximale Admissible (PMA) est la pression, y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de façon intermittente en service.

### V.3.5. Etude du coup de bélier

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

#### V.3.5.1. Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde ( $a$ ) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [4] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K_c \times D_{int}}{e}}} \quad (V.18)$$

Avec :

- $a$ : Célérité de l'onde (m/s) ;
- $D_{int}$  : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- $K_c$  : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ( $k_c=83$  pour le PEHD) ;
- $e$  : Epaisseur de la conduite (m).

Pour la valeur maximale du coup de bélier, on distingue deux cas :

#### A. Cas d'une fermeture brusque

Une fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture ( $T_f$ ), tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (V.19)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (V.20)$$

D'où:

- $B$  : Valeur du coup de bélier (m) ;
- $V_0$  : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

#### ➤ La valeur maximale de la pression-surpression

$$H_s = H_0 + B \quad (V.21)$$

#### ➤ La valeur minimale de la pression-dépression

$$H_d = H_0 - B \quad (V.22)$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.23})$$

D'où :

- $H_0$  : La pression absolue de la conduite ;
- $H_g$  : La hauteur géométrique de refoulement ;
- $10$  : La pression atmosphérique.

### B. Cas d'une fermeture lente

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

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.24})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD [4] :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (\text{V.25})$$

Avec :

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

**Remarque :** la valeur maximale du coup de bélier lors d'une fermeture lente est moins importante que celle de la fermeture brusque. Donc dans la présente étude on considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

## V.3.6. Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons

### A. Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques des différents tronçons sont données dans le tableau (V.2) ci-après.

*Tableau (V.2) : Caractéristiques des tronçons (gravitaire et refoulement)*

Tronçons	$D_{\text{ext}}$ (mm)	$e$ (mm)	$V$ (m/s)	$L$ (m)
<b>R5000m<sup>3</sup>-SR500m<sup>3</sup></b>	250	14.8	0.892	8550
<b>R1000m<sup>3</sup>-R1</b>	200	5.4	1.174	1362
<b>R1-R2</b>	125	7.4	1.364	2045
<b>R1-R3</b>	160	14.6	1.266	653
<b>R3-R4</b>	63	3.8	1.079	378
<b>SR500m<sup>3</sup>-R1000m<sup>3</sup></b>	250	14.8	1.075	360

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (V.3) ci-dessous.



**Tableau (V.3) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire et refoulement)**

Adduction	Tronçons	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	PNS (bar)	matériau
Gravitaire	R5000m <sup>3</sup> - SR500m <sup>3</sup>	32.32	42.32	276.247	25.118	67.438	17.202	10	PEHD
	R1000m <sup>3</sup> -R1	205.39	215.39	182.077	21.790	237.18	193.6	40	Fonte ductile
	R1-R2	55	65	276.247	38.410	103.41	26.59	10	PEHD
	R1-R3	84	94	351.806	45.401	139.401	48.599	16	PEHD
	R3-R4	41	51	279.083	30.696	81.696	20.304	10	PEHD
Refoulement	SR500m <sup>3</sup> -R1000m <sup>3</sup>	35.32	45.32	276.247	30.272	75.592	15.048	10	PEHD

## B. Interprétation des résultats

D'après le tableau (V.3) ci-dessus, la valeur de la surpression pour le tronçon en adduction par refoulement (PEHD DN250 mm) ne dépasse pas la pression nominale (PN10). La valeur de la dépression est positive, ce qui n'entraîne aucun risque du point de vue coup de bélier pour ce tronçon.

Par ailleurs, pour quatre tronçons en adduction gravitaire, à savoir R5000-SR500, R1000-R1, R1-R3, et R3-R4, les dépressions ont des valeurs positives acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites. De même pour les valeurs de la surpression qui ne dépassent pas la pression nominale. Ainsi, ces tronçons ne concourent aucun risque contre le phénomène dangereux du coup de bélier.

D'un autre côté, le tronçon R1-R2 présente une surpression légèrement supérieure à la pression nominale de la conduite (PN10). La différence qui est de l'ordre de 3.41 mce (0.341 bar) n'est pas vraiment dangereuse pour l'installation.

Cependant, on peut envisager dans un tel cas deux solutions, une pratique et une autre technique.

Dans la pratique, la conduite en PEHD admet généralement un coefficient de sécurité (Cs) pouvant aller de 10% à 20% [12]. Si on prend un coefficient de sécurité de 10% (la valeur minimale), la conduite PN10 peut supporter alors facilement une pression de :  $10+0.1 \times 10 = 11$  bars équivalant à 110 mce. De ce fait, le tronçon R1-R2 est protégé car la surpression qui est de 103.41 m est inférieure à 110 m.

Du point de vue purement technique, si on résonne d'une manière rigide en disant que même 3 mce est une valeur importante et non négligeable, on doit alors protéger ce tronçon ; dans cette situation, on optera pour l'installation d'une vanne à fermeture lente afin d'atténuer la valeur de la surpression. Ceci consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne en question.

Pour cela, on utilisera la formule de MICHAUD, donnée dans l'équation (V.25), et qui correspond au cas d'une fermeture lente. Il faut varier alors le temps T<sub>f</sub> de façon à ce qu'il soit supérieur à  $\frac{2 \times L}{a}$ .

Le temps de fermeture de la vanne dans le tronçon gravitaire (R1-R2) est donné dans le tableau (V.4) ci-après.

**Tableau (V.4) : Calcul du temps de fermeture de la vanne pour le tronçon R1-R2**

Tronçon	L (m)	V (m/s)	$\alpha$ (m/s)	$T_f$ (s)	B (m)	$T_f$ (s)	B (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	PNS (bar)
R1-R2	2045	1.364	276.247	14.806	38.409	17	33.452	98.452	31.548	10

D'après le tableau (V.4) ci-dessus, on remarque que la valeur de la surpression calculée avec le nouveau temps de fermeture de la vanne est inférieure à la valeur de la pression nominale.

#### V.4. Conclusion

Dans ce chapitre, l'utilisation du catalogue numérique CAPRARI nous a permis de déterminer le type de pompe à adopter pour la station de reprise. Ainsi, le choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type **MEC-MR 80-3/2C**. Pour assurer un bon fonctionnement, nous avons apporté des modifications à cette pompe. L'analyse des différentes variantes a conduit à prendre en considération celle qui donne la plus petite puissance absorbée d'entre elles. En plus, nous avons également vérifié la condition de non cavitation de la pompe utilisée.

D'autre part, l'étude du phénomène du coup de bélier a montré que les valeurs de dépression et de surpression pour la conduite en refoulement sont très acceptables et ne dépassent pas la pression nominale. Par conséquent, elle ne nécessite pas de protection anti-bélier. Cependant, pour les tronçons gravitaires, si quatre tronçons ne présentent aucun risque ni de surpression ni même de dépression, donc aucune protection n'est à envisager ; le tronçon R1-R2 par contre a enregistré une valeur de surpression qui dépasse très légèrement la pression nominale de la conduite (PN10). Du point de vue pratique, il n'est pas nécessaire d'installer un dispositif de protection au niveau de cette conduite car les conduites en PEHD admettent un coefficient de sécurité qui peut aller jusqu'à 20% de la pression nominale. Par ailleurs, du point de vue technique, si on envisage une protection, on a proposé de placer au niveau de ce tronçon une vanne à fermeture lente avec un temps de fermeture de 17 secondes.

*Chapitre VI*  
**Distribution**

## **VI.1. Introduction**

Après avoir stocké l'eau dans le réservoir, nous devons effectuer son transport sur de longues distances à travers un réseau de canalisation. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression.

Dans ce chapitre, on va dimensionner le réseau de distribution en eau potable de la zone 5 qui est le village de Tamiste en exploitant le logiciel EPANET.

## **VI.2. Classification des réseaux de distribution**

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [4]:

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux étagés ;
- Les réseaux combinés.

### **VI.2.1. Réseau ramifié**

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Elles présentent l'avantage d'être économiques mais elles manquent de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales.

### **VI.2.2. Réseau maillé**

Il permet, au contraire, une alimentation en retour, donc d'obvier à l'inconvénient signalé dans le réseau ramifié. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates.

### **VI.2.3. Réseau étagé**

Avec ce type de réseau il est possible de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée aux environs de 40 mètres d'eau. Ce type de réseau est utilisé lorsque la distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). Pour cela, une installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier régularise la pression dans le réseau.

### **VI.2.4. Réseau combiné**

Il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de réseau est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues de mailles utilisées dans le centre-ville.

### VI.3. Choix du type des matériaux

Pour faire un bon choix de type de matériaux, on prend en compte les paramètres suivants :

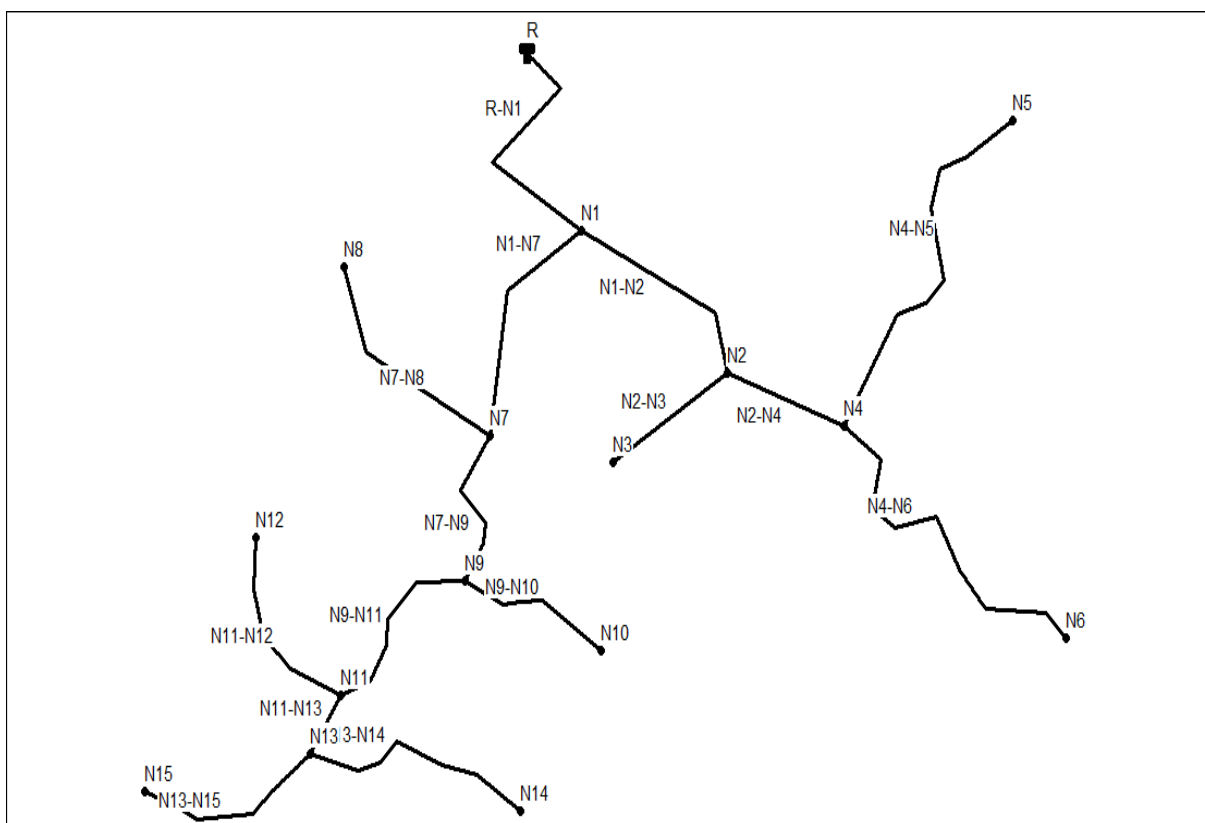
- Le diamètre ;
- La pression du service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix ;
- La durée de vie du matériau ;
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.

**Remarque :** en matière de canalisation on choisi d'utiliser les conduites en PEHD (Polyéthylène à Haute Densité), pour les différents avantages qu'elles présentent et qui ont été cités précédemment dans la partie adduction.

### VI.4. Description du réseau de distribution

Dans cette étude, on a choisi de faire la distribution pour une zone rurale (village de Tamiste) avec un débit maximum journalier total de  $222.774 \text{ m}^3/\text{j}$ . Cette distribution se fait par le réservoir R4 dont la côte radier est de 512m avec une capacité de  $250 \text{ m}^3$ . L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de 4987.9m.

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



**Figure (VI.1) :** Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone 5 (village de Tamiste)

## VI.5. Exigences du réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que [4] :

- La pression soit supérieure à 1bar ;
- Sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 bars (60 mce). Ceci provoquera des désordres. A l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression ;
- Les vitesses doivent être entre 0.5 et 1.5 m/s ;
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

La détermination des débits dans un réseau de distribution s'effectue de la manière suivante :

- ✓ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- ✓ On détermine le débit spécifique ensuite les débits en route ;
- ✓ Ayant les débits en route : on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

## VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

### VI.6.1. Débit de pointe

Le débit de pointe correspond au débit horaire le plus élevé de la journée, c'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la relation suivante :

$$Q_p = Q_{max.j} \times P_g \quad (VI.1)$$

Avec :

- $Q_p$  : Débit de pointe ( $m^3/h$ ) ;
- $Q_{max.j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;
- $P_g$  : Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

Le nombre d'habitants du réseau de distribution est estimé à 975 habitants.

On a:

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (VI.2)$$

D'où :

- $\beta_{max} = 2$
  - $\alpha_{max} = 1.2$
- $K_{max.h} = 2.4$

A partir du tableau des régimes de consommation (Annexe 1), l'heure de pointe est de 16h-17h avec un pourcentage de  $P_g = 10.40\%$  de la consommation journalière.

D'où:

$$Q_p = 222.774 \times 0.104 = 23.168 \text{ m}^3/\text{h} = 6.436 \text{ l/s}$$

### VI.6.2. Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

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

### VI.6.3. 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, il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- $Q_r$  : Débit de route (l/s) ;
- $L_{ij}$  : Longueur du tronçon (i - j).

### VI.6.4. Débit au nœud

Les débits aux nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud, alimentant la population répartie autour des moitiés des tronçons des conduites ayant en commun les nœuds considérés. Ils sont donnés par la relation suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

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

### VI.6.5. Calcul de la pression

La détermination de la pression de service en un nœud quelconque, est obtenue à partir de la côte piézométrique de ce nœud diminué de sa côte du terrain naturel. Elle se calcule comme suit :

$$P_{aval} = CP_{aval} - CTN_{aval} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- $P_{\text{aval}}$  : Pression au sol du nœud aval (m) ;
- $CP_{\text{aval}}$  : Côte piézométrique du nœud aval (m) ;
- $CTN_{\text{aval}}$  : Côte du terrain naturel du nœud aval (m).

La côte piézométrique d'un nœud se détermine par la relation suivante :

$$CP_{\text{aval}} = CP_{\text{amont}} - \Delta H_t \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

- $CP_{\text{aval}}$  : Côte piézométrique du nœud aval (m) ;
- $CP_{\text{amont}}$  : Côte piézométrique du nœud amont (m) ;
- $\Delta H_t$  : Pertes de charge totales (m).

## VI.7. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Les différents résultats des débits sont représentés dans le tableau (VI.1) ci-après.

*Tableau (VI.1) : Débit aux nœuds de la zone 5 (Village de Tamiste)*

Nœud	Côtes (m)	Tronçon	L(m)	$Q_s$ (l/s)	$Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
<b>N1</b>	393	N1-R	1150	0.001290	1.4835	1.19
		N1-N2	379	0.001290	0.48891	
		N1-N7	313	0.001290	0.40377	
<b>N2</b>	362	N2-N1	379	0.001290	0.48891	0.45
		N2-N3	257	0.001290	0.33153	
		N2-N4	58.8	0.001290	0.075852	
<b>N3</b>	362	N3-N2	257	0.001290	0.33153	0.17
<b>N4</b>	356	N4-N2	58.8	0.001290	0.075852	0.85
		N4-N5	689	0.001290	0.88881	
		N4-N6	565	0.001290	0.72885	
<b>N5</b>	325	N5-N4	689	0.001290	0.88881	0.44
<b>N6</b>	297	N6-N4	565	0.001290	0.72885	0.36
<b>N7</b>	358	N7-N1	313	0.001290	0.40377	0.54
		N7-N8	263	0.001290	0.33927	
		N7-N9	261	0.001290	0.33669	
<b>N8</b>	351	N8-N7	263	0.001290	0.33927	0.17
<b>N9</b>	330	N9-N7	261	0.001290	0.33669	0.43
		N9-N10	179	0.001290	0.23091	
		N9-N11	226	0.001290	0.29154	
<b>N10</b>	314	N10-N9	179	0.001290	0.23091	0.12
<b>N11</b>	297	N11-N9	226	0.001290	0.29154	0.28
		N11-N12	153	0.001290	0.19737	
		N11-N13	53.6	0.001290	0.069144	
<b>N12</b>	295	N12-N11	153	0.001290	0.19737	0.10
<b>N13</b>	289	N13-N11	53.6	0.001290	0.069144	0.32
		N13-N14	231	0.001290	0.29799	
		N13-N15	209.5	0.001290	0.270255	
<b>N14</b>	268	N14-N13	231	0.001290	0.29799	0.15
<b>N15</b>	281	N15-N13	209.5	0.001290	0.270255	0.14



## **VI.8. Modalisation et simulation du réseau**

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et de multiplier sa puissance de travail. Pour ce, nous avons fait appel au logiciel EPANET qui permet d'établir le calcul des paramètres hydrauliques et des pressions [8].

### **VI.8.1. Présentation du logiciel EPANET**

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes [16].

### **VI.8.2. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET**

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [16]:

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

### **VI.8.3. Modélisation du réseau**

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs et bâches [16].

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données du réseau.

#### ***VI.8.3.1. Au niveau des nœuds***

Elles sont :

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

#### ***VI.8.3.2. Au niveau des arcs***

Elles sont :

- Le nœud initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;

- Le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).

### VI.8.3.3. Au niveau des réservoirs

Elles sont :

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre.

### VI.8.4. Simulation du réseau

Afin de déterminer les débits du tronçon qui sont automatiquement calculés par EPANET, on fait introduire quelques données en fixant un diamètre par défaut de 200mm et on lance la simulation.

Après la première simulation, on tire les débits obtenus moyennant le logiciel EPANET pour chaque tronçon afin de calculer les diamètres correspondants. Pour ce, on fixe une vitesse idéale de 1m/s et on calcul les diamètres suivant la formule  $Q=V \times S$ .

Pour ce projet, notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN16 (Annexe 4) car le calcul effectué avec le PN10 donne des pressions très importantes ; la valeur minimale de cette pression avoisine les 100mce.

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite, la deuxième simulation peut être lancée dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s -1.5m/s) pour chaque conduite et aussi les pressions aux différents nœuds qui ne dépassent pas 60mce.

Les résultats de la simulation sans réducteur de pression sont présentés dans la figure (VI.2) ci-après.

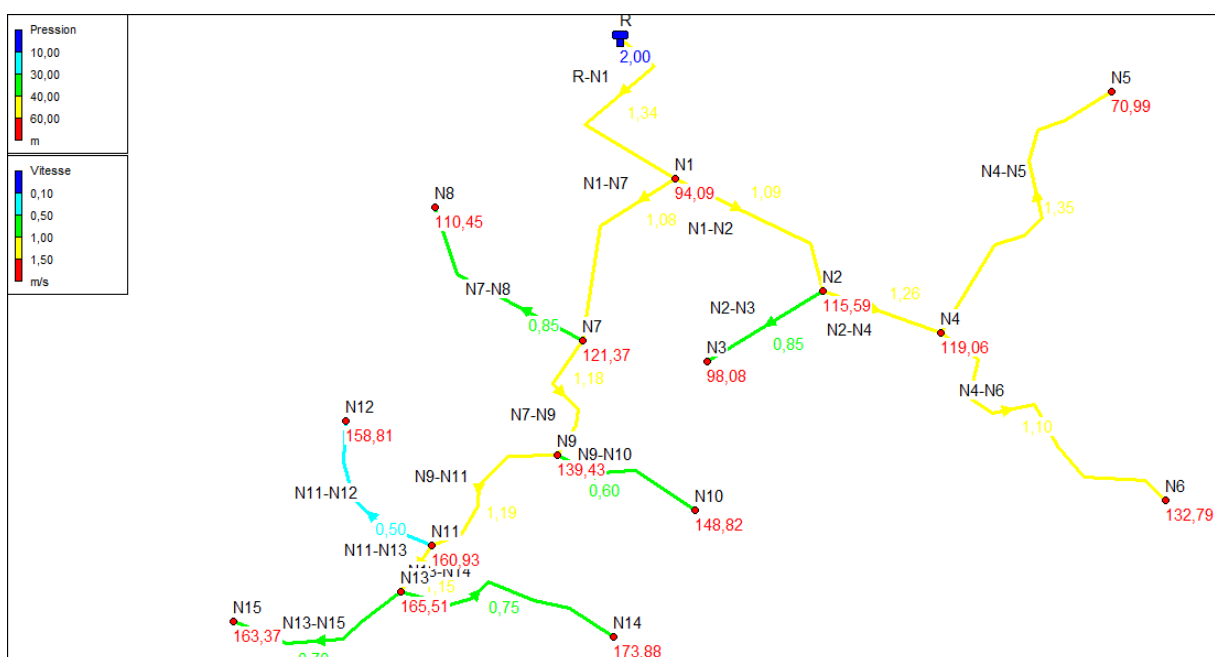


Figure (VI.2) : Résultats de la simulation sans réducteur de pression

Les résultats de simulation des tronçons sans réducteur de pression sont regroupés dans le tableau (VI.2) ci-après.

**Tableau (VI.2) : Etat des conduites du réseau sans réducteur de pression**

Conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaires (m/km)
R-N1	1150	73.6	5.71	1.34	23.40
N1-N2	379	51.4	2.27	1.09	25.06
N2-N3	257	16	0.17	0.85	68.15
N2-N4	58.8	40.8	1.65	1.26	43.13
N4-N5	689	20.4	0.44	1.35	114.76
N4-N6	565	20.4	0.36	1.10	80.11
N1-N7	313	51.4	2.25	1.08	24.67
N7-N8	263	16	0.17	0.85	68.15
N7-N9	261	40.8	1.54	1.18	38.08
N9-N10	179	16	0.12	0.60	36.98
N9-N11	226	32.6	0.99	1.19	50.91
N11-N12	153	16	0.10	0.5	26.92
N11-N13	53.6	26	0.61	1.15	63.74
N13-N14	231	16	0.15	0.75	54.66
N13-N15	209.5	16	0.14	0.7	48.43

Les résultats de simulation des nœuds sans réducteur de pression sont regroupés dans le tableau (VI.3) ci-après.

**Tableau (VI.3) : Etat des nœuds du réseau sans réducteur de pression**

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
N1	393	1.19	94.09
N2	362	0.45	115.59
N3	362	0.17	98.08
N4	356	0.85	119.06
N5	325	0.44	70.99
N6	297	0.36	132.79
N7	358	0.54	121.37
N8	351	0.17	110.45
N9	330	0.43	139.43
N10	314	0.12	148.82
N11	297	0.28	160.93
N12	295	0.10	158.81
N13	289	0.32	165.51
N14	268	0.15	173.88
N15	281	0.14	163.37

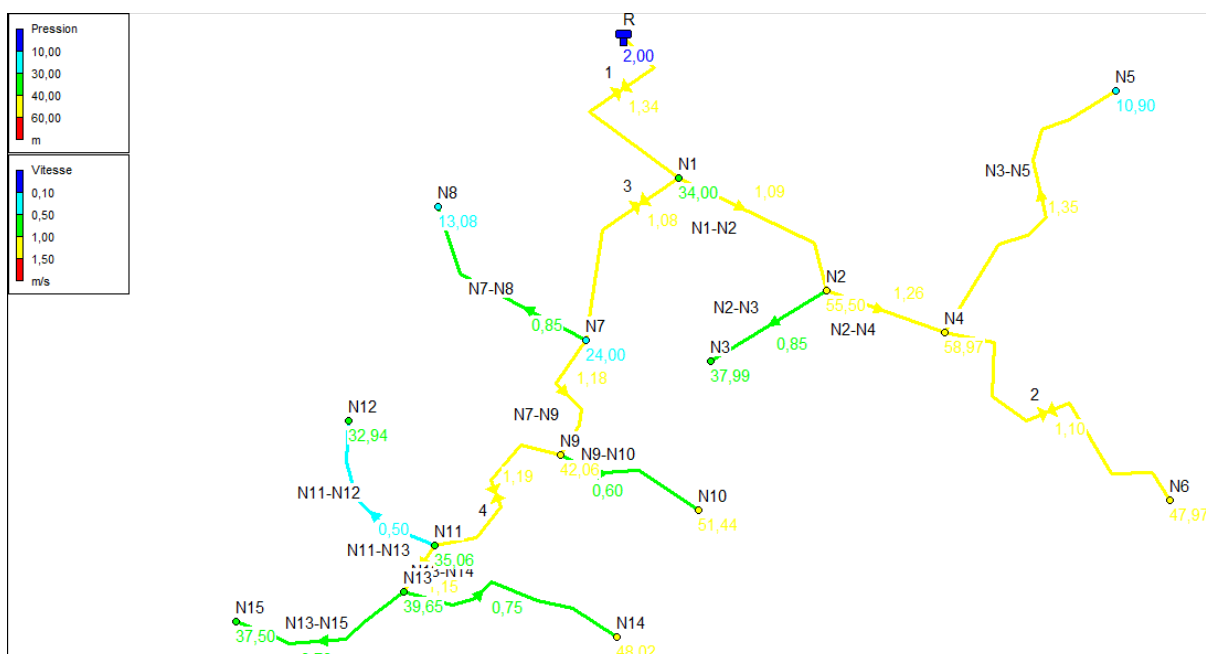
**Remarque :** d'après les résultats obtenus de la simulation et le tableau (VI.3), on remarque que la pression au niveau de tous les nœuds dépasse la pression maximale pour la distribution (60mce). Pour cela, on doit placer des réducteurs pour baisser la pression au niveau de ces nœuds. Pour cela, on commence par l'emplacement d'un premier réducteur de pression au niveau du premier tronçon (R-N1) et on le règle à une pression quelconque. Ensuite on lance

la simulation dans le but de vérifier les pressions aux nœuds. On fait varier la valeur de la pression jusqu'à l'obtention de pression aux nœuds qui varient entre 10mce et 60mce .Les pressions qui ne sont pas réglées avec ce premier réducteur seront réglées par l'emplacement d'un deuxième réducteur dans un autre tronçon. On refait cette opération jusqu'à ce que les pressions au niveau de tous les nœuds ne dépassent pas 60mce. Le nombre de réducteurs de pression à utiliser dépend de l'état des nœuds du réseau.

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

- Le premier réducteur de pression réglé à 87mce sera placé au niveau du tronçon R-N1 ;
- Le deuxième réducteur de pression réglé à 70mce sera placé au niveau du tronçon N4-N6 ;
- Le troisième réducteur de pression réglé à 45mce sera placé au niveau du tronçon N1-N7 ;
- Le quatrième réducteur de pression réglé à 40mce sera placé au niveau du tronçon N9-N11.

Les résultats de la simulation avec réducteurs de pression sont représentés dans la figure (VI.3) ci après.



**Figure (VI.3) : Résultats de la simulation avec réducteurs de pression**

Les résultats de simulation des nœuds avec réducteurs de pression sont regroupés dans le tableau (VI.4) ci-après.

**Tableau (VI.4) : Etat des nœuds du réseau avec réducteurs de pression**

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
N1	393	1.19	34
N2	362	0.45	55.50
N3	362	0.17	37.99
N4	356	0.85	58.97
N5	325	0.44	10.90
N6	297	0.36	47.97
N7	358	0.54	24
N8	351	0.17	13.08
N9	330	0.43	42.06
N10	314	0.12	51.44
N11	297	0.28	35.06
N12	295	0.10	32.94
N13	289	0.32	39.65
N14	268	0.15	48.02
N15	281	0.14	37.50

**Remarque :** après simulation, on remarque la diminution de la pression aux nœuds après l'installation des réducteurs de pression.

## VI.9. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les dimensions du réseau de distribution de la zone 5 qui est le village de Tamiste et dont le réseau est du type ramifié avec un linéaire de L=4987.9m. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et les diamètres à été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation on a constaté une forte pression au niveau des nœuds, pour cela on a opté pour l'installation de quatre (04) réducteurs de pression dans certains tronçons. Ces derniers ont permis la réduction de la pression aux nœuds avals. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN16) avec des diamètres intérieurs compris entre 16mm et 73.6mm.

# **Conclusion générale**

## CONCLUSION GENERALE

Tout au long de ce mémoire, nous avons traité les différentes phases du projet d'alimentation en eau potable du village de Tala Bouzrou, commune de Makouda, Wilaya de Tizi Ouzou, et ceci à partir de la nouvelle chaîne d'adduction Flanc Nord Telatha, c'est-à-dire à partir du réservoir de Telatha situé au Nord de la commune de Boudjima, vu le fait que l'ancienne chaîne d'adduction dite M.T.I n'arrive pas à satisfaire les besoins de la population à cause de sa vétusté.

Selon la présente étude, la population des cinq zones concernées atteindra **7970** habitants à l'horizon **2050** en se basant sur un taux d'accroissement moyen annuel de **1.15%**. La consommation pour cet horizon sera de l'ordre de **2962.465 m<sup>3</sup>/j**.

Nous avons procédé à la vérification des capacités des réservoirs existants, cette dernière nous a montré la nécessité de projeter une bête à eau d'une capacité de **500 m<sup>3</sup>** et deux réservoirs pour les zones 2 et 3 d'une capacité de **100 m<sup>3</sup>** et **300 m<sup>3</sup>** respectivement, qui seront jumelés avec les réservoirs existants.

Par ailleurs, la chaîne d'adduction est composée d'un tronçon à écoulement par refoulement de diamètre de **250 mm** et de cinq autres à écoulement gravitaire de diamètre allant de **63 mm** jusqu'à **250 mm** que nous avons accompagné de vannes à papillons pour augmenter les pertes d'énergie en eau. Le matériau choisi est dans l'ensemble le **PEHD** avec cependant un tronçon en **fonte ductile** ; les pressions nominales varient de **10** à **16 bars** pour les conduites en **PEHD**, alors qu'elle est de **40 bars** pour la conduite en **fonte ductile**.

L'utilisation du catalogue numérique **CAPRARI** nous a permis de déterminer le type de pompe à adopter pour la station de reprise. Ainsi, le choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type **MEC-MR 80-3/2C** que nous avons modifié afin d'améliorer ses conditions de fonctionnement.

Pour assurer la protection de la conduite d'adduction gravitaire R1-R2 contre le phénomène du coup de bélier, une **vanne à fermeture lente** ayant un temps de fermeture de **17 secondes** à été préconisée. Tandis que, les quatre autres tronçons gravitaires et le tronçon de refoulement ne présentent aucun risque vis-à-vis de ce phénomène.

A l'aide du logiciel **EPANET**, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution de la zone 5, qui est le village de Tamiste, avec un linéaire de **L=4987.9 m**. Après simulation on a constaté une forte pression au niveau des nœuds, pour cela on a opté pour l'installation de quatre réducteurs de pression. Le réseau est dimensionné avec des conduites en **PEHD (PN16)** pour des diamètres intérieurs compris entre **16 mm** et **73.6 mm** et pour lesquels les pressions et les vitesses sont acceptables.

Enfin, nous espérons avoir répondu à l'objectif fixé au départ de ce projet.

# **Références bibliographiques**



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Données recueillies (PDAU et RGPH) auprès des services : APC de la commune de Makouda et la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Tizi Ouzou.
- [2] **Moussaoui, N., Cherdioui, S. (2017).** Renforcement du réseau d'alimentation en eau potable du village Larbaa de la commune de Makouda. *Mémoire de Fin d'Etudes, Master en sciences Agronomiques, Spécialité Traitement et Valorisation Des Ressources Hydriques.* Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Algérie, 165 pages.
- [3] **Louda, I. (2016).** Etude de la vulnérabilité des eaux souterraines de la plaine alluviale du haut Sébaou par la méthode de PRASTCHIM. *Mémoire de Fin d'Etudes, Master en Hydraulique, Option Irrigation et Drainage agricole.* Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, Algérie, 192 pages.
- [4] **Dupont, A. (1979).** Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Élévation et distribution des eaux. *Edition Eyrolles, Paris, 484 pages.*
- [5] **Diop, N. (2002).** Etude complète de l'alimentation en eau potable du village Ritté DIAW. *Projet de Fin d'Etudes.* Université Cheikh ANTA DIOP, Ecole Supérieure Polytechnique, Sénégal, 187 pages.
- [6] **Goudjil, S., Sadelli, H. (2017).** Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nairII, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras). *Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine.* Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 140 pages.
- [7] **Djouder, L., Taguemount, L. (2017).** Réaménagement et extension du système d'alimentation en eau potable de la commune de Tizi Rached wilaya de Tizi Ouzou. *Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine.* Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 165 pages.
- [8] **Zerdane, F., Idjraoui, N. (2016).** Etude des réseaux de distribution en eau potable et d'assainissement des eaux usées du Pos Airis, commune de Chellata, Daïra d'Akbou, W. Bejaïa. *Mémoire de fin d'études, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine.* Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 150 pages.
- [9] **Catalogue STPM Chiali.** Catalogue technique de PEHD.
- [10] **Bonin, J. (1977).** Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. *Edition Eyrolles, 228 pages.*
- [11] **Carlier, M. (1980).** Hydraulique générale et appliquée. *Edition Eyrolles, Paris, 588 pages.*
- [12] **Abbas, M., Bakouche, H. (2019).** Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda wilaya de Bejaïa. *Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine.* Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 115 pages.

- [13] **Ahfir, A. (2017).** Etude de renforcement en AEP de la commune de Beni-Maouche à partir du système d'adduction du couloir Tichi-Haf- Bejaïa, *Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine*. Université Abderrahmane Mira de Bejaïa, Algérie, 131pages.
- [14] **Berreksi, A. (2015).** Hydraulique 3, Polycopié de cours. *L3 Hydraulique, Option Hydraulique Urbaine*. Université Abderrahmane Mira de Bejaïa, 55pages.  
<https://elearning.univ-bejaia.dz/pluginfile.php/206256/modresource/content/1/BERREKSI%20-%20COURS%20-%20HYDRAULIQUE%203%20-%20L3%20HU.pdf>
- [15] **Le B.A-BA d'HUOT.** Le guide des professionnels en raccordement et branchement sur réseau de distribution d'eau potable, 36 pages.  
<http://www.huot-sa.com/doc/baba.pdf>
- [16] **Rossman, L.A. (2003).** EPANET 2.0, Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression. *Manuel de l'Utilisateur*, 222 pages.

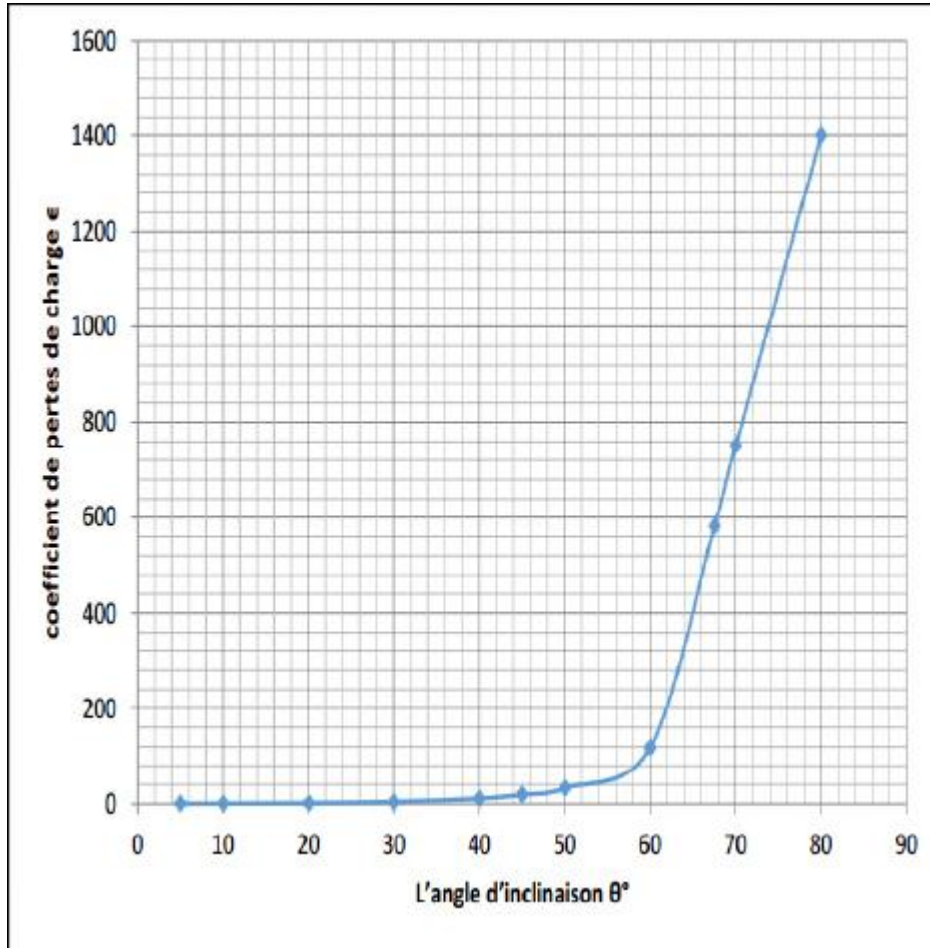
# **Annexes**

*Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations*

Heures	Coefficient de variations maximales horaires de la consommation ( $K_{\max,h}$ )											
	1.20	1.250	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
<b>0-1</b>	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
<b>1-2</b>	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
<b>2-3</b>	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
<b>3-4</b>	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
<b>4-5</b>	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
<b>5-6</b>	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
<b>6-7</b>	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
<b>7-8</b>	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
<b>8-9</b>	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
<b>9-10</b>	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
<b>10-11</b>	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
<b>11-12</b>	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
<b>12-13</b>	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
<b>13-14</b>	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
<b>14-15</b>	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
<b>15-16</b>	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
<b>16-17</b>	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
<b>17-18</b>	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	6.50	5.50	4.50	3.50	3.50	9.40
<b>18-19</b>	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
<b>19-20</b>	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
<b>20-21</b>	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
<b>21-22</b>	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
<b>22-23</b>	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
<b>23-24</b>	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) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne  $\zeta$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture*

L'angle d'inclinaison $\theta$ (°)	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\zeta$	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



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

**Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN10**

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

**Annexe (4) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16**

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>L'épaisseur (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

*Annexe (5) : Les diamètres, prix et pression nominale des conduites en fonte ductile*

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>L'épaisseur (mm)</b>	<b>Pression nominale (bar)</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>
<b>100</b>	4.8	40	2800
<b>125</b>	4.8	40	3000
<b>150</b>	5	40	3300
<b>200</b>	5.4	40	3800
<b>250</b>	5.8	40	5750
<b>300</b>	6.2	40	6500
<b>350</b>	7.8	30	8750
<b>400</b>	7.8	30	11000
<b>450</b>	7.8	30	15300
<b>500</b>	7.8	30	19600
<b>600</b>	7.8	30	20300
<b>700</b>	7.8	25	42000

Annexe (6) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise (SR)

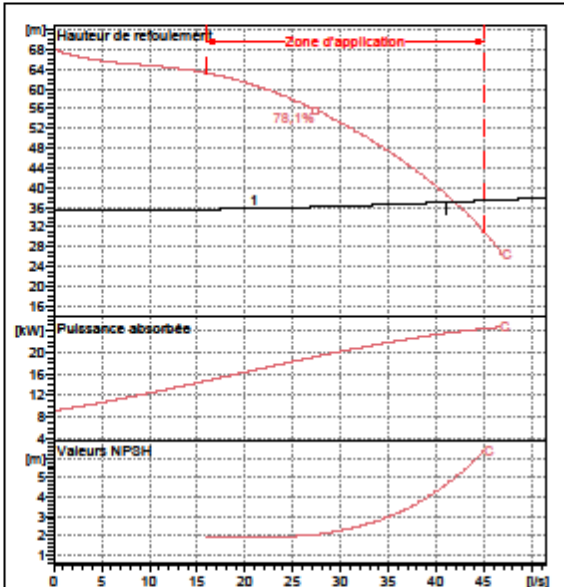


CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

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

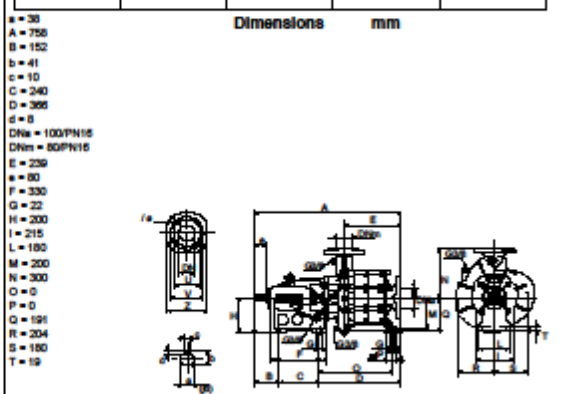
<b>MEC-MR 80-3/2C</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	41 l/s
Hauteur de refoulement	37 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	41,8 l/s
Hauteur de refoulement	37,1 m
Puissance absorbée	23,7 kW
Rendement	70,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	68 m
Orif. de refoulement	DN 80
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	Hz
Tension nominale	
Vitesse nominale	
Nombre de pôles	
Puissance P2	
Intensité nominale	
Type de moteur	
Classe d'isolation	
Degré de protection	
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	
Température max. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité max.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	127 kg

<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Bague d'usure	Fonte
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 3B

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



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
09.08.2020	1		



## المخلص

تم إعداد هذه الأطروحة بهدف إجراء دراسة فنية واقتصادية لمشروع تزويد مياه الشرب لقرية "تالا بوزرو" بمقاطعة مكدودة، وهذا عن طريق سلسلة إمداد جديدة الواقعة بشمال "ثلاثا". بعد دراسة البيانات المتعلقة بالموقع، حددنا الاحتياجات المائية للسكان والتي ستكون 2962.465 متر مكعب / يوم بحلول عام 2050. ثم فحصنا ساعات الخزانات الموجودة وشرعنا في وضع خزان مياه لمحطة إعادة الضخ وخزانين. انتقلنا بعد ذلك إلى تحديد حجم أنبوب الإمداد للنظام الدفعي وخمسة أنابيب الإمداد للنظام الجاذبي متبوعة بمضخة مناسبة لمحطة إعادة الضخ. ثم درسنا ظاهرة المطرفة المائية ولاحظنا أن نتائج الضغوط العالية و المنخفضة لا تشكل خطرًا على الأنابيب باستثناء أنبوب الإمداد للنظام الجاذبي R1-R2 الذي إستلزم تركيب صمام ذو إغلاق بطيء لوقايته. أخيرًا قمنا بتصميم شبكة التوزيع لقرية تاميست بطول خطي يبلغ 4987.9 م.

**الكلمات المفتاحية:** التزويد بالمياه الصالحة للشرب ، الخزانات ، أنابيب الإمداد ، المطرفة المائية ، التوزيع.

## RESUME

Ce mémoire est réalisé dans le but de faire une étude technico-économique du projet d'alimentation en eau potable du village de Tala Bouzrou, commune de Makouda, à partir de la nouvelle chaîne d'adduction Flanc Nord Telatha. Après avoir étudié les données concernant le site, nous avons déterminé les besoins en eau de la population qui seront de 2962.465 m<sup>3</sup>/j pour l'horizon 2050. Nous avons vérifié les capacités des réservoirs existants et procédé à la projection d'une bache à eau et de deux réservoirs. Ensuite nous avons procédé aussi au dimensionnement d'une conduite d'adduction par refoulement et de cinq conduites d'adduction gravitaire tout en choisissant une pompe adéquate pour la station de reprise. L'étude du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a donné des surpressions et dépressions qui ne présentent pas de risque majeur pour la plupart des conduites, sauf cependant le cas du tronçon gravitaire R1-R2, pour lequel on a installé une vanne à fermeture lente. Nous avons également conçu le réseau de distribution du village de Tamiste d'un linéaire de L=4987.9m.

**Mots clés :** Alimentation en eau potable, Réservoirs, Adduction, Coup de bélier, Distribution.

## ABSTRACT

This work aims at carrying out a technical and economic study of supplying drinkable water for the village of Tala Bouzrou of the Municipality of Makouda from the new North Flank Telatha supply chain. After studying the data concerning the site, we determined the water needs of the population, which will be 2962.465 m<sup>3</sup>/day for the year 2050. Then, we checked the capacities of the existing tanks and proceeded to the projection of a water reservoir and two tanks. After that, we studied the size of a delivery pipe and five gravity supply pipes while selecting a suitable pump for the recovery station. The study of the water hammer risk has resulted in overpressures and depressions that do not present a major risk for most of the pipes, except in the case of the gravity pipe R1-R2, for which a slow-closing valve was installed. We also designed the distribution network of the village of Tamiste with a linear of L=4987.9m.

**Keywords:** Drinking water supply, Tanks, Adduction, Water hammer, Distribution.