

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master 2 en Hydraulique

Option : Ouvrage Hydraulique.

Thème

*Etude D'adaptation Du Réseau D'AEP Des Villages
Tahchat- Thala Achrine – Idouchouthene A Partir
Du Réservoir Tizi Badhou*

Présenté par :

M^{elle} Ait Hammou Kenza

M^{elle} Belhadj Nesrine

Encadré par :

Mr.Bouhali.S

Mr.Hadj Hammou.A

Promotion: 2019/2020

Remerciement

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce travail à terme.

*Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à nous encadreur **Mr. BOUHALI**, pour ses orientations et le temps qu'il nous a accordé pour notre encadrement.*

*Nos remerciements également «**Mr. HADJ HAMMOU**» d'avoir proposé ce thème, pour leurs aide au sein de la direction de la wilaya de Tizi-Ouzou.*

Tous les enseignants de département Génie civil qui ont contribué à notre formation.

*Nous remercions en particulier **M'me Monsour**, Subdivisionnaire de la daïra de TIZI GHENIF, de nous avoir accueillis et fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.*

*Nos vifs remerciements au responsable du service d'A.E.P de la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi-Ouzou : **Mr.Kjissoum**.*

Nous tenons aussi à remercier le président et le membre de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur de juger notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tout ce qui ont participé de près où de loin pour réaliser ce travail.

Belhadj.N et Ait Hammou.K

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait Une pensée pour se rappeler des ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bon moments de notre vie, mais surtout les mauvaise Ces personnes qui en cru en nous et qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimé sans compter. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

*Mes très chère parents Noura et Hamid à qui je dois beaucoup pour leur sacrifices, leur amours et leur aides, sans eux je ne serais pas arrivé à ce stade.
A ma grande mère Zaina qu'elle attendait anxieusement ce jour.*

A mes chers frères Yanis, Youba que dieu nous garde toujours réunies.

A mon cher Lotfi pour son encouragement, son soutien moral.

A mes chères cousines Ouiza ,Fatma,Tafat ,Tiziri,Milissa, Klilia et leur frère Kamel.

A tous mes amis(es) en particulier: Dahbia ,Hayet.

A ma chère amie et binôme Nesrine.

Et à toute la promotion 2019/2020 de l'hydraulique.

Kenza

Dédicace

D'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.

A l'homme de ma vie, l'épaule solide, mon exemple éternel, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, à toi mon père, aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que dieu te préserve et procure santé et longue vie.

A ma chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui, tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte.

A mes chères frères : Lotfi, Rafik et sa femme Dyhia.

A mes chères Sœurs : Sihem, Wissam, Sabrina et son mari Karim.

A mon neveu adoré : Axel.

A mes amies sans exception.

A ma chère amie et binôme KENZA, avec qui j'ai partagé des moments précieux et à qui je souhaite la réussite et le bonheur ainsi qu'à toute sa famille.

A toute la famille Belhadj du plus grand au plus petit.

*A Toute les étudiants du département génie civil en particulier notre promotion.
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

Nesrine

Liste Des Abréviations

AEP : l'alimentation en eau potable.
ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.
A.P.C : Assemblée Populaire Communale.
A : coefficient d'annuité.
a : La célérité des ondes du bélier.
B_T: bilan total (DA).
B : la valeur de coup de bélier.
C_R : Côte Radier(m).
C_p : Côte du projet.
DRH: Direction Des Ressources Hydraulique.
D: Diamètre.
D_{ext}: Diamètre extérieur.
D_{int} : Diamètre intérieur.
DN: Diamètre Nominal.
DA: Dinar Algérien.
e: Epaisseur de la paroi (mm).
e : Prix d'un kilo-watt-heur.
E : l'énergie consommée par la pompe.
F_{am} : frais d'amortissement.
F_{exp}: Frais d'exploitation (DA).
H_g : Hauteur géométrique(m).
H_v: Pertes de charges dans la vanne.
H_{mt}: Hauteur manométrique(m).
H_d: La valeur maximale de la pression-dépression du coup de bélier (m).
i: Taux d'annuité annuel.
j : Pertes de charge linéaire.
J_s : pertes de charge singulières.
J_t : pertes de charge totale.
K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.
Max : Maximum.
Moy : Moyenne.
Min : Minimum.
n: nombre d'années d'amortissement
PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.
PE : Polyéthylène.
PVC : Chlorure de polyvinyle.
P_{max} : la pression maximale.
P_{min} : la pression minimale.
PP : Point de Piquage.
P_{abs} : la puissance absorbée par la pompe.

- Q** : débit refoulé dans la conduite en (m^3/s).
- Q_{max,j}**: débit maximum journalier en (m^3/j).
- Q_{min,j}**: débit minimum journalier en (m^3 /j).
- Q_{moy}**: Consommation moyenne journalière en eau potable (l/s).
- Q_{moy,j}**: débit moyen journalier en (m^3 /j).
- Q_{moy,h}**: débit moyen horaire en (m^3/h).
- R_e** : nombre de Reynolds
- S** : Section de la conduite.
- SR** : Station de Reprise.
- T °C** : Température.
- V₀**: Vitesse moyenne d'écoulement.
- V_{inc}**: Volume d'incendie (m^3).
- V_{max}**: Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).
- V_T**: Volume total de réservoir (m^3).
- ξ** : Rugosité.
- λ** : Coefficient de pertes de charge.
- η**: rendement de la pompe en %.
- α_{max}**: Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
- β_{max}**: Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

Liste des figures

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure(I.1) : Localisation de la commune de M'Kira dans la wilaya de Tizi- Ouzou | 2 |
| Figure(I.2) : La délimitation géographique de la commune de M'KIRA | 2 |
| Figure (I.3) : Carte des altitudes..... | 3 |
| Figure (I.4) : Carte des pentes | 4 |
| Figure (I.5) : situation hydrographique de la commune de M'KIRA | 5 |
| Figure (I.6) : situation géologie de la commune de M'KIRA..... | 6 |
| Figure (I.7) : Représentation des températures moyennes mensuelles | 7 |
| Figure (I.8) : Représentation des précipitations moyennes mensuelles | 8 |
| Figure(I.9) : Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gausсен..... | 9 |
| Figure(I.10) : schémas d'évolution du réseau d'aep existant de la commune de M'kira..... | 9 |
| Figure (II.1) : Histogramme de l'évaluation de la population aux différents horizons..... | 13 |
| Figure (II.2): Histogramme de l'évolution de la consommation journalière..... | 21 |
| Figure (III.1) : Emplacement du réservoir | 24 |
| Figure (III.2) : Réservoir d'eau équipé | 26 |
| Figure (III.3) : Adduction avec chute libre | 26 |
| Figure (III.4) : Adduction noyée..... | 26 |
| Figure (III.5): Conduite de distribution..... | 27 |
| Figure (III.6) : Conduites de trop plein et vidange..... | 27 |
| Figure (III.7): By-pass entre l'adduction et distribution | 28 |
| Figure (III.8): Systèmes de l'incendie | 28 |
| Figure(III.9) : Consommation cumulative au cours d'une journée | 30 |
| Figure (III.10) : Capacité graphique de SR4 TIZI BADHOU..... | 33 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure(III.11) : Capacité graphique de réservoir THALA ACHERINE..... | 35 |
| Figure (III.12) : Capacité graphique de réservoir BOUGHZAL | 37 |
| Figure (III.13): Capacité graphique de réservoir IAAKRAF | 39 |
| Figure (IV.1): adduction gravitaire | 41 |
| Figure (IV.2): adduction par refoulement | 41 |
| Figure (IV.3) : Robinet vanne à opercule | 44 |
| Figure (IV.4) : Robinet vanne papillon | 44 |
| Figure (IV.5) : Ventouse | 45 |
| Figure (IV.6) : Clapet anti retour | 45 |
| Figure (V.1) : Pose des conduites en terre | 63 |
| Figure (V.2) : Traversée d'une route au moyen d'une gaine | 64 |
| Figure (V.3) : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton | 64 |
| Figure (V. 4): Butée et Amarrage..... | 65 |
| Figure (V.5): Pose en tranchée | 66 |
| Figure (V.6): Réalisation de la fouille | 67 |
| Figure(V.6): Remblayage des tranchées..... | 68 |
| Figure (V.7): Corrosion par formation des piles..... | 71 |
| Figure (V.8) : Protection par anode réactive..... | 72 |
| Figure (V.9) : Protection par soutirage de courant | 72 |
| Figure (VI.1): Volant d'inertie | 75 |
| Figure(VI.2) : Soupape de sureté, anti-bélier | 77 |
| Figure(VI.3) : la ventouse | 77 |
| Figure (VI.4): Principe de la disposition d'un réservoir d'air..... | 78 |
| Figure (VI.5) : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre..... | 78 |

Liste des tableaux

Liste des tableaux

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau(I.1) : Températures moyennes mensuelles de la région d'étude..... | 7 |
| Tableau(I.2): Précipitations moyennes mensuelles de la région d'étude | 8 |
| Tableau (II.1): Nombre d'habitants par région (RGPH 2008..... | 11 |
| Tableau (II.2) : Estimation de la population par régions..... | 12 |
| Tableau(II.3): Norme de consommation domestique | 13 |
| Tableau (II.4) : détermination des débits domestiques des différentes régions..... | 15 |
| Tableau (II.5) : Les besoins scolaires | 16 |
| Tableau (II.6): Besoins socioculturels | 16 |
| Tableau (II.7): Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons..... | 17 |
| Tableau (II.8) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20 | 18 |
| Tableau (II.9) : Variation de la consommation journalière | 20 |
| Tableau (II.10) : Variation de β_{max} en fonction de nombre d'habitants..... | 22 |
| Tableau (II.11) : Bilan ressources-besoins | 23 |
| Tableau (III.1) : Fonctions d'un réservoir | 24 |
| Tableau (III.2) : Classification des réservoirs | 24 |
| Tableau (III.3) : Dimensionnement de la station de reprise TIZI BADHOU SR1 | 32 |
| Tableau (III.4) : Dimensionnement de réservoir projeté Thala Achrine..... | 34 |
| Tableau (III.5) : Dimensionnement de réservoirs projeté BOUGHEZEL | 36 |
| Tableau (III.4) : dimensionnement de réservoir projeté IAKREF R4..... | 38 |
| Tableau(IV.1) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon SR1-PP N°1 | 52 |

Liste des tableaux

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau(IV.2) : Calcul des frais d'amortissement | 52 |
| Tableau(IV.3) : Bilan des frais | 52 |
| Tableau(IV.4) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon PP N°1-R2 | 54 |
| Tableau(IV.5) : Calcul des frais d'amortissement | 54 |
| Tableau(IV.6) : Bilan des frais | 54 |
| Tableau(IV.7) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon PP N°1- PP N°2 | 55 |
| Tableau(IV.8) : Calcul des frais d'amortissement | 56 |
| Tableau(IV.9) : Bilan des frais | 56 |
| Tableau(IV.10) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon PP N°2- R3 | 57 |
| Tableau(IV.11) : Calcul des frais d'amortissement | 57 |
| Tableau(IV.12) : Bilan des frais | 58 |
| Tableau(IV.13) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon PP N°2- R4 | 59 |
| Tableau(IV.14) : Calcul des frais d'amortissement | 59 |
| Tableau(IV.15) : Bilan des frais | 60 |
| Tableau (V .1) : le coefficient K en fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites | 78 |
| Tableau (VI.1) : calcul de la valeur maximale du coup de bélier | 80 |
| Tableau (VI.2) : calcul des valeurs du temps de retour de l'onde de déformation | 81 |

SOMMAIRE**Introduction générale*****Chapitre I : Présentation de la zone d'étude***

| | |
|--------------------------------------------------------------------------|----|
| I.1. Introduction..... | 1 |
| I.2. Présentation de la zone d'étude | 1 |
| I.2.1. Situation géographique | 1 |
| I.2.2. Situation topographique | 3 |
| I.2.3. Situation hydrogéologique et hydrographique | 6 |
| I.2.4. Situation géologique... .. | 6 |
| I.2.5. Situation climatologique..... | 7 |
| I.2.5.1. Climat | 7 |
| I.2.5.2. Température..... | 8 |
| I.2.5.3. Pluviométrie..... | 8 |
| I.2.5.4. Diagramme ombrothermique : $p = f(2T)$ | 9 |
| I.2.6. Situation hydraulique..... | 10 |
| I.2.7. Assainissement | 10 |
| I.3. Conclusion | 10 |
| <i>Chapitre II : Estimation des besoins en eau</i> | |
| II.1. Introduction | 11 |
| II.2. Estimation des besoins en eau | 11 |
| II.2.1. Situation démographique | 11 |
| II.2.2. Estimation de la population aux différents horizons | 12 |
| II.3. Dotation..... | 13 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| II.4. Consommation moyennes journalière..... | 14 |
| II.5. Différents types de besoins | 14 |
| II.5.1. Besoins domestiques | 14 |
| II.5.2. Besoins scolaires. | 16 |
| II.5.3. Besoins socioculturels | 16 |
| II.5.4. Autres besoins..... | 17 |
| II.5.5. Présentation des différents besoins en eau a différents horizons | 17 |
| II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière..... | 18 |
| II.6.1. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière | 19 |
| II.6.2. Variation du débit horaire | 21 |
| II.7. Bilan ressources –besoins | 22 |
| II.8. Conclusion..... | 23 |
| <i>Chapitre III : Réservoirs</i> | |
| III.1. Introduction | 24 |
| III.2. Fonction générales des réservoirs | 24 |
| III.3. Emplacement des réservoirs | 24 |
| III.4. Choix du type du réservoir | 25 |
| III.5. Classification des réservoirs | 25 |
| III.6. Equipements des réservoirs | 25 |
| III.6.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation | 26 |
| III.6.2. Conduite de départ ou de distribution | 27 |
| III.6.3. Conduite de trop-plein | 27 |
| III.6.4. Conduite de décharge ou de vidange | 27 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------|----|
| III.6.5. Conduite by-pass | 28 |
| III.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie | 28 |
| III.6.7. Les joints d'étanchéité | 29 |
| III.7. Entretien des réservoirs..... | 29 |
| III.8. Capacité des réservoirs | 29 |
| III.8.1. Méthode analytique..... | 30 |
| III.8.2. Méthode graphique | 31 |
| III.8.3. La station de reprise | 31 |
| III.9. Détermination de la capacité des réservoirs | 31 |
| III.9.1. Dimensionnement de la station de reprise TIZI BADHOU SR1 | 31 |
| III.9.2. Dimensionnement de réservoir projeté Thala Achrine | 33 |
| III.9. 2.1. Détermination du régime de consommation..... | 33 |
| III.9. 2.2. Calcul du diamètre | 35 |
| III.9. 2.3. Calcul de la hauteur de la réserve incendie | 35 |
| III.9. 3. Dimensionnement de réservoirs projeté BOUGHEZEL | 35 |
| III.9. 3.1. Détermination du régime de consommation..... | 36 |
| III.9. 3.2. Calcul du diamètre | 37 |
| III.9. 3.3. Calcul de la hauteur de la réserve incendie..... | 37 |
| III.9. 4. Dimensionnement de la station de reprise projeté IAAKREF | 38 |
| III.9.4.1. Détermination du régime de consommation | 39 |
| III.9.4.2. Calcul du diamètre | 39 |
| III.9.4.3. Calcul de la hauteur de la réserve incendie..... | 39 |
| III.11. Conclusion | 40 |

Chapitre IV: Etude de l'adduction

| | |
|--------------------------------------------------------------------------|----|
| IV.1. Introduction..... | 41 |
| IV.2. Types d'adduction | 41 |
| IV.3. Quelques notions simples sur l'adduction | 42 |
| IV.3.1. La ligne piézométrique | 42 |
| IV.3.2. L'air dans les tuyauteries | 42 |
| IV.3.3. Dépôts dans l'adduction | 43 |
| IV.4. Choix du tracé..... | 43 |
| IV.4.1. Conditions techniques | 43 |
| IV.4.2. Conditions économiques | 43 |
| IV.5. Choix du type des conduites | 43 |
| IV.6. Organes et accessoires de l'adduction | 44 |
| IV.7. Conditions économique | 45 |
| IV.8. Etude techno-économique | 46 |
| IV.9. Calcul de la vitesse | 46 |
| IV.9. Calcul des pertes de charges | 47 |
| IV.9.1. Les pertes de charges linéaires..... | 47 |
| IV.9.2. Calcul du coefficient des pertes de charges | 47 |
| IV.9.3. perdes de charge singulières | 49 |
| IV.9 .4. les pertes de charge totales | 49 |
| IV.10. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation | 49 |
| IV.11. Puissance de pompage | 49 |
| IV.12. Energie consommée par la pompe | 49 |
| IV.13. Frais d'exploitation | 50 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| IV.14.Frais d'amortissement..... | 50 |
| IV.15.Calcul du bilan..... | 50 |
| IV.17.Description du schéma d'adduction..... | 51 |
| IV.18. Dimensionnement du réseau d'adduction..... | 51 |
| IV.18.1. Adduction gravitaire..... | 51 |
| IV.18.1.1. Tronçon R-1000m ³ jusqu'au point de piquage N°1..... | 51 |
| IV.18.1.2. Tronçon point de piquage N°1 jusqu'à THALA ACHERINE R2..... | 53 |
| IV.18.1.3. Tronçons du point de piquage N°1 jusqu'au point piquage N°2..... | 55 |
| IV.18.1.4. Tronçons de point de piquage N°2 jusqu'au Réservoir projetée BOUGHZEL..... | 57 |
| IV.18.1.5. Tronçon le point de piquage N °2 jusqu'à le réservoir projeté 250m ³ | 59 |
| IV.19.Conclusion..... | 60 |

Chapitre V : Pose et Protection des conduites

| | |
|-----------------------------------------------------------------------|----|
| V.1. Introduction..... | 61 |
| V.2. Critères de choix des canalisations..... | 61 |
| V.2.1. Choix des canalisations en fonction du liquide transporté..... | 61 |
| V.2.2. Choix des canalisations en fonction du type de sol..... | 62 |
| V.3.Pose des conduites..... | 62 |
| V.4.Différents types de pose de canalisations..... | 63 |
| V.4.1.Pose en terre..... | 63 |
| V.4.2.Traversée des routes..... | 64 |
| V.4.3.Butée et amarrage..... | 65 |
| V.5.Différentes mises en place des canalisations..... | 66 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----|
| V.5.1. Réalisation des fouilles..... | 66 |
| V.5.2. Préparation de la canalisation..... | 67 |
| V.5.3. Épreuve des joints et canalisation principale..... | 68 |
| V.5.4. Essai général du réseau | 68 |
| V.5.5. Remblaiement de la tranchée | 68 |
| V.6. Désinfection des conduites | 69 |
| V.7. La Corrosion..... | 69 |
| V.8. Protection contre la corrosion | 70 |
| V.8.1. La corrosion externe | 70 |
| V.8.1.1. Corrosion par formation des piles géologiques | 70 |
| V.8.1.2. Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique extérieure | 71 |
| V.8.1.3. Protection cathodique | 71 |
| V.8.2. La corrosion interne | 73 |
| V.9. Conclusion..... | 73 |

Chapitre VI : Coup de bélier

| | |
|----------------------------------------------------------------|----|
| VI.1. Introduction..... | 74 |
| VI.2. Définition du coup de bélier | 74 |
| VI.3. Causes du coup de bélier | 74 |
| VI.4. Les conséquences de ce phénomène..... | 74 |
| VI.5. Analyse physique du coup de bélier dans les pompes | 75 |
| VI.6. Moyens de protection contre le coup de bélier | 75 |
| VI.6.1. Volant d'inertie | 75 |
| VI.6.2. Soupape de décharge..... | 76 |
| VI.6.3. Les ventouses | 76 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------|----|
| VI.6.4. Réservoirs d'air | 77 |
| VI.6.5. Cheminée d'équilibre | 77 |
| VI.7. Principe de fonctionnement | 78 |
| VI.8. Etude du coup de bélier..... | 78 |
| VI.8.1. Calcul de la célérité d'ondes | 78 |
| VI.8.2. Valeurs numériques du coup de bélier..... | 78 |
| VI.9. La valeur du coup de bélier pour les différents tronçons | 80 |
| VI.10. Conclusion | 81 |

Conclusion Générale

Introduction Générale

L'eau, élément essentiel à toute forme de vie, a toujours influencé la vie de l'homme, de part son mode de vie et ses activités, la sédentarisation de l'espèce humaine dépendait principalement de la proximité des points d'eau, formant ainsi des communautés qui n'ont cessé de se développer jusqu'à l'état actuel de notre civilisation. L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable croissante.

Actuellement, les quantités d'eau, en Algérie, sont en général suffisantes grâce à la mobilisation des eaux de surfaces, des eaux souterraines, mais à l'avenir, il ne sera plus permis de mal gérer cette ressource. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé « Adaptation Du Réseau D'AEP Des Villages Tahchat- Tala Achrine – Idouchouthen A Partir du Réservoir Tizi Badhou » qui consiste à l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable permettant de répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon 2050.

Pour atteindre cet objectif, nous avons divisés notre travail en six parties :

- En premier lieu nous allons présenter le site du projet, dont le but est de décrire les différentes situations : géographique, topographique, climatique et hydraulique du site ;
- La deuxième partie est consacrée aux calculs des besoins en eau actuels et futurs pour les différentes catégories de consommateur, et à l'estimation du déficit par rapport aux ressources actuelles ;
- Ensuite nous allons étudier le système d'adduction qui consiste à dimensionner les réservoirs, soit pour le stockage ou bien pour la transition, et de comparer leurs capacités avec celles des réservoirs existants ;
- Dans la quatrième partie, nous allons effectuer une étude technico-économique pour le dimensionnement des différents tronçons de la chaîne d'adduction d'où on déterminera les diamètres les plus économiques ;
- On traitera aussi la partie relative à la protection et pose des conduites, en prenant toutes les dispositions nécessaires afin d'avoir un réseau fiable et durable ;
- Une fois le réseau sera dimensionné, nous allons vérifier l'apparition de phénomène du coup de bélier dans les différentes conduites, et proposer des protections anti-bélier ;
- Et on terminera avec une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques des lieux et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

Parmi ces facteurs, nous citons la connaissance détaillée des lieux, comme la géologie et la topographie du site permettant ainsi de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.2. Présentation du site**I.2.1. Situation géographique**

La commune de M'KIRA est une collectivité à caractère rural, située au sud ouest de la wilaya de TIZI OUZOU, à environ 40Km du chef lieu de wilaya, elle est délimitée dans son ensemble comme suit :

- Au Nord : par la commune de **TIMEZRIT** wilaya de **BOUMERDES**.
- A l'Est : par la commune de **AIT YAHIA MOUSSA**.
- Au Sud : par la commune **TIZI GHENIFF**.
- A l'Ouest : par la commune de **CHAABET EL AMEUR** wilaya de **BOUMERDES**.

La commune de M'Kira est composée de nombreux villages :

- Aït Ali, Aït Khelif, Aït Messaoud, Aït HedOuali, Aït Ouakli, Aït Tantast, Aït Taharount, Bouhadj, Chaouchi, El Hamman, Gaoua, Hamadache, Harchaou, Heddar, Ijahmame, Iakraf, Iamourène, Ibeggachène, **Idouchouthen**, Ighdavène, Iloulitène, Imaandene, Iamouène, Imlikchène, Ivahrizène, Ivouhamene, Izianène, Iadachène, Mahnouche, Saidhamdine, Taka (Taka Aït Ali), **Tahchat**, Taka, **Thala Acherine**, Talazizt, Tamdikt, Tamaanet, Tamridjt, Tarmant, Tighilt Bougueni (Chef-lieu), Tighilt Oukerrouche, Thykhrivine, Thahdjerest, Thafargualt.

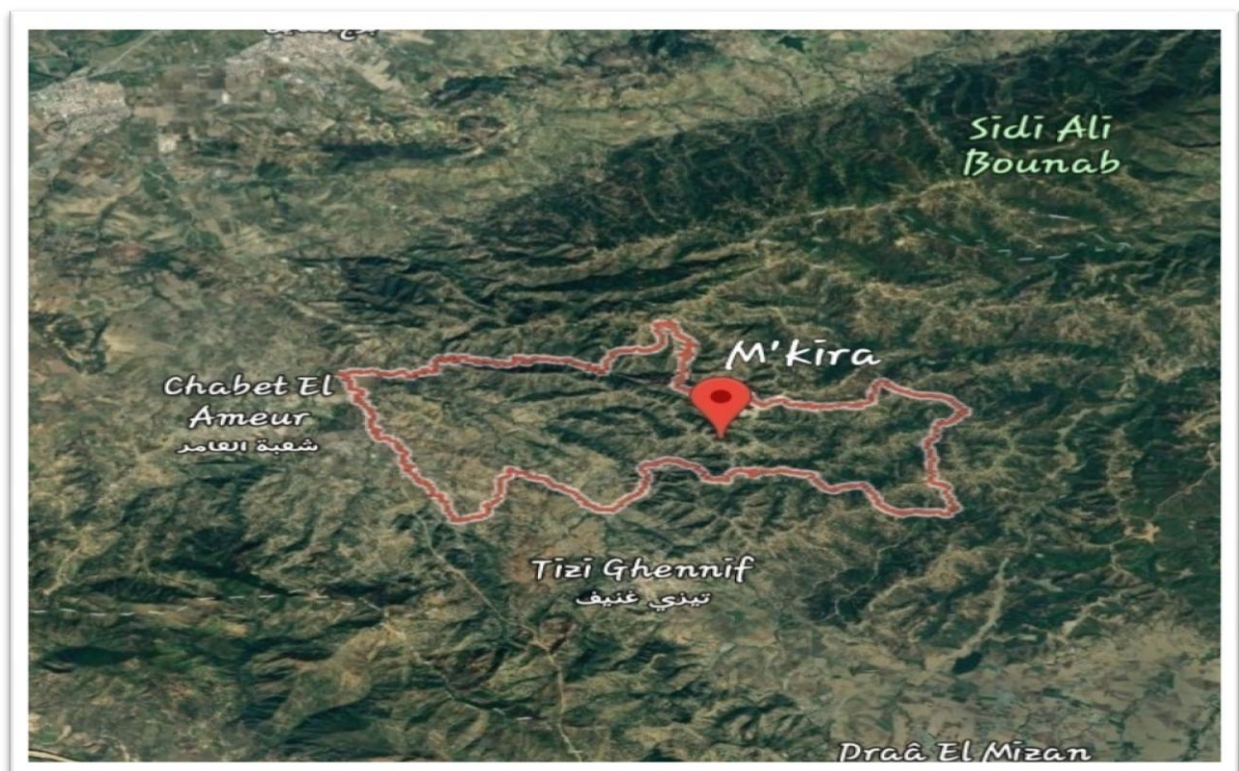
Issue du découpage administratif de 1991, la commune de M'KIRA a une superficie 35.84 Km² ; sa population était de 17690 habitants lors du recensement de 2008 ; Soit une densité de 493.58hab /km², elle relève de la daïra de TIZI GHENIFF dans la wilaya de TIZI OUZOU.

La délimitation de la zone d'étude est représentée sur la figure (I.1) suivante :



Figure(I.1) : Localisation de la commune de M'Kira dans la wilaya de Tizi- Ouzou.

(Carte de découpage administratif)



Figure(I.2) : La délimitation géographique de la commune de M'KIRA.

I.2.2.Situation topographique

La commune de M'Kira est classée dans la zone de moyenne montagne (étage inférieur) dont l'altitude est comprise entre 90 et 700 m (voir la figure (I.3)).

L'analyse de la carte des pentes nous permet de mettre en évidence les classes de pentes suivantes (voir la figure (I.3)) :

- Les pentes de 8 à 12% occupent 26% de la superficie de la commune, représentées par quelques plaines situées à l'ouest de la commune ainsi que les terrains situés le des oueds.
- Les pentes de 12 à 18% correspondent à des pentes moyennes et occupent 26% du territoire de la commune.
- Les pentes de 18 à 25% sont les plus dominantes avec 30% de la surface du territoire de la commune.
- Les pentes supérieures à 25% occupent 18% du territoire de la commune ; elles correspondent aux montagnes et collines de la commune.

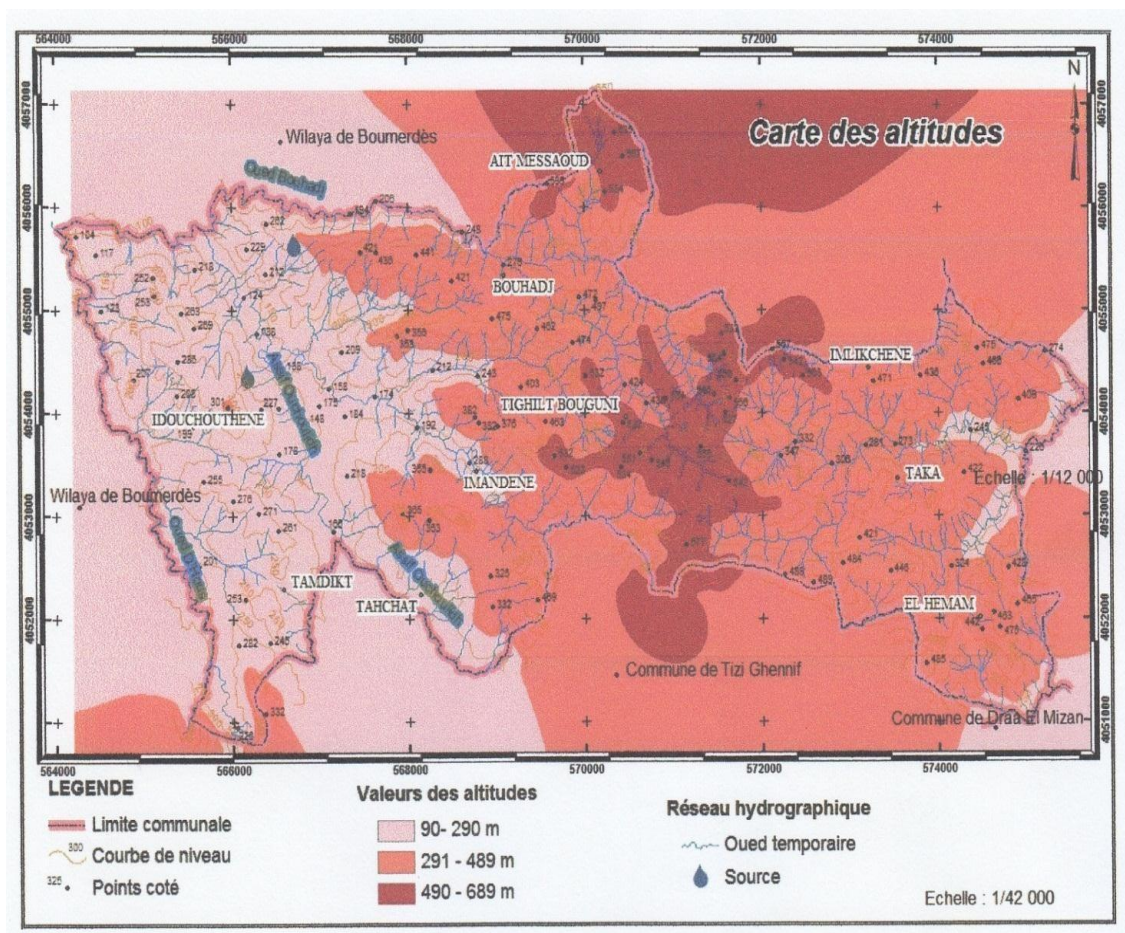


Figure (I.3) : Carte des altitudes.

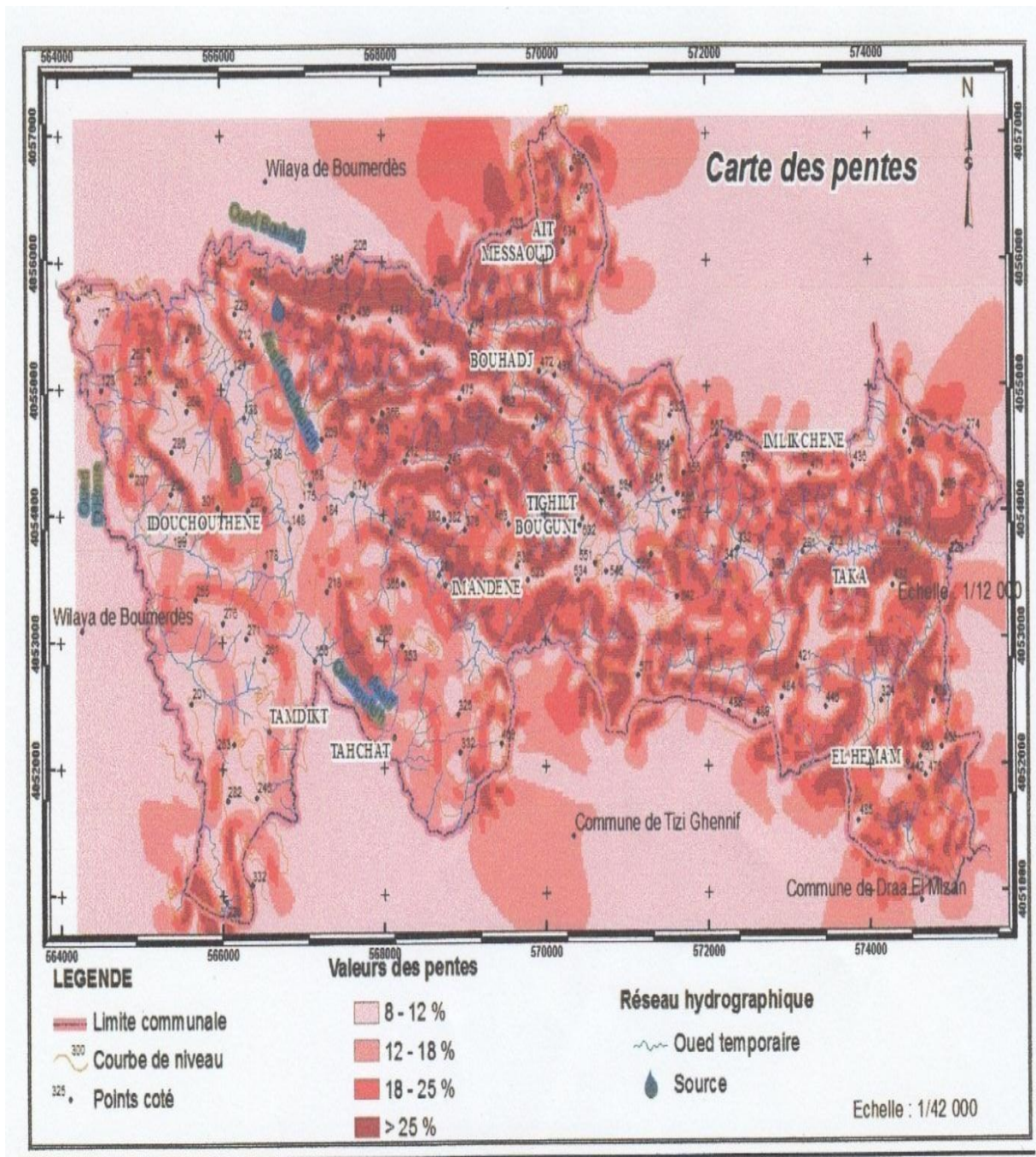


Figure (I.4) : Carte des pentes.

I.2.3.Situation hydrogéologique et hydrographique

Le réseau hydrographique de M'KIRA est constitué par de denses ruissèlements qui prennent naissance sur les hauteurs de la commune et se déversent dans tous les sens. Ces ruissèlements se déversent vers les quatres oueds les plus importants de la commune à savoir :

- Assif bouhadj et Assif D'Hous qui délimitent la commune des cotés ouest et nord-ouest.
- Assif Ouchoulid et Assif Bouanser.

Le réseau hydrographique est représenté sur la carte suivante :

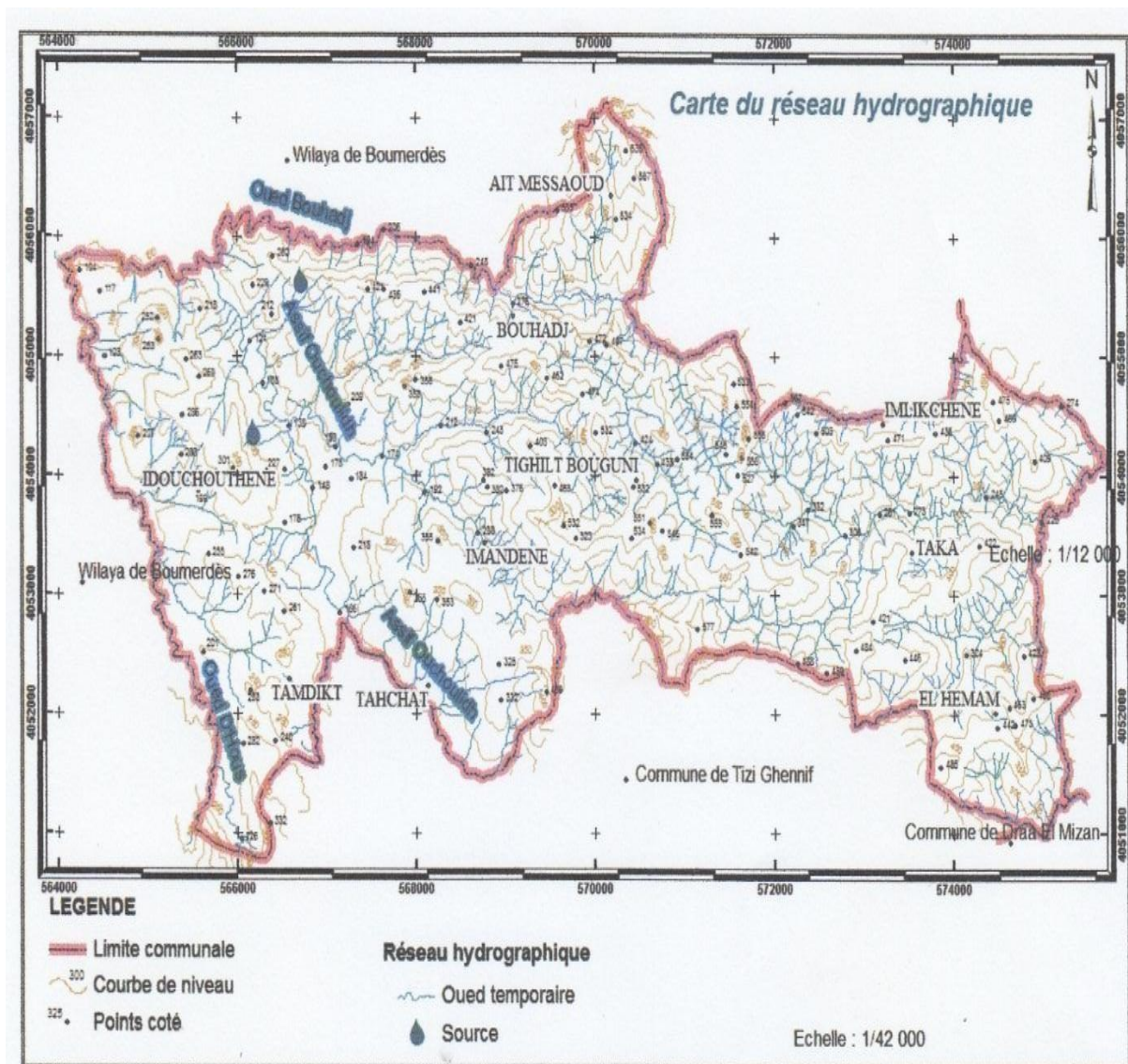


Figure (I.5) : situation hydrographique de la commune de M'KIRA.

I.2.4.Situation géologique

La commune de M'KIRA est située dans le domaine kabyle (zones internes) des maghrébides qui font partie du domaine tellien de l'Algérie du Nord. Elle se caractérise par des formations allongées Nord Ouest-sud-est. Quant à leur nature géologique, on y trouve des formations sédimentaire qui occupent la partie est de l'aire d'étude, environ 30% de sa surface totale et des terrains métamorphiques appartenant au socle kabyle, qui couvrent les 70% restant à l'ouest .c'est une série métamorphique situé au nord de la dorsale kabyle (chaîne calcaire de Djurdjura) avec parfois quelques poches magmatiques.

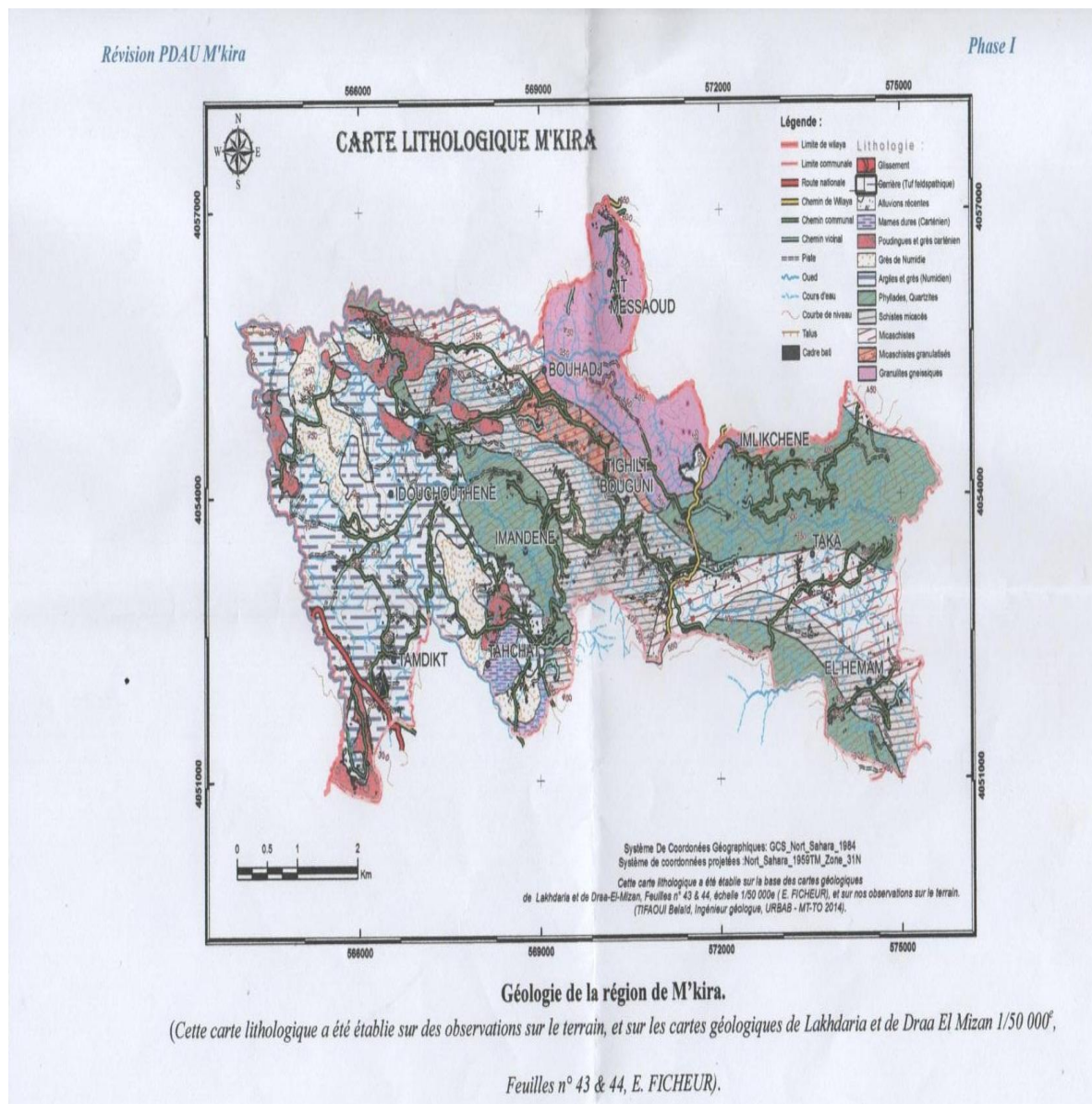


Figure (I.6) : situation géologique de la commune de M'KIRA.

I.2.5.Situation Climatologique

I.2.5.1.Climat

Le climat dans la commune de M'KIRA est typiquement caractérisé par un climat méditerranéen, avec des étés chauds et secs (de mai à septembre), et des hivers humides et frais (de septembre à mai).

I.2.5.2.Température

Elle diffère d'une saison à l'autre ; Les températures les plus basses sont enregistrées durant les mois les plus froids de l'année (décembre au mois d'avril) avec une température moyenne minimum 5.1 C° au mois de janvier.les températures les plus élevées sont enregistrées durant les mois les plus chauds de l'année (mai jusqu'au mois de novembre) avec une température maximum de 25.9C° en mois de Aout.

Les températures moyennes mensuelles de la région d'étude sont représentées dans le tableau I.1.

| Mois | Jan | Fev | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Sept | Oct | Nov | Déc |
|---------|-----|------|------|------|-----|------|-------|------|------|-----|-----|-----|
| Temp C° | 5.1 | 7.05 | 9 | 11.6 | 15 | 22.1 | 25.15 | 25.9 | 21.4 | 16 | 11 | 7 |

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles de la région d'étude.

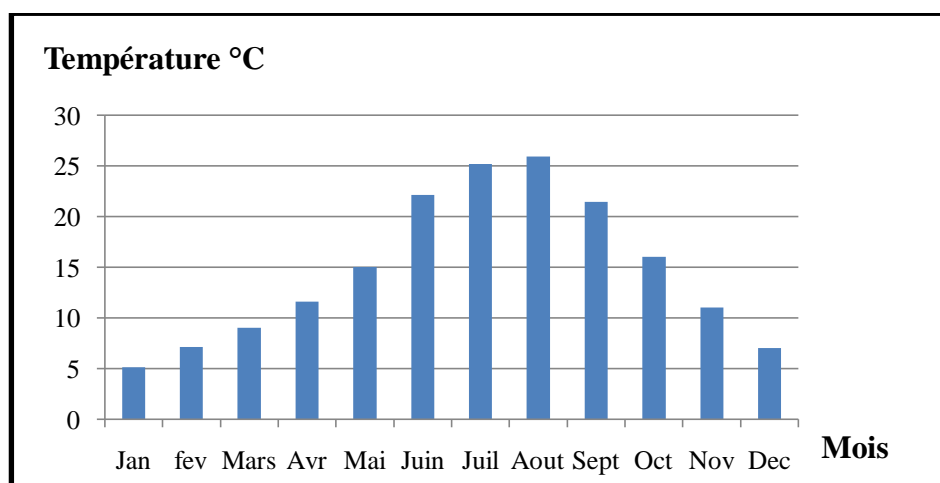


Figure (I.7) : Représentation des températures moyennes mensuelles.

(Source: ANRH Tizi-Ouzou2016 ; Station de Boukhalfa)

I.2.5.3.Pluviométrie

L'année pluviométrique se divise en deux grandes périodes bien distinctes :

- Une période humide allant de novembre au mois d'avril, qui totalise 801 mm, avec un maximum de précipitation qui dépasse 151 mm en mois Décembre.
- Une période sèche s'étalant de Mai à Août avec un minimum 5mm au mois de juillet.

| Mois | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Aout | Sept | Oct | Nov | Déc | Total |
|-----------|-----|-----|------|-----|-----|------|------|------|------|-----|-----|-----|-------|
| Préc (mm) | 115 | 99 | 91 | 48 | 42 | 10 | 5 | 11 | 28 | 78 | 123 | 151 | 801 |

Tableau I.2 : Précipitations moyennes mensuelles de la région d'étude.

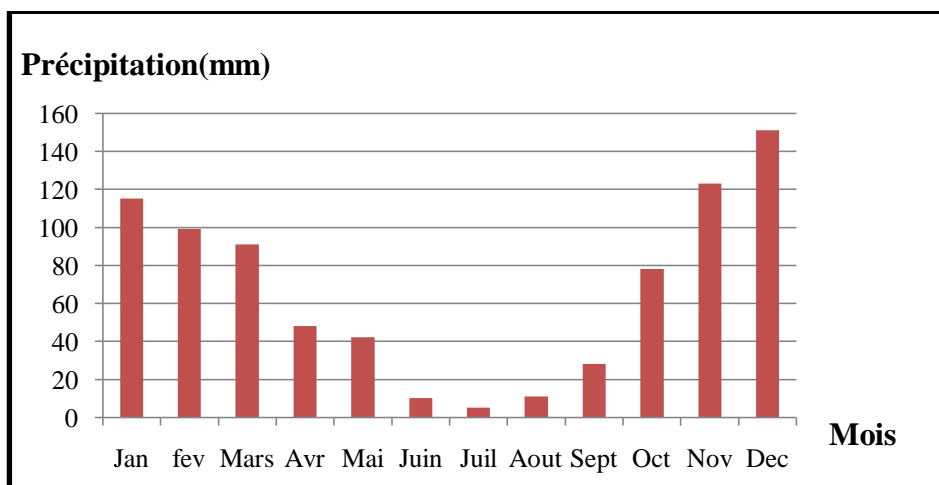


Figure (I.8) : Représentation des précipitations moyennes mensuelles.

(Source: ANRH Tizi-Ouzou2016 ; Station de Boukhalfa)

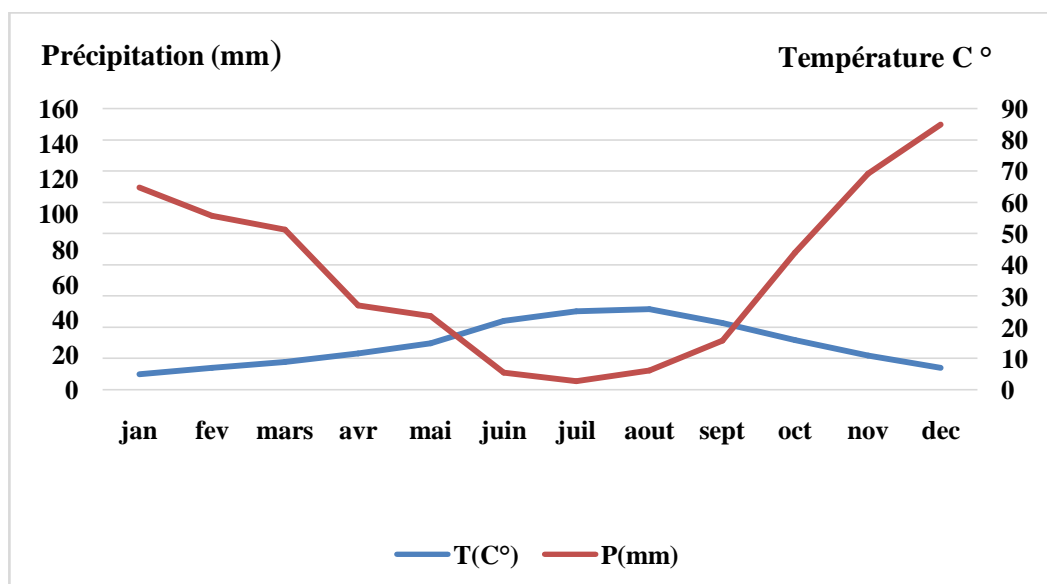
I.2.5.4. Diagramme Ombrothermique $p = 2T$

Utilisé en météorologie, le diagramme Ombrothermique est un type de diagramme qui a été développé par Henri Gaussen et F. Bagnouls, botanistes célèbres, Il présente les relevés de température et la pluviométrie d'un lieu sur le même graphe. La température se lit généralement sur l'axe des ordonnées de droite et la pluviométrie sur l'axe de gauche.

Les échelles doivent suivre la règle suivante: **une unité de température est égale à deux unités de pluviométrie $p = 2T$** , par exemple, 10°C sur l'axe des températures correspondront à 20 mm de pluie sur l'axe des précipitations.

Les diagrammes Ombrothermique permettent de caractériser facilement le climat méditerranéen. En effet, les intervalles de temps durant lesquels la courbe des précipitations "passe sous" la courbe des températures sont considérées comme des périodes de sécheresse.

Selon cette définition, le climat méditerranéen est caractérisé par trois mois de sécheresse.



Figure(I.9) : Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gaussen.

En projetant les points où les deux courbes se rencontrent sur l'axe des mois, l'intersection des deux courbes P et T permet de définir selon (Soltner, 1984):

- La période sèche lorsque $P < 2T$.
- La période humide lorsque $P > 2T$.

Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente du mois de **Mai** jusqu'au mois de **Septembre**.

I.2.6.Situation hydraulique

Pour satisfaire les besoins en eau de la zone étudiée ; le réseau a été évalué en plusieurs étapes :

- **Etape 1 :**

Le système de production démarre à partir du barrage KOUDIAT ACERDOUNE de BOUIRA via la S.R.3 de Draa el Mizan (8000 m³).

Ce dernier alimente gravitairement la S.R.4 IGHIL OUKERROU (1000 m³) à la cote radier (564,58 m) dont l'eau est acheminée gravitairement vers Le réservoir TIZI BADHOU (1000m³) à la cote radier (426.62m) et refoulée vers le réservoir BOUTAKA (2*1000 m³) situé à une cote radier (616m) qui à son tour alimente par gravité le réservoir de THIGHILT BOUGUENI (2×500m³) situé à une cote de 572,97m afin d'alimenter le réservoir TAMDIKT, la partie nord de TIZI GHENIFF et la commune de M'KIRA. (**voir la figure I.10**)

- **Etape 2 :**

Actuellement le réservoir TIGHILT BOUGUENI (2×500m³) situé à une cote de 572,97m alimente la partie nord de TIZI GHENIF et la commune de M'KIRA et ce dernier est alimenté par le réservoir TIZI BADHOU (1000m³) à la cote radier (426.62m).

Le réservoir TAMDIKT est alimenté à partir d'un point de piquage sur la conduite allant du réservoir IGHIL OUKERROU vers le réservoir TIZI BADHOU. (**Voir la figure I.10**)

La commune de M'KIRA souffre de l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable qui est due principalement à la distribution d'eau alternativement avec la daïra de TIZI GHENIF.

Une étude d'adaptation a été faite pour régler ce problème qu'on va traiter dans les prochains chapitres.

I.2.7.Assainissement :

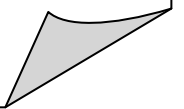
Concernant l'assainissement, les villages de la commune de M'KIRA sont caractérisés par l'existence de réseaux partiels, individuels, semi collectifs ou collectifs débouchant pour la plupart dans des talwegs à l'air libre. Ces réseaux sont soit en PVC, soit en buses en béton. Il n'existe, pour ainsi dire, pas de réseau global prenant en charge des effluents d'eaux usées. Certains tronçons sont, soit dépourvus de regards, soit invisibles. Il est à signaler qu'il n'existe aucun ouvrage de traitement dans ces villages.

I.3. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de récolter les caractéristiques générales de notre zone d'étude ainsi que les données relatives à la situation hydraulique actuelle, qui vont nous servir à l'élaboration du projet de renforcement du réseau en AEP de la commune par la réalisation d'une nouvelle chaîne d'adduction dans les chapitres suivants.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau



II.1. Introduction

Dans le projet d'alimentation en eau potable, le calcul des besoins en eau porte sur l'estimation des effectifs à desservir, c'est-à-dire, la population appartenant à la zone d'étude et par conséquent la détermination des besoins en eau éventuels. Pour déterminer les besoins actuels et futurs en eau, on doit déterminer les besoins de la population résidente, les besoins pour les équipements publics et sociaux.

II.2. Estimation des besoins en eau

II.2.1. Situation démographique

Le nombre d'habitants de la commune de M'KIRA était 17 690 habitants (RGPH 2008), La population des villages concernés par l'étude est récapitulée comme suit :

| Régions | Localité | RGPH 2008 |
|---------|---------------------|-------------|
| 1 | Boughzel | 458 |
| | Ait Ouakli | |
| 2 | Thahchatcentre | 1349 |
| | Irafaane | |
| | Ibeldahmanen | |
| | ThalaAcherine | |
| | Thigizi | |
| | Ividah | |
| 3 | Ait Elhadj | 1006 |
| | Tala Oulili | |
| | Ifloucen | |
| | ThalaNchikh | |
| | Ires Nchikh | |
| 4 | Idouchouthen centre | 961 |
| | Iarvithen | |
| | Iaakraf | |
| | Total | 3774 |

Tableau (II.1) : Nombre d'habitants par région (RGPH 2008).

II.2.2. Estimation de la population aux différents horizons

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

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

Avec :

- P_n : La population future à l'horizon considéré.
- P_0 : La population de l'année de référence.
- α : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de 2%.
- n : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

En se référant au recensement de la population fait en 2008 par les services d'urbanisme de L'A.P.C de la zone d'étude, on évaluera la population aux horizons futurs. On a retenu l'année en cours (2020), et le long terme (2050).

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.2) ci-dessous :

| | | RGPH2008 | Actuel | Court termes | Moyen termes | Long termes |
|---------|---------------------|-------------|-------------|--------------|--------------|-------------|
| Régions | Horizon d'études | 2008 | 2020 | 2030 | 2040 | 2050 |
| 1 | Boughzel | 458 | 577 | 707 | 863 | 1052 |
| | Ait Ouakli | | | | | |
| 2 | Thahchatcentre | 1349 | 1696 | 2084 | 2542 | 3099 |
| | Irafaane | | | | | |
| | Ibeldahmanen | | | | | |
| | ThalaAcherine | | | | | |
| | Thigizi | | | | | |
| | Ividah | | | | | |
| 3 | Ait Elhaadj | 1006 | 1168 | 1554 | 1895 | 2311 |
| | Tala Oulili | | | | | |
| | Ifloucen | | | | | |
| | ThalaNchikh | | | | | |
| | Ires Nchikh | | | | | |
| 4 | Idouchouthen centre | 961 | 1211 | 1485 | 1811 | 2207 |
| | Iarvithen | | | | | |
| | Iaakraf | | | | | |
| | Total | 3774 | 4652 | 5830 | 7111 | 8659 |

Tableau (II.2) : Estimation de la population par régions.

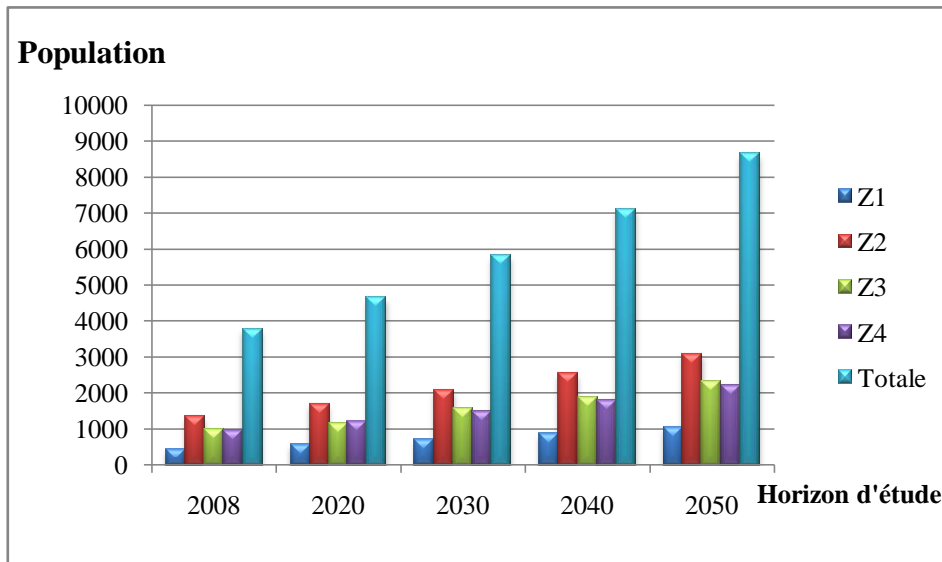


Figure (II.1) : Histogramme de l'évaluation de la population aux différents horizons.

II.3. Normes de consommation (dotation)

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

- Le niveau de vie de la population.
- Nombre d'habitant.
- Développement urbain.
- Les ressources existantes.

Généralement pour l'estimation des besoins domestiques d'une agglomération urbaine, nous pouvons tabler en première approximation sur la base suivante :

| Nombre d'habitant | Norme de consommation (l/hab/j) |
|---------------------|---------------------------------|
| De 5000 à 20 000 | 150 à 200 |
| De 20 000 à 100 000 | 200 à 300 |
| Supérieur à 100 000 | 300 à 400 |

Tableau(II.3): Norme de consommation domestique.

Nous estimons qu'une dotation de **100 l /j/hab.** sera suffisante pour satisfaire les besoins en eau potable pour les villages, d'après la direction des ressources en eau.

II.4. Consommation moyenne journalière

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

$$Q_{moy.j} = \frac{N \times D}{1000} \text{ [m}^3\text{/j]} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière des consommateurs en $\text{m}^3\text{/j}$.
- D : dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/hab .
- N : nombre de consommateurs.

II.5. Différents types de besoins

II.5.1. Besoins domestique

La norme de consommation est adoptée en fonction de l'importance de la population, de son mode de vie, et suivant la norme d'hygiène. Pour une agglomération urbaine (plus de 5 000 habitants), elle varie de 150 l/j/hab à 250 l/j/hab .

Pour cette étude, on opte pour une consommation moyenne journalière de 100 l/j/hab pour les zones rurales.

Les besoins domestiques moyens journaliers pour les différentes localités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| Régions | 2020 | | | 2030 | | | 2040 | | | 2050 | | |
|--------------------------|-------------|-------------------------------------------|-------------|------------|-------------------------------------------|-------------|-------------|-------------------------------------------|-------------|-------------|-------------------------------------------|--------------|
| | Pop | Q _{moy.j} (m ³ /j) | (l/s) | Pop | Q _{moy.j} (m ³ /j) | (l/s) | Pop | Q _{moy.j} (m ³ /j) | (l/s) | Pop | Q _{moy.j} (m ³ /j) | (l/s) |
| Boughezel | 577 | 57.7 | 0,67 | 707 | 70.7 | 0.1 | 863 | 86.3 | 0.1 | 1052 | 105.2 | 1.22 |
| Ait Ouakli | | | | | | | | | | | | |
| Thahechat centre | 1696 | 169.6 | 1.92 | 2084 | 208.4 | 2.41 | 2542 | 254.2 | 2.94 | 3099 | 309.9 | 3.59 |
| Irafaane | | | | | | | | | | | | |
| Ibeldahma -nen | | | | | | | | | | | | |
| Thala Acherine | | | | | | | | | | | | |
| Thigizi | | | | | | | | | | | | |
| Ividah | | | | | | | | | | | | |
| AitElhadj | 1168 | 116.8 | 1.35 | 1554 | 155.4 | 1.8 | 1895 | 189.5 | 2.19 | 2311 | 231.1 | 2.67 |
| TalaOulili | | | | | | | | | | | | |
| Ifloucen | | | | | | | | | | | | |
| ThalaNchi kh | | | | | | | | | | | | |
| IresNchikh | | | | | | | | | | | | |
| Idouchout- hen centre | 1211 | 121.1 | 1.4 | 1485 | 148.5 | 1.7 | 1811 | 181.1 | 2.1 | 2207 | 220.7 | 2.55 |
| Iarvithen | | | | | | | | | | | | |
| Iaakraf | | | | | | | | | | | | |
| Totale | 3774 | 377.4 | 4.37 | 830 | 583 | 6.75 | 7111 | 711.1 | 8.23 | 8669 | 866.9 | 10.03 |

Tableau (II.4) : détermination des débits domestiques des différentes régions.

D'après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne des régions de M'KIRA est de 10.03 l/s à l'horizon (2050).

II.5.2. Besoins scolaires

Le tableau ci-dessous illustre les besoins scolaires comme suite :

| Villages | Types d'équipement | Unité de base | Nombre d'élèves | Dotation (l/élève) | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) |
|--------------------|--------------------|---------------|-----------------|--------------------|------------------------------------------------------|
| Boughezal | Ecoleprimaire | Élève | 150 | 10 | 1.5 |
| AitOuakli | | | | | |
| Thahechatcentre | Ecoleprimaire | Élève | 250 | 10 | 2.5 |
| Ividah | | | | | |
| Thigizi | | | | | |
| Irafaane | CEM | Élève | 550 | 20 | 11 |
| Ibeldahmanen | | | | | |
| ThalaAcherine | | | | | |
| Idouchouthencentre | | | | | |
| IArvithan | Ecoleprimaire | Élève | 200 | 10 | 2 |
| Iaakref | | | | | |
| Total | | | | | 17 |

Tableau (II.5) : Les besoins scolaires.

II.5.3. Besoins socioculturels

Les besoins en eau socio-culturels journaliers des différentes zones d'études sont représentés dans le tableau II.6 :

| Régions | Type d'équipement | Nombre | Dotation (l/j/ fidèle) | Consommation (moy.j) (m ³ /j) |
|--------------------|-------------------|--------|------------------------|------------------------------------------|
| Boughezal | Mosquée | 500 | 25 | 12,5 |
| Aitouakli | | | | |
| Thahechatcentre | Mosquée | 500 | 25 | 12,5 |
| Irafaane | | | | |
| Ibeldahmanen | | | | |
| ThalaAcherine | | | | |
| Thigizi | | | | |
| Ividah | | | | |
| Idouchouthencentre | Mosquée | 500 | 25 | 12,5 |
| Iarvithen | | | | |
| Iaakraf | | | | |
| Total | | | | 37.5 |

Tableau (II.6): Besoins socioculturels.

II.5.4. Autres besoins

Vue l'absence d'activité industrielle et autres (sanitaire et administrative) dans notre zone d'étude leurs estimations est nulle. Toutefois il faudrait ajouter l'alimentation du bétail qui sera prise égale à **10%** de la consommation moyenne journalière.

II.5.5. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons

| Village | Secteur | Besoin en eau en 2020 (m ³ /j) | Besoin en eau en 2030 (m ³ /j) | Besoin en eau en 2040 (m ³ /j) | Besoin en eau en 2050 (m ³ /j) |
|--------------------|---------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Boughezal | Domestique | 57.7 | 70.7 | 86.3 | 105.2 |
| | Scolaire | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 |
| AitOuakli | Socioculturel | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 12.5 |
| Total | | 71.7 | 84.7 | 100.3 | 119.2 |
| Thahchatcentre | Domestique | 169.6 | 208.4 | 254.2 | 309.9 |
| Irafaane | | | | | |
| Ibeldahmanen | Scolaire | 11 | 11 | 11 | 11 |
| ThalaAchrine | Socioculturel | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 12.5 |
| Thigizi | | | | | |
| Ividah | | | | | |
| Total | | 193.1 | 231.9 | 277.7 | 333.4 |
| AitElhadj | Domestique | 116.8 | 155.4 | 189.5 | 231.1 |
| TalaOulili | Scolaire | / | / | / | / |
| Ifloucen | Socioculturel | / | / | / | / |
| ThalaNchikh | | | | | |
| IresNchikh | | | | | |
| Total | | 116.8 | 155.4 | 189.5 | 231.1 |
| Idouchouthencentre | Domestique | 121.1 | 148.5 | 181.1 | 220.7 |
| Iarvithan | | | | | |
| Iaakraf | Scolaire | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | Socioculturel | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 12.5 |
| Total | | 135.6 | 163 | 195.6 | 235.2 |

Tableau (II.7): Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.

II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers à l'horizon futur ; ceci pour combler les fuites qui sont généralement dues :

- Soit à la consommation non quantifiée (illégal).
- Soit aux fuites dans le système d'adduction et de distribution qui sont fonction du type de tuyaux, du vieillissement du réseau, des différents équipements hydrauliques, de la nature du terrain et de qualité d'entretien.
- Soit aux fuites chez les consommateurs (robinets).

| Régions | Q moyen majoré en 2020 (m ³ /j) | Q moyen majoré en 2030 (m ³ /j) | Q moyen majoré en 2040 (m ³ /j) | Q moyen majoré en 2050 (m ³ /j) |
|---------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| Boughezel | 86.04 | 101.64 | 120.36 | 143.04 |
| Ait Ouakli | | | | |
| Thahechat centre | 231.72 | 278.28 | 333.24 | 400.08 |
| Irafaane | | | | |
| Ibeldahmanen | | | | |
| ThalaAcherine | | | | |
| Thigizi | | | | |
| Ividah | | | | |
| Aitalhadj | 140.16 | 186.48 | 227.4 | 277.32 |
| TalaOulili | | | | |
| Ifloucen | | | | |
| ThalaNchikh | | | | |
| IresNchikh | | | | |
| Idouchouthen centre | 162.72 | 195.6 | 234.72 | 282.24 |
| Iarviten | | | | |
| Iaakraf | | | | |
| Totale | 620.64 | 762 | 915.72 | 1089.48 |

Tableau (II.8) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20%.

D'après le tableau ci-dessus, la consommation moyenne journalière des régions de M'KIRA est de 12.61 l/s à l'horizon (2050).

II.6.1 Détermination de la consommation maximale et minimale journalière

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités $K_{\max,j}$ et $K_{\min,j}$.

- Le coefficient d'irrégularité maximale journalière $K_{\max,j}$ est défini comme étant le rapport :

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II.3})$$

- $Q_{\max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3. Dans notre cas, on va prendre la valeur moyenne, soit $K_{\max,j} = 1.2$.

On aura alors :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} \times 1.2 \quad (\text{II.4})$$

- Le coefficient d'irrégularité minimale journalière $K_{\min,j}$ est défini comme étant le rapport :

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
- $K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 0.7 et 0.9. Dans notre cas, on prendra la valeur moyenne, soit $K_{\min,j} = 0.8$.

On aura alors :

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} \times 0.8 \quad (\text{II.6})$$

Les principaux résultats sont regroupés dans le tableau(II.9) ci-après :

| Régions | Consommation (m ³ /j) | Année | | | |
|------------------------|-------------------------------------|---------------|---------------|----------------|----------------|
| | | 2020 | 2030 | 2040 | 2050 |
| Boughezal et Ait wakli | Qmin.j | 68.83 | 81.31 | 96.29 | 114.43 |
| | Qmoy.j | 86.04 | 101.64 | 120.36 | 143.04 |
| Ait Ouakli | Qmax.j | 103.25 | 121.97 | 144.43 | 171.65 |
| | Qmin.j | 185.38 | 222.62 | 266.59 | 320.06 |
| Thahechat centre | Qmoy.j | 231.72 | 278.28 | 333.24 | 400.08 |
| Irafaane | Qmax.j | 278.1 | 333.84 | 399.89 | 480.1 |
| Ibeldahmanen | | | | | |
| ThalaAcherine | Qmin.j | 112.13 | 149.18 | 181.92 | 221.86 |
| Thigizi | Qmoy.j | 140.16 | 186.48 | 227.4 | 277.32 |
| Ividah | | | | | |
| AitElhadj | Qmax.j | 168.20 | 223.78 | 272.89 | 332.78 |
| Tala Oulili | Qmin.j | 130.18 | 156.48 | 187.78 | 225.79 |
| Ifloucen | Qmoy.j | 162.72 | 195.6 | 234.72 | 282.24 |
| ThalaNchikh | Qmax.j | 195.26 | 234.72 | 281.66 | 338.69 |
| Ires Nchikh | | | | | |
| Idouchouthencentre | Qmin.j | 496.69 | 609.59 | 645.79 | 871.58 |
| Iarvithen | Qmoy.j | 620.64 | 762 | 615.72 | 1089.48 |
| | Qmax.j | 753.81 | 914.31 | 1098.87 | 1307.38 |
| Totale | Qmin.j | | | | |
| | Qmoy.j | | | | |
| | Qmax.j | | | | |

Tableau (II.9) : Variation de la consommation journalière.

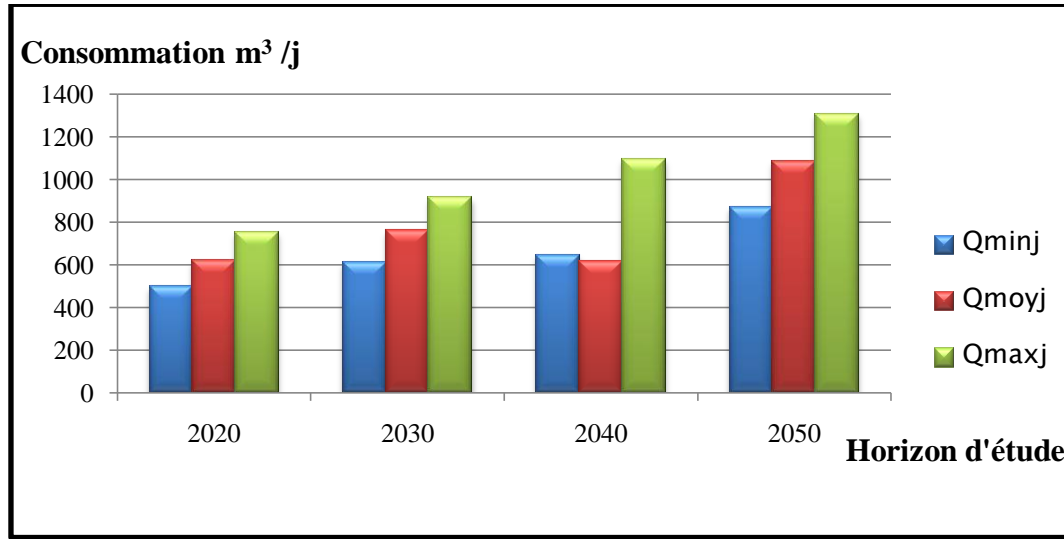


Figure (II.2): Histogramme de l'évolution de la consommation journalière.

II.6.2. variation du débit horaire :

Suivant les heures de la journée ; la consommation en eau potable varie, cette variation caractérisée par les coefficients $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$:

- $K_{max,h}$: coefficient de consommation maximale horaire
- $K_{min,h}$: coefficient de consommation minimale horaire

Ces coefficients sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{min,h} = \frac{Q_{min,h}}{Q_{moy,h,min}} \tag{II.7}$$

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h,max}} \tag{II.8}$$

Avec:

- $Q_{max,h}$: Débit maximal horaire en m³/h.
- $Q_{min,h}$: Débit minimal horaire en m³/h.
- $Q_{moy,h,max}$: Débit moyenne de la journée la plus chargée de l'année en m³/h.
- $Q_{moy,h,min}$: Débit moyen horaire de la journée la moins chargée de l'année en m³/h.

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,h,max} = \frac{Q_{max,j}}{24} \tag{II.9}$$

$$Q_{moy,h,min} = \frac{Q_{min,j}}{24} \tag{II.10}$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{\max,h}$ est défini comme suit :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \tag{II.11}$$

- α_{\max} : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort, il varie de 1.2 à 1.4

On prend : $\alpha_{\max} = 1.3$

- β_{\max} : Coefficient dépendant du nombre d'habitant, donnée par le tableau (II-10) ci-dessous :

| | | | | | | | | |
|----------------------------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
| Nombre d'habitants | 1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 50000 |
| β_{\max} | 2.00 | 1.80 | 1.60 | 1.50 | 1.40 | 1.30 | 1.20 | 1.15 |

Tableau (II.10) : Variation de β_{\max} en fonction de nombre d'habitants.

Le nombre d'habitants alimentés par le réseau est de **8669** à l'horizon de 2050, donc dans notre cas le nombre d'habitant est compris entre 6000 et 10000, ce qui donne :

$$B_{\max} = 1,30 + \frac{(1,40 - 1,30) \times (10000 - 8669)}{(10000 - 6000)} = 1,33$$

Donc $\beta_{\max} = 1.33$

- $K_{\max,h} = 1.3 \times 1.33$
- $K_{\max,h} = 1.73$

Le débit maximal horaire sera donc :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times \frac{Q_{\max,j}}{24}$$

- $Q_{\max,h} = 1.73 \times \frac{1307.38}{24} = 94.24 \text{ m}^3/\text{h}$

II.7. Bilan ressources-besoins

Le bilan ressources-besoins sera effectué en prenant en considération les ressources mobilisées actuellement à savoir, une dotation globale de M'KIRA de $200 \text{ m}^3/\text{j}$ (Source: DHW de Tizi-Ouzou).

$$\text{Bilan} = (\text{besoins} - \text{production})$$

| 2020 | | | | | | 2030 | | | | | |
|---------------------|-------|---------------------|-------|---------------------|-------|---------------------|-------|---------------------|-------|---------------------|-------|
| Ressources | | Besoins | | Déficit | | Ressources | | Besoins | | Déficit | |
| (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) |
| 200,0 | 2.31 | 753.81 | 8.72 | 533.81 | 0.64 | 200 | 2.31 | 914.31 | 10.58 | 714.31 | 8.27 |
| 2040 | | | | | | 2050 | | | | | |
| Ressources | | Besoins | | Déficit | | Ressources | | Besoins | | Déficit | |
| (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) | (m ³ /j) | (l/s) |
| 200,0 | 2.31 | 1098.87 | 12.71 | 898.87 | 10.40 | 200 | 2.31 | 1307.38 | 15.13 | 1107.38 | 12.82 |

Tableau (II.11) : Bilan ressources-besoins.

D'après le tableau ci-dessus, les besoins en eau actuels et à court terme des zones d'études de la commune de M' KIRA ne sont pas satisfaits, et au-delà de 2040, un déficit de 898.87m³/j sera enregistré et qui pourra atteindre 1107.38 m³/j à l'horizon 2050. Donc on doit faire une adaptation pour notre réseau dont le réservoir Thighilt Bougueni sera alimenter par un autre réservoir et le réservoir Tizi Badhou alimente seulement notre zone d'étude.

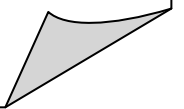
II .8.Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'estimer les différents besoins en eau de la commune de M'KIRA.

D'après les calculs effectués au-dessus, on remarque qu'il y a un déficit d'eau important pour l'année 2050.

Chapitre III:

Les réservoirs



III.1.Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons traiter l'une des importantes infrastructures dans une agglomération, en l'occurrence le réservoir, qui est un ouvrage très important d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

III.2.Fonction générales des réservoirs

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique.

| Fonctions Techniques | Fonctions économiques |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> - Régulation des débits - Sécurité d'approvisionnement - Régulation de la pression - Simplification de l'exploitation - Réacteur participant au traitement | <ul style="list-style-type: none"> - Réduction des investissements sur les ouvrages de production - Réduction des investissements sur le réseau de distribution - Réduction des dépenses d'énergie |

Tableau (III.1) : Fonctions d'un réservoir.

III.3.Emplacement des réservoirs

Pour de multiples raisons, il y a tout intérêt, au strict point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de la plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

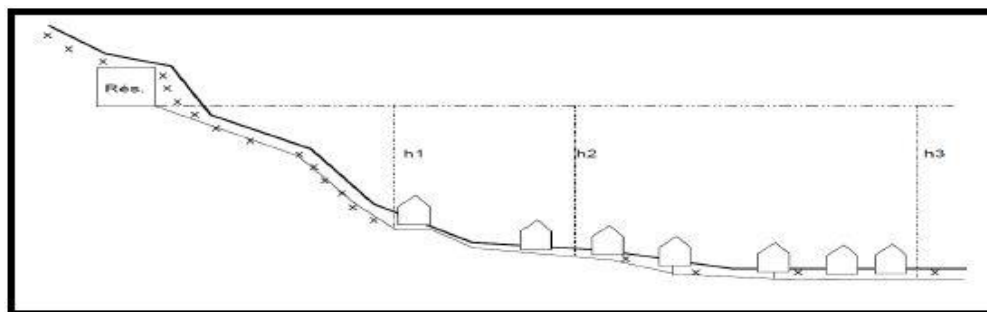


Figure (III.1) : Emplacement d'un réservoir.

III.5.Choix du type du réservoir

Il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi-enterré car ces deux types de réservoirs représentent par rapport au réservoir sur tour les avantages suivants :

- Économie sur les frais de construction ;
- Étude architecturale très simplifiée ;
- Étanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante.

III.6.Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon certains critères, récapitulés dans le tableau (III.2) suivant :

| Nature de classification | Type de réservoirs |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> • La position par rapport au sol | <ul style="list-style-type: none"> • Réservoirs enterrés |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Réservoirs semi-enterrés |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Réservoirs surélevés |
| <ul style="list-style-type: none"> • La forme | <ul style="list-style-type: none"> • Réservoirs circulaires |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Réservoirs rectangulaires |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Réservoirs quelconques |
| <ul style="list-style-type: none"> • Le matériau de construction | <ul style="list-style-type: none"> • Réservoirs métalliques |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Réservoirs en maçonnerie (béton armé ou précontraint) |

Tableau (III.2) : Classification des réservoirs.

III.7.Equipements des réservoirs

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- Du système de matérialisation d'incendie ;
- D'une conduite by-pass.

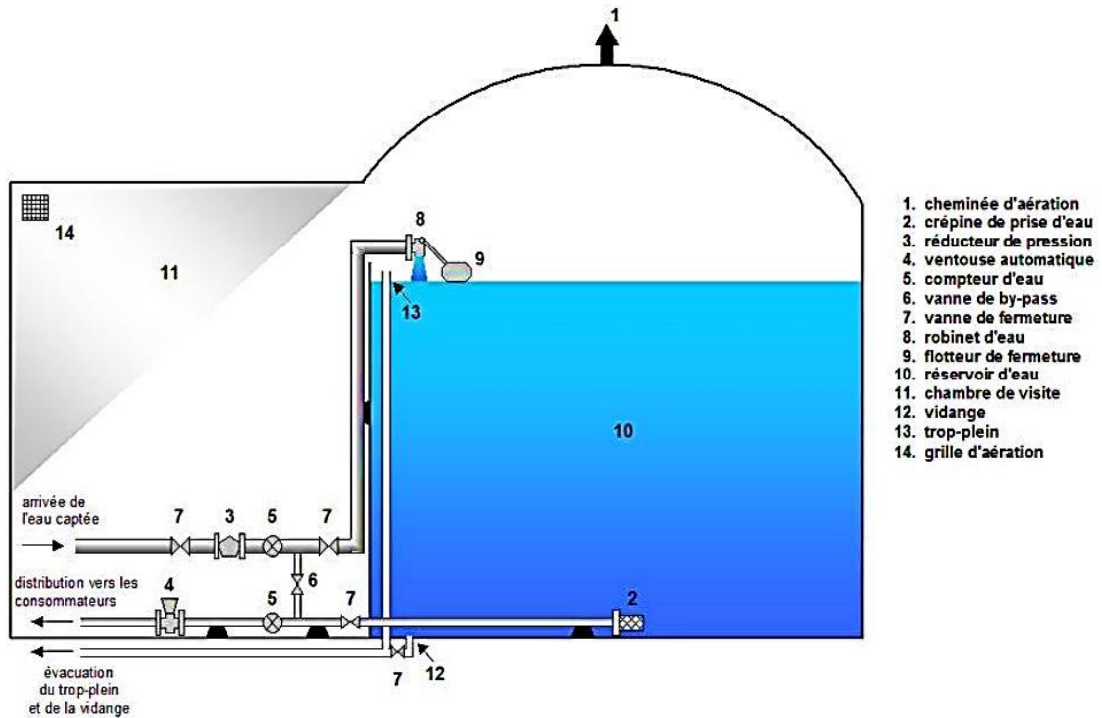


Figure (III.2) : Réservoir d'eau équipé.

III.7.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux.

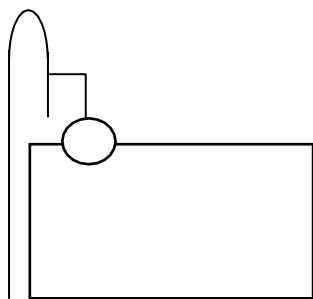


Figure (III.3) : Adduction avec chute libre.

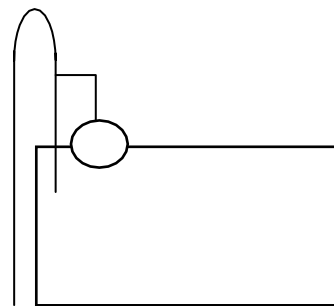


Figure (III.4) : Adduction noyée.

III.7.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15 – 0.20 m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanté dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au dessus da la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée, un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite.

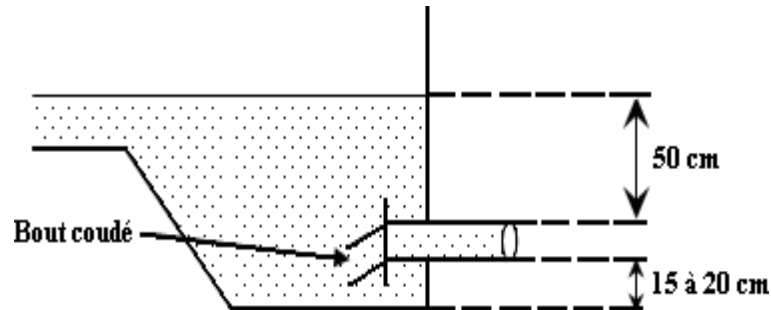


Figure (III.5): Conduite de distribution.

III.7.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas ou la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger.

II.7.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

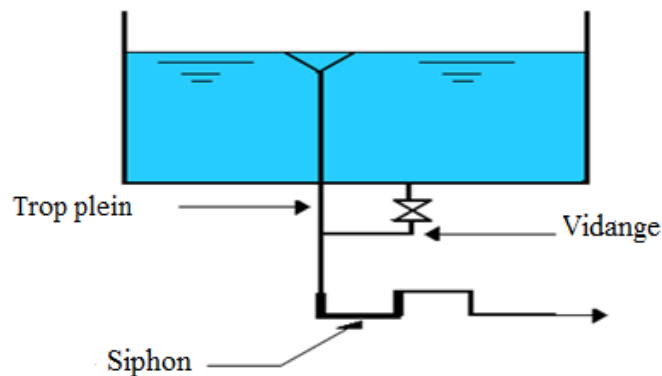


Figure (III.6) : Conduites de trop plein et vidange.

III.7.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

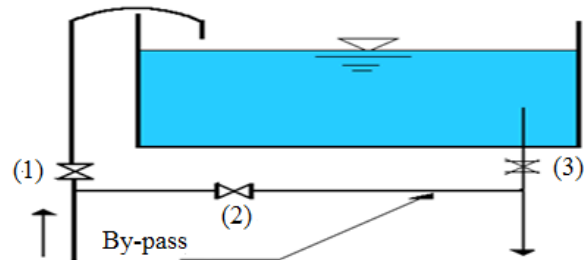


Figure (III.7): By-pass entre l'adduction et distribution.

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée, en by-pass on ferme les vannes 1 et 3 et on ouvre la vanne 2.

III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la vanterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On distingue deux systèmes :

- ✓ Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- ✓ Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

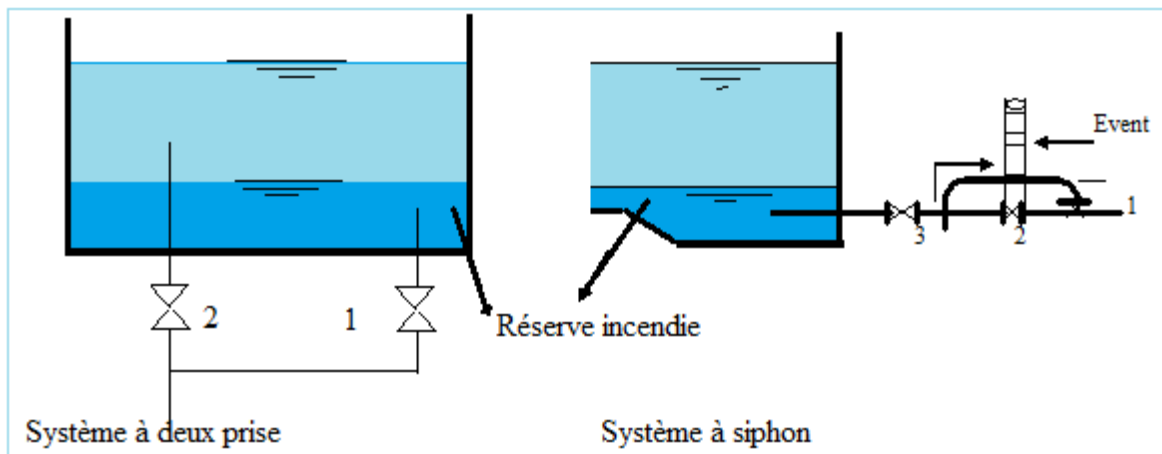


Figure (III.8): Systèmes d'incendie.

III.8. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

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

III.9. Capacité des réservoirs

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- ✓ Méthode analytique.
- ✓ Méthode graphique.

III.9.1. Méthode analytique

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

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

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).
- $Q_{\max j}$: débit maximum journalier (m^3/j).
- $P_{\max j}$: résidu maximal dans le réservoir (%).

✓ Détermination de la valeur de P

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

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- R^+_{max} : résidu maximum positif (%).
- R^-_{max} : résidu minimum négatif (%).

III.9.2.Méthode graphique

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage.

La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps.

Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

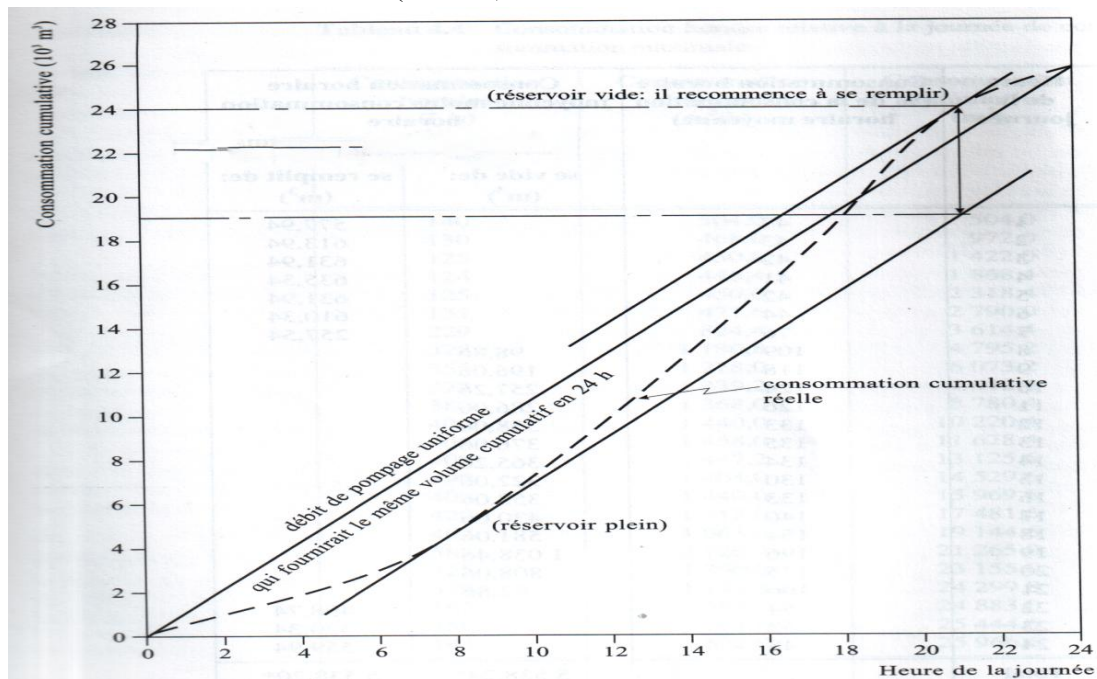
$$P_{max} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \tag{III.4}$$

Remarque : le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique. Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \tag{III.5}$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir.
- V_{max} : volume maximal de stockage du réservoir en (m³).
- V_{inc} : volume d'incendie (120 m³).



Figure(III.9) : Consommation cumulative au cours d'une journée.

✓ **Calcul du Diamètre**

- $H = [3: 6] \text{ m} \longrightarrow$ on prend $H = 4 \text{ m}$ pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m^3 et $H = 5 \text{ m}$ pour les réservoirs supérieur à 500 m^3 .

$$V = S \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \longrightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \quad (\text{III.6})$$

✓ **Calcul de la hauteur d'incendie :**

$$\text{On a: } V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3 \longrightarrow H_{\text{inc}} = \frac{(4 \times V_{\text{inc}})}{(\pi \times D^2)} \quad (\text{III.7})$$

✓ **Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir) :**

$$H_d = H - H_{\text{inc}} \quad (\text{III.8})$$

III.9.3. La station de reprise

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipée d'une station de pompage permettant le refoulement vers un point plus haut, son dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge . Pour des stations circulaires un temps de 10 à 20 minutes.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{\text{sr}} = Q_{\text{max.j}} \times t \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- **V_{sr}**: Volume de la station de reprise (m^3).
- **t** : Temps nécessaires pour maintenir la crépine en charge, en général $t = (1/4)$ heure.
- **Q_{max.j}**: Débit maximum journalier.

III.10. Détermination de la capacité des réservoirs**III.10.1. Dimensionnement de la station de reprise TIZI BADHOU SR1**

La station de reprise STR1 implantée à une cote de **435.53 m**, fournir un débit de **Q_{max.j} = 1307.38 m³/j**, soit **Q = 15.13 l/s** par gravité à partir du réservoir IGHIL OKERROU R1 pendant 24h.

$$B_{\text{max}} = 1.33$$

$$K_{\text{max}} = 1.73$$

| Heure | Apport | Sortie | | | Surplus | Déficit | Résidu |
|--------------|------------|--------------|--------------|------------|-------------|--------------|---------------|
| | % | Adduct Grav | distribution | Somme | % | % | % |
| 00-01 | 4,16 | 2.63 | 0.367 | 2.997 | 1.163 | - | 1.163 |
| 01-02 | 4,16 | 2.63 | 0.367 | 2.997 | 1.163 | - | 2.326 |
| 02-03 | 4,16 | 2.63 | 0.367 | 2.997 | 1.163 | - | 3.489 |
| 03-04 | 4,16 | 2.63 | 0.367 | 2.997 | 1.163 | - | 4.652 |
| 04-05 | 4,16 | 2.63 | 0.734 | 3.364 | 0.796 | - | 5.448 |
| 05-06 | 4,16 | 2.63 | 1.102 | 3.732 | 0.428 | - | 5.876 |
| 06-07 | 4,16 | 2.63 | 1.836 | 4.466 | 0.428 | - | 5.570 |
| 07-08 | 4,16 | 2.63 | 2.387 | 5.017 | - | -0.306 | 4.713 |
| 08-09 | 4,17 | 2.64 | 2.387 | 5.027 | - | -0.857 | 3.856 |
| 09-10 | 4,17 | 2.64 | 2.020 | 4.66 | - | -0.857 | 3.366 |
| 10-11 | 4,17 | 2.64 | 1.652 | 4.292 | - | -0.490 | 3.244 |
| 11-12 | 4,17 | 2.64 | 2.020 | 4.66 | - | -0.122 | 2.754 |
| 12-13 | 4,17 | 2.64 | 2.570 | 5.214 | - | -0.490 | 1.710 |
| 13-14 | 4,17 | 2.64 | 2.574 | 5.214 | - | -1.044 | 0.666 |
| 14-15 | 4,17 | 2.64 | 2.020 | 4.66 | - | -1.044 | 0,176 |
| 15-16 | 4,17 | 2.64 | 1.652 | 4.292 | - | -0.490 | 0.054 |
| 16-17 | 4,17 | 2.64 | 1.836 | 4.476 | - | -0,122 | -0.252 |
| 17-18 | 4,17 | 2.64 | 2.387 | 5.027 | - | -0.306 | -1.109 |
| 18-19 | 4,17 | 2.64 | 2.387 | 5.027 | - | -0.857 | -1.966 |
| 19-20 | 4,17 | 2.64 | 1.836 | 4.476 | - | -0,857 | -2.272 |
| 20-21 | 4,17 | 2.64 | 1.652 | 4.292 | - | -0,306 | -2.272 |
| 21-22 | 4,17 | 2.64 | 1.102 | 3.742 | 0.428 | - | -2.394 |
| 22-23 | 4,17 | 2.64 | 0.734 | 3.374 | 0.796 | - | -1.170 |
| 23-24 | 4,17 | 2.64 | 0.360 | 3.00 | 1.170 | - | 0 |
| Total | 100 | 63.28 | 36.72 | 100 | 8.27 | -8.27 | |

Tableau (III.3) : Dimensionnement de la station de reprise TIZI BADHOU SR1.

A partir du tableau précédent on déduit la capacité de la station de reprise TIZI BADHOU SR1 comme suit :

On aura donc :

$$P\% = |5.876| + |-2.394| = 8.27\%$$

$$V_{\max} = P\% \times \frac{Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = 108.12 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 228.12 \text{ m}^3$$

On adopte $V_{\text{tot}} = 300 \text{ m}^3$

Remarque

Le réservoir TIZI BADHOU de capacité 1000 m^3 existant permet de stocker le volume totale adopté 300 m^3

On peut également déterminer la capacité de SR4 TIZI BADHOU :

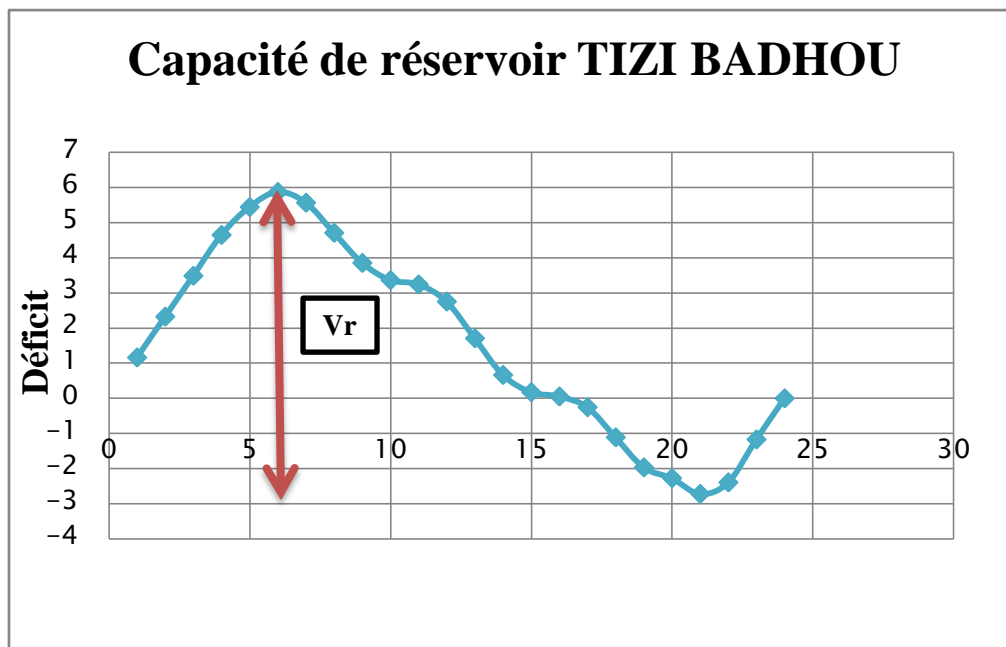


Figure (III.10) : Capacité graphique de SR4 TIZI BADHOU.

III.10.2. Dimensionnement de réservoir projeté Thala Achrine

L'alimentation de ce réservoir est assurée gravitairement par La SR4 de THIZI BADHOU. Il assurera la distribution des villages AIT EL LHADJ, THALA OULILI, IFLOUCEN, THALA NECHIKH, IRES NECHIKH.

III.10.2.1. Détermination du régime de consommation

Le nombre d'habitants desservis à partir de ce réservoir est de 2311.

- $B_{\max} = 1,34$.
- $K_{\max.h} = 1.74$.

| Heure | Apport | | Distribution | | Surplus | Déficit | Résidu |
|--------------|------------|-------------------|--------------|-------------------|--------------|---------------|--------------|
| | % | M ³ /h | % | M ³ /h | % | % | % |
| 00-01 | 4,16 | 20,1 | 0,9 | 4,35 | 3,26 | - | 3,26 |
| 01-02 | 4,16 | 20 | 0,9 | 4,33 | 3,26 | - | 6,52 |
| 02-03 | 4,16 | 20 | 0,9 | 4,33 | 3,26 | - | 9,78 |
| 03-04 | 4,16 | 20 | 1 | 4,81 | 3,16 | - | 12,94 |
| 04-05 | 4,16 | 20 | 1,35 | 6,49 | 2,81 | - | 15,75 |
| 05-06 | 4,16 | 20 | 3,85 | 18,51 | 0,31 | - | 16,06 |
| 06-07 | 4,16 | 20 | 5,2 | 25,00 | - | -1,04 | 15,02 |
| 07-08 | 4,16 | 20 | 6,2 | 29,81 | - | -2,04 | 12,98 |
| 08-09 | 4,17 | 20 | 5,5 | 26,38 | - | -1,33 | 11,65 |
| 09-10 | 4,17 | 20 | 5,85 | 28,06 | - | -1,68 | 9,97 |
| 10-11 | 4,17 | 20 | 5 | 23,98 | - | -0,83 | 9,14 |
| 11-12 | 4,17 | 20 | 6,5 | 31,18 | - | -2,33 | 6,81 |
| 12-13 | 4,17 | 20 | 7,5 | 35,97 | - | -3,33 | 3,48 |
| 13-14 | 4,17 | 20 | 6,7 | 32,13 | - | -2,53 | 0,95 |
| 14-15 | 4,17 | 20 | 5,35 | 25,66 | - | -1,18 | -0,23 |
| 15-16 | 4,17 | 20 | 4,65 | 22,30 | - | -0,48 | -0,71 |
| 16-17 | 4,17 | 20 | 4,5 | 21,58 | - | -0,33 | -1,04 |
| 17-18 | 4,17 | 20 | 5,5 | 26,38 | - | -1,33 | -2,37 |
| 18-19 | 4,17 | 20 | 6,3 | 30,22 | - | -2,13 | -4,5 |
| 19-20 | 4,17 | 20 | 5,35 | 25,66 | - | -1,18 | -5,68 |
| 20-21 | 4,17 | 20 | 5 | 23,98 | - | -0,83 | -6,51 |
| 21-22 | 4,17 | 20 | 3 | 14,39 | 1,17 | - | -5,34 |
| 22-23 | 4,17 | 20 | 2 | 9,59 | 2,17 | - | -3,17 |
| 23-24 | 4,17 | 20 | 1 | 4,80 | 3,17 | - | 0 |
| Total | 100 | 480.1 | 100 | 479,87 | 22,57 | -22,57 | |

Tableau (III.4) : Dimensionnement de réservoir projeté Thala Achrine.

On aura donc :

$$P\% = |16.06| + |-6.51| = 22.57\%$$

$$V_{\max} = P\% \times \frac{Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = 108.36 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 228.35 \text{ m}^3$$

On adopte $V_{\text{tot}} = 300 \text{ m}^3$

Le volume calculé est de 228.35m^3 , il convient d'implanter un réservoir de 300m^3 afin de servir à l'horizon 2050.

III.10. 2.2 Calcul du diamètre

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 300}{\pi \times 4}} = 9.77 \text{ m}$$

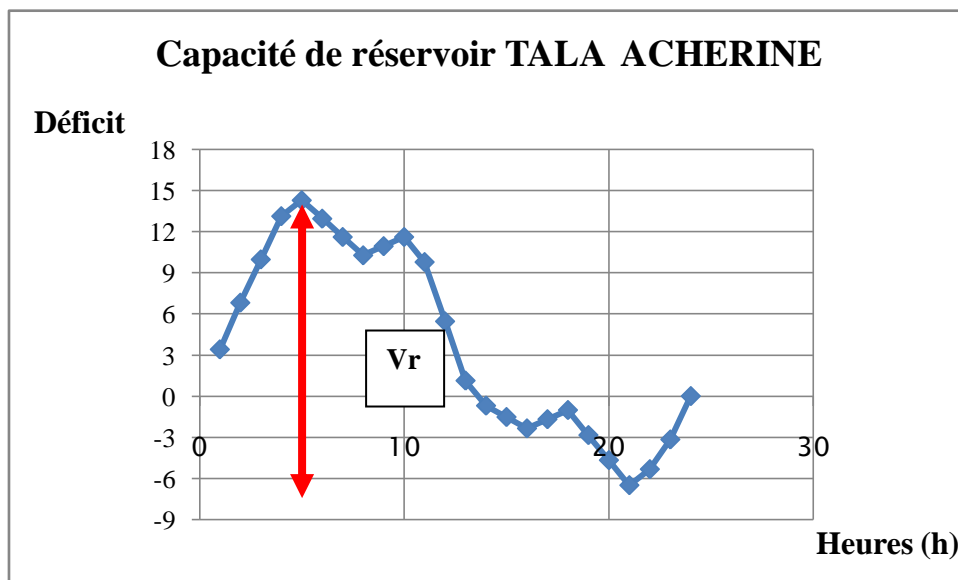
$$D_{R1} = 9.77 \text{ m}$$

On adopte $D = 10 \text{ m}$

III.10. 2.3. Calcul de la hauteur de la réserve incendie

$$H_{inc} = \frac{120 \times 4}{\pi \times 10^2} = 1.53 \text{ m}$$

On peut également déterminer la capacité de réservoir THALA ACHERINE :



Figure(III.11) : Capacité graphique de réservoir THALA ACHERINE.

III.10. 3. Dimensionnement de réservoirs projeté BOUGHEZEL

L'alimentation de ce réservoir est assurée gravitairement par un point de piquage sur la conduite de SR4 de THIZI BADHOU à R2. Il assurera la distribution des villages BOUGHEZEL et AIT OUKLI.

II.10. 3.1.Détermination du régime de consommation

Le nombre d'habitants desservis à partir de ce réservoir est de 1052.

- $\beta_{\max}=1,48$.
- $K_{\max.h}=1,92$

| Heure | Apport | | Distribution | | Surplus | Déficit | Résidu |
|--------------|------------|-------------------|--------------|-------------------|--------------|---------------|--------------|
| | % | M ³ /h | % | M ³ /h | % | % | % |
| 00-01 | 4,16 | 5,96 | 0,75 | 1,07 | 3,41 | - | 3,41 |
| 01-02 | 4,16 | 5,96 | 0,75 | 1,07 | 3,41 | - | 6,82 |
| 02-03 | 4,16 | 5,96 | 1 | 1,43 | 3,16 | - | 9,98 |
| 03-04 | 4,16 | 5,96 | 1 | 1,43 | 3,16 | - | 13,14 |
| 04-05 | 4,16 | 5,96 | 3 | 4,30 | 1,16 | - | 14,3 |
| 05-06 | 4,16 | 5,96 | 5,5 | 7,88 | | -1,34 | 12,96 |
| 06-07 | 4,16 | 5,96 | 5,5 | 7,88 | - | -1,34 | 11,62 |
| 07-08 | 4,16 | 5,96 | 5,5 | 7,88 | - | -1,34 | 10,28 |
| 08-09 | 4,17 | 5,96 | 3,5 | 5,00 | - | 0,67 | 10,95 |
| 09-10 | 4,17 | 5,96 | 3,5 | 5,00 | - | 0,67 | 11,62 |
| 10-11 | 4,17 | 5,96 | 6 | 8,58 | - | -1,83 | 9,79 |
| 11-12 | 4,17 | 5,96 | 8,5 | 12,15 | - | -4,33 | 5,46 |
| 12-13 | 4,17 | 5,96 | 8,5 | 12,15 | - | -4,33 | 1,13 |
| 13-14 | 4,17 | 5,96 | 6 | 8,58 | - | -1,83 | -0,7 |
| 14-15 | 4,17 | 5,96 | 5 | 7,15 | - | -0,83 | -1,53 |
| 15-16 | 4,17 | 5,96 | 5 | 7,15 | - | -0,83 | -2,36 |
| 16-17 | 4,17 | 5,96 | 3,5 | 5,00 | - | 0,67 | -1,69 |
| 17-18 | 4,17 | 5,96 | 3,5 | 5,00 | - | 0,67 | -1,02 |
| 18-19 | 4,17 | 5,96 | 6 | 8,58 | - | -1,83 | -2,85 |
| 19-20 | 4,17 | 5,96 | 6 | 8,58 | - | -1,83 | -4,68 |
| 20-21 | 4,17 | 5,96 | 6 | 8,58 | - | -1,83 | -6,51 |
| 21-22 | 4,17 | 5,96 | 3 | 4,29 | 1,17 | - | -5,34 |
| 22-23 | 4,17 | 5,96 | 2 | 2,86 | 2,17 | - | -3,17 |
| 23-24 | 4,17 | 5,96 | 1 | 1,43 | 3,17 | - | 0 |
| Total | 100 | 143.04 | 100 | 143.00 | 20,81 | -20,81 | |

Tableau (III.5) : Dimensionnement de réservoirs projeté BOUGHEZEL.

On aura donc

$$P\% = |14.3| + |-6.51| = 20.81\%$$

$$V_{\max} = P\% \times \frac{Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = 32.42\text{m}^3$$

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 32.8 + 120 = 152.42\text{m}^3$$

$$\text{On adopte } V_T = 250\text{ m}^3$$

Le volume calculé est de 152.81m^3 , il convient d'implanter un réservoir de 250 m^3 afin de servir à l'horizon 2050.

III.10. 3.2. Calcul du diamètre

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 250}{\pi \times 4}} = 8.92\text{m}$$

$$D_{R1} = 8.92\text{ m.}$$

On adopte $D = 9\text{ m.}$

III.10. 3.3. Calcul de la hauteur de la réserve incendie

$$H_{\text{inc}} = \frac{120 \times 4}{\pi \times 9^2} = 1.89\text{ m}$$

On peut également déterminer la capacité de réservoir BOUGHZAL :

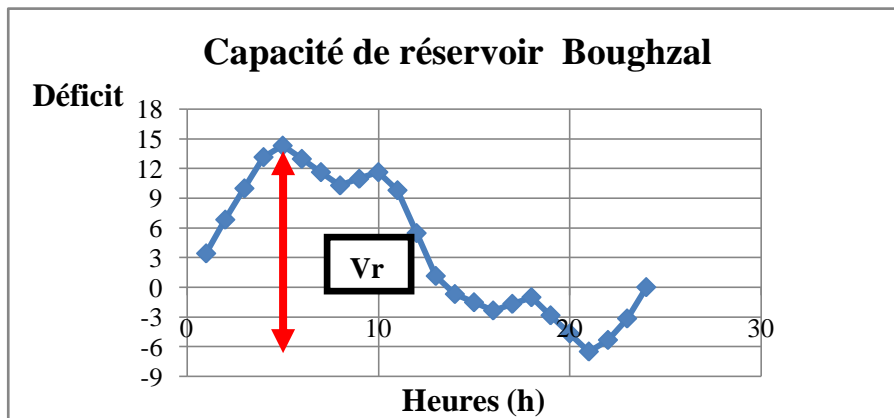


Figure (III.12) : Capacité graphique de réservoir BOUGHZAL.

III.10. 4.Dimensionnement de la station de reprise projeté IAAKREF

L'alimentation de ce réservoir est assurée gravitairement par un la SR4 de THIZI BADHOU. Il assurera la distribution des villages IAARVITHAN et IDOUCOUTHEN.

III.10.4.1.Détermination du régime de consommation

Le nombre d'habitants desservis à partir de ce réservoir est de 2207.

- $B_{\max} = 1.59$
- $K_{\max.h} = 2,06$

| Heure | Apport | | distribution | | Surplus | Déficit | Résidu |
|--------------|------------|-------------------|--------------|-------------------|---------|---------|--------------|
| | % | M ³ /h | % | M ³ /h | % | % | % |
| 00-01 | 4,16 | 14,12 | 0,75 | 2,55 | 3,41 | - | 3,41 |
| 01-02 | 4,16 | 14,12 | 0,75 | 2,55 | 3,41 | - | 6,82 |
| 02-03 | 4,16 | 14,12 | 1 | 3,39 | 3,16 | - | 9,98 |
| 03-04 | 4,16 | 14,12 | 1 | 3,39 | 3,16 | - | 13,14 |
| 04-05 | 4,16 | 14,12 | 3 | 10,18 | 1,16 | - | 14,3 |
| 05-06 | 4,16 | 14,11 | 5,5 | 18,66 | - | - | 12,96 |
| 06-07 | 4,16 | 14,11 | 5,5 | 18,66 | - | -1,34 | 11,62 |
| 07-08 | 4,16 | 14,11 | 5,5 | 18,66 | - | -1,34 | 10,28 |
| 08-09 | 4,17 | 14,11 | 3,5 | 11,84 | - | 0,67 | 10,95 |
| 09-10 | 4,17 | 14,11 | 3,5 | 11,84 | - | 0,67 | 11,62 |
| 10-11 | 4,17 | 14,11 | 6 | 20,30 | - | -1,83 | 9,79 |
| 11-12 | 4,17 | 14,11 | 8,5 | 28,76 | - | -4,33 | 5,46 |
| 12-13 | 4,17 | 14,11 | 8,5 | 28,76 | - | -4,33 | 1,13 |
| 13-14 | 4,17 | 14,11 | 6 | 20,30 | - | -1,83 | -0,7 |
| 14-15 | 4,17 | 14,11 | 5 | 16,92 | - | -0,83 | -1,53 |
| 15-16 | 4,17 | 14,11 | 5 | 16,92 | - | -0,83 | -2,36 |
| 16-17 | 4,17 | 14,11 | 3,5 | 11,84 | - | 0,67 | -1,69 |
| 17-18 | 4,17 | 14,11 | 3,5 | 11,84 | - | 0,67 | -1,02 |
| 18-19 | 4,17 | 14,11 | 6 | 20,30 | - | -1,83 | -2,85 |
| 19-20 | 4,17 | 14,11 | 6 | 20,30 | - | -1,83 | -4,68 |
| 20-21 | 4,17 | 14,11 | 6 | 20,30 | - | -1,83 | -6,51 |
| 21-22 | 4,17 | 14,11 | 3 | 10,15 | 1,17 | - | -5,34 |
| 22-23 | 4,17 | 14,11 | 2 | 6,77 | 2,17 | - | -3,17 |
| 23-24 | 4,17 | 14,11 | 1 | 3,38 | 3,17 | - | 0 |
| Total | 100 | 338,69 | 100 | 338,57 | 19,47 | -19,47 | |

Tableau (III.4) : dimensionnement de réservoir projeté IAAKREF R4.

On aura donc :

$$P\% = |14.3| + |-6.51| = 20.81\%$$

$$V_{\max} = P\% \times \frac{Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\max} = 70.48 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 190.48 \text{ m}^3$$

$$\text{On adopte } V_T = 250 \text{ m}^3$$

Le volume calculé est de 190.48 m^3 , il convient d'implanter un réservoir de 250 m^3 afin de servir à l'horizon 2050.

III.10.4.2. Calcul du diamètre

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 250}{\pi \times 4}} = 8.92 \text{ m}$$

$$D_{R1} = 8.92 \text{ m}$$

On adopte $D = 9 \text{ m}$

III.10.4.3. Calcul de la hauteur de la réserve incendie

$$H_{\text{inc}} = \frac{120 \times 4}{\pi \times 9^2} = 1.89 \text{ m}$$

On peut également déterminer la capacité de réservoir IAAKRAF :

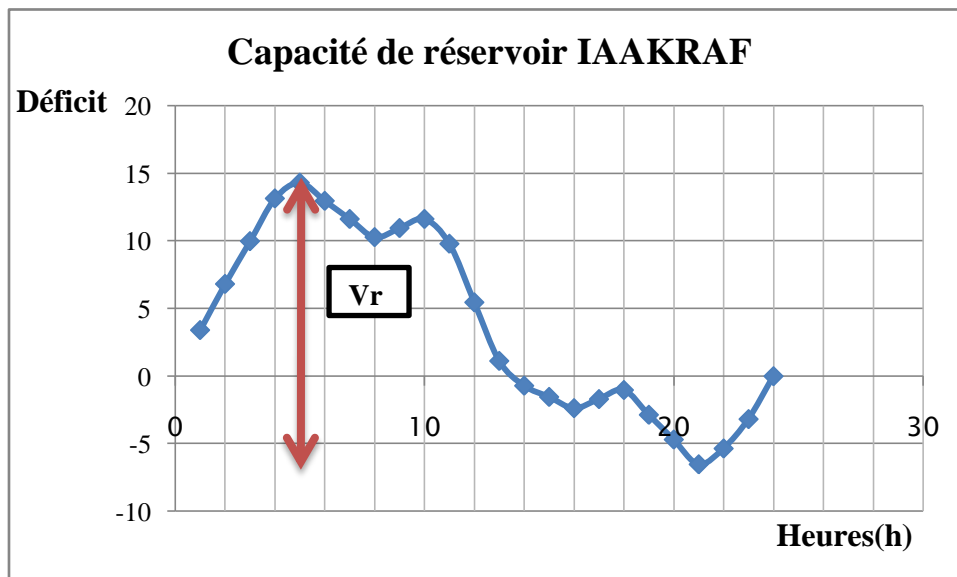


Figure (III.13): Capacité graphique de réservoir IAAKRAF.

III.11. Conclusion

Après le calcul des réservoirs, nous avons remarqué que le réservoir existant de TIZI BADHOU satisfait les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2050. Et on a adapté d'autres réservoirs projeté de THALA ACHERINE, BOUGHEZAL et IAAKRAF qui jouent le rôle des réservoirs de distribution.

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités à l'horizon d'étude 2050.

Pour satisfaire aux besoins et aux exigences des consommateurs, il est nécessaire de calculer et de dimensionner les conduites d'adduction qui acheminent l'eau aux réservoirs, c'est ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre IV :

Adduction

IV.1. Introduction

L'adduction est définie, comme étant l'acheminement des eaux de la zone de captage jusqu'aux zones d'utilisation via des ouvrages de transports, à savoir les canalisations.

Le but de cette étude est de parvenir ; à la mise en place d'un système d'adduction suivant deux aspects dépendant l'un de l'autre ; l'un technique et l'autre économique.

IV.2.Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : ou l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom.

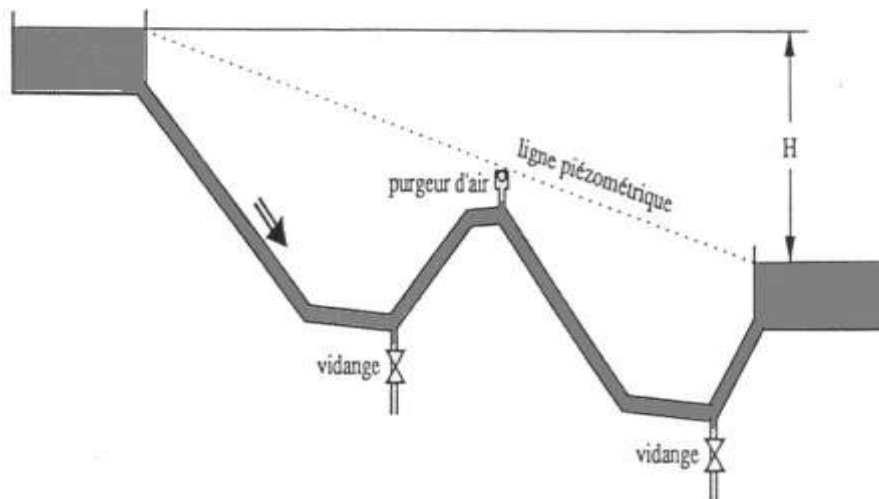


Figure (IV.1): adduction gravitaire.

- **Adduction par refoulement** : ou la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir.

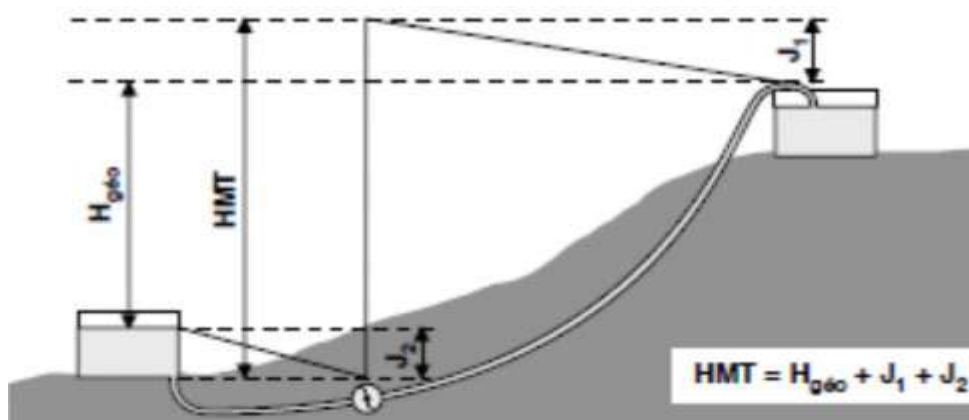


Figure (IV.2): adduction par refoulement.

- **Adduction mixte :** Dans certains cas, la topographie impose une adduction mixte, refoulement-gravitaire. Ce pourra être le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est importante, ce qui suppose un profil accidenté. Dans ce type d'adduction l'écoulement est en charge.

IV.3. Quelques notions simples sur l'adduction

IV.3.1. La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV.3.2. L'air dans les tuyauteries

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression.
- de localiser les points hauts.
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, etc....
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse.

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement.
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative.
- La brise de charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

IV.3.3. Dépôts dans l'adduction

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- ✚ Prévoir un décanteur-dessaleur en tête d'ouvrage,
- ✚ Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5m/s.
- ✚ Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.

IV.4.Choix du tracé

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des considérations d'ordre technique et économique.

IV.4.1. Conditions techniques

- Avoir un profil en long le plus régulier.
- Eviter les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

IV.4.2.Conditions économiques

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite augmente plus les pertes de charge et les frais d'exploitation diminuent, le contraire est vrai.

IV.5.Choix du type des conduites

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier.
- Conduite en fonte.
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle).
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).
- Conduite en PRV (polyester renforcée en fibres de verre).

Dans notre cas on a opté pour les conduites en PEHD (polyéthylène à haute densité), pour les différents avantages qu'elles présentent, Ce matériau permet d'augmenter la pression d'utilisation, de réduire l'épaisseur des parois, de l'utiliser dans des gammes de diamètres plus grands, d'augmenter la capacité hydraulique (et donc de réduire les coûts de pompage), d'améliorer les propriétés mécaniques du PE classique.

IV.6. Organes et accessoires de l'adduction

a. Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit. Nous citons :

- **Robinet vanne à opercule** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne.
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.



Figure (IV.3) : Robinet vanne à opercule.



Figure (IV.4) : Robinet vanne papillon.

b. Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

- **Ventouse** : Sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations.
- **Clapet anti-retour** : Destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.
- **Vanne de vidange** : Joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.



Figure (IV.5) : Ventouse.

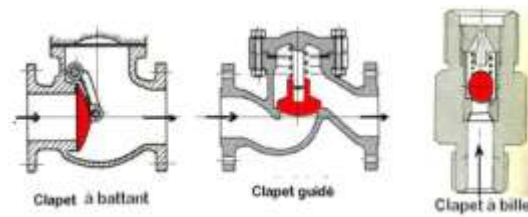


Figure (IV.6) : Clapet anti retour.

c. Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval. On citera :

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- **Vanne de régulation de la pression amont** : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.
- **Vanne de régulation de la pression aval** : Son but est de fournir une pression à l'aval constant.

d. Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions. On distingue :

- **Les coudes** : destinés pour le changement de direction.
- **Les tés** : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.
- **Les cônes** : joignent des conduites de diamètres différentes.
- **Les manchons de transit** : joignent des conduites de matières différentes.

IV.7. Conditions économique

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes c'est à dire que :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite la diminution des pertes de charge.

IV.8. Etude techno-économique

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Mais dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter ; ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de **BONNIN** et **BRESS** à savoir :

a. Formule générale : $D = K\sqrt{Q}$ IV.1

b. La formule de **BONNIN** : $D = \sqrt{Q}$ $K=1$ IV.2

c. Formule de **Bress** : $D = 1,50\sqrt{Q}$ $K=1,50$ IV.3

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite (m).
- **Q** : Débit transitant dans la conduite (m³/s).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de **BONNIN** et celle de **BRESS** ; qui est le plus économique.

IV.8. Calcul de la vitesse

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

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

Avec :

- **Q** : débit véhiculé dans la conduite (m³/s).
- **D** : Diamètre de la conduite (m).

On va choisir tous les diamètres compris entre les valeurs calculées par les deux formules de **Bonnin** et de **Bress** .cependant, le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le cout sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5m/s et 1.5m/s.

IV.9. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations.

Elles se présentent sous deux formes :

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

IV.9.1. Les pertes de charges linéaires

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY WEISBACH :

$$J_L = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2gD} \quad \text{IV.5}$$

- J_L : pertes de charge linéaires (m).
- L : longueur de la conduite (m).
- g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).
- V : Vitesse d'écoulement en m/s.
- λ : Coefficient de pertes de charge.

IV.9.2. Calcul du coefficient des pertes de charges

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule **DARCY WEISBACH**.

- **Régime turbulent rugueux :**

✚ Formule de NIKURADZI : $\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln k/D)^{-2}$ IV.6

- **Régime transitoire**

✚ Formule de COLEBROOK-WHITE : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$ IV.7

Avec

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.
- λ : Coefficient de pertes de charge.
- D : Diamètre du tuyau en m.
- V : Vitesse d'écoulement en m/s.
- g : Accélération de la pesanteur en m^2/s .

- **L** : Longueur de la conduite en m.
- **K** : c'est la rugosité absolue, déterminée en mesurant l'épaisseur des protubérances des parois internes du tuyau.

Dans la pratique, il est évident de tenir compte de l'influence des pertes de charge, qui dépend des paramètres suivants :

Paramètres hydrauliques : vitesse moyenne, diamètre et pression, Paramètres physico-chimique de l'eau : acidité, PH, dureté...

$$K = k_0 \times \alpha \times t$$

IV.8

- **K₀**: Rugosité absolue des tuyaux neufs.
- **α**: Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON.

$\alpha = 0.036$ mm/ans, qui correspond à la zone de faible agressivité.

- **t** : Temps de service = 25 ans.

✓ **Pour les tubes en PEHD :**

- **K₀** = 0.01 si $D \leq 200$ mm.
- **K₀** = 0.02 si $D > 200$ mm.

✓

- **K₀** = (0.003-0.1mm) pour l'acier.
- **K₀** = (0.15-0.25mm) pour la fonte.

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

IV.9

➤ En fonction du nombre de Reynolds nous avons la classification suivante :

- $R_e < 2100$ le régime est laminaire stable.
- $2100 < R_e < 4000$ le régime est transitoire.
- $R_e > 4000$ le régime est turbulent.

ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de stockes :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337t + 0.00221 t^2)} \quad (m^2 / s)$$

IV.10

- **t** : température de l'eau.

IV.9.3.pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$J_S = 0.1 \times J_L \quad \text{IV.11}$$

IV.9 .4.les pertes de charge totales

Pour $J_T = 1.10 \times J_L = 1.1 \times J \times L$ IV.12

IV.10.Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

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

$$H_{mt} = H_g + J_T \quad \text{IV.13}$$

- H_g : Hauteur géométrique (m).
- J_T : pertes de charges totales (m).

IV.11.Puissance de pompage

$$P_A = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\mu} \quad \text{IV.14}$$

- P_A : puissance absorbée par la pompe (kW).
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).
- Q : Débit transité (m^3/s).
- μ : Rendement de la pompe estimé à 70 %.

IV.12.Energie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_A \times t \times 365 \quad \text{IV.15}$$

- E : Energie consommée par la pompe (kWh).
- P_A : puissance absorbée par la pompe (kW).
- t : temps de pompage journalier (18 à 20 heures /24heures).

IV.13.Frais d'exploitation

$$\mathbf{F_{ex} = E \times e} \quad \mathbf{IV.16}$$

- **e** : tarif de l'énergie égale à 4,82 DA/ KWh (d'après les services de la SONELGAZ)

IV.14.Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante :

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

Avec :

- **F_{am}**: Frais d'amortissement (Da).
- **P_u**: prix de revient d'un mètre linéaire depuis la fourniture jusqu'au pore (Da/ml).
- **L** : Longueur de la conduite (m).
- **A** : Amortissement annuel.

$$\mathbf{A = \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \right]} \quad \mathbf{IV.18}$$

- **i** : Taux d'intérêt annuel, $i = 8\%$.
- **n** : nombre d'années d'amortissement ($n = 30$ ans). d'où : $A = 0,08883$

IV.15.Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{B_L = F_{exp} + F_{am}} \quad \mathbf{IV.19}$$

IV.16.Calcul des conduites gravitaires

Pour le calcul des conduites gravitaires, quatre paramètres interviennent : Le débit (Q), la vitesse (V), les pertes de charge (H) et le diamètre (D).

Le principe du dimensionnement d'une adduction gravitaire consiste à trouver le diamètre qui permet la dissipation de toute la charge disponible (H_g) avec une vitesse acceptable.

$$\mathbf{J_T \leq H_g} \quad \mathbf{IV.20}$$

IV .17.Description du schéma d'adduction

L'alimentation de la zone d'étude va se faire à partir du R1000 m³ existant de TIZI BADHOU, qui sera alimenté à son tour par le réservoir d'IGHIL OUKERROU, via une adduction en PEHD D=200 mm.

Le présent schéma directeur se résume comme suit:

- Implantation d'un réservoir 300m³ au lieu dit Thala-Achrine à la cote 370m pour alimenter (Ait El Hadj, Ifloucen, Ires nchikh et Thala nchikh,Tala Oulili).
 - Les zones : Tahchat centre, Ibeldahmanen, Irafaane, Thighizi, Ividah, Thala Achrine seront alimentés par le R1000 m³ de Tizi Badhou.
 - Projection d'un réservoir 250 m³ à la cote 332.25 au niveau d'Iaakraf, ce dernier est alimenté par le réservoir R1000 m³ de Tizi Badhou et alimente Idouchouthen centre, Iarvithen. (Voir la figure IV.7)
- ❖ projection d'un réservoir 200 m³ à une cote de 291.25 m au niveau de Boughzel qui sera réservé pour l'alimentation de Boughzel et Ait Ouakli.

IV.18. Dimensionnement du réseau d'adduction

IV.17.1. Adduction gravitaire

IV.17.1.1. Tronçon R-1000m³ jusqu'au point de piquage N°1

❖ Caractéristiques de tronçon

- Débit véhiculer : $Q = 0.0096 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 1485.63 \text{ m}$.
- Cote radier : $C_R = 435.53 \text{ m}$.
- Cote du projet pour le point de piquage: $C_P = 335.14 \text{ m}$.
- Charge disponible : $H_g = 100.39 \text{ m}$.

❖ Calcul du diamètre

- $D_{max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{min}}} = 0.156 \text{ m}$

- $D_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{max}}} = 0.090 \text{ m}$

Avec :

- Vitesse maximal $V_{max} = 1.5 \text{ m/s}$.
- Vitesse minimal $V_{min} = 0,5 \text{ m/s}$.

On choisit le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 90, 110,125, et 160 mm.

✚ Calcul de la perte de charge totale (H_T)

Le calcul des différents paramètres du tronçon **SR1-PPN°1** pour la détermination du diamètre économique est représenté tableau ci-après :

| D(m) | Dint (m) | V (m/s) | v(m ² /s) | Re | λ | J _L (m) | J _T (m) | H _e | H _v |
|-------|----------|---------|----------------------|------------|--------|--------------------|--------------------|----------------|----------------|
| 0,09 | 0,0736 | 2,2576 | 0,000001 | 166158,959 | 0,0124 | 33,9709 | 37,3680 | 100,39 | 63,0220 |
| 0,11 | 0,09 | 1,5098 | 0,000001 | 135881,104 | 0,0120 | 17,8839 | 19,6722 | 100,39 | 80,7178 |
| 0,125 | 0,1022 | 1,1708 | 0,000001 | 119660,463 | 0,0117 | 11,9249 | 13,1174 | 100,39 | 87,2726 |
| 0,16 | 0,1306 | 0,7170 | 0,000001 | 93639,3519 | 0,0112 | 5,4610 | 6,0071 | 100,39 | 94,3829 |

Tableau(IV.1) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon **SR1-PP N°1**.

✚ Calcul des frais d'amortissement

| D | Pu(DA) | L | Fam |
|-------|---------|---------|------------|
| 0,09 | 691,61 | 1485,63 | 91270,7432 |
| 0,11 | 1026,15 | 1485,63 | 135419,49 |
| 0,125 | 1316,19 | 1485,63 | 173695,637 |
| 0,16 | 2151,15 | 1485,63 | 283884,067 |

Tableau(IV.2) : Calcul des frais d'amortissement.

✚ Bilan des frais

| D | V(m/s) | F _{exp} (DA) | F _{am} (DA) | Bilan |
|------|--------|-----------------------|----------------------|------------|
| 0,09 | 2,2576 | / | 91270,7432 | 91270,7432 |
| 0,11 | 1,5098 | / | 135419,49 | 135419,49 |
| 0,09 | 1,1708 | / | 173695,637 | 173695,637 |
| 0,11 | 0,7170 | / | 283884,067 | 283884,067 |

Tableau(IV.3) : Bilan des frais.

Pour que l'eau arrive au point d'intersection N°1, il faut que :

$$H_T \leq H_g \Leftrightarrow H_g - H_T \geq 0 \quad \Leftrightarrow H_v \geq 0 \quad \Leftrightarrow H_v = H_g - H_T$$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 110mm, car J_T = 19.67 m est inférieure à H_g=100.39 m, avec une vitesse acceptable de 1.50 m/s. Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 110 mm, on utilise une vanne à papillon.

✚ Choix de vanne

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

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

✚ Calcul des pertes de charges dans la vanne

$$H_V = H_g - H_T$$

D'où :

$$H_V = 80.72 \text{ m}$$

✚ Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne

On a :

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

$$\text{D'où: } \xi = H_V \times \frac{2 \times g}{v^2} \qquad \xi = 1249,04$$

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (2)). Le type de la vanne sera (vanne à papillon), avec un angle d'ouverture de 78°.

IV.17.1.2. Tronçon point de piquage N°1 jusqu'à THALA ACHERINE R2

✚ Caractéristiques de tronçon:

Données :

- Débit : 0.0039 m³/s
- Hauteur géométrique (Hg) : 20.8m
- Longueur de l'adduction : 390.78m

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\max}}} = 0.058 \text{ mm.}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\min}}} = 0.099 \text{ mm.}$$

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 63 ; 75 et 90 mm.

✚ Calcul de la perte de charge totale (H_T)

| D(m) | Dint (m) | V(m/s) | v(m ² /s) | Re | λ | J_L (m) | J_T (m) | Hg | Hv |
|-------|----------|--------|----------------------|------------|-----------|-----------|-----------|------|---------|
| 0,063 | 0,0514 | 1,8805 | 0,000001 | 96656,6705 | 0,0139 | 4,8351 | 5,3186 | 20,8 | 15,4814 |
| 0,075 | 0,0614 | 1,3178 | 0,000001 | 80914,5418 | 0,0134 | 2,7371 | 3,0108 | 20,8 | 17,7892 |
| 0,09 | 0,0736 | 0,9171 | 0,000001 | 67502,077 | 0,0129 | 1,5333 | 1,6866 | 20,8 | 19,1134 |

Tableau(IV.4) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon PP N°1-R2.

✚ Calcul des frais d'amortissement

| D(m) | Pu(DA) | L | Fam |
|-------|---------|--------|------------|
| 0,063 | 376,64 | 390,78 | 13074,2996 |
| 0,075 | 529,43 | 390,78 | 18378,0969 |
| 0,09 | 691,61 | 390,78 | 24007,8492 |
| 0,16 | 2151,15 | 390,78 | 74672,8428 |

Tableau(IV.5) : Calcul des frais d'amortissement.

✚ Bilan des frais

| D(m) | V (m/s) | Fexp(DA) | Fam(DA) | Bilan |
|-------|---------|----------|------------|------------|
| 0,063 | 1,8805 | / | 13074,2996 | 13074,2996 |
| 0,075 | 1,3178 | / | 18378,0969 | 18378,0969 |
| 0,09 | 0,9171 | / | 24007,8492 | 24007,8492 |
| 0,16 | 0,2913 | / | 74672,8428 | 74672,8428 |

Tableau(IV.6) : Bilan des frais.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 75mm, car $J_T = 3.01$ m est inférieure à $H_g=20.8$ m, avec une vitesse acceptable de 1.32 m/s. Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 75 mm, on utilise une vanne à papillon.

✚ Calcul des pertes de charges dans la vanne

$$H_v = H_g - H_T$$

D'où : $H_v = 17.79$ m

✚ **Calcule du coefficient d'ouverture de la vanne**

On a:

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

D'ou: $\xi = H_V \times \frac{2 \times g}{v^2}$

$$\xi = 445.82$$

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (2)). Le type de la vanne sera (vanne à papillon), avec un angle d'ouverture de 65.5°.

IV.17.1.3. Tronçons du point de piquage N°1 jusqu'au point piquage N°2

✚ **Caractéristiques de tronçon:**

Données :

- Débit : 0.0057m³/s
- Hauteur géométrique (Hg) : 44.37 m.
- Longueur de l'adduction : 2226.93 m.

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\max}}} = 0.070 \text{mm}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\min}}} = 0.120 \text{mm}$$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabricant : 75,90 ;110 et 125 mm.

✚ **Calcul des pertes charge total H_T**

| D(m) | Dint (m) | V(m/s) | v(m ² /s) | Re | λ | J _L (m) | J _T (m) | Hg | Hv |
|-------|----------|--------|----------------------|------------|--------|--------------------|--------------------|-------|---------|
| 0,075 | 0,0614 | 1,9261 | 0,000001 | 118259,715 | 0,0134 | 33,3181 | 36,6500 | 44,37 | 7,7200 |
| 0,09 | 0,0736 | 1,3404 | 0,000001 | 98656,8818 | 0,0129 | 18,6748 | 20,5423 | 44,37 | 23,8277 |
| 0,11 | 0,09 | 0,8964 | 0,000001 | 80679,4055 | 0,0124 | 9,8178 | 10,7996 | 44,37 | 33,5704 |
| 0,125 | 0,1022 | 0,6952 | 0,000001 | 71048,4002 | 0,0121 | 6,5444 | 7,1988 | 44,37 | 37,1712 |

Tableau(IV.7) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon PP N°1- PP N°2.

✚ Calcul des frais d'amortissement

| D(m) | Pu(DA) | L | Fam |
|-------|---------|---------|------------|
| 0,075 | 529,43 | 2226,93 | 104730,885 |
| 0,09 | 691,61 | 2226,93 | 136813,04 |
| 0,11 | 1026,15 | 2226,93 | 202991,138 |
| 0,125 | 1316,19 | 2226,93 | 260366,326 |

Tableau(IV.8) : Calcul des frais d'amortissement.

✚ Bilan des frais

| D(m) | V (m/s) | Fexp(DA) | Fam(DA) | Bilan |
|-------|---------|----------|------------|------------|
| 0,075 | 1,9261 | / | 104730,885 | 104730,885 |
| 0,09 | 1,3404 | / | 136813,04 | 136813,04 |
| 0,11 | 0,8964 | / | 202991,138 | 202991,138 |
| 0,125 | 0,6952 | / | 260366,326 | 260366,326 |

Tableau(IV.9) : Bilan des frais

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 90 mm, car $J_T = 20.54m$ est inférieure à $H_g=44.37 m$, avec une vitesse acceptable de 1.34 m/s. Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 90 mm, on utilise une vanne à papillon.

✚ Calcul des pertes de charges dans la vanne

$$H_V = H_g - H_T$$

D'où : $H_V = 23.83m$

✚ Calcule du coefficient d'ouverture de la vanne

On a:

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

D'ou: $\xi = H_V \times \frac{2 \times g}{v^2}$

$$\xi = 819.62$$

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (2)). Le type de la vanne sera (vanne à papillon), avec un angle d'ouverture de 71°.

IV.17.1.4. Tronçons de point de piquage N°2 jusqu'au Réservoir projetée BOUGHZEL

✚ Caractéristiques de tronçon:

Données :

- Débit : 0.0018m³/s
- Hauteur géométrique (Hg) : 51.18m
- Longueur de l'adduction : 2846m

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*v_{\max}}} = 0.039\text{mm.}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*v_{\min}}} = 0.068\text{mm.}$$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabricant : 50 ,63 et 75mm.

✚ Calcul des pertes charge total H_T

| D(m) | Dint (m) | V(m/s) | v(m ² /s) | Re | λ | J _L (m) | J _T (m) | Hg | Hv |
|-------|----------|--------|----------------------|------------|--------|--------------------|--------------------|-------|---------|
| 0,04 | 0,0326 | 2,1576 | 0,000001 | 70337,2279 | 0,0153 | 32,3135 | 35,5448 | 51,18 | 15,6352 |
| 0,05 | 0,0408 | 1,3775 | 0,000001 | 56200,8243 | 0,0146 | 15,7253 | 17,2978 | 51,18 | 33,8822 |
| 0,063 | 0,0514 | 0,8679 | 0,000001 | 44610,771 | 0,0139 | 7,5011 | 8,2512 | 51,18 | 42,9288 |
| 0,075 | 0,0614 | 0,6082 | 0,000001 | 37345,1731 | 0,0134 | 4,2462 | 4,6709 | 51,18 | 46,5091 |

Tableau(IV.10) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon PP N°2- R3.

✚ Calcul des frais d'amortissement

| D(m) | Pu(DA) | L | Fam |
|-------|--------|------|------------|
| 0,04 | 135,5 | 2846 | 34255,7794 |
| 0,05 | 238,07 | 2846 | 60186,5196 |
| 0,063 | 376,64 | 2846 | 95218,4262 |
| 0,075 | 529,43 | 2846 | 133845,294 |

Tableau(IV.11) : Calcul des frais d'amortissement.

✚ Bilan des frais

| D(m) | V (m/s) | Fexp(DA) | Fam(DA) | Bilan |
|-------|---------|----------|------------|------------|
| 0,04 | 2,1576 | / | 34255,7794 | 34255,7794 |
| 0,05 | 1,3775 | / | 60186,5196 | 60186,5196 |
| 0,063 | 0,8679 | / | 95218,4262 | 95218,4262 |
| 0,075 | 0,6082 | / | 133845,294 | 133845,294 |

Tableau(IV.12) : Bilan des frais.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 50mm, car $J_T = 17.30m$ est inférieure à $H_g=51.18m$, avec une vitesse acceptable de 1.38 m/s. Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 50 mm, on utilise une vanne à papillon.

✚ Calcul des pertes de charges dans la vanne

$$H_v = H_g - H_T$$

D'où :

$$H_v = 33.88m$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne

On a:

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

D'ou:
$$\xi = H_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$\xi = 1118.14$$

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (2)). Le type de la vanne sera (vanne à papillon), avec un angle d'ouverture de 76° .

IV.17.1.5. Tronçon le point de piquage N °2 jusqu'à le réservoir projeté 250 m³

✚ Caractéristiques de tronçon:

Données :

- Débit : 0.0039m³/s
- Hauteur géométrique (Hg) :14.18m.
- Longueur de l'adduction : 886.28m.

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*v_{max}}} = 0.056\text{mm}$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*v_{min}}} = 0.099\text{mm}$$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabricant : 63, 75,90 et 110 mm

| D(m) | Dint (m) | V(m/s) | v(m ² /s) | Re | λ | J _L (m) | J _T (m) | Hg | Hv |
|-------|----------|--------|----------------------|------------|--------|--------------------|--------------------|-------|---------|
| 0,063 | 0,0514 | 1,8805 | 0,000001 | 96656,6705 | 0,0133 | 10,5274 | 11,5801 | 14,18 | 2,5999 |
| 0,075 | 0,0614 | 1,3178 | 0,000001 | 80914,5418 | 0,0129 | 5,9676 | 6,5644 | 14,18 | 7,6156 |
| 0,09 | 0,0736 | 0,9171 | 0,000001 | 67502,077 | 0,0124 | 3,3447 | 3,6791 | 14,18 | 10,5009 |
| 0,11 | 0,09 | 0,6134 | 0,000001 | 55201,6985 | 0,0120 | 1,7608 | 1,9369 | 14,18 | 12,2431 |

Tableau(IV.13) : Calcul des pertes charge total H_T du tronçon PP N°2- R4.

✚ Calcul des frais d'amortissement

| D(m) | Pu(DA) | L | Fam |
|-------|--------|--------|------------|
| 0,063 | 135,5 | 886,28 | 10667,6782 |
| 0,075 | 238,07 | 886,28 | 18742,835 |
| 0,09 | 376,64 | 886,28 | 29652,209 |
| 0,11 | 529,43 | 886,28 | 41681,0987 |

Tableau(IV.14) : Calcul des frais d'amortissement.

✚ Bilan des frais

| D(m) | V(m/s) | F _{exp} (DA) | F _{am} (DA) | Bilan |
|-------|--------|-----------------------|----------------------|------------|
| 0,063 | 1,8805 | / | 10667,6782 | 10667,6782 |
| 0,075 | 1,3178 | / | 18742,835 | 18742,835 |
| 0,09 | 0,9171 | / | 29652,209 | 29652,209 |
| 0,11 | 0,6134 | / | 41681,0987 | 41681,0987 |

Tableau(IV.15) : Bilan des frais

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 75 mm, car $J_T = 6.564$ m est inférieure à $H_g = 14.18$ m, avec une vitesse acceptable de 1.32 m/s. Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 75 mm, on utilise une vanne à papillon.

✚ Calcul des pertes de charges dans la vanne

$$H_V = H_g - H_T$$

D'où :

$$H_V = 7.615\text{m}$$

✚ Calcule du coefficient d'ouverture de la vanne

On a:

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

D'ou:

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

$$\xi = 244.93$$

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (2)). Le type de la vanne sera (vanne à papillon), avec un angle d'ouverture de 63°.

IV.18.Conclusion

Pour établir les diamètres des conduites de notre adduction, nous avons calculé les différents paramètres, tel que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, afin de définir une solution favorable du point de vue technique et économique.

Chapitre V :

Pose et Protection des Canalisations

V.1. Introduction

Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes, afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite; également, il faut tenir compte des suggestions suivantes :

- Maintien de la circulation des piétons et des véhicules au cours des travaux.
- Eviter toute gêne réciproque ultérieure avec les conduites des autres réseaux lors de travaux de réparation, d'entretien ou de branchement d'immeuble.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

V.2. Critères de choix des canalisations

Lors d'une conception, renouvellement et pose des canalisations, on s'attachera à utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des conduites.

La nature du revêtement interne et externe choisi, en particulier et de sa conformité sanitaire interne à la qualité des eaux et de compatibilité avec les caractéristiques de l'eau, sa résistance aux agents externes liés aux problèmes de corrosions du sol. Il doit répondre aux critères suivants pour qu'il puisse préserver la qualité de l'eau véhiculée :

- étanche à l'eau.
- faible rugosité.
- faible porosité.
- forte compacité.
- résistant à l'abrasion.
- aux types du sol et de sa consistance.
- Nature du milieu traversé (saturé ou sec).

Il faudra vérifier si l'eau véhiculée n'est pas agressive aux conduites, aux pièces spéciales (telque le Té, coude..., aux joints et aux autres équipements).

L'opérateur peut orienter le choix du matériau vers un choix technique et économique en tenant compte sa disponibilité sur marché national.

V.2.1. Choix des canalisations en fonction du liquide transporté

L'eau véhiculée dans les réseaux présente des caractéristiques physicochimiques très différentes. Deux principaux types d'eaux sont à prendre en compte :

- Les eaux corrosives pouvant attaquer le métal non revêtu.
- Les eaux agressives envers les matériaux à base de ciment.

V.2.2. Choix des canalisations en fonction du type de sol

Un revêtement extérieur a pour fonction d'assurer une protection durable contre la corrosivité des sols.

Afin de pouvoir déterminer le tuyau adapté a un type de sol défini, une étude préalable sur la corrosivité/ agressivité du terrain est conseillée.

On peut distinguer en première analyse les terrains suivants :

- 1- A faible risque : sables et graviers, matériaux d'empierrements et les calcaires.
- 2- A risque élevé : marnes et argiles.
- 3- A risque très élevé : gypse, pyrite et combustible.

V.3.Pose des conduites

Dans la plupart des agglomérations, les conduites sont posées en terre, sous trottoir afin d'éviter les trépidations dues à la circulation des véhicules. Quand la voie n'est pas importante, une conduite unique dessert les abonnés situées de chaque côté, les branchements des immeubles présentent donc des longueurs nettement différentes. Dans le cas d'une rue importante, une canalisation est posée sous chaque trottoir et les branchements sont relativement courts est ne travers pas la chaussée.

La pose des canalisations d'assainissement s'opère de l'aval en direction de l'amont (c'est le contraire quand il s'agit de conduites de distribution d'eau potable). L'emboîtement est dirigé vers l'amont. Les tuyaux sont posés sans brutalité sur le fond des tranchées et ne doivent pas être roulés sur des pierres ou sur un sol rocheux. On doit utiliser des chemins de roulement en bois.

A chaque arrêt du travail, les extrémités des tuyaux non visibles en cours de pose sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

Les tuyaux posés dans la tranchée sont dans le prolongement rectiligne les uns des autres ; on facilite leur alignement au moyen de cales provisoires en bois.

En vue de pose correcte en terre des canalisations d'eau en fonction de la présence éventuelle de canalisation d'autre nature peuvent être rencontrée dans le sous sol d'une agglomération, il est prudent de respecter les distances minimales ci- après en génératrice les plus rapprochées des deux natures de conduites :

- Entre conduite d'eau et conduite de gaz 0.5 m.
- Entre conduite d'eau et câble électrique 0.2 m.

Par ailleurs, la distance entre la génératrice la plus rapprochée et l'axe d'une plantation d'alignement sera de 1.50 m au minimum.

V.4. Différents types de pose de canalisations

Le choix du type de pose dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

Dans le cadre de notre projet, les poses de conduite adoptées sont comme suit :

V.4.1. Pose en terre

Les conduites seront posées en tranchée ouverte sur un lit de pose en sable et remblayée et seront signalés par des grillages avertisseurs. Pour permettre aux bulles d'air provenant de dégazage de l'eau de se rassembler aux points hauts, où elles seront évacuées par les ouvrages qui y sont prévus, les pentes minimales suivantes devront être respectées lors de la pose de la conduite :

- 2% pour les tronçons ascendants.
- 4% pour les tronçons descendant.

La conduite sera enterrée sur la totalité des tracés, la profondeur de la tranchée pourra atteindre des profondeurs exceptionnelles sur quelques courtes distances afin d'éviter la multiplication des points hauts. D'une manière générale, la hauteur de recouvrement minimale à assurer est de 80 cm à partir de la génératrice supérieure.

Le remblai sera exécuté jusqu'à une hauteur de 20 à 30 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite, appelée remblai de calage. Il sera réalisé avec un matériau expurgé d'éléments durs de diamètres supérieurs à 1 cm. Les déblais complémentaires seront déversés dans la fouille sans criblage, ni damage.

Dans le cas de pose sous la chaussée, la conduite doit être couverte de 20 cm de sable au dessus de sa génératrice supérieure, bien compactée par couche de 20 cm avec une damme sauteuse, puis un revêtement en bicouche.



Figure (V.1) : Pose des conduites en terre.

V.4.2. Traversée des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

➤ **Des gaines** : Ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

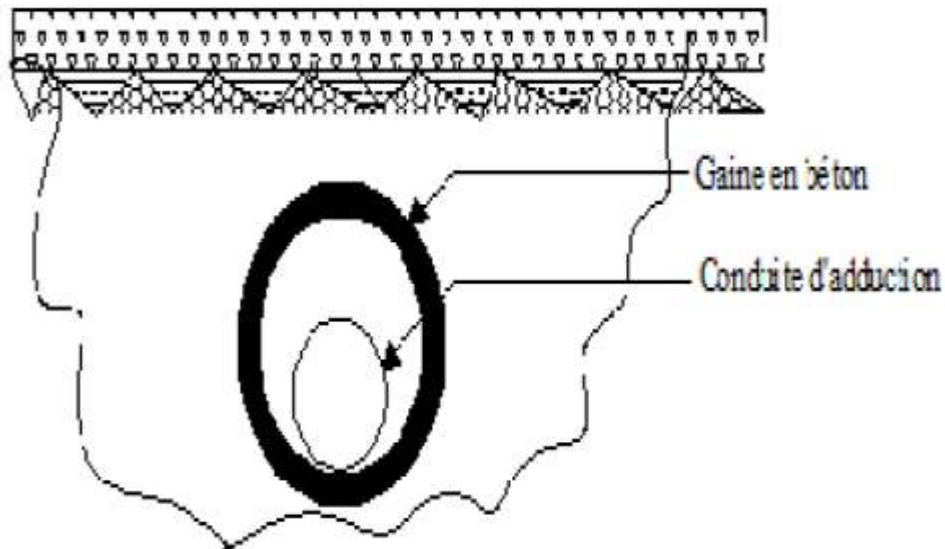


Figure (V.2) : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

➤ **Par enrobage dans le béton** : Dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

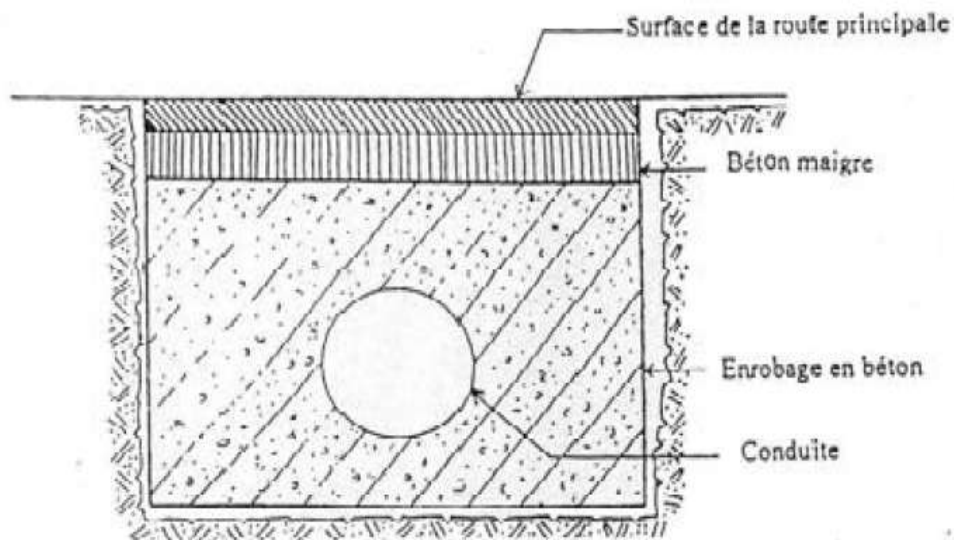


Figure (V.3) : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

V.4.3. Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution), où la rupture pourra survenir. On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints.

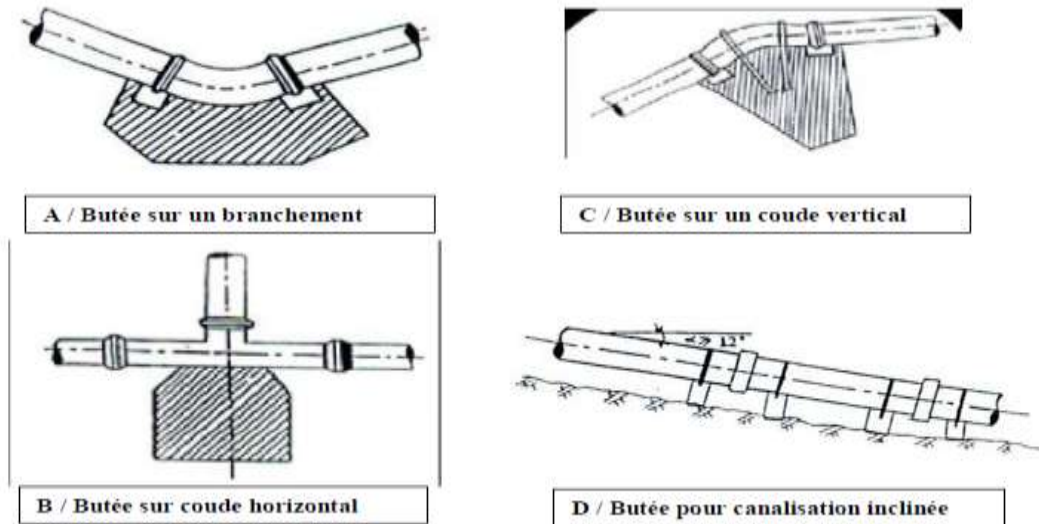


Figure (V. 4): Butée et Amarrage.

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S \tag{V.1}$$

Dans laquelle :

- ✓ F est la poussée exprimée en daN.
- ✓ P est la pression hydraulique d'essai exprimé en bar.
- ✓ S est la surface externe du tuyau exprimé en cm².
- ✓ K est le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

| | |
|-------------------------------|---------|
| Sur les coudes à 90° (1/4) | K=1,414 |
| Sur les coudes à 45° (1/8) | K=0,766 |
| Sur les coudes à 22°30 (1/16) | K=0,390 |
| Sur les coudes à 11°15 (1/23) | K=0,196 |

Tableau (V.1) : le coefficient K en fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

V.5. Différentes mises en place des canalisations

V.5.1. Réalisation des fouilles

a. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela pour faciliter les travaux.

Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté. Elle est donnée par la formule (V.2) suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \quad (V.2)$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).

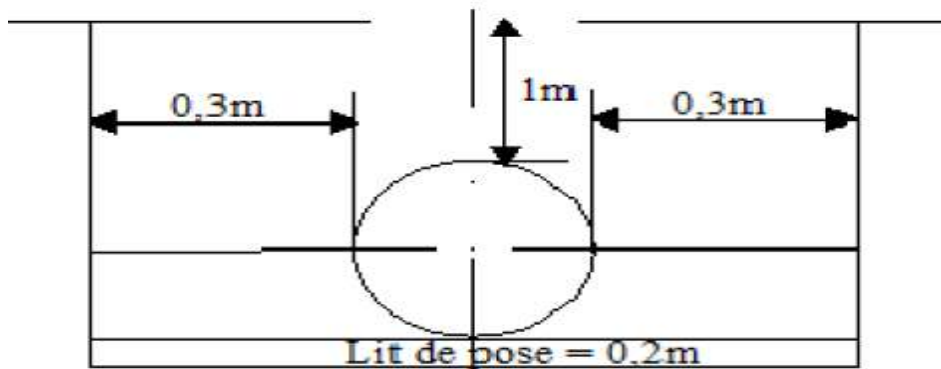


Figure (V.5): Pose en tranchée.

b. Profondeur de la tranchée

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges. On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule (V.3) suivante :

$$H = H_1 + H_2 + D \quad (V.3)$$

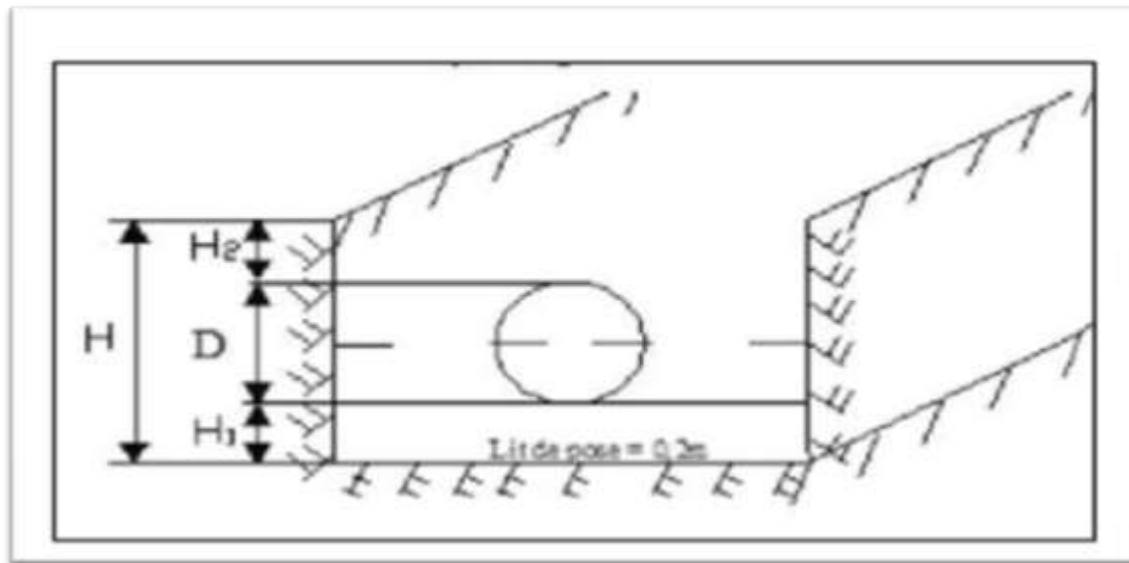


Figure (V.6): Réalisation de la fouille.

Avec :

- **H** : profondeur de la tranchée (m).
- **H1** : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m.
- **H2** : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).
- **D** : diamètre de la conduite (m).

C. Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long .Ce lit est constitué:

- du gravier dans un terrain ordinaire.
- pierres cassées pour former des drains, dans les terrains imperméable sou rocheux.
- d'un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

V.5.2. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subit des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

V.5.3. Épreuve des joints et canalisation principale

Ce sont des essais à la pression hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 m à 400 m.

La pression à exercer est en général égale à la pression sur laquelle sera soumise réellement la canalisation. Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 mn. La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bars, cette tolérance étant portée à 0.3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

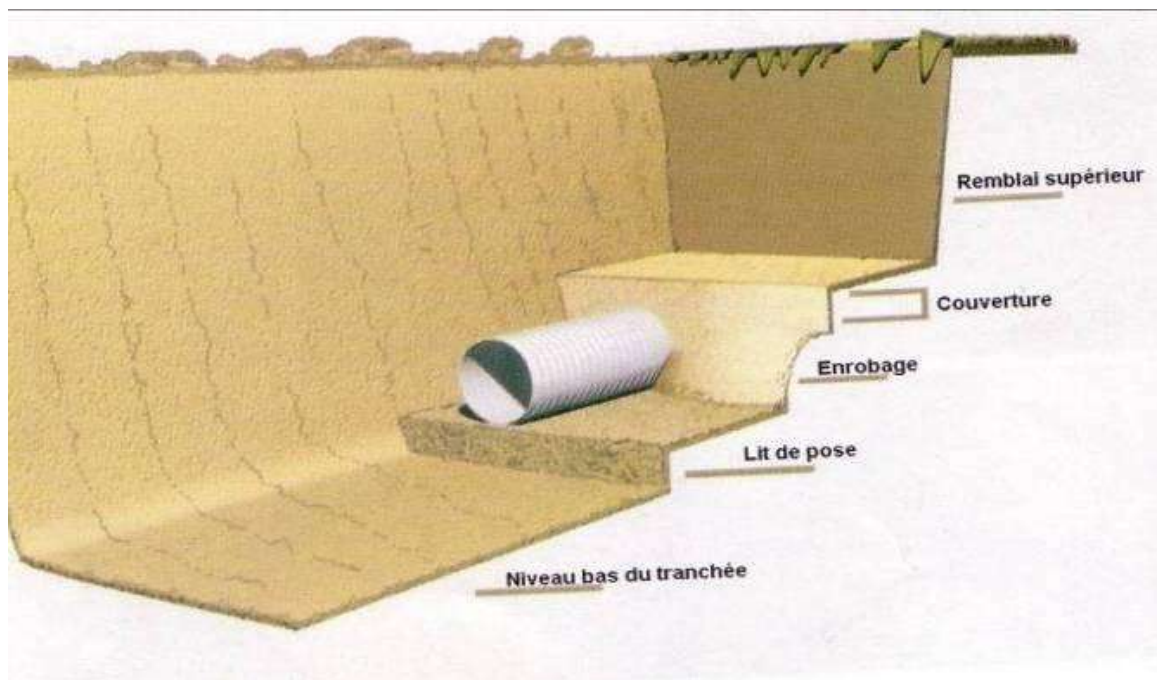
V.5.4. Essai général du réseau

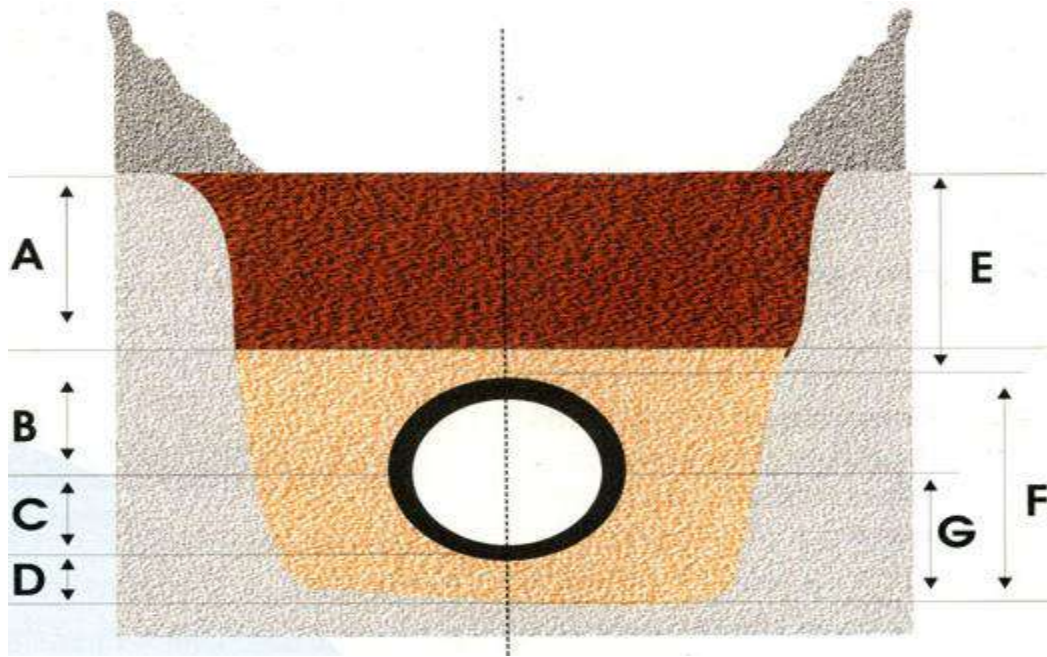
C'est une opération qui va nous renseigner sur le degré d'efficacité d'un réseau. Il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés.

Après 48 heures de mise en pression, la perte de charge par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2 %.

V.5.5. Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0.3 m au dessus de la génératrice supérieure, est effectuée manuellement avec la terre des déblais expurgée de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations. Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engins mécaniques.





Figure(V.7): Remblayage des tranchées.

- A : Remblai supérieur.
- B : Remblai de protection.
- C : Assise.
- D : Lit de pose.
- E : Hauteur de couverture.
- F : Enrobage.
- G : Appui.

V.6. Désinfection des conduites

Une fois que les travaux d'adduction, de distribution ou après toute réparation sur une canalisation sont achevés, il faut désinfecter le long du réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou permanganate de potassium, ensuite on procédera au rinçage des conduite avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique.

V.7. La Corrosion

Evans puis Wagner et Traud sont les premiers à avoir défini la corrosion en présence d'une phase liquide, comme un processus d'électrochimique. La corrosion d'un matériau est la dégradation de celui-ci ou de ses propriétés mécanique sous l'effet de l'environnement immédiat qui peut être le sol, l'atmosphère, l'eau ou d'autres fluides. Compte tenu du nombre important de paramètres intervenant dans le processus électrochimique, la corrosion est un phénomène très complexe. La corrosion peut être vue sous sa forme globale comme une réaction spontanée d'échange d'électrons à l'interface métal/environnement. C'est un phénomène naturel qui tend à faire retourner les métaux à leur état d'oxyde par une attaque plus ou moins rapide du milieu corrosif.

Nous nous intéresserons essentiellement dans ce chapitre à la corrosion aqueuse (corrosion électrochimique) car c'est l'un des phénomènes les plus importants qui correspond en outre au processus de corrosion de l'acier. Son existence est conditionnée par la présence simultanée en surface du métal de zones cathodiques et anodiques. Ces zones peuvent subir des réactions d'oxydation et de réduction lorsqu'elles sont en contact avec une solution électrolytique conductrice d'ions. Cette forme de corrosion est due à la formation de micro-piles à l'intérieur du métal lui-même. Il existe deux types de réaction électrochimique (réaction d'oxydo-réduction) :

- Réaction chimique directe : métal plongé dans une solution.
- Pile électrochimique : apparition d'un courant entre deux électrodes lorsqu'on les réunit.

V.8. Protection contre la corrosion

V.8.1. La corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situé au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille.

V.8.1.1. Corrosion par formation des piles géologiques

Le sol constitue par sa nature et en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductivité plus au moins grande. La différence d'oxygénation, ajoutée à des différences de concentration des sols, peuvent aboutir en définitive, par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation des piles de concentration dont la conduite représente le circuit extérieur.

Il naît alors un courant galvanique, qui peut engendrer une destruction du métal de la conduite se trouvant dans la partie anodique. Ce phénomène est dit corrosion par formation des piles géologiques.

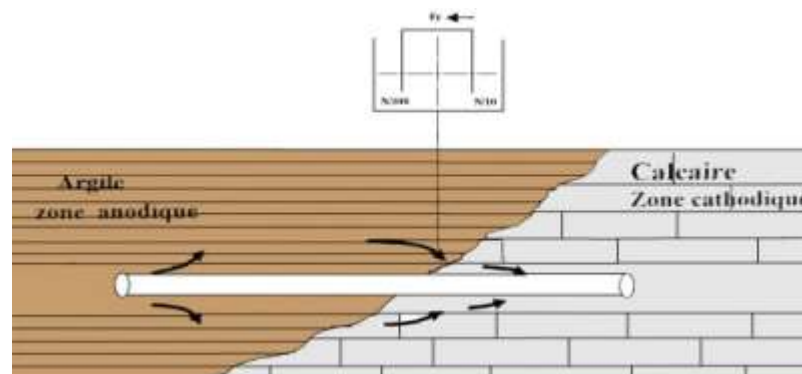


Figure (V.8): Corrosion par formation des piles.

V.8.1.2. Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique extérieure

Dans ce cas, la corrosion est due à une électrolyse par suite d'un courant dit vagabond, comme il peut s'en trouver fréquemment dans les zones industrielles. Dans la pratique, pour l'évaluation des dangers de corrosion, on se base essentiellement sur la mesure de la résistivité des terrains traversés par la conduite, car le rôle qu'elle joue dans le processus de corrosion est déterminant.

En effet, une faible résistivité (forte conductivité) amplifie l'intensité des courants et favorise le processus électrochimique et une grande résistivité (faible conductivité) le freine par sa résistance ohmique.

V.2.1.3. Protection cathodique

Une bonne protection d'un réseau en acier consistera à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante ayant fait ses preuves dans ce domaine, et par ailleurs à assurer aux droit des joints une parfaite continuité de cet enrobage. Mais, cet enrobage pourra vieillir ou se détériorer accidentellement, c'est alors que la conduite peut se corroder. Pour remédier cela, la protection cathodique s'impose.

La protection cathodique consiste à agir d'une façon artificielle sur le potentiel de la structure métallique, de façon qu'elle devienne cathode par application de potentiel électrique. Les principaux dispositifs de protection cathodique utilisés sont :

- Anode réactives.
- Soutirage de courant.
- Le drainage de courant.
- Association de plusieurs de ces systèmes.

En Algérie, les deux premiers dispositifs sont les plus utilisés :

A-Anodes réactifs

Elle consiste à relier la conduite à une pièce de métal plus électronégative que l'acier, tel que, le zinc, l'aluminium et le magnésium, de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle qu'une cathode.

Cette méthode est utilisée généralement pour les conduites de petits diamètres et de faibles longueurs.

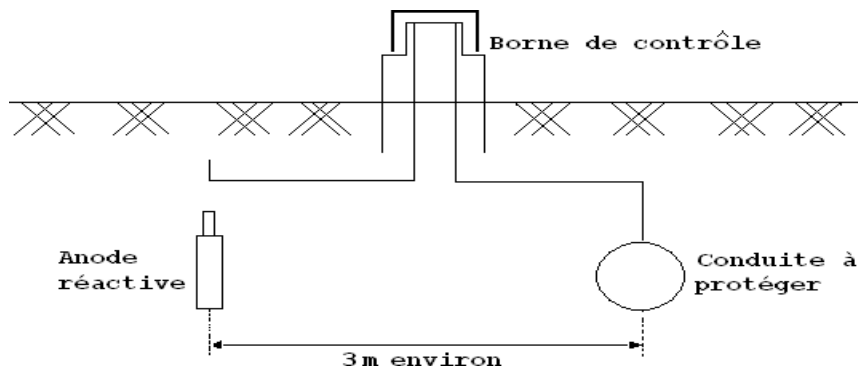


Figure (V.9) : Protection par anode réactive.

B- Soutirage de courant

Cette méthode consiste, à partir d'une source électrique d'un courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par une chaîne d'anodes enterrées dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite (environ 100 m). Le courant en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite, entraînant ainsi la dissolution anodique de la prise de terre.

Notre choix est porté sur cette méthode, vu son efficacité notamment lorsqu'il s'agit de grandes conduites et lorsque les courants vagabonds sont très fréquents.

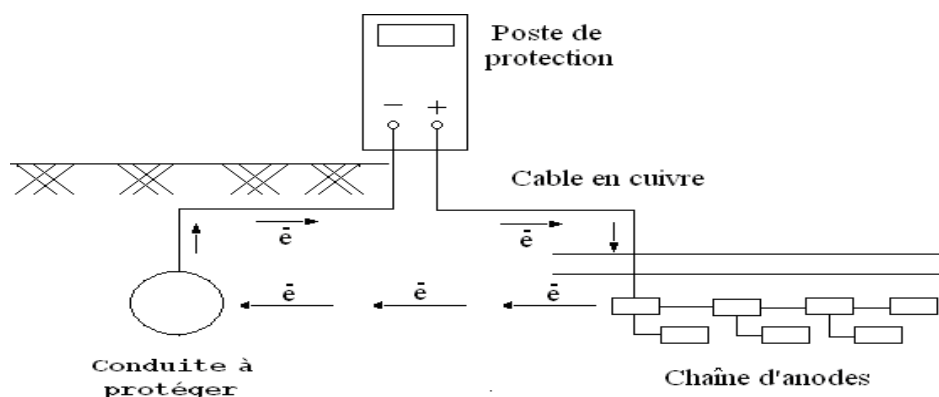


Figure (V.10) : Protection par soutirage de courant.

V.8.2. La corrosion interne

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier:

- Du PH.
- De la teneur en carbonate et bicarbonate.
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau.
- De la vitesse de circulation de l'eau.
- De la minéralisation de l'eau.

Pour remédier à cela ; il faut :

- Un revêtement intérieur fait à l'usine.
- Eviter les faibles vitesses de circulation dans les conduites.
- Evacuation de l'air par voie des venteuses.

L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

V.9. Conclusion

Pour la réussite totale du projet, la pose des conduites ne doit subir aucune défaillance. La bonne mise en œuvre du réseau diffère selon le tracé, l'importance du réseau et la nature du sol. Cet ensemble de critères du site doit être respecté.

En vue d'assurer une longue vie et un bon fonctionnement du réseau, il est indispensable de prendre en considération tous les moyens de protection contre la corrosion.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau. Elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

Chapitre VI :

Coup de bélier

VI.1. Introduction

Pour assurer le fonctionnement adéquat d'une chaîne d'adduction et une durée de vie maximale, il va falloir mettre des dispositifs de protection contre les différents phénomènes qui peuvent provoquer des détériorations dans la chaîne d'adduction, parmi ces phénomènes on trouve, le coup de bélier.

VI.2. Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements.

VI.3. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.4. Les conséquences de ce phénomène

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes :

- Déboitement des conduites.
- Détérioration des joints.
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche.
- Détérioration des revêtements intérieurs.
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

VI.5. Analyse physique du coup de bélier dans les pompes

a. Première phase du coup de bélier : Lorsque la pompe s'arrête, la colonne d'eau continue son ascension grâce à son inertie. La pompe ne fournissant plus d'eau, il n'y a pas lieu de relève pour combler le vide laissé par la colonne ascendante. L'onde de dépression se propage de la sortie de la pompe vers le réservoir. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe.

b. Deuxième phase ou contre coup : Une onde élastique de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir. Elle se produit au moment où l'onde de pression normale atteint la section de la pompe. Comme précédemment, dès que l'onde de surpression atteint le réservoir, une onde de pression statique normale commence à se propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe.

VI.6. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

VI.6.1. Volant d'inertie

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

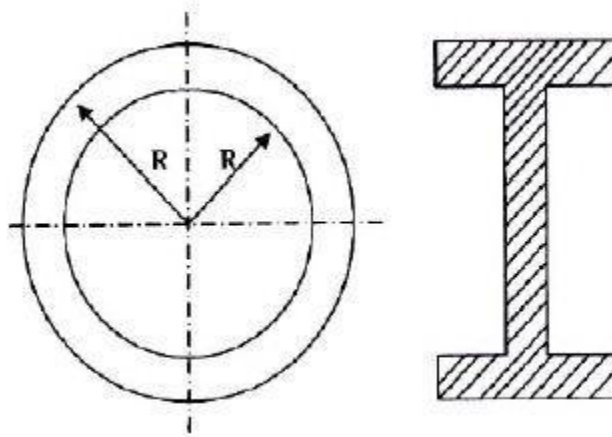
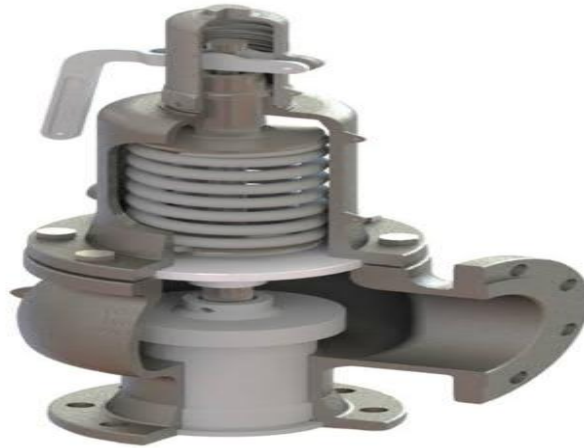


Figure (VI.1): Volant d'inertie.

VI.6.2.Soupape de décharge

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.



Figure(VI.2) : Soupape de sureté, anti-bélier.

VI.6.3.Les ventouses

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



Figure(VI.3) : la ventouse.

VI.6.4. Réservoirs d'air

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

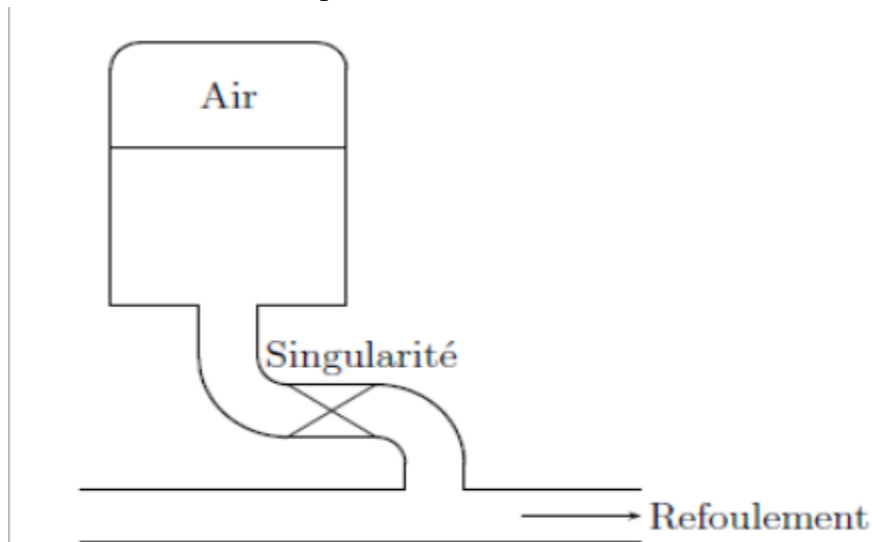


Figure (VI.4): Principe de la disposition d'un réservoir d'air.

VI.6.5. Cheminée d'équilibre

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

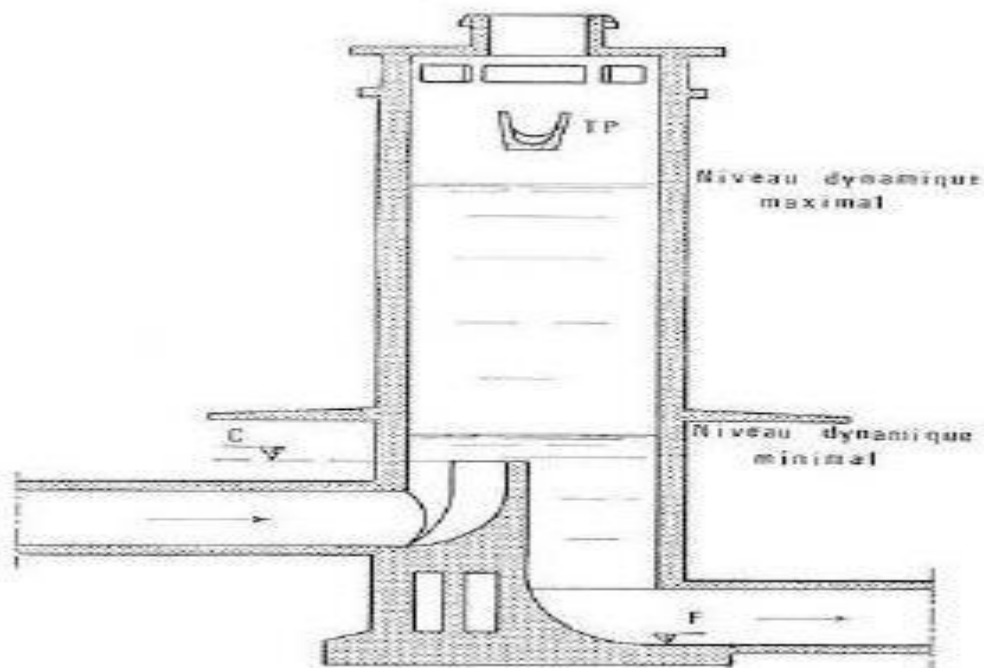


Figure (VI.5) : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre.

VI.7. Principe de fonctionnement

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction de la pompe peut être assurée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval du clapet.

Cette capacité contient de l'eau et de l'air, en marche normale la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré. A la disjonction, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment la pression de l'air dans la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement qui est disposé à la base de la cloche. Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

VI.8. Etude du coup de bélier

VI.8.1. Calcul de la célérité d'ondes

La célérité de l'onde est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{k \cdot D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- a : Célérité d'onde (m/s).
- D : Diamètre de la conduite (mm).
- e : Epaisseur de la conduite (mm).
- k : Coefficient dépendant des matériaux constituant la canalisation, K = 83 pour le PEHD.

VI.8.2. Valeurs numériques du coup de bélier

L'étude du coup de bélier se fait pour les deux cas suivants :

A. 1er cas : Fermeture brusque

Le temps de fermeture est : $T_f < \frac{2 \cdot L}{a}$ (VI.2)

Avec :

$\frac{2L}{a}$: Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- **B** : La valeur du coup de bélier (m).
- **a** : Célérité de l'onde (m/s).
- **V₀** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).
- **g** : Accélération de la pesanteur (m²/s).

- ✓ La valeur maximale de la pression – surpression

$$\mathbf{H_s = H_0 + B} \quad \text{(VI.4)}$$

- ✓ La valeur minimale de la pression-dépression

$$\mathbf{H_d = H_0 - B} \quad \text{(VI.5)}$$

Où :

$$\mathbf{H_0 = H_g + 10} \quad \text{(VI.6)}$$

Avec :

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

B. 2ème cas : Fermeture lente

Le temps de fermeture : $T_f > \frac{2L}{a}$

La valeur du coup de bélier est :

$$\mathbf{B = \frac{2LV_0}{gT_f}} \quad \text{(VI.7)}$$

Remarque : La valeur du coup de bélier est plus importante dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour cela dans nos calculs on s'intéressera au cas de la fermeture brusque qui représente le cas le plus défavorable.

VI.9. La valeur du coup de bélier pour les différents tronçons

| Tronçon | | R1000 - PPN°1 | PPN°1- R1 Projeté | PPN°1- PPN°2 | PPN°2- R2 projeté | PPN°2- R3 Projeté |
|---------------------------------------|-----------|------------------|-------------------------|-----------------|-------------------------|-------------------------|
| Caractéristiques de la conduite | D (mm) | 110 | 75 | 90 | 50 | 75 |
| | e (mm) | 10 | 6.8 | 8.2 | 4.6 | 6.8 |
| | V (m/s) | 1.50 | 1.32 | 1.34 | 1.38 | 1.31 |
| $H_0 = H_g + 10$ (m) | | 110.39 | 30.8 | 54.37 | 61.18 | 24.18 |
| Célérité "a" (m/s) | | 351.06 | 350.31 | 351.49 | 353.46 | 350.51 |
| Valeur du coup de bélier 'B'(m) | | 53.68 | 47.08 | 48.01 | 49.63 | 47.08 |
| Dépression 'Hd' | | 56.71 | -16.28 | 6.35 | 11.54 | -22.9 |
| Surpression 'Hs' | | 146.07 | 77.88 | 102.38 | 110.81 | 71.26 |
| Type de la conduit | | PEHD | PEHD | PEHD | PEHD | PEHD |
| Pression de service (m) | | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 |

Tableau (VI.1) : calcul de la valeur maximale du coup de bélier.

Interprétation des résultats

D'après les résultats du tableau (VI.1), on remarque que les valeurs de surpression pour tous les tronçons dépassant les pressions nominales de service sauf dans le cas du tronçon (PPN°2-réservoir projeté), avec une valeur de dépressions négatives pour le même tronçon. Dans le cas d'une conduite gravitaire, la meilleure façon de protéger ces conduites contre le phénomène oscillatoire à savoir le coup du bélier est la disposition d'une vanne à fermeture lente. Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$T_r = \frac{2 \cdot l}{a} \quad (\text{VI.8})$$

- **Tr** : temps de retour de l'onde de déformation ;
- **L** : longueur de la conduite (m). Les valeurs du temps de retour de l'onde de déformation sont représentées dans le tableau suivant (VI.2):

| Tronçon | R1000 - PPN°1 | PPN°1-R1 Projeté | PPN°1-PPN°2 | PPN°2-R2 projeté | PPN°2-R3 Projeté |
|---------|---------------|---------------------|-------------|---------------------|---------------------|
| L (m) | 1485.63 | 390.78 | 2226.96 | 2846 | 886.23 |
| a (m/s) | 351.06 | 350.51 | 351.49 | 353.46 | 350.51 |
| Tr (s) | 8.46 | 2.22 | 12.67 | 16.10 | 5.05 |

Tableau (VI.2) : calcul des valeurs du temps de retour de l'onde de déformation.

Donc, pour protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **Tr** calculé dans le tableau (VI.2) pour chaque tronçon.

VI.10. Conclusion

A travers l'étude de ces différents paramètres, on a remarqué ceux qui influençaient vraiment le phénomène et donc déterminé certaines méthodes pour minimiser ou supprimer l'effet du coup de bélier dans les écoulements en conduite.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'AEP, ceci dans le but de satisfaire les besoins de notre zone d'étude. Pour cela, nous avons englobé tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude. Les résultats importants obtenus sont :

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2050, dont la Population de toute la zone d'étude atteindra **8659** habitants.

Les réservoirs sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'éviter toute rupture de stockage et donc assurer une continuité de distribution en aval.

Nous avons adopté sept ouvrages de stockage en l'occurrence de quatre réservoirs de capacités : TIZI BADHOU existant 1000m^3 , réservoir projeté TALA ACHERINE 300m^3 , réservoir projeté BOUGHZAL 250m^3 et réservoir projeté IAAKRAF 250m^3 .

Pour le dimensionnement du réseau d'adduction dont le linéaire total est de **7835.6** m, les diamètres les plus économiques varient entre 50 à 125 mm avec des vitesses acceptables. En ce qui concerne les matériaux des conduites, nous avons opté pour le PEHD, pour les avantages qu'il présente, en le comparant aux autres matériaux.

Après l'étude du phénomène de coup de bélier, il s'est avéré que ce phénomène apparaît dans quarts tronçons, R1000- PPN°1, PPN°1-R1 Projeté, PPN°1-PPN°2 et PPN°2-R Projeté 3 avec une surpression supérieure à la pression maximale du service de la conduite. Afin d'éviter les différentes dégradations dues à ce phénomène. Pour notre projet, nous avons procédé à l'augmentation du temps de fermeture des vannes. Afin d'assurer une bonne protection des conduites nous avons expliqué les différentes étapes nécessaires à la pose des conduites, vu son importance pour la réussite de tout projet d'AEP.

A la lumière de ce travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'étude de l'alimentation en eau potable des villages concernés de la commune de M'KIRA.

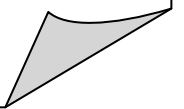
Nous espérons que ce travail puisse servir de guide pour les promotions à venir.

Référence bibliographique

Références bibliographiques

- ✚ «Service de l'APC et subdivision de Tizi-Gheniff et l'APC de M'kira».
- ✚ EPDAU/CA N° 13.71.179, « DHW, W.TIZI OUZOU».
- ✚ «Service météorologique de la wilaya de Tizi-Ouzou».
- ✚ **HUGUES G.** : Adduction et distribution d'eau, Technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- ✚ **GUIRI Oussaid et DJADOUN Sofiane (2015)** : « Etude du renforcement de la chaîne d'adduction de la commune Beni Douala et ses environs (Wilaya de Tizi-Ouzou) à partir du barrage de Taksebt». Master en Hydraulique urbaine, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia.
- ✚ **ALILECHE D., DERDAR N.** : Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ait Bouaddou (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2016.
- ✚ Chapitre-4.-pose –des –canalisations.pdf
- ✚ **MESSARA Amazigh et NAIT ALI Karim(2014)**: «Etude de la chaîne d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'El Ménéaa (Wilaya de Ghardaïa) », CHA, GC, UMMTO.
- ✚ **BRUN D., SEYRIG N.** Les tuyaux en polyester renforcés de fibres de verre (PRV) dans le domaine de l'eau, où en est-on en France ? L'Eau, l'Industrie, les Nuisances. n°168, 66-70.
- ✚ Choix de type RAVERA P. Un nouveau polyéthylène "hautes performances" pour le retubage. L'Eau, l'Industrie, les Nuisances. n°205, 59-62.
- ✚ **CHEREF, N.et SLIMANI, N.** "Etude d'alimentation en eau potable de la commune de HAIZER Wilaya de Bouira", Mémoire de fin d'études, Master, université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juin 2017/2018.
- ✚ **AIT SAI. S et AMMICHE .K** «Contribution au renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de M'KIRA à partir du réservoir IGHIL-OUKERROU» Mémoire de fin d'études, Master ,ummto, Algerie 2018/2019.

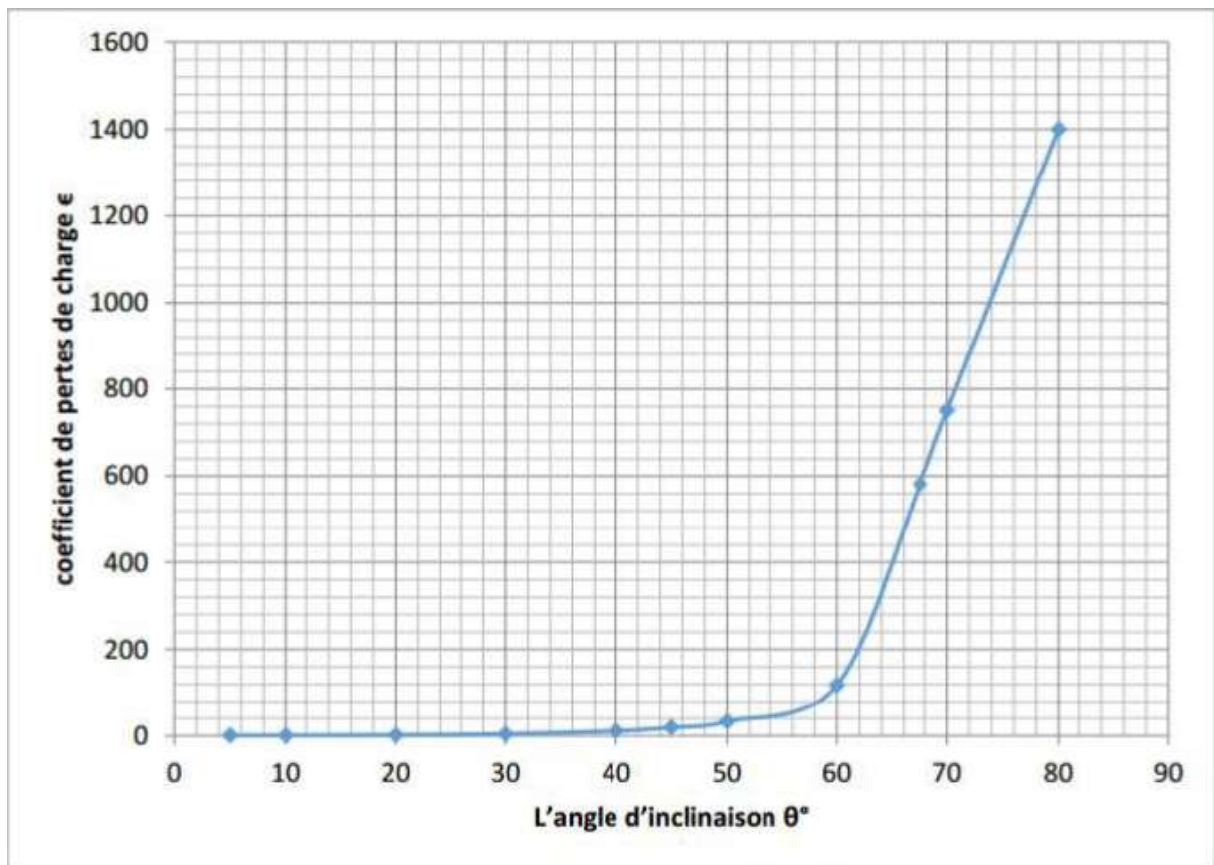
Annexes



Annexe 02

Annexe (2) : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

| Angle d'inclinaison du papillon θ (°) | 0 | 5 | 10 | 20 | 30 | 40 | 45 | 50 | 60 | 70 | 80 |
|----------------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|------|
| ξ | 0,25 | 0,25 | 0,52 | 1,54 | 3,91 | 10,8 | 18,7 | 32,6 | 118 | 751 | 1400 |



Annexe 03**Tableau (3) :** Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 16.

| Diamètre extérieur en (mm) | Epaisseur en (mm) | Prix unitaire (DA/ml) |
|---------------------------------------|------------------------------|----------------------------------|
| 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 |

Résumé

Dans notre travail nous avons étudié l'adaptation du réseau D'AEP des Villages *Tahchat- Tala Achrine - Idouchouthende* la commune de *M'KIRA* à partir du réservoir *Tizi Badhou* qui est alimenté à son tours par le réservoir *Ighil Oukerrou* à l'horizon de 2050 ans.

Après la présentation du site d'étude et l'estimation de leurs besoins, nous avons conçu sur « Autocad » un schéma synoptique de réseau d'AEP et calculé les dimensions des différents ouvrages de stockage.

Ensuite, l'étude techno-économique que nous avons élaborée, nous a permis de choisir les diamètres les plus économiques avec des vitesses tolérables.

Enfin, dans le but de protéger notre réseau d'adduction contre le phénomène de coup de bélier, nous avons étudié les moyens appropriés pour la protection, et comme solution nous avons choisi les vannes à fermetures lente.

Mots clés : adaptation - réservoir – conduites - coup de bélier – vannes – adduction gravitaire - PEHD

Abstract

In our work we have studied the adaptation of the DWS network of *Tahchat- Tala Achrine - Idouchouthende Villages* in the town of *M'KIRA* from the *Tizi Badhou* reservoir which in turn is supplied by the *Ighil Oukerrou* reservoir on the horizon of 2050 years.

After presenting the study site and estimating their needs, we designed a synoptic diagram of the DWS network on "Autocad" and calculated the dimensions of the various storage structures.

Then, the techno-economic study that we carried out allowed us to choose the most economical diameters with tolerable speeds.

Finally, in order to protect our supply network against the water hammer phenomenon, we have studied the appropriate means for protection, and as a solution we have chosen slow-closing valves.

Key words: adaptation - reservoir - pipes - water hammer - valves - gravity adduction – PEHD

ملخص

درسنا في عملنا تكيف شبكة إمدادات المياه لقرى *تغشات - تالا عشرين - إدوشوثين* في بلدة *مكيرة* من خزان *تيزي باذو* الذي يتم تقيده بدوره من قبل خزان *إيغيل أوكرو* في أفق 2050 سنة.

بعد تقديم موقع الدراسة وتقدير احتياجاتهم للمياه ، قمنا بتصميم مخطط شامل لشبكة إمدادات المياه على برنامج "أوتوكاد" وحساب أبعاد هياكل التخزين المختلفة.

بعد ذلك، تمكنا عن طريق الدراسة التقنية الاقتصادية التي أجريناها باختيار أكثر الأقطار اقتصادية مع سرعات مقبولة.

وأخيراً، من أجل حماية شبكة الإمداد الخاصة بنا من ظاهرة المطرقة المائية، قمنا بدراسة الوسائل المناسبة للحماية، وكحل اخترنا صمامات الإغلاق البطيء.

الكلمات المفتاحية: تكيف - خزان - مواسير - مطرقة مائية - صمامات - الإمدادات تحت تأثير الجاذبية .