

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



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

SAADOUN Abdelaziz

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE:

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE D'UNE PARTIE DE LA
COMMUNE DE HAIZER WILLAYA DE BOUIRA**

Soutenu le : **09 /11 /2021** devant le jury composé de :

- Président: **Mr.MERRAH**
- Promoteur (s) :**Mr. YAKOUBI.M**
- Examineur (s): **Mr.HAMCHAOUI**
- Invité: **Mr.SAOU**

Remerciements

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

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

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

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

Nos remerciements vont également à tout le personnel de :

- Nous remercions l'ensemble du personnel de l'APC de la commune de HAIZER pour leur aide.*
- Nous remercions en particulier Mr AMZAL AMIROUCHE, gérant de bureau d'ingénierie et d'études techniques Hydraulique, de nous avoir accueillis et fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.*

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

SAADOUN.A

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère qui ma protégée pendant toute ma vie.

Mon père qui ma donné le courage tout le temps.

Mes frères et mes sœurs.

Tous mes amis, KARIM, SAID et en particulier mon cher ami

ADEL

Tous les étudiants du département hydraulique et en

particulier ma promo

ABDELAZIZ

Sommaire

Liste des symboles et abréviations	1
Introduction Générale	2
I.1. Introduction :.....	2
I.2 .Situation administrative et géographique :	2
I.3. Situation topographique :	3
I.4. Séismicité :.....	3
I.5.Les caractéristiques physiques de la commune :	3
I.5.1. Structure globale :	3
I.5.2. Géomorphologie :.....	4
I.5.3.Géologie :.....	4
I.5.4. Hydrogéologie :.....	5
I.5.5. Pedologie :	5
I.6. Les caractéristiques CLIMATIQUES :	6
I.6.1.Les températures :	6
I.6.2. L'humidité relative :.....	6
I.6.3. Les vents :	6
I.6.4. L'évaporation :	7
I.6.5. La pluviométrie:	7
I.7.Les caractéristiques biologiques :.....	8
I.7.1. La flore de la commune :	8
I.7.2.La faune de la commune :.....	9
I.8. Potentialités économiques [1] :.....	9
I.8.1. Les activités liées à l'industrie :	9
I.8.2. Les potentialités touristiques :.....	10
I.9. Voirie et réseau divers :.....	10
I.9.1. Voirie :	10
I.9.1.1. Chef-lieu :	10
I.9.1.2. Agglomération secondaires :	10
I.9.2. Energie électrique :	11
I.9.3. Le réseau gaz :	11
I.9.4. Transport :	11
I.10. Conclusion :	11
II.1. Introduction :	12
II.2. Evolution de la population d'après l'accroissement démographique :	12

II.2.1. Interprétation du tableau des accroissements démographique :.....	13
II.3. Evolution de la population d'après les plans d'occupation des sols :.....	13
II.4. Interprétation du tableau :.....	14
II.5.Evaluation de la population future de la zone d'étude :	14
II.6. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU :	15
II.6.1 GENERALITE :.....	15
II.6.2 CHOIX DE LA DOTATION	15
II.6.3. Estimation des besoins en eau de la population :.....	16
II.6.3.1BESOINS DOMESTIQUES :.....	16
II.6.3.2. Majoration de la consommation moyenne journalière :	17
II.7. Etude des variations des débits :	19
II.7.1. Coefficients d'irrégularité journalière :	19
A. Coefficients d'irrégularité journalière maximum	19
B.Coefficients. d'irrégularité journalière minimum	19
C. Coefficient maximal horaire ($K_{max,h}$).....	19
II.7.2. Consommation maximale journalière :	20
II.7.3. Consommation minimale journalière :	20
II.7.4. Débit moyen horaire :	21
II.7.5.Débit maximum horaire :.....	21
II.8.CONCLUSION :	21
III.1. Introduction :	22
III.2. Rôle et utilités des réservoirs :	22
III.3. Classification des réservoirs :	23
II.3.1. Selon la nature des matériaux de construction, on distingue :	23
III.3.2. Selon la situation des lieux, ils peuvent être :.....	23
III.3.3. Selon l'usage :.....	23
III.3.4. Selon la forme géométrique :.....	23
III.3.5. Situation par rapport à la distribution :	23
III.4. Les facteurs intervenants dans le choix de type de réservoir :.....	24
III.5. Emplacement du réservoir :	24
III.6. Construction des réservoirs :.....	26
III.6.1 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir :	26
III.6.2. Principe de la construction :.....	26
III.6.3. Equipements hydrauliques des réservoirs :.....	26
III.6.3.1. Adduction :	26
III.6.3. 2 Trop-plein :	27
III.6.3. 3. Distribution :.....	28
III.6.3. 4. Vidange :.....	28
III.6.3. 5. Conduite by-pass :.....	28

III.6.3. 6. Système de matérialisation d'incendie :	29
A. Système à deux prises	29
B. Système à siphon	29
III.7. Conditions d'exploitation :	30
III.8. Entretien et nettoyage du réservoir :	31
III.9. Calcul de la capacité des réservoirs :	31
III.9.1. Calcul forfaitaire :	31
III.9.2. Méthode de calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution :	32
III.9.3. Calcul approximatif :	33
III.10. Dimensionnement des réservoirs :	33
III.11. Dimensionnement des réservoirs :	34
1. Réservoir tête RT :	34
2. Réservoir Ighil zougaghane R1:	35
3. Réservoir Guentour R2:	37
4. Réservoir Tificine R3 :	39
5. Réservoir Mizabel et Lamrouj R4:	41
III.12. Conclusion :	45
IV.1. Introduction :	46
IV.2. Types d'adduction :	46
IV.2.1. Adduction gravitaire :	46
IV.2.2. Adduction par refoulement :	47
IV.2.3. Adduction mixte :	47
IV.3. Choix du tracé :	48
IV.4. Choix du type de matériaux pour les conduites :	49
IV.4.1. Critères techniques :	49
IV.4.2. Critères économiques :	49
IV.5. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction :	50
IV.5.1. Robinets vannes :	50
IV.5.2. Ventouses :	52
IV.5.2.1 Ventouse de Dégazage (V1) :	52
IV.5.2.2 Ventouse d'Admission ou de Sortie de grands volumes d'air (V2) :	52
IV.5.2.3 Ventouse Combinée (V3) :	52
IV.5.3. Clapets anti-retour :	53
IV.5.4. Les Crépines :	54
IV.6. description du schéma d'adduction :	54
IV.7. Etude technico-économique :	55
IV.7.1. Calcul du diamètre économique :	55
IV.7.2. Calcul de la vitesse :	55
IV.7.3. Calcul des pertes de charge :	55

IV.7.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT) :	57
IV.7.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe :	57
IV.7.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe :	57
IV.7.7. Calcul des frais d'exploitation :	57
IV.7.8. Calcul des frais d'amortissement :	58
IV.7.9. Calcul du bilan :	58
IV.8. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons :	58
1. Tronçon Bassin d'accumulation BA1-RT :	58
Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :	59
2. Tronçon RT-Bassin de répartition1 :	59
Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :	60
3. Tronçon Bassin de répartition1-Réservoir El mahser R5 :	60
Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :	61
4. Tronçon Bassin de répartition1-PK :	61
Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :	62
5. Tronçon PK-Réservoir Tifticine R3 :	62
Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :	64
8. Tronçon Bassin de répartition2-Réservoir Guentour R2 :	64
Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :	65
9. Tronçon Bassin de répartition2-Réservoir Ighilzougaghane R1 :	65
IV.9. Conclusion :	66
V.1 Introduction :	67
V.2 les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable :	67
V.2.1. Décapage :	67
V.2.2. Exécution des tranchées :	68
V.2.3. Pose du lit de sable :	68
V.2.4. Pose des conduites :	68
V.2.5. Remblayage des tranchées :	68
V.2.6. Construction des regards :	68
V.2.7. Nivellement et compactage et la remise en état de la chaussée :	68
V.3. Calcul les volumes des travaux de réseaux de distribution :	68
V.3.1. Déblais d'excavation :	68
V.3.2 Largeur de la tranchée :	68
V.3.3 Profondeur de la tranchée :	69
V.3.4. Le volume du lit du sable :	69
V.3.5. Volume de l'enrobage :	70
V.3.6. Volume de la conduite :	70
V.3.7. Remblais compacté :	70
V.4. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :	71

V.5.Conclusion :	77
Conclusion générale :	78

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Répartition mensuelle des températures moyennes en °C.....	6
Tableau (I.2) : Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne en %.....	6
Tableau (I.3) : Répartition mensuelle des vitesses moyennes des vents en m/s.....	7
Tableau (I.4) : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne (en mm).....	7
Tableau (I.5) : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de la station Bouira.....	8
Tableau (I.6) : Quelques plantes la commune de Haizer.....	9
Tableau (II.1) : Estimation de la population entre 1977 – 2008.....	12
Tableau (II.2) : Estimation des taux d'accroissement démographique entre 1977 – 2008.....	12
Tableau (II.3) : Estimation de nombre de logements selon les POS.....	13
Tableau (II.4) : Estimation de la population de la zone d'étude.....	14
Tableau (II.5) : Estimation des besoins moyens journaliers en eaux potable de la zone d'étude en m ³ /jour (besoins domestiques et des équipements).....	17
Tableau (II.6) : Majoration de la consommation.....	18
Tableau (II.7) : consommation maximale journalière.....	20
Tableau (II.8) : consommation minimale journalière.....	20
Tableau (III.1) : Dimensionnement du réservoir RT.....	34
Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir R1.....	36
Tableau (III.3) : Dimensionnement du réservoir R2.....	37
Tableau (III.4) : Dimensionnement du réservoir R3.....	40
Tableau (III.5) : Dimensionnement du réservoir R4.....	42
Tableau (III.6) : Dimensionnement du réservoir R5.....	44
Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SA-RT.....	59
Tableau (IV.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-BR1.....	60
Tableau (IV.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon BR1-R5.....	61
Tableau (IV.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon BR1-PK.....	62
Tableau (IV.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-R3.....	63
Tableau (IV.6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-R4.....	63
Tableau (IV.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-BR2.....	63
Tableau (IV.8) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon BR2-R2.....	64
Tableau (IV.9) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon BR2-R1.....	65
Tableau (IV.10) : Présentation des différents résultats obtenus.....	66

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation de la commune à l'échelle de Wilaya.....	2
Figure (I.2) : Vue aérienne de la zone d'étude.....	3
Figure (I.3) : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (ANRH 1971-2004).....	8
Figure (II.1) : Évolution de la population de la zone d'étude.....	15
Figure (III.1) : Distribution étagée.....	25
Figure (III.2) : Réservoir d'équilibre.....	25
Figure (III.3) : Robinet-flotteur.....	27
Figure (III.4) : Schémas explicatif d'un trop-plein.....	27
Figure (III.5) : Equipements de distribution de vidange d'un réservoir.....	28
Figure (III.6) : Schémas explicatif d'un by-pass.....	29
Figure (III.7) : Schémas détaillé d'un réservoir.....	30
Figure (III.8) : Courbe adduction-distribution.....	32
Figure (IV.1) : Adduction gravitaire.....	46
Figure (IV.2) : Adduction par refoulement.....	47
Figure (IV.3) : Adduction mixte : refoulement-gravitaire.....	48
Figure (IV.4) : Adduction mixte : gravitaire-refoulement.....	48
Figure (IV.5) : Régulateur de pression.....	51
Figure (IV.6) : Vanne de survitesse.....	52
Figure (IV.7) : Ventouse dégazage et admission de l'aire.....	53
Figure (IV.8) : Ventouse dégazage.....	53
Figure (IV.9) : Clapet anti-retour.....	54
Figure (V.1) : organigramme représente les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable.....	67

Liste des symboles et abréviations

B: La largeur de la tranchée.

B_t : Largeur de la tranchée en (m)

D_n : Distance entre la conduite et le toit de talus, L_t égale à 0.3 m

D : Diamètre de la conduite (m)

D max : Diamètre maximale de la conduite (m)

Di : Dotation moyenne journalière de la consommation ($l/hab/j$)

Dmin : Diamètre minimal de la conduite (m)

e : Epaisseur de la conduit (m)

eu : Prix unitaire du KWh fixé a (4,67 DA)

g : l'accélération de la pesanteur ($g=9,81$)

H : La hauteur du réservoir (m)

H' : La hauteur de la tranchée

Hg : La hauteur géométrique (m)

Hinc: La hauteur d'incendie (m)

HL: Perte de charge linéaires (m)

Hs : Perte de charge singulière (m)

HT : Perte de charge totale (m)

J : Perte de charge linéaire (m/ml)

Jv : Perte de charge dans la vanne (m)

K : La rugosité absolue de la conduite

K c: Coefficient dépendant de la nature de la conduite

Kf: Coefficient de foisonnement il dépend de la nature de terrain.

Kmax.h: Coefficient d'irrégularité horaire maximale

Kmax.j: Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3

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

L : Longueur de la conduite (m)

L' : La longueur de la tranchée

L_t : Diamètre de la conduite (m)

n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul

P0 : La population de l'année référence (2008)

PEHD : Polyéthylène haute densité

P_{max} : Le résidu maximal dans le réservoir (%)

P_n : La population à l'horizon d'étude

PN: La pression nominale

P_u : Le prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml)

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

Q_{maj,h}: Débit moyen majoré horaire (m³/h)

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

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

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

Q_{min,j} : Débit minimale journalier en (m³/j)

Q_{moyj} : Consommation journalière (m³/j)

R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite

R_{max} : Résidu maximum négatif

R⁺_{max} : Résidu maximum positif

R1: Réservoir 1

R2 : Réservoir 2

R3 : Réservoir 3

R4 :Réservoir 4

R5 :Réservoir5

Re : Le nombre de REYNOLDS

RT : Réservoir tête

T : Le taux d'accroissement annuel de la population en %

V : La vitesse d'écoulement (m/s)

V₀ : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

V_{exc}: Le volume de déblais

V_{inc}: Le volume d'incendie (120m³)

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

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

VT : Le volume total du réservoir (m³)

V_u : Le volume utile de stockage du réservoir (m³)

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

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

λ: Coefficient de frottement de Darcy

ξ: Coefficient d'ouverture de la vanne

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

L'eau est le symbole de la vie sur terre, elle est indispensable à notre corps humain et à toutes les espèces vivantes de la planète. Cette ressource naturelle devient un facteur essentiel du développement des pays en raison de sa relation étroite du développement économique, social et culturel avec la qualité de l'approvisionnement en eau des populations considérées.

A toutes les époques, surtout à celles qui ont connu un pouvoir politique fort et durable, l'homme n'a pas cessé de réaliser des aménagements hydrauliques, plus ou moins importants, destinés à améliorer ses conditions de vie et à illustrer leurs formes de culture et de civilisation, tout en glorifiant souvent son régime et ses dirigeants aux yeux de la population. Pour ce faire, il n'a jamais hésité à mobiliser de grands moyens, humains et financiers, en faisant appel aux meilleures capacités techniques disponibles de leur temps.

Aujourd'hui, avec le grand développement de la science et la technologie, l'alimentation en eau potable a connu une amélioration remarquable sur le plan technique et le plan exécutif des projets, en utilisant des outils et des matériaux sophistiqués pendant la réalisation des travaux à fin de répondre à la demande énorme et croissante de la population en eau potable, qui est devenu un confort indispensable dans la vie quotidienne des individus.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études nous avons réalisé un mémoire qui vise à étudier un projet d'alimentation en eau potable d'une partie de la commune de Haizer willaya de Bouira à partir de la source Aghbalou dans le but de répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon de 2050.

Le présent mémoire est constitué de cinq chapitres organisé de la façon suivante :

Nous commençons par le premier chapitre qui présente les différentes caractéristiques de la zone d'étude et son importance.

Le deuxième chapitre traite le rapport entre les ressources en eau et les besoins estimés de l'agglomération.

La partie conception et dimensionnement des ouvrages de stockage, est présentée au chapitre trois.

Par la suite, le quatrième chapitre porte sur la conception et le dimensionnement du réseau d'adduction.

Dans le dernier chapitre nous avons estimé le devis approximatif et le montant total de réalisation de ce projet.

En fin on termine ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I:
PRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE

I.1. INTRODUCTION :

La présentation des différentes caractéristiques de la zone d'étude est la phase initiale avant de débiter chaque projet d'alimentation en eau potable.

Le chapitre ci-dessous tient-compte l'ensemble des caractéristiques de lieu et les facteurs qui influence sur la conception du projet.

I.2 .SITUATION ADMINISTRATIVE ET GEOGRAPHIQUE :

La ville de HAIZER se trouve à 10 km à l'Est du Chef-lieu de la wilaya de BOUIRA.

La commune de HAIZER est limitée :

- Au Nord par les montagnes de HAIZER (Parc national et la commune de TAGHZOUT).
- A l'Ouest par la foret de BOUIRA.
- Au Sud par la commune de BOUIRA et la commune d'El Asnam.
- A l'Est par la commune d'El Asnam et la foret d'Azrou.

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

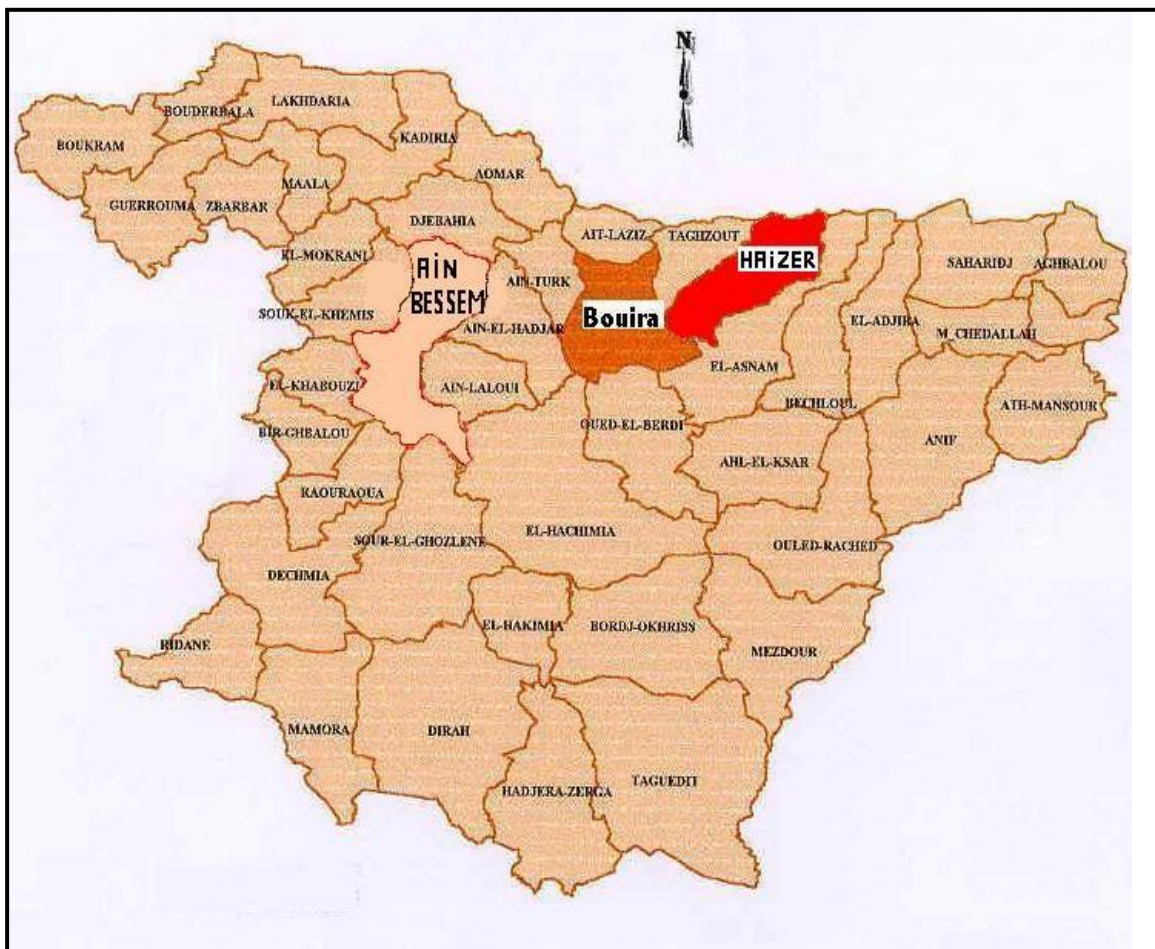


Figure (I.1) : Situation de la commune à l'échelle de Wilaya.

La commune est traversée par un axe routier très important qui est la RN 33.

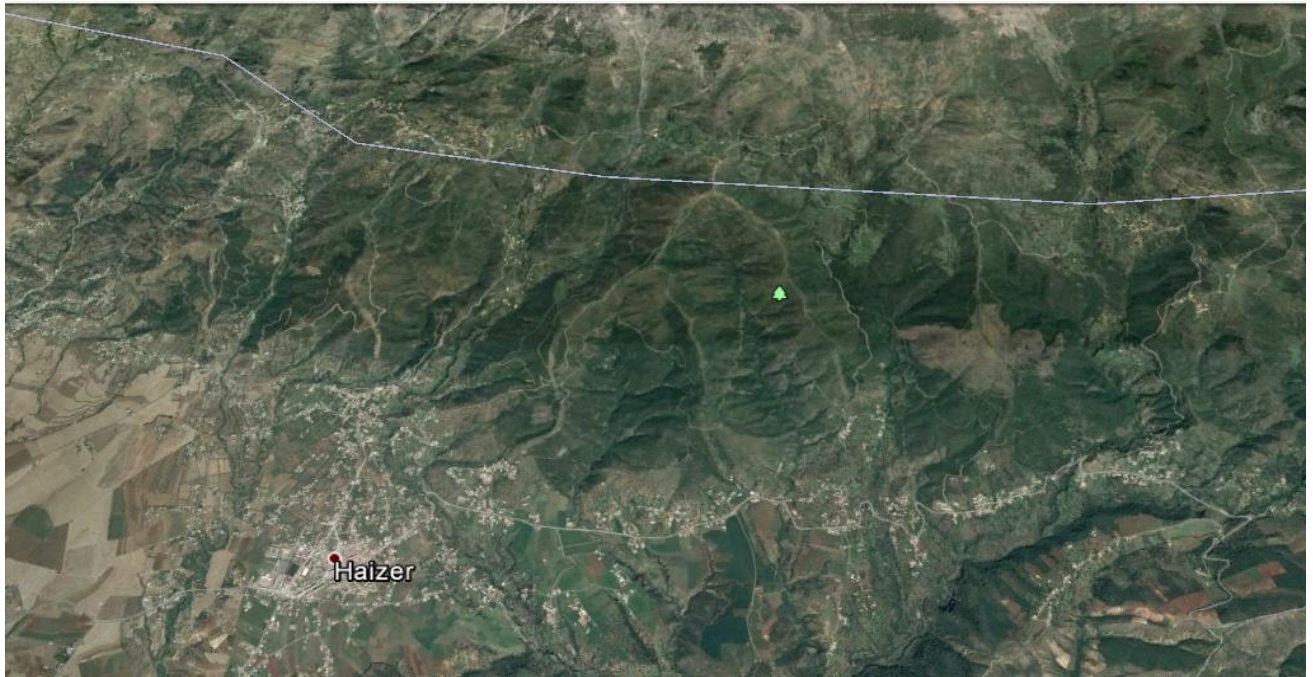


Figure (I.2) : Vue aérienne de la zone d'étude.

I.3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

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

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

I.4. SEISMICITE :

Les caractéristiques sismo-tectoniques du nord algérien montrent que celui-ci est caractérisé par une activité tectonique récente se manifestant sous forme de séismes de magnitudes plus ou moins élevées. [1]

I.5.LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DE LA COMMUNE :

I.5.1. Structure globale :

La commune de Haizer est structurée en trois zones comme suit :

- **Zone agricole :** située ,principalement au sud de la commune en occupant une superficie de 4125 ha .Cette zone présente des sous-secteurs agro-pédologiques allant de la classe 2 à 4 . Elle constitue l'activité principale de la commune.

- **Zone forestière** : concentrée notamment sur la partie montagneuse du nord, formés par les forêts sud du Djurdjura et regroupe une superficie de 4824 m², soit 54 % de la surface totale.

Cette zone est appelée à être protégée relativement à l'équilibre biologique. On notera que la partie nord de cette forêt fait partie du parc national du Djurdjura.

- **Zone urbanisée** : constituée de la ville de Haizer, de ces agglomérations secondaires et des zones éparses.

I.5.2. Géomorphologie :

De point de vue géomorphologique, la commune de Haizer offre deux ensembles géographiques principaux : la zone de montagne au Nord et une zone de plateau au Sud.

- **la zone montagneuse** : est formée en Nord par une ligne de crête culminant à 2164 m au djebel Tachgagalt ou s'intercalent des cols de Tizi Goulmine et Tizi Cherrad , puis les escarpements abrupts tombent brusquement à 1328 puis 1000 m ou s'installent certains villages .les altitudes baissent jusqu'à 600 m et forme une assise caillouteuse.
- **la zone de plateau** : c'est un vaste plateau rougeâtre large en sa partie Ouest, et qui va en s'effilant vers la partie Est. La topographie est plane et affectée par des minces chaabets.

- **Les pentes** : Pour la commune de Haizer, les pentes ont été classées en 05 catégories :

* Les pentes de 0 à 5 % : se situent sur le plateau couvrant le Bled Medjene, le chef-lieu de Haizer, la forêt de Bouira et la rive nord de l'Oued Ed-dous .

* Les pentes de 5 à 10 % couvrent une superficie à la lisière de la montagne, surtout au Nord du chef-lieu.

* Les pentes de 10 à 15 % sont disséminées dans le massif montagneux.

* Les pentes de 15 à 20 % mesurées jusqu'aux altitudes de moins de 1200 m.

* Les pentes de 20 à 25 % occupent le sommet des contreforts du Djurdjura.

I.5.3. Géologie :

- **Alluvions récentes (a2)** : formation sablo-limoneux se trouvant dans le lit de l'oued Ed-Dous.la formation géologique est de type caillouteux, où la composante limoneuse est parfois importante, gardant ainsi les traces du niveau inférieur de la basse terrasse.
- **Alluvions anciennes (q i)** : les terrains de cette terrasse moyenne se présentent sous la forme d'une large couverture sur la partie est de la plaine d'El qualaa et Lamroudj, c'est un faciès caillouteux, rougeâtre, qui se présentait antérieurement en nappe unique, et qui est maintenant plus découpée.

- **Dépôt caillouteux de cônes de déjection Q** : Ils résultent de l'apport par l'érosion torrentielle qui a précédé le creusement des vallées actuelles.
- **Dépôt détritique m** : c'est une formation d'origine alluvionnaire composée de conglomérat, de grés grossiers d'argile rouge, son épaisseur est de plus en plus puissante que l'altitude est importante, ce faciès est présent sous la forêt de Bouira au Sud-ouest de notre commune.
- **Argile et grés médjanien (e2)** : c'est une assise de grés quartzite et d'argile schisteux dont il ne subsiste que deux lentilles au Nord-est au site.
- **Poudingue supra-nummulitique** : les éléments sont formés de graviers de roches anciennes métamorphisées telles que le quartz, les schistes, le gneiss granulite, ainsi que de blocs de calcaires et de numulites (coquillages) .Ce faciès se situe au Nord de la commune à Tizi ben azou à Ighil Guefrane , et à Tanagouth .
- **Marne, grés et calcaires a nummulites (e ')** : c'est une puissante assise de 300 mètre d'épaisseur, bien caractérisée par des shales régulières de roches variées , de marnes jaunes ,et grises ,de grés calcanfère ,de bancs brechoide à nummulites .

Cette formation occupe la zone Nord-est à Tizi M'rour, à Tizi R'fis , Ras Oarroch , dans le massif du Djurdjura .

Argiles et quartzite (c9) : c'est une formation composée d'argile feuilletée, brune, verdâtre, intercalées de lits de quartzites fendillés, craquelées la surface est impressionnante par sa puissance et sont étalées dans le paysage .Elle occupe plus de la moitié des contreforts montagneux, dans la commune de Haizer.

Calcaires et marnes : cette formation se retrouve au sommet du Djurdjura à 2164m, près du Djabel Tachgalgalt.

I.5.4. Hydrogéologie :

La commune de Haizer comprend deux secteurs principaux.

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

I.5.5. Pedologie :

- **Les terrains favorables** : Cette classe de terrains est constituée par les alluvions anciennes Q1, 1, Q'', composés de cailloutés, offrant ainsi une bonne assise de fondation.

Celle-ci donne une bonne cohésion et de bonnes caractéristiques géotechniques ; la nappe est profonde et les pentes sont douces ; Ces terrains correspondent à la zone de plateau.

I.6. LES CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES :

I.6.1. Les températures :

Le régime des températures se caractérise par un été chaud et un hiver relativement doux. La température moyenne de l'air varie de 8.63° à 27.5 ° C.

Disposons d'une série de relevés moyens, maximaux et minimaux sous abri sur la période 1994 - 2001.

Tableau (I.1) : Répartition mensuelle des températures moyennes en °C.

Température	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	T° moy
T°max	29.5	23.9	17.8	14.4	13.1	14.8	18.4	20.5	25.8	31.2	35	35.4	23.3
T°min	16.9	12.8	2.25	5.1	4.7	4.3	6.17	7.69	12.7	16.7	19.5	20.4	10.8
T°moy	22.4	17.8	12.7	9	8.63	9.3	11.9	13.7	18.9	23	26.8	27.5	16.9

I.6.2. L'humidité relative :

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

Dans la Wilaya de Bouira les oscillations de l'humidité relative sont importantes, l'amplitude annuelle est de 45 % au plus les valeurs minimales étant atteintes en juillet – août et maximales en janvier. La répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative, mesurée au psychomètre sur la période 1994 – 2001, est donnée au tableau suivant :

Tableau (I.2) : Répartition mensuelle de l'humidité relative moyenne en %.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	ANNEE
H %	58	69	72	75	76	73	76	70	69	64	62	49	68

I.6.3. Les vents :

Le déséquilibre momentané entre les zones de hautes pressions et les zones de bases pression donnent naissance aux vents. Le vent transporte donc les masses d'air humide des océans et des

Chapitre I: Présentation De La Zone D'étude

mers vers les continents, tout en augmentant l'évaporation à la surface des sols et des plans d'eau.

Ils se caractérisent par leurs vitesses et leurs directions. à la station de Bouira, seule la vitesse (m/s) est enregistrée sur la période de 1994 – 2001.

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

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne
V (m/s)	3.69	3.25	3.75	3.76	3.4	3.34	3.3	4.04	3.6	4	3.6	3.81	3.7

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

I.6.4. L'évaporation :

L'évaporation est l'une des caractéristiques climatiques les plus importantes dans le cycle hydrologique. Ce phénomène permet l'alimentation en vapeur d'eau de l'atmosphère par les cours d'eau, des lacs ainsi que les végétaux (évapotranspiration), provoqué par le déficit d'humidité dans l'air ambiant.

Des mesures d'évaporation (en mm) sont effectuées régulièrement à la station météorologique de Bouira, sur Piche .Les valeurs moyennes mensuelles observées sur piche pour la période 1992 sont dans le tableau suivant :

Tableau (I.4) : Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne (en mm).

STATION	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
BOUIRA	274	171	86	90	78	89	89	120	150	214	268	362

Le tableau montre l'intensité de l'évaporation marquée par des moyennes mensuelles supérieures à 200 mm durant les mois d'été, soit de juin à septembre. Le maximum est atteint en juillet - août avec près de 362 mm .L'évaporation est relativement faible en hiver, le minimum est de 78 mm, observé en janvier, ceci est dû à la chute des températures en cette période et ou les précipitations sont supérieures à l'évaporation.

I.6.5. La pluviométrie:

Chapitre I: Présentation De La Zone D'étude

Les coordonnées de la station pluviométrique de Bouira (code 150208) sont les suivantes :

l'altitude = 555 m ; la latitude = 36 ° 23 N et la longitude = 3 ° 53 E.

Les précipitations moyennes mensuelles de la station de Bouira pour la période allant de 1971 jusqu'au 2004 sont données par le tableau suivant :

Tableau (I.5) : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de la station Bouira.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
P (mm)	27,2	29,9	46,9	59,1	52,9	40,4	45,3	39,0	31,7	11,7	4,5	9,0	397,5

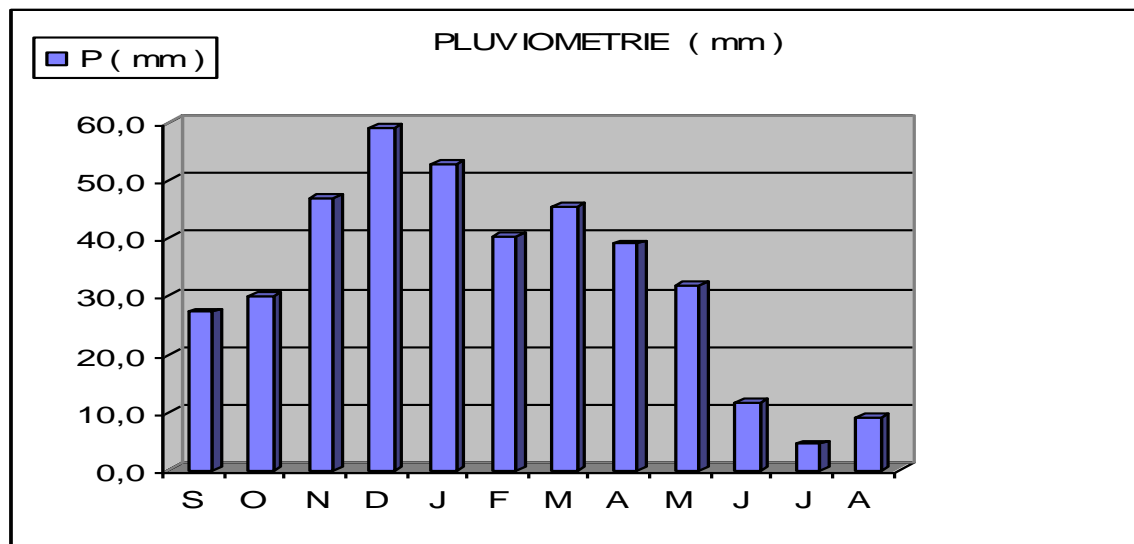


Figure (I.3) : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (ANRH 1971-2004).

L'étude des données pluviométriques s'étalant sur 34 ans (1971-2004) fait ressortir les résultats suivants :

- * Pluie moyenne interannuelle : 397.5 mm
- * Pluie minimale : 209.1 mm
- * Pluie maximale observée : 714.2 mm

I.7.LES CARACTERISTIQUES BIOLOGIQUES :

I.7.1. La flore de la commune :

Le déversement des eaux usées en pleine nature sans aucun traitement préalable constitue une menace réelle pour la flore et la faune. Il est donc nécessaire de faire un inventaire de toute la

Chapitre I: Présentation De La Zone D'étude

faune et de la flore existante au niveau de la commune pour pouvoir ainsi mesurer l'ampleur des dégâts que pourra occasionner la pollution des eaux.

Voici quelques plantes et animaux qui existent en niveau de la commune de HAIZER

Tableau (I.6) : Quelques plantes la commune de Haizer.

FAMILLE	NOM SCIENTIFIQUE	APPELATION
Anacardiacees	pistachier lentisques	lentisque
labiees	thymumvulgaris	thym
labiees	mamubiumvulgare	marrube
cactacees	opuntia ficus-indica	figuier de banane
rhamnacees	ziziphum lotus	jujubier
oleacees	jasminumofficimale	jasmin blanc
oleacees	jasminumprimulimum	jasmin primevère
legumineuses	cytise	calycotomespinasa
cistacees	cistusmonspeliensis	ciste de montpellier
apocynacees	neriumoleander	laurier rose
labiees	rosmarinusofficinalis	romarin
globulariees	globulaire alypum	globulaire
egomineuses	retamamonosperma	retame
cupressacees	junipreesoxydrus	genévrier oxycedre
lauracees	laurusnobilis	laurier sauce
araminees	ampelodosmatenax	disse
rosacees	crateagusmonagyna	aubepine monogyne

I.7.2.La faune de la commune :

Lièvre ; Lapin de garennes ; Hérisson ; Chacal ; Renard ; Sanglier ; Porc-épic.

Les poissons (aquaculture).La poule d'eau. Le crabe. Hirondelle. La grenouille.

I.8. POTENTIALITES ECONOMIQUES [1] :

I.8.1. Les activités liées à l'industrie :

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

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

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

I.8.2. Les potentialités touristiques :

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

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

I.9. VOIRIE ET RESEAU DIVERS :

I.9.1. Voirie :

I.9.1.1. Chef-lieu :

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

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

I.9.1.2. Agglomération secondaires :

- **L'AS Guentour** : située à l'est de la commune, est desservie par la RN 33 relie le chef-lieu à la station de Tikjda, de même que par des pistes carrossables qui permettent la liaison avec les fractions et hameaux limitrophes.

- **L'AS Tikboucht** : située au Sud de la commune, est desservie par un C.V qui se greffe sur la R N 33 tout en permettant l'accessibilité avec la commune d'El Esnam au Sud Est.
- **L'AS Aguersif** : situé à l'ouest du chef-lieu de commune, est desservi par un chemin vicinal qui relie Haizer à taghzout [1].

I.9.2. Energie électrique :

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

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

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

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

I.9.3. Le réseau gaz :

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

I.9.4. Transport :

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

I.10. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a présenté l'ensemble des caractéristiques de la région d'étude à savoir : la géographie la topographie la végétation et les caractéristiques climatologiques (la température, la pluviométrie, l'humidité...etc.). Ces derniers vont nous permettre de réaliser les différents aspects de notre étude d'alimentation en eau potable.

Chapitre II : POPULATION ET BESOINS EN EAU POTABLE

II.1. INTRODUCTION :

L'étude d'alimentation en eau potable d'une partie de la commune de Haizer sera faite d'une manière satisfaisante les différents besoins en eau de l'agglomération à l'horizon 2050.

Cette étude doit être en relation avec l'évolution démographique de la région et l'extension de l'agglomération en donnant une unitaire fixée (dotation) à chaque catégorie de consommateur.

II.2. EVOLUTION DE LA POPULATION D'APRES L'ACCROISSEMENT DEMOGRAPHIQUE :

Le tableau suivant résume l'évaluation de la population de la ville de Haizer, des agglomérations secondaires et des zones éparses de la commune, et cela d'après les différents RGPH depuis 1977 : [2]

Tableau (II.1) : Estimation de la population entre 1977 – 2008.

Agglomération	Population RGPH 1977	Population RGPH 1987	Population RGPH 1998	Population RGPH 2008
ACL	669	2 605	5 860	6 321
AS	-	1 673	4 086	5 274
ZE	7 122	8 274	5 596	6 052
Total	7 791	12 552	15 542	17 647

L'analyse du tableau précédent nous amène à la détermination des taux d'accroissement démographiques entre chaque deux RGPH successifs, et pour chaque agglomération, les résultats de cette analyse sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau (II.2) : Estimation des taux d'accroissement démographique entre 1977 – 2008.

Agglomération	Taux d'accroissement (1977-1987)	Taux d'accroissement (1987-1998)	Taux d'accroissement (1998-2008)
ACL	14,6 %	7,7 %	0,8 %
AS	/	8,5 %	2,6 %
ZE	1,5 %	-3,5 %	0,8 %
Total	4,9 %	2,0 %	1,3 %

II.2.1. Interprétation du tableau des accroissements démographique :

➤ Entre 1977 et 1987

Pour le chef-lieu, le taux d'accroissement très élevé de 14.6 % est le résultat de l'urbanisation de la ville, et l'émigration automatique des villageois vers celle-ci et le taux global de 4.9 % est dû essentiellement au fait que Haizer est devenue chef-lieu de daïra en 1984.

➤ Entre 1987 et 1998

Pour ACL et AS, bien que les taux (7.7 % et 8.5 %) sont inférieurs à celui de la période précédente (14.6 %), restent très importants et celui des zones éparses est négatif.

Ces valeurs expliquent la forte immigration vers les zones plus urbanisées pendant cette période caractérisée principalement par le phénomène de l'insécurité.

➤ Entre 1998 et 2008

Cette période est caractérisée par la diminution des taux d'accroissement en générale, et le début de retour des populations vers les zones éparses et cela est traduit le taux positif de 0.8%.

II.3. EVOLUTION DE LA POPULATION D'APRES LES PLANS D'OCCUPATION DES SOLS :

En se basant sur les plans d'occupation des sols déjà étudiés, le nombre de logements, uniquement pour la future ville de HAIZER peut être donné par le tableau suivant : [2]

Tableau (II.3) : Estimation de nombre de logements selon les POS.

POS	Nombre de Logements	Nombre d'habitants	Source d'information
U 1	2675	18 851	Étude du POS'' U1'' Note de calcul AEP .BET BENTAUB .BOUIRA
U 2	516	5 334	Carte des POS urbains de Haizer PDAU de Haizer
U 3	66	462	Carte du POS '' U3 '' de Haizer BET MODULOR .BOUIRA
AU1 + AU2	932	6 524	Étude des POS de Haizer '' AU1 '' et ''AU2'' .BET BENTAUB.BOUIRA
UF1	571	3 218	Carte des POS urbains de Haizer PDAU de Haizer
UF2	/	/	Carte des POS urbains de Haizer PDAU de Haizer
TOTAL	4760	34 389	/

On se basant sur le tableau précédent, on peut dire que la future ville de HAIZER peut retenir 34389 habitants.

II.4. INTERPRETATION DU TABLEAU :

Vu l'écart important entre l'évolution naturel de la population et l'estimation des POS étudiés, On estimera l'évolution de la population de Haizer au taux d'accroissement retenu par l'ONS qui est de **2.5 %**.

Pour les villages désertés actuellement, nous avons attribué un nombre d'habitants fictif pour le moyen terme de 100 personnes pour chaque village.

II.5.EVALUATION DE LA POPULATION FUTURE DE LA ZONE D'ETUDE :

L'évolution démographique en Algérie suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P = P_o \left(1 + \frac{T}{100} \right)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P : population située à l'horizon prévu ;

P₀ : population de base ou de l'année de référence (2008) ;

n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;

T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (II.4) : Estimation de la population de la zone d'étude.

Horizons	RGPH 2008	Actuel	Moyen terme	Long terme
Année	2008	2016	2034	2050
ACL - HAIZER	6 321	7 702	12 012	17 832
Guentour	1 340	1 633	2 546	3 780
Ighilzougaghen	509	620	967	1 436
Lamroudj	316	385	600	891
M'zabel	547	666	1 039	1 543
El mahsar	363	442	690	1 024
Tazamurte	18	22	34	50
Tifticine	693	844	1 317	1 955
Ighiloukarou	-	-	100	148
Bouyahi	-	-	100	148
Boumcharef	-	-	100	148
Tourirt	-	-	100	148
Ighilguefrane	-	-	100	148
Vakou	-	-	100	148
Ain Alouane	172	210	328	487
	10 279	12 524	20133	29886

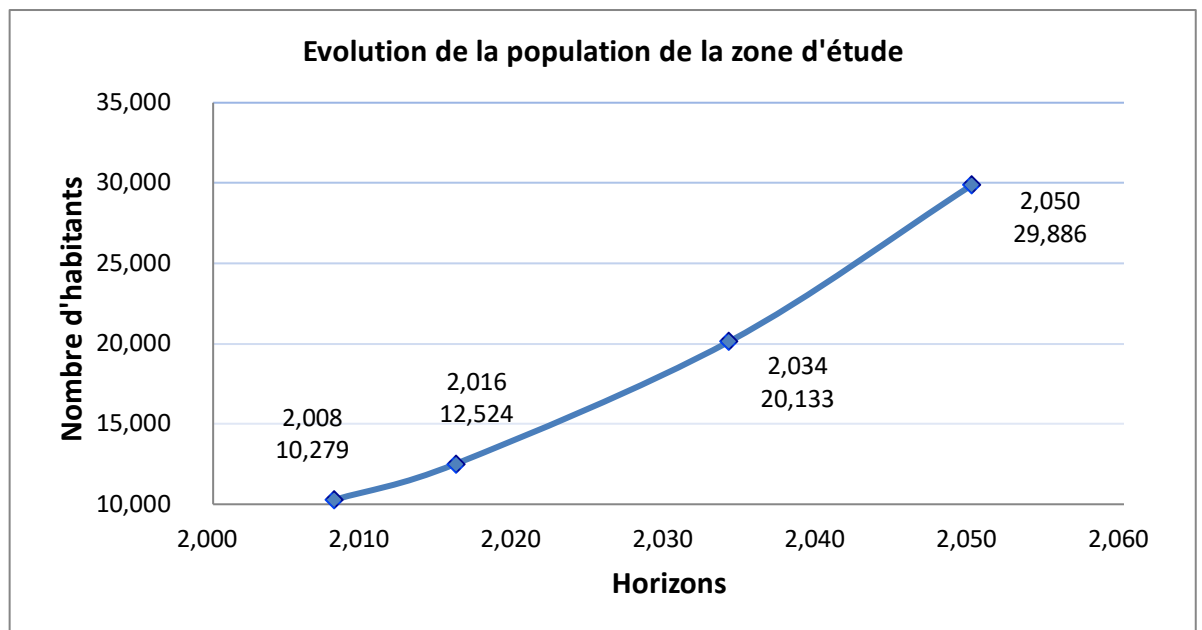


Figure (II.1) : Évolution de la population de la zone d'étude.

II.6. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU :

II.6.1 GENERALITE :

Les consommateurs potentiels en eau sont classes comme suit :

- Besoins domestiques.
- Besoin des équipements publics.
 - ❖ Culturels
 - ❖ Commerciaux
 - ❖ Scolaires
 - ❖ Administratifs
 - ❖ Sanitaires
 - ❖ Services
 - ❖ Cultuel
- Besoins industriels.
- Pertes en adduction et en distribution.

II.6.2 CHOIX DE LA DOTATION

En plus de la situation économique du consommateur, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influence sur la variation des besoins d'une agglomération. Nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d'une consommation plus élevée au temps

Chapitre II : Population Et Besoins En Eau Potable

chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

➤ **Commune rurale :**

Considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab : 150 l/j /hab. (200l/j/hab. si l'élevage est intensif).

➤ **Commune dont la population est supérieure à 2000 hab:**

➤ Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.

➤ Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.

➤ Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

II.6.3. Estimation des besoins en eau de la population :

➤ **Besoins Domestiques :**

Les besoins domestiques dépendent du caractère de l'agglomération concernée qui peut être rural ou urbain. Pour le nôtre projet à caractère semi urbain, il est recommandé de prendre une dotation de 150 l/j/habitant.

➤ **Besoins des équipements**

Vu le manque de données concernant le type et le nombre des équipements envisagés (établissements publics, scolaires, sanitaires, etc.) pour la zone d'étude dans le future, ainsi que le régime de consommation en niveau de chaque équipement, nous avons considéré que les besoin des équipements est ci équivalent à 10 % du débit de la consommation domestique.

II.6.3.1BESOINSDOMESTIQUES :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{q N_i}{1000} \quad (m^3 / j)$$

(II.2)

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule :

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3 / j) ;

q_i : Dotation journalière (l/j/hab) ;

N_i : Nombre de consommateurs (hab) ;

Chapitre II : Population Et Besoins En Eau Potable

Nous prenons une dotation de 150 l/j /hab.

Les besoins sont donnés en m³/j pour les différents horizons dans le tableau suivant :

Tableau (II.5) : Estimation des besoins moyens journaliers en eaux potable de la zone d'étude en m³/jour (besoins domestiques et des équipements).

Agglomération / Horizons	Année 2016	Moyen terme 2034	Long terme 2050
ACL - HAZER	1270,83	1981,98	2942,28
Guentour	269,445	420,09	623,7
Ighilzougaghen	102,3	159,555	236,94
Lamroudj	63,525	99	147,015
M'zabel	109,89	171,435	254,595
El mahsar	72,93	113,85	168,96
Tzamarute	3,63	5,61	8,25
Tifticine	139,26	217,305	322,575
Ighiloukarou	-	16,5	24,42
Bouyahi	-	16,5	24,42
Boumcharef	-	16,5	24,42
Tourirt	-	16,5	24,42
Ighilguefrane	-	16,5	24,42
Vakou	-	16,5	24,42
Ain Alouane	34,65	54,12	80,355
Total	2066,46	3222,945	4931,19

II.6.3.2. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux: la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc...

Ces pertes sont aussi de différents types: eau de lavage et de nettoyage (des filtres et des décanteurs de la station de traitement, des réservoirs), les fuites dans tous les ouvrages et en particulier dans les réseaux d'adduction et de distribution, les pertes accidentelles en cas de ruptures des conduites, vidange de conduites (en cas de travaux, remplacement de conduites ou de vannes, branchements avant, etc.).

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- Matériau des conduites et la nature des joints ;

Chapitre II : Population Et Besoins En Eau Potable

- Age et l'état du réseau ;
- Compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité des réparations et l'exécution des travaux, ... etc.).

En général, la valeur de perte en eau commence de 20 % et arrive jusqu' à 50 %:

- 20 % pour un réseau neuf ou bien entretenu ;
- 25 % et 35 % pour un réseau moyennement entretenu ;
- 50 % pour un réseau vétuste ou mal entretenu.

Dans notre cas on considère la valeur de perte en eau dans notre réseau 20 %. Après l'intégration des pertes dans les calculs on obtient les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.6) : Majoration de la consommation.

Zone	Besoin total (m ³ /j)	Perte (20%) (m ³ /j)	Q moyen majoré (m ³ /j)
ACL - HAIZER	2942,28	588,456	3530,736
Guentour	623,7	124,74	748,44
Ighilzoughen	236,94	47,388	284,328
Lamroudj	147,015	29,403	176,418
M'zabel	254,595	50,919	305,514
El mahsar	168,96	33,792	202,752
Tazamurte	8,25	1,65	9,9
Tifticine	322,575	64,515	387,09
Ighiloukarou	24,42	4,884	29,304
Bouyahi	24,42	4,884	29,304
Boumcharéf	24,42	4,884	29,304
Tourirt	24,42	4,884	29,304
Ighilguefrane	24,42	4,884	29,304
Vakou	24,42	4,884	29,304
Ain Alouane	80,355	16,071	96,426

Total	4931,19	986,238	5917,428
-------	---------	---------	----------

II.7. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS :

II.7.1. Coefficients d'irrégularité journalière :

A. Coefficients d'irrégularité journalière maximum

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\max,j}$), qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages, peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière.

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

$$K_{\max j} \in [1,1 - 1,3]$$

On prend $K_{\max,j}=1,3$.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

B.Coefficients. d'irrégularité journalière minimum

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{II.4})$$

$$K_{\min j} \in [0,7 - 0,9]$$

On prend $K_{\min,j}=0.8$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

C. Coefficient maximal horaire ($K_{\max,h}$)

Les ouvrages de distribution d'eau doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale de la journée de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{\max,h} = \alpha \max. \beta_{\max} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,2$.

- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1 000	1500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	30 000	100 000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **29886** en 2050, donc $\beta_{max} = 1.15$

Ce qui donne la valeur de $K_{max,h} = 1,2 \times 1.15 = 1,38$

II.7.2. Consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale.

$$Q_{max j} = Q_{majj} K_{max j} \quad (II.6)$$

Le débit maximum journalier à l'horizon futur des localités de la zone d'étude est représenté dans le tableau suivant :

Tableau (II.7) : consommation maximale journalière.

Futur « 2050 »	$Q_{maj, j}$	$K_{max j}$	$Q_{max j}$
Besoins domestiques et d'équipements	5917,428	1,3	7 692,66

II.7.3. Consommation minimale journalière :

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale.

$$Q_{min j} = Q_{majj} K_{min j} \quad (II.7)$$

Le débit minimum journalier à l'horizon futur des localités de la zone d'étude est représenté dans le tableau suivant :

Tableau (II.8) : consommation minimale journalière.

Futur « 2050 »	$Q_{maj, j}$	$K_{min j}$	$Q_{min j}$
----------------	--------------	-------------	-------------

Besoins domestiques et d'équipements	5917,428	0,8	4733,94
---	----------	-----	---------

II.7.4. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

$$Q_{moy,h} = \frac{7\,692,66}{24} = 320,53m^3 / h$$

II.7.5. Débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (II.9)$$

Avec :

$Q_{max,h}$: débit max horaire en m^3/h ;

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$K_{max,h}$: coefficient de pointe horaire ;

$$Q_{max,h} = 1,38 \times 320,53 = 442,33m^3 / h$$

II.8. CONCLUSION :

Au cours de ce chapitre on a estimé les différents besoins en eau de tous les secteurs de la zone d'étude, ceci va nous permettre de dimensionner les ouvrages de stockage d'eau ainsi que les conduites d'adduction et de distribution d'eau. Afin d'assurer une alimentation en eau potable pour l'agglomération de point de vue pression et quantité.

Chapitre III : Réservoirs

Chapitre III : Réservoirs

III.1. INTRODUCTION :

En général, les réservoirs d'eau sont des ouvrages hydrauliques nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

Le présent chapitre traite les points essentiels concernant l'utilité du réservoir et son importance technique et économique en adduction et distribution d'eau.

III.2. ROLE ET UTILITES DES RESERVOIRS :

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales [4]:

- **Un régulateur de débit entre le régime d'adduction et le régime de distribution :**

Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne. D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.

- **Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau :**

Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé,...etc.

- **Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie.**

- **Il répond à la demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction :**

En cas d'une panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement,...etc.

- **Un réservoir a une fonction économique :**

Il permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique

Chapitre III : Réservoirs

pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

- **Un réservoir est un point test, en volume et en pression, d'un réseau maillé.**

Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau).

III.3. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS :

Les réservoirs sont classés selon plusieurs critères [5,6] :

III.3.1. Selon la nature des matériaux de construction, on distingue :

- les réservoirs métalliques ;
- les réservoirs en maçonnerie ;
- les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

III.3.2. Selon la situation des lieux, ils peuvent être :

- enterrés ;
- semi-enterrés ;
- surélevés, sur tour.

III.3.3. Selon l'usage :

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

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

III.3.4. Selon la forme géométrique :

- Les réservoirs circulaires ;
- les réservoirs rectangulaires ;
- les réservoirs de forme quelconque.

III.3.5. Situation par rapport à la distribution :

- Réservoir en charge sur le réseau ;
- Réservoir nécessitant une surpression.

Chapitre III : Réservoirs

III.4. LES FACTEURS INTERVENANTS DANS LE CHOIX DE TYPE DE RESERVOIR :

Il existe plusieurs facteurs qui influencent sur le choix entre les différents types de réservoir d'eau à utiliser dans un projet d'AEP. Parmi ces facteurs on trouve :

- Facteur économie sur les frais de construction ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques ;
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée ;
- Topographie et les reliefs du site ;
- Construction et exploitation facile.

III.5. EMLACEMENT DU RESERVOIR :

Pour choisir le bon emplacement du réservoir d'eau, il faut suivre les instructions citées en détaille dans les paragraphes ci-dessous [7]:

Cas général

- Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération):

La perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

- 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 plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.
- La topographie des lieux ou l'emplacement de la source d'eau :
Ces facteurs peuvent parfois modifier le point de vue établi ci-dessus. On essaye, généralement, d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir sur tour.

Cas particulier

- Distribution étagée :

Quand la ville présente des différences de niveau importantes, on peut adopter une distribution étagée. Le principe de cette technique c'est découper la zone à alimenté en

Chapitre III : Réservoirs

eau potable en plusieurs sous zone sur la base de leurs altitude, puis réaliser un réservoir pour chaque sous zone au lieu de réaliser un seul château d'eau pour alimenter toute l'agglomération. (Figure (III.1)).

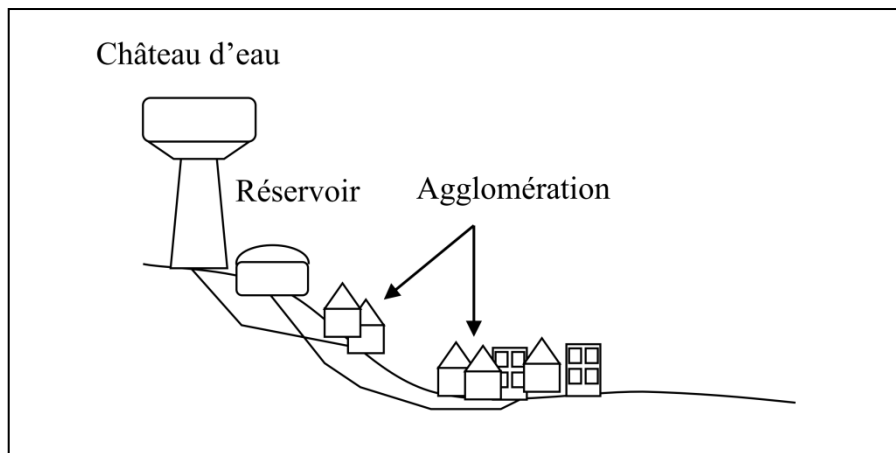


Figure (III.1) : Distribution étagée.

- Réservoir d'équilibre :

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant et fournir, en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointe. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action. Ces réservoirs d'équilibre sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommations (la nuit principalement).

(Figure (III.2)).

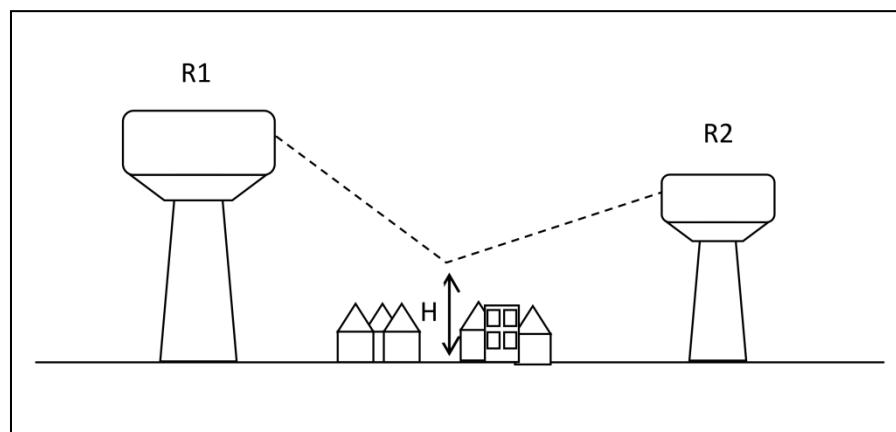


Figure (III.2):Réservoir d'équilibre.

Remarque :

Ce n'est qu'après une étude économique approfondie et compte tenu des conditions locales (surtout le relief) que l'on pourra déterminer le meilleur emplacement du réservoir et,

Chapitre III : Réservoirs

éventuellement, de la station de pompage, étude dans laquelle entrerons les coûts des conduites, du pompage et de construction du réservoir.

III.6. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS :

III.6.1 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir :

- Résistance : Le réservoir doit, dans toutes ses parties, équilibrer les efforts auxquels il est soumis ;
- Etanchéité : Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit donc être étanche ;
- Durabilité : Le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir [5].

III.6.2. Principe de la construction :

- Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables ;
- Ils doivent être couverts, à l'abri des contaminations, des eaux souterraines d'infiltration, des pluies et des poussières ;
- Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de la chaleur et de plus visitables ;
- Il sera bon de prévoir un compartimentage pour faciliter les nettoyages ;
- Les réservoirs de plusieurs milliers de mètres cubes destinés à l'alimentation des grandes villes sont du type enterré ou semi-enterré, tout au plus avec radier au niveau du sol. Leur section est, soit circulaire, soit rectangulaire. On les construit en béton armé ordinaire ou précontraint [5].

III.6.3. Equipements hydrauliques des réservoirs :

III.6.3.1. Adduction :

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

Dans les installations t'importantes, les robinets-flotteurs normalisés présentant des diamètres insuffisants, il est prévu des vannes motorisées électriques en liaison avec le niveau de l'eau dans la cuve [8]. (Figure (III.3)).



Figure (III.3) : *Robinet-flotteur.*

III.6.3. 2 Trop-plein :

Comme son nom l'indique, cette conduite doit être arasée au niveau maximal susceptible d'être atteint par l'eau dans le réservoir. Elle comporte, au départ, un évasement. Pour remplir son rôle, cette conduite ne doit pas comporter de robinet.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire voisin. Mais on peut craindre, par cet exutoire, une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir. Aussi, ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon AB du trop-plein [3].(Figure (III.4)).

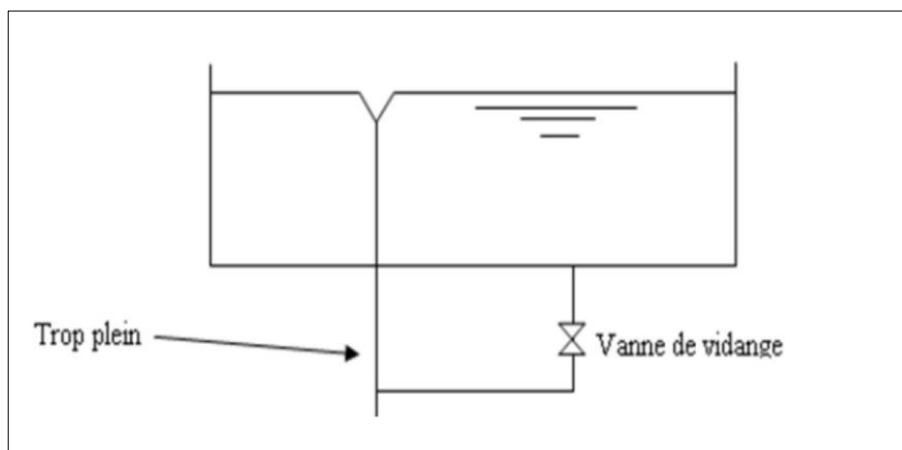


Figure (III.4) : *Schémas explicatif d'un trop-plein.*

III.6.3. 3. Distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve.

Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ est prévu à l'opposé de l'adduction. Un robinet-vanne doit être ménagé sur le départ de la conduite [3]. (Figure (III.5)).

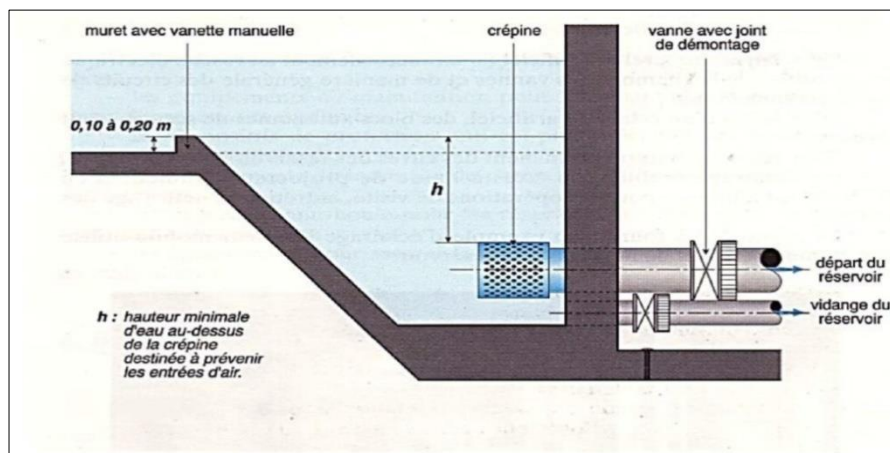


Figure (III.5) : Equipements de distribution et de vidange d'un réservoir.

III.6.3. 4. Vidange :

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet-vanne [3].

III.6.3. 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 [6]. (Figure (III.6)).

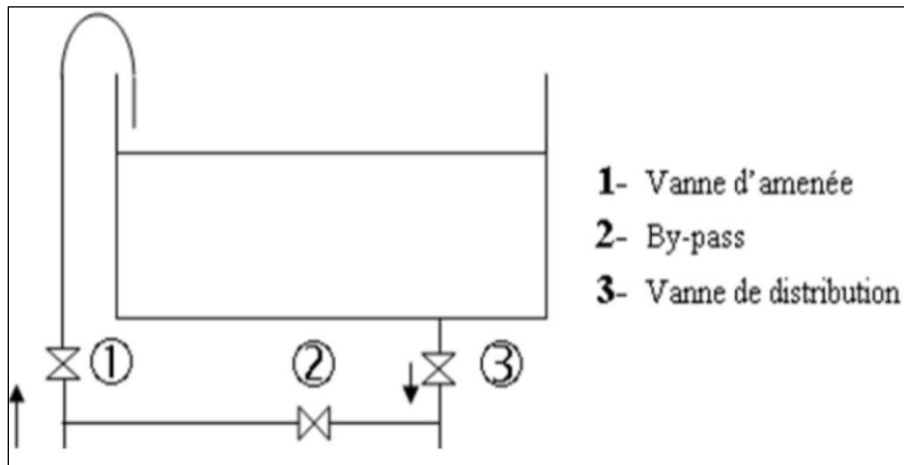


Figure (III.6) : Schémas explicatif d'un by-pass.

III.6.3. 6. Système de matérialisation d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon montré dans la figure (III.7) [6] :

A. Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre. Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

B. Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Chapitre III : Réservoirs

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

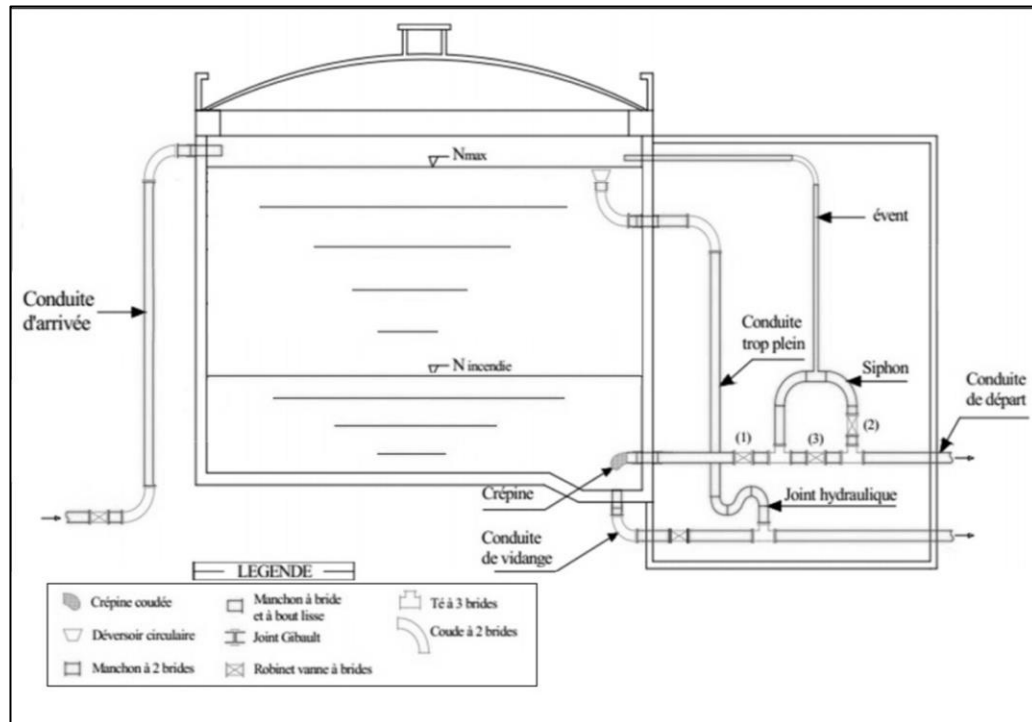


Figure (III.7) : Schémas détaillé d'un réservoir.

Remarque :

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

III.7. CONDITIONS D'EXPLOITATION :

Un soin particulier doit être apporté au dimensionnement et à la réalisation des ouvrages et équipements destinés à permettre toutes commodités à l'exploitation et à l'entretien de l'ouvrage. Les conditions de nettoyage notamment doivent être étudiées en détail.

Les ouvrages doivent comporter de larges trappes d'accès pour le matériel, et en tant que de besoin, des escaliers et passerelles de service.

Les conditions de sécurité lors des interventions d'exploitation ou d'entretien doivent faire l'objet d'études toutes particulières s'appuyant sur les normes et la réglementation : échelles à crinoline, mise en place de paliers sur les échelles de grande hauteur, ancrages pour harnais de sécurité, garde-corps autour des trappes...).

Chapitre III : Réservoirs

Pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires au contrôle des eaux, des robinets de puisage doivent être piqués directement sur les conduites d'adduction et de distribution à proximité du réservoir [9].

III.8. ENTRETIEN ET NETTOYAGE DU RESERVOIR :

Le nettoyage du réservoir passe par les étapes suivantes [9] :

- Vidange de cuve ;
- Humidification et « débouillage » (sous pression d'eau) ;
- Nettoyage chimique (produit acide) ;
- Rinçage et neutralisation (contrôle du pH) ;
- Vidange des eaux neutralisées ;
- Désinfection (produit oxydant) ;
- Rinçage final et contrôle ;
- Remise en service et contrôle de la qualité de l'eau.

III.9. CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS :

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

Le volume de modulation journalière : Un réservoir de distribution remplit son rôle s'il est suffisamment grand pour amortir les variations de la demande tout en étant alimenté, de façon constant, selon le débit moyen du jour.

Le volume de sécurité : Un réservoir de distribution doit disposer d'une réserve de sécurité. Si le réservoir de distribution est à l'aval d'une station de pompage, il faut prévoir une réserve de sécurité suffisante pour assurer la distribution pendant la durée d'une défaillance de la station de pompage (durée de la panne de fréquence annuelle). Cette durée est considérée dans beaucoup de pays être inférieure à 2 heures.

Différentes méthodes peuvent être utilisées pour le calcul la capacité utile des réservoirs [7].

III.9.1. Calcul forfaitaire :

On prend forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à:

- En alimentation rurale : 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération ;
- En alimentation urbaine : au minimum 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération ;
- En alimentation d'une grande ville : au minimum 25% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.

III.9.2. Méthode de calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution :

Il est indispensable de connaître les variations du futur débit entrant et du futur débit sortant soit par estimation, soit, de préférence, par dépouillement de mesures effectuées au point approprié du réseau sur une longue période, notamment pendant la saison de plus haute consommation (pointe).

Par étude graphique ou par calcul, on intègre la différence de ces deux débits et l'on détermine la capacité minimale théorique, de façon à ce que le volume utile du réservoir soit égal à la différence maximale entre le surplus et le déficit au cours de la journée type choisie (Journée de pointe), du réservoir supposé vide au départ de l'opération.

Le principe de calcul est simple :

On trace, sur 24 heures, les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation. On trace ensuite la courbe $[V_a(t)-V_c(t)]$.

Le volume minimum nécessaire des réservoirs V_{res} , sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et de la plus petite valeur (négative) de cette différence.

(Voire la figure(III.8)).

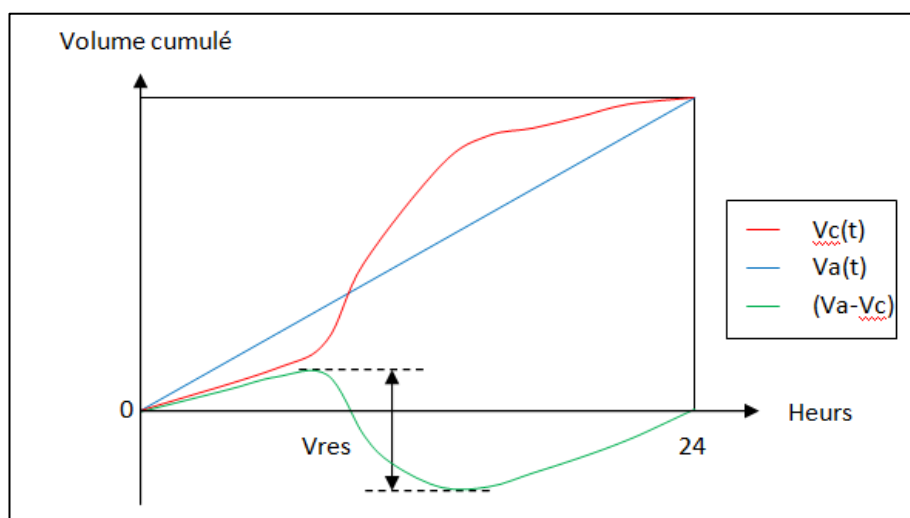


Figure (III.8) : Courbe adduction-distribution.

Cette méthode est très précise que l'on dispose de statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui n'est pas toujours le cas notamment pour les villes qui ne sont pas encore alimentées [7].

Chapitre III : Réservoirs

III.9.3. Calcul approximatif :

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des variations des débits d'alimentation et des débits distribués, en calculant les débits accumulés de l'apport et la distribution pendant 24 heures puis on trouve le volume de réservoir à partir de la détermination de la différence entre le débit surplus et le débit résidu.

Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs $Q_a(t)$:

- Soit une adduction continue de débit horaire constant tels que $Q_a = Q_{maxj}/24$;
- Soit un pompage de nuit (par exemple de durée 10 h seulement: de 21 h à 7 h) tels que le débit horaire d'adduction $Q_a = Q_{maxj}/10$;

Selon l'importance de l'agglomération, il faut alors choisir un régime de variation de l'alimentation et en déduire le volume des réservoirs [7].

III.10. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS :

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

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

Avec :

- V_T : Volume total du réservoir en (m^3) ;
- V_{inc} : Volume d'incendie = $120 m^3$;
- V_u : Volume utile de stockage du réservoir en (m^3), il est déterminé à partir de la formule suivante :

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

Avec :

- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en %, il est déterminé comme suit :
- $P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}|$

Avec :

- R^+_{max} : Résidu maximum positif ;
- R^-_{max} : Résidu maximum négatif.

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

III.11. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS :

1. Réservoir tête RT :

Le réservoir tête RT est implanté après la source Aghbalou et sert à alimenté l'ensemble des agglomérations de la zone d'étude.

On a : $K_{max,h}=1.38$; $Q_{max,j}=7414,92m^3/j$

Tableau (III.1) : Dimensionnement du réservoir RT.

Heurs	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	2,50	1,66		1,66
01 - 02	4,16	2,65	1,51		3,17
02 - 03	4,16	2,20	1,96		5,13
03 - 04	4,16	2,25	1,91		7,04
04 - 05	4,16	3,20	0,96		8,00
05 - 06	4,16	3,90	0,26		8,26
06 - 07	4,16	4,50		-0,34	7,92
07 - 08	4,16	5,10		-0,94	6,98
08 - 09	4,17	5,35		-1,18	5,8
09 - 10	4,17	5,85		-1,68	4,12
10 - 11	4,17	5,35		-1,18	2,94
11 - 12	4,17	5,25		-1,08	1,86
12 - 13	4,17	4,60		-0,43	1,43
13 - 14	4,17	4,40		-0,23	1,20
14 - 15	4,17	4,60		-0,43	0,77
15 - 16	4,17	4,60		-0,43	0,34
16 - 17	4,17	4,90		-0,73	-0,39
17 - 18	4,17	4,60		-0,43	-0,82
18 - 19	4,17	4,70		-0,53	-1,35
19 - 20	4,17	4,50		-0,33	-1,68
20 - 21	4,17	4,40		-0,23	-1,91
21 - 22	4,17	4,20		-0,03	-1,94

Chapitre III : Réservoirs

22 - 23	4,17	3,70	0,47		-1,47
23 - 00	4,17	2,70	1,47		0
Total	100	100	10,2	-10,2	

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

- Résidu maximal : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |8,26| + |-1,94|$

$$P_{\max} = 10,2 \%$$

- Volume total : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{10,2 \times 7414,92}{100} + 120$

$$V_T = 876,32 \text{ m}^3$$

- Constatation

Le volume calculé est de 876,32 m³, R1 sera d'une capacité de 1000 m³.

- Calcul de diamètre du réservoir R1 :

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

$$V_{R1} = S \times H \rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \rightarrow S = \frac{1000}{4} = 250 \text{ m}^2$$

$$S = 250 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 250}{\pi}} = 17,84 \text{ m}$$

$$D = 17,84 \text{ m}$$

La hauteur de réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc}} = 0,48 \text{ m}$$

2. Réservoir Ighil zougaghane R1:

Le réservoir R1 est alimenté gravitairement à partir d'un bassin de répartition qui est installé après la source Aghbalou, ce réservoir sert à alimenter l'agglomération d'Ighil zougaghane

On a : $K_{\max, h} = 1.83$; $Q_{\max, j} = 369,63 \text{ m}^3/\text{j}$

Chapitre III : Réservoirs

Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir R1.

Heurs	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	0,90	3,26	-	3,26
01 - 02	4,16	0,90	3,26	-	6,52
02 - 03	4,16	0,90	3,26	-	9,78
03 - 04	4,16	1,00	3,16	-	12,94
04 - 05	4,16	1,35	2,81	-	15,75
05 - 06	4,16	3,85	0,31	-	16,06
06 - 07	4,16	5,20	-	1,04	15,02
07 - 08	4,16	6,20	-	2,04	12,98
08 - 09	4,17	5,50	-	1,33	11,65
09 - 10	4,17	5,85	-	1,68	9,97
10 - 11	4,17	5,00	-	0,83	9,14
11 - 12	4,17	6,50	-	2,33	6,81
12 - 13	4,17	7,50	-	3,33	3,48
13 - 14	4,17	6,70	-	2,53	0,95
14 - 15	4,17	5,35	-	1,18	-0,23
15 - 16	4,17	4,65	-	0,48	-0,71
16 - 17	4,17	4,50	-	0,33	-1,04
17 - 18	4,17	5,50	-	1,33	-2,37
18 - 19	4,17	6,30	-	2,13	-4,5
19 - 20	4,17	5,35	-	1,18	-5,68
20 - 21	4,17	5,00	-	0,83	-6,51
21 - 22	4,17	3,00	1,17	-	-5,34
22 - 23	4,17	2,00	2,17	-	-3,17
23 - 00	4,17	1,00	3,17	-	0
Total	100	100	22,57	22,57	

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

- Résidu maximal : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |16,06| + |-6,51|$

Chapitre III : Réservoirs

$$P_{\max} = 22,57 \%$$

- Volume total : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{22,57 \times 284,328}{100} + 120$

$$V_T = 184,17 \text{ m}^3$$

- Constatation

Le volume calculé est de 184,17 m³, R1 sera d'une capacité de 200 m³.

- Calcul de diamètre du réservoir R1 :

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

$$V_{R1} = S \times H \rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \rightarrow S = \frac{200}{4} = 50 \text{ m}^2$$

$$S = 50 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 50}{\pi}} = 7,98 \text{ m}$$

$$D = 7,98 \text{ m}$$

La hauteur de réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{50} = 2,4 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc}} = 2,4 \text{ m}$$

3. Réservoir Guentour R2:

Le réservoir R2 est alimenté gravitairement à partir d'un bassin de répartition qui est installé après la source Aghbalou, ce réservoir sert à alimenter l'agglomération de Guentour.

On a : $K_{\max, h} = 1.82$; $Q_{\max, j} = 972,97 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau (III.3) : Dimensionnement du réservoir R2.

Heurs	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	0,90	3,26	-	3,26
01 - 02	4,16	0,90	3,26	-	6,52
02 - 03	4,16	0,90	3,26	-	9,78
03 - 04	4,16	1,00	3,16	-	12,94
04 - 05	4,16	1,35	2,81	-	15,75
05 - 06	4,16	3,85	0,31	-	16,06

Chapitre III : Réservoirs

06 - 07	4,16	5,20	-	1,04	15,02
07 - 08	4,16	6,20	-	2,04	12,98
08 - 09	4,17	5,50	-	1,33	11,65
09 - 10	4,17	5,85	-	1,68	9,97
10 - 11	4,17	5,00	-	0,83	9,14
11 - 12	4,17	6,50	-	2,33	6,81
12 - 13	4,17	7,50	-	3,33	3,48
13 - 14	4,17	6,70	-	2,53	0,95
14 - 15	4,17	5,35	-	1,18	-0,23
15 - 16	4,17	4,65	-	0,48	-0,71
16 - 17	4,17	4,50	-	0,33	-1,04
17 - 18	4,17	5,50	-	1,33	-2,37
18 - 19	4,17	6,30	-	2,13	-4,5
19 - 20	4,17	5,35	-	1,18	-5,68
20 - 21	4,17	5,00	-	0,83	-6,51
21 - 22	4,17	3,00	1,17	-	-5,34
22 - 23	4,17	2,00	2,17	-	-3,17
23 - 00	4,17	1,00	3,17	-	0
Total	100	100	22,57	22,57	

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

- Résidu maximal : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |16,06| + |-6,51|$

$P_{\max} = 22,57 \%$

- Volume total : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{22,57 \times 972,97}{100} + 120$

$V_T = 339,6 \text{ m}^3$

- Constatation

Le volume calculé est de $339,6 \text{ m}^3$, R2 sera d'une capacité de 400 m^3 .

- Calcul de diamètre du réservoir R2 :

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

$$V_{R1} = S \times H \rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \rightarrow S = \frac{400}{4} = 100 \text{ m}^2$$

Chapitre III : Réservoirs

$$S = 100 \text{ m}^2$$

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

$$D = 11,28 \text{ m}$$

La hauteur de réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{100} = 1.2 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc}} = 1.2 \text{ m}$$

4. Réservoir Tifticine R3 :

Le réservoir R3 est alimenté gravitairement à partir d'un Réservoir projeté qui est installé après la source Aghbalou, ce réservoir sert à alimenté l'agglomération de Tifticine et une partie de l'agglomération chef-lieu.

On a : $K_{\text{max},h} = 1,44$; $Q_{\text{max},j} = 5106,04 \text{ m}^3/\text{j}$

Chapitre III : Réservoirs

Tableau (III.4) : Dimensionnement du réservoir R3.

Heurs	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	2,00	2,16	-	2,16
01 - 02	4,16	2,10	2,06	-	4,22
02 - 03	4,16	1,85	2,31	-	6,53
03 - 04	4,16	1,90	2,26	-	8,79
04 - 05	4,16	2,85	1,31	-	10,1
05 - 06	4,16	3,70	0,46	-	10,56
06 - 07	4,16	4,50		-0,34	10,22
07 - 08	4,16	5,30		-1,14	9,08
08 - 09	4,17	5,80		-1,63	7,45
09 - 10	4,17	6,05		-1,88	5,57
10 - 11	4,17	5,80		-1,63	3,94
11 - 12	4,17	5,70		-1,53	2,41
12 - 13	4,17	4,80		-0,63	1,78
13 - 14	4,17	4,70		-0,53	1,25
14 - 15	4,17	5,05		-0,88	0,37
15 - 16	4,17	5,30		-1,13	-0,76
16 - 17	4,17	5,45		-1,28	-2,04
17 - 18	4,17	5,05		-0,88	-2,92
18 - 19	4,17	4,85		-0,68	-3,6
19 - 20	4,17	4,50		-0,33	-3,93
20 - 21	4,17	4,20		-0,03	-3,96
21 - 22	4,17	3,60	0,57	-	-3,39
22 - 23	4,17	2,85	1,32	-	-2,07
23 - 00	4,17	2,10	2,07	-	0
Total	100	100	14,52	14,52	

Chapitre III : Réservoirs

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

- Résidu maximal : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |10,56| + |-3,96|$

$P_{\max} = 14,52 \%$

- Volume total : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{14,52 \times 5106,04}{100} + 120$

$V_T = 861,4 \text{ m}^3$

- Constatation

Le volume calculé est de $861,4 \text{ m}^3$, R3 sera d'une capacité de 1000 m^3 .

- Calcul de diamètre du réservoir R3 :

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

$$V_{R1} = S \times H \rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \rightarrow S = \frac{1000}{4} = 250 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S = 250 \text{ m}^2}$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 250}{\pi}} = 17,84 \text{ m}$$

$D = 17,84 \text{ m}$

La hauteur de réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ m}$$

$H_{\text{inc}} = 0,48 \text{ m}$

5. Réservoir Mizabel et Lamrouj R4:

Le réservoir R4 est alimenté gravitairement à partir d'un Réservoir projeté qui est installé après la source Aghbalou, ce réservoir sert à alimenté l'agglomération de Mizabel et Lamrouj.

On a : $K_{\max, h} = 2.05$; $Q_{\max, j} = 626,51 \text{ m}^3/\text{j}$.

Chapitre III : Réservoirs

Tableau (III.5) : Dimensionnement du réservoir R4.

Heurs	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4.16	0.75	3.41	-	3.41
01 - 02	4.16	0.75	3.41	-	6.82
02 - 03	4.16	1.00	3.16	-	9.98
03 - 04	4.16	1.00	3.16	-	13.14
04 - 05	4.16	3.00	1.16	-	14.3
05 - 06	4.16	5.50	-	1.34	12.96
06 - 07	4.16	5.50	-	1.34	11.62
07 - 08	4.16	5.50	-	1.34	10.28
08 - 09	4.17	3.50	0.67	-	10.95
09 - 10	4.17	3.50	0.67	-	11.62
10 - 11	4.17	6.00	-	1.83	9.79
11 - 12	4.17	8.50	-	4.33	5.46
12 - 13	4.17	8.50	-	4.33	1.13
13 - 14	4.17	6.00	-	1.83	-0.7
14 - 15	4.17	5.00	-	0.83	-1.53
15 - 16	4.17	5.00	-	0.83	-2.36
16 - 17	4.17	3.50	0.67	-	-1.69
17 - 18	4.17	3.50	0.67	-	-1.02
18 - 19	4.17	6.00	-	1.83	-2.85
19 - 20	4.17	6.00	-	1.83	-4.68
20 - 21	4.17	6.00	-	1.83	-6.51
21 - 22	4.17	3.00	1.17	-	-5.34
22 - 23	4.17	2.00	2.17	-	-3.17
23 - 00	4.17	1.00	3.17	-	0
Total	100	100	23.49	23.49	

Chapitre III : Réservoirs

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

- Résidu maximal : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |14.3| + |-6.51|$

$$P_{\max} = 20.81 \%$$

- Volume total : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{20.81 \times 626.51}{100} + 120$

$$V_T = 250,4 \text{ m}^3$$

- Constatation

Le volume calculé est de 250,4 m³, R4 sera d'une capacité de 300 m³.

- Calcul de diamètre du réservoir R4 :

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

$$V_{R1} = S \times H \rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \rightarrow S = \frac{300}{4} = 75 \text{ m}^2$$

$$S = 75 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 75}{\pi}} = 9.77 \text{ m}$$

$$D = 9.77 \text{ m}$$

La hauteur de réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{75} = 1.6 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc}} = 1.6 \text{ m}$$

6. Réservoir El mahsar R5 :

Le réservoir R4 est alimenté gravitairement à partir d'un Réservoir projeté qui est installé après la source Aghbalou, ce réservoir sert à alimenté l'agglomération d'El mahsar.

On a : $K_{\max, h} = 2.4$; $Q_{\max, j} = 263.58 \text{ m}^3/\text{j}$.

Chapitre III : Réservoirs

Tableau (III.6) : Dimensionnement du réservoir R5.

Heurs	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	0,60	3,56		3,56
01 - 02	4,16	0,60	3,56		7,72
02 - 03	4,16	1,20	2,96		10,08
03 - 04	4,16	2,00	2,16		12,24
04 - 05	4,16	3,50	0,66		12,90
05 - 06	4,16	3,50	0,66		13,56
06 - 07	4,16	4,50		-0,34	13,22
07 - 08	4,16	10,20		-6,04	7,18
08 - 09	4,17	8,80		-4,63	2,55
09 - 10	4,17	6,50		-2,33	0,22
10 - 11	4,17	4,10	0,07		0,29
11 - 12	4,17	4,10	0,07		0,36
12 - 13	4,17	3,50	0,67		1,03
13 - 14	4,17	3,50	0,67		1,7
14 - 15	4,17	4,70		-0,53	1,17
15 - 16	4,17	6,20		-2,03	-0,86
16 - 17	4,17	10,40		-6,23	-7,09
17 - 18	4,17	9,40		-5,23	-12,32
18 - 19	4,17	7,30		-3,13	-15,45
19 - 20	4,17	1,60	2,57		-12,88
20 - 21	4,17	1,60	2,57		-10,31
21 - 22	4,17	1,00	3,17		-7,14
22 - 23	4,17	0,60	3,57		-3,57
23 - 00	4,17	0,60	3,57		0
Total	100	100	30,49	30,49	

Chapitre III : Réservoirs

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

- Résidu maximal : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |13,56| + |-15,45|$

$$P_{\max} = 29,01 \%$$

- Volume total : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{29,01 \times 263,58}{100} + 120$

$$V_T = 196,46 \text{ m}^3$$

- Constatation

Le volume calculé est de 196,46 m³, R5 sera d'une capacité de 200 m³.

- Calcul de diamètre du réservoir R5 :

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

$$V_{R1} = S \times H \rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \rightarrow S = \frac{200}{4} = 50 \text{ m}^2$$

$$S = 50 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 50}{\pi}} = 7,98 \text{ m}$$

$$D = 7,98 \text{ m}$$

La hauteur de réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{50} = 2,4 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc}} = 2,4 \text{ m}$$

III.12. CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les capacités des différents réservoirs ainsi que leurs dimensions après une étude technique et économique.

Chapitre IV: ADDUCTION

Chapitre IV : ADDUCTION

IV.1. INTRODUCTION :

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux comme les aqueducs vers sa destination.

Ce chapitre présente les différents types d'adduction qui existent, l'ensemble d'équipements et accessoire hydraulique utilisés pour assurer un bon fonctionnement sur le plan technique et réduire les frais sur le plan économique.

IV.2. TYPES D'ADDUCTION :

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de [6] :

- La source vers la station de traitement ;
- La station de traitement vers les stockages ou le réseau de distribution ;
- La source vers les stockages ou le réseau de distribution.

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

IV.2.1. Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement sous l'effet de la gravité. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adduction gravitaire [6] :

- Adduction sans charge (écoulement à surface libre);
- Adduction en charge (la plus rencontré).

Le schéma d'adduction gravitaire est représenté dans la figure (VI.1) suivante :

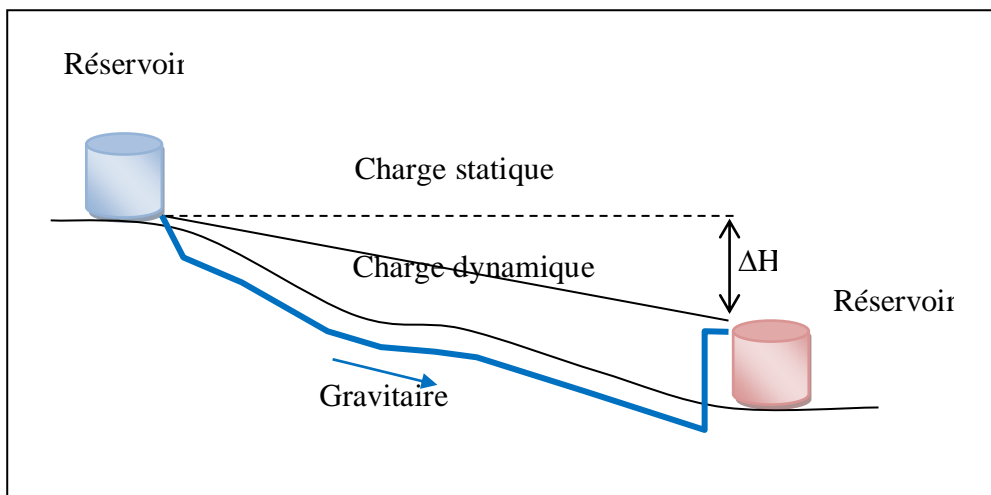


Figure (VI.9):Adduction gravitaire.

Chapitre IV : ADDUCTION

IV.2.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques (pompes). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée [6].

Le schéma d'adduction par refoulement est représenté dans la figure (IV.2) ci-dessous:

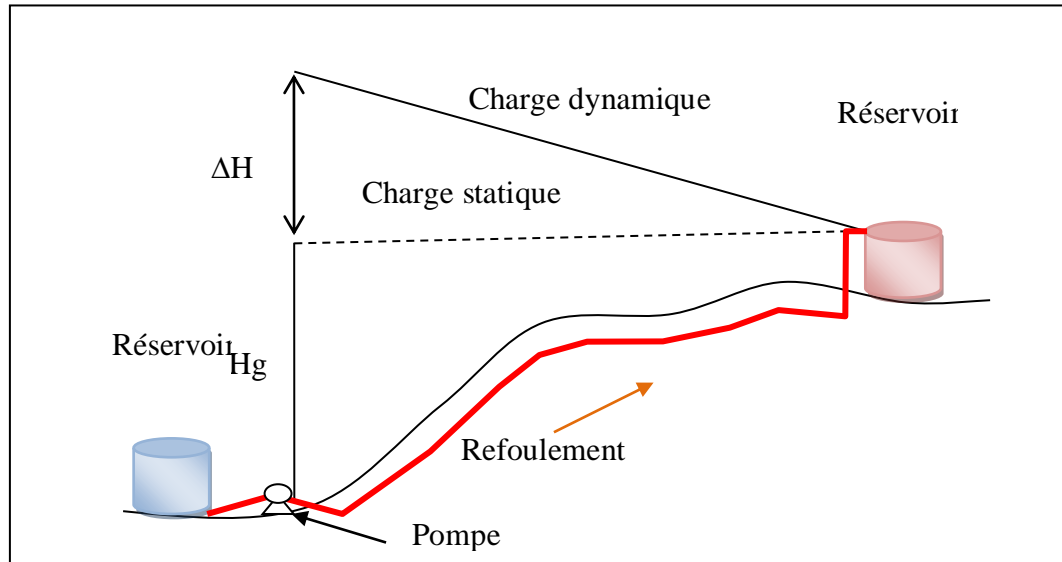


Figure (IV.10) : Adduction par refoulement.

IV.2.3. Adduction mixte :

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

IV.2.3.1. Adduction mixte refoulement- gravitaire

La figure (IV.3) représente l'adduction refoulement-gravitaire :

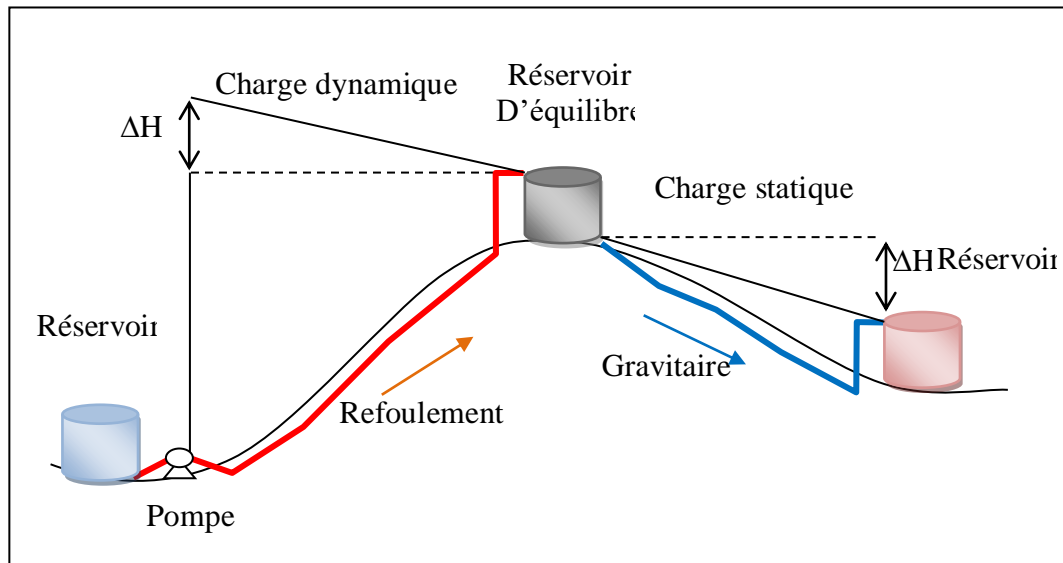


Figure (IV.11) : Adduction mixte : refoulement-gravitaire.

IV.2.3.2. Adduction mixte gravitaire –refoulement:

La figure (IV.4) représente l'adduction gravitaire-refoulement :

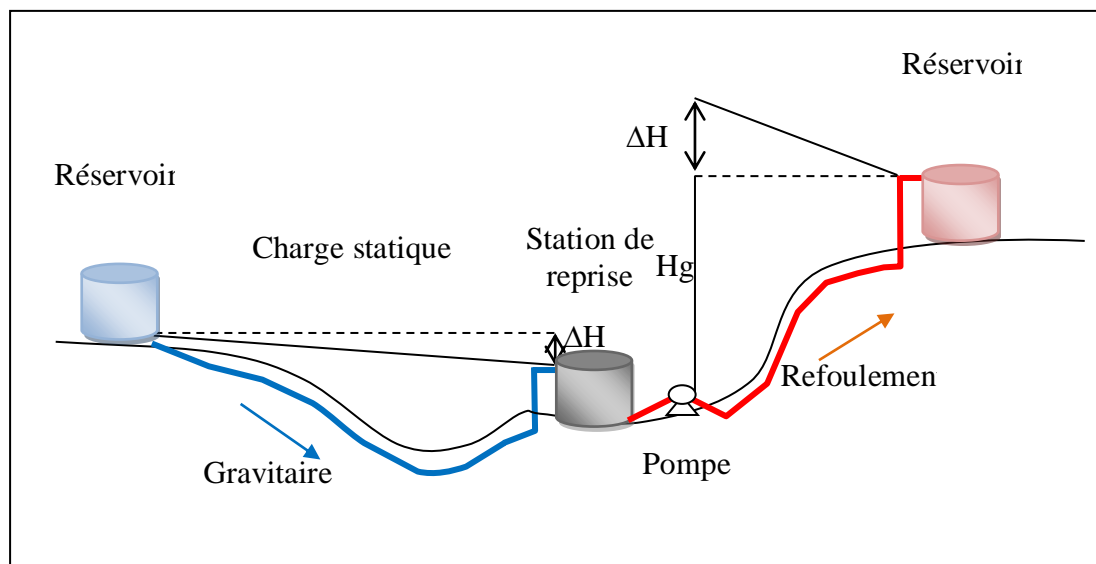


Figure (IV.12) : Adduction mixte : gravitaire-refoulement.

IV.3. Choix du tracé :

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs qu'on doit les respecter tels que [8,10]:

- Le tracé doit être le plus court possible entre la source et le réservoir d'accumulation sur et sous profondeur pour des causes économiques (frais d'investissements) ;

Chapitre IV : ADDUCTION

- Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des contentements d'air difficile à évacuer ou des ventouses seront exigés ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux ;
- L'examen des conditions dans lesquelles être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique ;
- Eviter le maximum possible les terrains privés et les terrains agricoles (éviter les forêts) ;
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...) ;
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et afin de diminuer les pertes de charge ;
- Éviter les profils horizontaux qui peuvent perturber le régime d'écoulement.

IV.4. CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX POUR LES CONDUITES :

Plusieurs critères doivent être pris en considération pour le choix d'un tuyau. Il y a deux types de critères différents, les critères techniques et les critères économiques. Le choix d'un type de matériau doit se faire en tenant en compte les facteurs suivants [12] :

IV.4.1. Critères techniques :

- Les conditions topographiques du terrain (type de relief, instabilité du sol, encombrement du sous-sol) ;
- Les propriétés mécaniques propres aux tuyaux et aux sols vis-à-vis de la stabilité de cet ensemble tuyau/sol ;
- La capacité d'écoulement hydraulique (diamètre, pente, vitesse, coefficient de rugosité, qualités physico-chimiques du fluide transporté) ;
- La qualité des revêtements intérieurs (les normes sanitaire) et extérieurs (L'érosion et la corrosion par suite d'attaque physico-chimique) ;
- Les conditions d'installation et de raccordement sur chantier ;
- Les pressions de service et maximales, voire les dépressions ;
- Les charges statiques et dynamiques dues au poids des terres et aux trafics usuels qui peuvent, suivant les cas, être importants. Il est donc nécessaire d'y prêter attention et de le préciser lors de la demande ;
- La méthode de pose, parfois imposée, peut également être prédominante sur le choix du matériau.

IV.4.2. Critères économiques :

Chapitre IV : ADDUCTION

- Le prix des conduites et les frais d'installation et du transport ;
- La durée de vie du matériau avec laquelle la conduite est fabriquée ;
- La disponibilité de conduite dans le marché ;
- Les frais de l'entretien de la conduite qui dépend de son type de matériau.

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD.

Les conduites en PEHD présentent certains avantages tels que [10] :

- Elasticité et flexibilité qui leurs permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles ;
- Facilité et rapidité de montage ;
- Le système de raccordement et les caractéristiques des tubes en PEHD permettent une énorme économie de main d'œuvre ;
- Légèreté, ils sont quatre fois plus légers que les tubes traditionnels, ce qui facilite leur transport et leur manipulation ;
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion, il n'est pas alors nécessaire concevoir une protection cathodique ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier, etc.).
- La disponibilité de ce type de conduite sur le marché ;
- La mise en œuvre des conduites d'adduction en PEHD éliminera toutes tentatives de piquages en raison des difficultés de branchements qu'elles présentent ;
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.

IV.5. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES CONDUITES

D'ADDUCTION :

Plusieurs accessoires hydrauliques sont utilisés pour assurer une bonne adduction avec ses deux types : adduction gravitaire et adduction par refoulement. Parmi ces équipements on mentionne:

IV.5.1. Robinets vannes :

IV.5.1.1. Vannes de sectionnement:

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. En Algérie, le plus souvent,

Chapitre IV : ADDUCTION

les vannes de sectionnement à passage direct (VPD) seront choisies vues leur bas prix, leur robustesse et leur disponibilité sur le marché national en termes de PN et DN[11].

IV.5.1.2. Vannes de décharge (vidanges)

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

IV.5.1.3. Vannes de régulation de pression

Elles ont pour rôle de réduire et stabiliser la pression d'un réseau (pression aval) à partir d'une conduite à pression plus élevée (pression amont) quelles que soient les variations de la pression amont et du débit demandé.

Elles permettent de fermer la conduite et de remettre en régulation par commande manuelle [11]. (Figure (IV.5)).



Figure (IV.5) : Régulateur de pression.

IV.5.1.4. Vannes de survitesse:

Des vannes de survitesse sont prévues à la sortie des réservoirs qui alimentent des tronçons gravitaires. Leur fonction est d'interrompre automatiquement l'écoulement en cas d'incident sur la conduite aval afin d'éviter que le réservoir ne se vide totalement.

Une rupture sur la conduite gravitaire engendrerait un débit supplémentaire et par conséquent une vitesse, supérieure à sa valeur nominale. Ces vannes seront donc équipées d'un dispositif qui provoquera leur fermeture si la vitesse d'écoulement dépasse un certain seuil qui sera ajusté à environ 15 % au-dessus de la vitesse nominale [11]. (Figure (IV.6)).



Figure (IV.6) : Vanne de survitesse.

IV.5.2. Ventouses :

Le rôle d'une ventouse est d'évacuer l'air contenu dans les conduites, lorsque la conduite est vide, on procède à son remplissage en chassant l'air petit à petit. Elle permet aussi l'évacuation de l'air dissous dans l'eau. Sur cette base, il existe 3 types de ventouses [11] :

IV.5.2.1 Ventouse de Dégazage (V1) :

Ce type de ventouse est sélectionné pour faciliter la sortie de l'air contenue dans la conduite et/ou dissous dans l'eau, pendant l'écoulement normal. Ces ventouses sont encore appelées « ventouses à petit orifice » ou « Ventouse Simple Fonction » (Figure (IV.8)).

IV.5.2.2 Ventouse d'Admission ou de Sortie de grands volumes d'air (V2) :

Ce type de ventouse est sélectionné pour faire admettre (entrer) de grands volumes d'air pendant les opérations de vidange (ou de casse) de la conduite. Cette même ventouse est choisie pour faire sortir (chasser) de grands volumes d'air lors des opérations de remplissage de la conduite. Ces ventouses sont encore appelées « ventouses à grand orifice » ou « Ventouse Double Fonction ».

IV.5.2.3 Ventouse Combinée (V3) :

Ce type de ventouse peut assurer les opérations de dégazage, de remplissage et de vidange, en même temps. Selon les constructeurs, cette ventouse est réalisée soit en 2 blocs distincts reliés entre-deux (Double corps) ou bien en 1 seul bloc compact (Mono corps). Ces ventouses sont encore appelées « Ventouse Triple Fonction ». (Figure (IV.7)).



**FIGURE(IV.7) : VENTOUSE DEGAZAGE
ET ADMISSION DE L'AIRE.**



FIGURE(IV.8) : VENTOUSE DEGAZAGE

L'air se cantonne aux points hauts des canalisations, s'il ne peut s'échapper, il peut contrarier grandement l'écoulement et entraîner parfois des ruptures.

Les ventouses seront donc prévues aux points hauts définis, soit par rapport à un plan horizontal, soit par rapport à la ligne piézométrique. Il est souhaitable d'en prévoir aussi aux changements de pente, ainsi qu'en cours de tracé d'une longue partie de conduite ascendante ou descendante.

IV.5.3. Clapets anti-retour :

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau). Les clapets les plus utilisés sont ceux dites des soupapes de retenue a tuyère où la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet a battant, il en résulte une fermeture rapide et sans choc, donc la protection du matériel. Il existe aussi des clapets en caoutchouc qui sont particulièrement silencieux [8]. (Figure (IV.9)).



Figure (IV.9) : Clapet anti-retour.

IV.5.4. Les Crépines :

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

IV.6. DESCRIPTION DU SCHEMA D'ADDUCTION :

Une conduite gravitaire est projeté a partir de bassin d'accumulation BA1, qui est installer près de la source Aghbalou, vers un réservoir tête RT implanter a El Madjen, le village de Allouane sera alimenté par un point de piquage fais au niveau de cette conduite, un autre point de piquage est destiné a l'alimentation les villages Ighil Oukarou, Bouyahyi et thawrirth.

Le réservoir tête RT va répartir les eaux en deux parties :

- Partie 1 : la conduite d'adduction démarre du réservoir tête jusqu'au bassin de réparation BR1 qui va répartir les eaux entre les réservoirs d'El-mahsar, Tifticine, et Mizabel.
- Partie 2 : la conduite d'adduction alimente les village Guentour, Ighil Zeguaghen et Vakou, dans ce tronçon on note l'existence d'un bassin de répartition BR2 qui partage les eaux entre les réservoirs, le village de Boumcharef sera alimenté par un point de piquage.

Des brises de charge seront installées le long du réseau, dans les endroits appropriés pour limiter les surpressions.

Pour son bon fonctionnement, le réseau sera équipé de ventouses, de vidanges ...etc.

IV.7. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE :

IV.7.1. Calcul du diamètre économique :

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

- Formule de BONNIN :

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

- Formule de BRESS :

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

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

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

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

Avec :

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

IV.7.2. Calcul de la vitesse :

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

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

Avec :

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

IV.7.3. Calcul des pertes de charge :

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

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

Chapitre IV : ADDUCTION

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

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH :

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

Avec :

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

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules ci-dessous après savoir le régime d'écoulement à l'aide de l'abaque de Moody (annexe 2) :

- **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de NIKURADAZI

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \text{Ln} \left(\frac{K}{D} \right))^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

- **Régime transitoire**

Il est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3,17 \times D} + \frac{2,51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV.8})$$

Estimation de la valeur initiale ($\lambda_0 > 0$)

Par la formule d'HERMAN :

$$\lambda_0 = 0,0054 + 0,395 \text{Re}^{-0,3} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

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

$$\text{Re} = \frac{D \times V}{\gamma} \quad (\text{IV.10})$$

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

Avec :

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

$$\gamma = \frac{0,0178}{1 + 0,0337T + 0,00221T^2} \quad (\text{IV.11})$$

Chapitre IV : ADDUCTION

Avec :

- T : Température de l'eau en degré (°C).

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

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

$$H_s = 0,15 \times H_L \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

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

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

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

$$H_T = 1.15 \times H_L \quad (\text{IV.13})$$

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$HMT = H_g + H_T \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

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

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

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) 0;
- η : Rendement de la pompe (%) ;

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

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

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

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

IV.7.7. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

Chapitre IV : ADDUCTION

$$F_{exp} = E \times eu \quad (IV.17)$$

Avec :

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

IV.7.8. Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

$$F_{am} = Pu \times L \times A \quad (IV.18)$$

Avec :

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV.19)$$

Avec :

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

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + i$$
$$A = 0.0883 = 8.88 \%$$

IV.7.9. Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (IV.20)$$

Avec :

- B_L : Le bilan en (DA).

IV.8. CALCUL DES DIAMETRES ECONOMIQUES POUR LES DIFFERENTS TRONÇONS :

1. Tronçon Bassin d'accumulation BA1-RT :

Ce tronçon est alimenté à partir la source Aghbalou vers le réservoir RT qui est implanté à El Madjen par adduction gravitaire.

Données : $Q = 7692,66 \text{ m}^3/\text{j}$, $Q = 0.089 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 3685 \text{ ml}$,

$H_g = \text{CTN (BA1)} - \text{CTP (RT)}$

Chapitre IV : ADDUCTION

$$H_g = 1195 - 846 = 349 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,275 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,476 \text{ m}$.

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 315,400 mm.

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

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

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

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL	HS	HT (m)	Hg (m)
315	286,4	0,089	1,3822	395862,08	3685	0,0147	18,417	2,762	21,179	349
400	363,7	0,089	0,8571	311727,27	3685	0,0151	5,728	0,859	6,587	349

On optera pour un diamètre de 400 mm, car HT = 6.587 m est inférieur à $H_g = 349 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de 0.8571 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 400 mm, on utilise une vanne.

Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$J_v = 349 - 6.587 = 342.413$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :

$$\xi = J_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 342.413 \times \frac{2 \times 9.81}{0.8571^2}$$

$$\xi = 9145.05$$

CALCUL DE L'ANGLE D'OUVERTURE DE LA VANNE θ (°) :

Pour $\xi = 9145.05$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de 80°. (Annexe (4))

2. Tronçon RT-Bassin de répartition1 :

Ce tronçon est alimenté à partir de réservoir RT par adduction gravitaire.

Données : $Q = 5996,13 \text{ m}^3/\text{j}$, $Q = 0.069 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 3400 \text{ ml}$,

$$H_g = \text{CR (RT)} - \text{CR (BR1)}$$

$$H_g = 842 - 572 = 270 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,242 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,419 \text{ m}$.

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250, 315,400 mm.

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

Chapitre IV : ADDUCTION

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

Tableau (IV.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-BR1.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL	HS	HT (m)	Hg (m)
250	227,3	0,069	1,7013	386705,49	3400	0,0150	33,100	4,965	38,065	270
315	286,4	0,069	1,0716	306906,24	3400	0,0152	10,561	1,584	12,145	270
400	363,7	0,069	0,6645	241678,65	3400	0,0157	3,303	0,495	3,798	270

On optera pour un diamètre de 315 mm, car HT= 12.145 m est inférieur à H g = 270 m, avec une vitesse acceptable de 1.0716 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 315 mm, on utilise une vanne.

Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$J_v = 270 - 12.145 = 257.855$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :

$$\xi = J_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 257.855 \times \frac{2 \times 9.81}{1.0716^2}$$

$$\xi = 4405.64$$

CALCUL DE L'ANGLE D'OUVERTURE DE LA VANNE θ (°) :

Pour $\xi = 4405.64$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de 80°. (Annexe (4))

3. Tronçon Bassin de répartition1-Réservoir El mahser R5 :

Ce tronçon est alimenté à partir de bassin de répartition1 par adduction gravitaire.

Données : Q = 263,58 m³/j , Q = 0,003 m³/s, L = 1251 ml,

$$H_g = CR (BR1) - CTP(R5)$$

$$H_g = 572 - 463 = 109 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : D min = 0,0504 m, D max = 0,0874 m.

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 63,75 mm.

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

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

Chapitre IV : ADDUCTION

Tableau (IV.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon BR1-R5.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL	HS	HT (m)	Hg (m)
63	57,2	0,003	1,168	66809,6	1251	0,0214	32,543	4,881	37,424	109
75	68,2	0,003	0,822	56060,4	1251	0,0217	13,708	2,0562	15,764	109

On optera pour un diamètre de 63 mm, car HT= 37.424 m est inférieur à H g = 109 m, avec une vitesse acceptable de 1.168 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 63 mm, on utilise une vanne.

Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$Jv = 109 - 37.424 = 71.576$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :

$$\xi = Jv \times \frac{2 \times g}{v^2} = 71.576 \times \frac{2 \times 9.81}{1.168^2}$$

$$\xi = 1029.39$$

CALCUL DE L'ANGLE D'OUVERTURE DE LA VANNE θ (°) :

Pour $\xi = 1029.39$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de 74°. (Annexe (4)).

4. Tronçon Bassin de répartition1-PK :

Ce tronçon est alimenté à partir de bassin de répartition1 par adduction gravitaire.

Données : Q = 5732,55 m³/j , Q = 0,066 m³/s, L = 940 m,

Hg = CR (BR1)-CTN(PK)

$$Hg = 572 - 491 = 81 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : **D min = 0,237 m, D max = 0,410 m.**

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250, 315, 400 mm.

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

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

Chapitre IV : ADDUCTION

Tableau (IV.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon BR1-PK.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL	HS	HT (m)	Hg (m)
250	227,3	0,066	1,627	369817,1	940	0,0151	8,425	1,264	9,689	81
315	286,4	0,066	1,025	293560	940	0,0154	2,707	0,406	3,113	81
400	363,7	0,066	0,636	231313,2	940	0,0158	0,842	0,126	0,968	81

On optera pour un diamètre de 315 mm, car HT= 3.113 m est inférieur à H g = 81 m, avec une vitesse acceptable de 1.025 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 315 mm, on utilise une vanne.

Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$Jv = 81 - 3.113 = 77.887$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :

$$\xi = Jv \times \frac{2 \times g}{v^2} = 77.887 \times \frac{2 \times 9.81}{1.025^2}$$

$$\xi = 1454.51$$

CALCUL DE L'ANGLE D'OUVERTURE DE LA VANNE θ (°) :

Pour $\xi = 1454.51$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de 80°. (Annexe (4)).

5. Tronçon PK-Réservoir Tifticine R3 :

Ce tronçon est alimenté à partir de bassin de répartition1 par adduction gravitaire.

Données : Q = 5106,04 m³/j , Q=0,059 m³/s, L= 520 ml,

Hg = CR (PK)-CTP(R3)

Hg=491-452=39m

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : D min = 0,224 m, D max = 0,388 m.

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250,315 mm.

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

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

Chapitre IV : ADDUCTION

Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-R3.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL	HS	HT (m)	Hg (m)
250	227,3	0,059	1,455	330721,5	520	0,0153	3,777	0,567	4,344	39
315	286,4	0,059	0,916	262342,4	520	0,0157	1,219	0,183	1,402	39

6. Tronçon PK-Réservoir Mizabel R4 :

Ce tronçon est alimenté a partir de bassin de répartition1 par adduction gravitaire.

Données : $Q = 626,51 \text{ m}^3/\text{j}$, $Q = 0,007 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 842 \text{ ml}$,

$H_g = CR (PK) - CTP(R4)$

$H_g = 491 - 429 = 362 \text{ m}$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,077 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,134 \text{ m}$.

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125 mm.

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

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.6) ci-dessous :

Tableau (IV.6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-R4.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL	HS	HT (m)	Hg (m)
90	81,8	0,007	1,333	109039,4	842	0,0193	17,992	2,699	20,691	362
110	100	0,007	0,892	89200	842	0,0196	6,693	1,004	7,697	362
125	113,6	0,007	0,691	78497,6	842	0,0199	3,589	0,538	4,127	362

7. Tronçon RT-Bassin de répartition2 :

Ce tronçon est alimenté a partir de réservoir RT par adduction gravitaire

Données : $Q = 1418,79 \text{ m}^3/\text{j}$, $Q = 0,016 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 3959 \text{ ml}$,

$H_g = CR (RT) - CR (BR2)$

$H_g = 842 - 534 = 308 \text{ m}$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,117 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,202 \text{ m}$.

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 125, 160, 200 mm.

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

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.7) ci-dessous :

Tableau (IV.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-BR2.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL	HS	HT (m)	Hg (m)
125	113,6	0,016	1,579	179374,4	3959	0,0175	77,502	11,625	89,127	308

Chapitre IV : ADDUCTION

160	145,4	0,016	0,964	140165,6	3959	0,0179	23,085	3,463	26,548	308
200	181,8	0,016	0,617	112170,6	3959	0,0184	7,775	1,166	8,941	308

On optera pour un diamètre de 160 mm, car HT= 26.548 m est inférieur à H g = 308 m, avec une vitesse acceptable de 0.964 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 160 mm, on utilise une vanne.

Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$J_v = 308 - 26.548 = 281.452$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :

$$\xi = J_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 281.452 \times \frac{2 \times 9.81}{0.964^2}$$

$$\xi = 5942.23$$

CALCUL DE L'ANGLE D'OUVERTURE DE LA VANNE θ (°) :

Pour $\xi = 5942.23$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de 80°. (Annexe (4)).

8. Tronçon Bassin de répartition2-Réservoir Guentour R2 :

Ce tronçon est alimenté à partir de bassin de répartition2 par adduction gravitaire.

Données : $Q = 1011,07 \text{ m}^3/\text{j}$, $Q = 0.012 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 112 \text{ m}$,

$$H_g = CR(\text{BR2}) - \text{CTP}(\text{R2})$$

$$H_g = 534 - 429 = 105 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,101 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,175 \text{ m}$.

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160 mm.

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

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.8) ci-dessous :

Tableau (IV.8) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon BR2-R2.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL	HS	HT (m)	Hg (m)
110	100	0,012	1,529	152900	112	0,0181	2,416	0,362	2,778	105
125	113,6	0,012	1,185	134616	112	0,0183	1,291	0,194	1,485	105
160	145,4	0,12	0,723	105124,2	112	0,0187	0,384	0,058	0,442	105

Chapitre IV : ADDUCTION

On optera pour un diamètre de 125 mm, car $HT = 1.485$ m est inférieur à $H_g = 105$ m, avec une vitesse acceptable de 1.185 m/s.

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

Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$J_v = 105 - 1.485 = 103.515$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :

$$\xi = J_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 103.515 \times \frac{2 \times 9.81}{1.185^2}$$

$$\xi = 1446.32$$

CALCUL DE L'ANGLE D'OUVERTURE DE LA VANNE θ (°) :

Pour $\xi = 1446.32$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de 80° . (Annexe (4)).

9. Tronçon Bassin de répartition2-Réservoir Ighilzougaghane R1 :

Ce tronçon est alimenté à partir de bassin de répartition2 par adduction gravitaire.

Données : $Q = 369,63 \text{ m}^3/\text{j}$, $Q = 0.004 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 1455 \text{ m}$,

$H_g = CR (BR2) - CTP(R1)$

$$H_g = 534 - 499 = 35 \text{ m}$$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,058 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,101 \text{ m}$.

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160 mm.

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

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.9) ci-dessous :

Tableau (IV.9) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon BR2-R1.

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL	HS	HT (m)	Hg (m)
63	57,2	0,004	1,557	89060,4	1455	0,0204	64,117	9,618	73,735	35
75	68,2	0,004	1,096	74747,2	1455	0,0207	27,038	4,056	31,094	35
90	81,8	0,004	0,762	62331,6	1455	0,0211	11,107	1,666	12,773	35

On optera pour un diamètre de 75 mm, car $HT = 31.094$ m est inférieur à $H_g = 35$ m, avec une vitesse acceptable de 1.096 m/s.

Chapitre IV : ADDUCTION

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 75 mm, on utilise une vanne.

Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$J_v = 35 - 31.094 = 3.906$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :

$$\xi = J_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 3.906 \times \frac{2 \times 9.81}{1.096^2}$$

$$\xi = 63.80$$

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

Pour $\xi = 63.80$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de 56°. (Annexe (4)).

IV.9. CONCLUSION :

À partir des besoins maximums en eau de la population, on a dimensionné les conduites d'adduction en calculant le diamètre économique nécessaire avec des frais minimaux.

Tableau (IV.10) : Présentation des différents résultats obtenus.

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueurs (m)	Diamètre (m)	Vitesses (m/s)	Matériaux
Gravitaire					
BA1-RT	0,089	3685	400	0,8571	PEHD PN16
RT-BR1	0,069	3400	315	1,0716	PEHD PN16
BR1-R5	0,003	1251	63	1,168	PEHD PN16
BR1-PK	0,066	940	315	1,025	PEHD PN16
PK-R3	0,059	520	315	0,916	PEHD PN16
PK-R4	0,007	842	110	0,892	PEHD PN16
RT-BR2	0,016	3959	160	0,964	PEHD PN16
BR2-R2	0,012	112	125	1,185	PEHD PN16
BR2-R1	0,004	1455	75	1,096	PEHD PN16

Chapitre V: ESTIMATION DE COUT

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

V.1 Introduction :

Afin d'avoir une idée sur le montant et la durée de réalisation, ainsi que les moyens Nécessaire pour la réalisation de n'importe quel projet, il faut passer par le calcul du devis Quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations Effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire Correspondant.

V.2 les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable :

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont représenté dans le tableau ci-dessus :

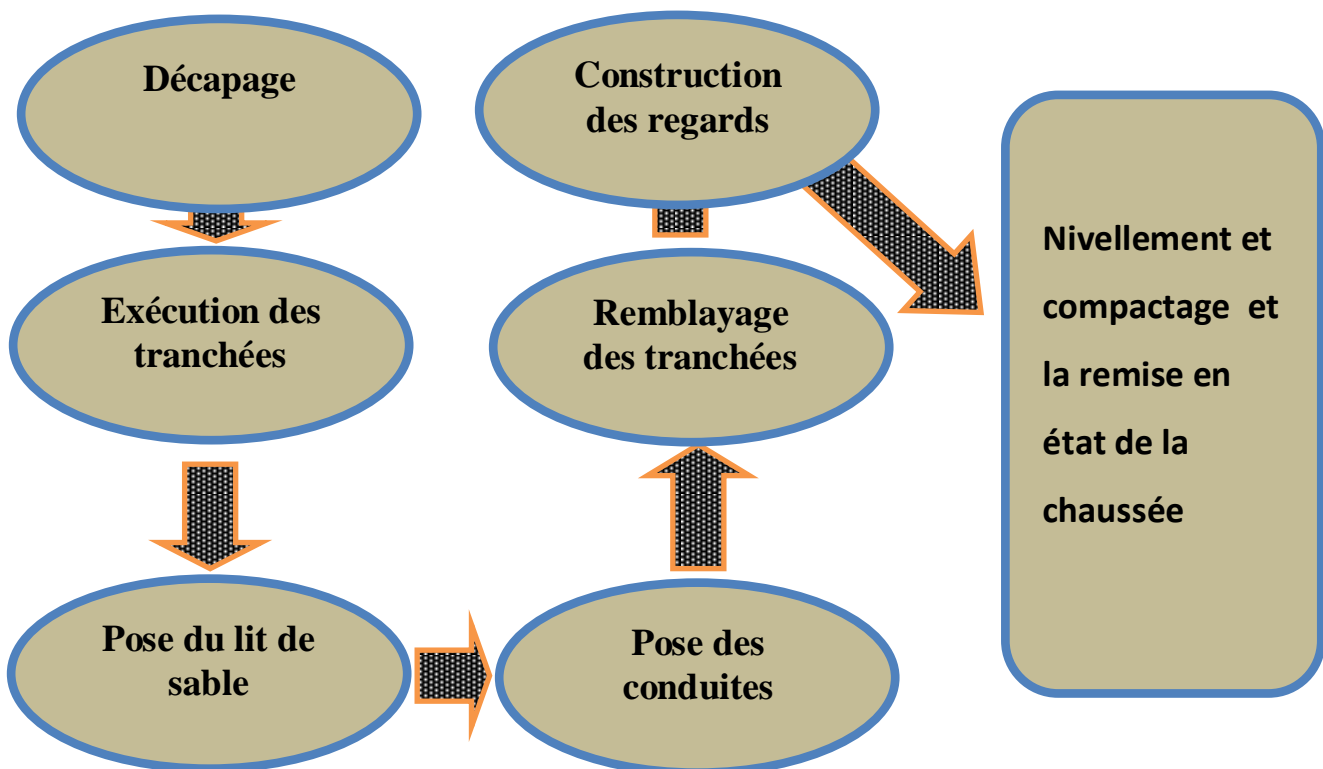


Figure (V.1) : organigramme représente les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable

V.2.1.Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

V.2.2.Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations.

Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

V.2.3.Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15 cm dans notre cas.

V.2.4.Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des Canalisations.

V.2.5.Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le sable et Le remblai résultant de l'excavation.

V.2.6.Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de distribution à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

V.2.7.Nivellement et compactage et la remise en état de la chaussée :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en Monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par La suite.

V.3.Calcul les volumes des travaux de réseaux de distribution :

V.3.1.Déblais d'excavation :

C'est le volume de déblai extrait lors de creusement de tranchée, donc son volume sera :

$$V_{exc} = L * H * B * Kf \quad (V.1)$$

Avec :

V_{exc} : Le volume de déblais ;

L : La longueur de la tranchée ;

H : La hauteur de la tranchée ;

B : La largeur de la tranchée.

Kf : Coefficient de foisonnement il dépend de la nature de terrain.

V.3.2 Largeur de la tranchée :

La largeur du fond de fouille doit être déterminée pour permettre le déroulage du tube et le

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

Compactage du remblai, elle est déterminée en fonction du diamètre de la conduite et Distance entre la conduite et le toit de talus

$$B_t = (L_t * 2) + D_n \text{ (V.2)}$$

Avec :

B_t : Largeur de la tranchée en (m) ;

L_t : Diamètre de la conduite (m) ;

D_n : Distance entre la conduite et le toit de talus, L_t égale à 0.3 m

V.3.3 Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée est en général telle que la génératrice supérieure des Canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel.

D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la Génératrice supérieure

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_t = e_s + D_n + h_{rem}$$

Avec :

h_t : Profondeur de la tranchée (m) ;

e_s : Hauteur de lit de pose en mètre ($e = 0,1$ m) ;

h_{rem} : Hauteur du remblai au-dessus de la conduite en mètre (entre 0,8m et 1,2m, on Prendra $h_{rem} = 0.8$ m).

V.3.4. Le volume du lit du sable :

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long de la tranchée donc son Volume sera :

$$V_s = L * e * B$$

Avec :

V_s : Volume de lit de sable ;

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

L : Longueur de tranchée ;

e : Épaisseur de sable ;

B : largeur de la tranchée.

V.3.5. Volume de l'enrobage :

C'est le volume du sable que l'on ajoute au-dessous des canalisations avec une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée donc son volume sera :

$$v_e = L * e * B$$

Avec :

v_e : volume d'enrobage

V.3.6. Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$v_c = L * \frac{\pi * D^2}{4}$$

Avec :

v_c : Volume de la conduite.

V.3.7. Remblais compacté :

Le volume de remblai égal le volume des déblais réduit du volume occupé par la Conduite et du volume du lit de sable et le volume d'enrobage

$$V_r = v_{exc} - v_s - v_c - v_e$$

Avec :

v_r : Volume de remblai

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

V.4. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :

1-REALISATION DE RESEAU DE DISTRIBUTION :

Lot N°I : Source AGHBALOU-Réservoir projeté

N°	DESIGNATIONS DES TRAVAUX	U.	QUANTITE	P.U	MONTANT
1	Ouverture de la piste: Débroussaillage et nettoyage du terrain, jusqu'à une profondeur minimale de 15 cm, avec des moyens mécaniques, retrait des pierre et matériaux excavés et charge sur le camion, et comparses le transport à la décharge autorisée.	M3	1 350,00	600,00	810 000,00
2	Terrassement en terrain meuble ou dur: Fouilles en tranchées à l'engin ou manuelle en terrain meuble ou dur, enlèvement des terres impropres au remblaiement, transport et réglage des terres excédentaires, blindage et déblindage des fouilles	M3	2 600,00	400,00	1 040 000,00
3	Terrassement en terrain semi rocheux et rocheux: Fouilles en tranchées avec utilisation de matériels pneumatiques (compresseur et marteaux piqueurs) ou manuelle en terrain semi rocheux, enlèvement des terres impropres au remblaiement, transport et réglage des terres excédentaires, blindage et déblindage des fouilles	M3	1 300,00	900,00	1 170 000,00
4	Réglage du fond de fouille et lit de pose: Réglage du fond des fouilles, confection de lit de pose en sable de dunes de 10 cm d'épaisseur	M3	300,00	1 400,00	420 000,00
5	Remblai manuel: Remblaiement manuel des tranchées en terre fine pour l'enrobage des canalisations, génératrice supérieure + 20 cm de terre compactée.	M3	450,00	600,00	270 000,00
6	Remblais des tranchées: remblaiement par couches horizontales de 20 cm de terre compactée et purgées de grosses pierres.	M3	2 200,00	200,00	440 000,00

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

7	Fourniture et pose de conduites en PEHD / PN 16 bars: Fourniture des conduites à pied d'œuvre, pose des conduites et pièces spéciales et confection de joints, manutention, essais hydrauliques de la conduite y compris toutes sujétions Ø 400	ML	3 700,00	26 782,46	99 095 102,00
8	Installation de point bas de vidange indirecte: Installation du point bas de vidange directe sur la partie enterrée de la canalisation, terrassement, confection de regard de visite creux de 20 cm d'épaisseur en deux compartiments de 110/80 et 110/50 cm, capot métallique de 68/68 cm, fourniture des matériaux, mise en place des pièces, joints, robinet vanne Ø 60, échelle métallique, tuyau en béton Ø 200 et toutes sujétions.	Ens	2	100 000,00	200 000,00
9a	Point haut type ventouse automatique: Terrassements, exécution de regard de visite de 20 cm et 100/120 cm, enduit jusqu'au TN, capot métallique de 68/68, passage intérieur de 60/60 cm, échelle métallique y compris toutes sujétions de bonne exécution		3	45 000,00	135 000,00
9b	Fourniture et pose des pièces spéciales, joints et ventouse automatique y compris toutes sujétions de bonne exécution Ø 60	U	3	50 000,00	150 000,00
10	Traversée d'oueds: Traversée d'oueds y compris enrobage en béton armé et protection en gabions à raison de 1,5 m ³ par ml de conduite, de 10 m de longueur pour chaque traversée	U	8	50 000,00	400 000,00
S-TOTAL I					104 130 102,00

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

Lot N°II : Réservoir projeté -Réservoir el mahsar

1	Terrassement en terrain meuble ou dur: Fouilles en tranchées à l'engin ou manuelle en terrain meuble ou dur, enlèvement des terres impropres au remblaiement, transport et réglage des terres excédentaires, blindage et déblindage des fouilles	M3	3 800,00	400,00	1 520 000,00
2	Terrassement en terrain semi rocheux : Fouilles en tranchées avec utilisation de matériels pneumatiques (compresseur et marteaux piqueurs) ou manuelle en terrain semi rocheux, enlèvement des terres impropres au remblaiement, transport et réglage des terres excédentaires, blindage et déblindage des fouilles	M3	570,00	900,00	513 000,00
3	Réglage du fond de fouille et lit de pose: Réglage du fond des fouilles, confection de lit de pose en sable de dunes de 10 cm d'épaisseur	M3	310,00	1 400,00	434 000,00
4	Remblai manuel: Remblaiement manuel des tranchées en terre fine pour l'enrobage des canalisations, génératrice supérieure + 20 cm de terre compactée.	M3	650,00	600,00	390 000,00
5	Remblais des tranchées : Remblaiement par couches horizontales de 20 cm de terre compactée et purgées de grosses pierres.	M3	3 200,00	200,00	640 000,00
6	Fourniture et pose de conduites en PEHD / PN 16 bars; Fourniture des conduites à pied d'œuvre, pose des conduites et pièces spéciales et confection de joints, manutention, essais hydrauliques de la conduite y compris toutes sujétions,				
	Ø 315	ML	4 860,00	16 549,52	80 430 667,20
	Ø 110	ML	842,00	1 500,00	1 263 000,00
	Ø 63	ML	1 251,00	705,13	882 117,63

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

7	Installation de point bas de vidange indirecte: Installation du point bas de vidange directe sur la partie enterrée de la canalisation, terrassement, confection de regard de visite creux de 20 cm d'épaisseur en deux compartiments de 110/80 et 110/50 cm, capot métallique de 68/68 cm, fourniture des matériaux, mise en place des pièces, joints, robinet vanne Ø 60, échelle métallique, tuyau en béton Ø 200 et toutes sujétions.	Ens	2	100 000,00	200 000,00
7a	Point haut type ventouse automatique: Terrassements, exécution de regard de visite de 20 cm et 100/120 cm, enduit jusqu'au TN, capot métallique de 68/68, passage intérieur de 60/60 cm, échelle métallique y compris toutes sujétions de bonne exécution		3	45 000,00	135 000,00
7b	Fourniture et pose des pièces spéciales, joints et ventouse automatique y compris toutes sujétions de bonne exécution Ø 60	U	3	50 000,00	15 000,00
8	Réducteur de pression: Installation d'une vanne de modulation de pression "réducteur de pression automatique" entre deux valeurs extrêmes DN 250 y compris pièces spéciales, joints et toutes sujétions de bonne exécution	U	1	800 000,00	800 000,00
9	Bassins de répartition en béton armé : Terrassements, exécution de bassin de répartition en béton armé de dimensions 9,00x5,00x2,70 m (voir devis détaillé) avec , fourniture et pose des pièces spéciales, joints et vanne et débit mètre .	Ens	1	1 200 000,00	1 200 000,00
10	Traversée d'oueds: Traversée d'oueds y compris enrobage en béton armé et protection en gabions à raison de 1,5 m3 par ml de conduite, de 10 m de longueur pour chaque traversée	U	4	50 000,00	200 000,00
S-TOTAL II					88 622 784,83

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

Lot N°III : Réservoir projeté -Réservoir Guentour

1	Terrassement en terrain meuble ou dur: Fouilles en tranchées à l'engin ou manuelle en terrain meuble ou dur, enlèvement des terres impropres au remblaiement, transport et réglage des terres excédentaires, blindage et déblindage des fouilles	M3	4 000,00	400,00	1 600 000,00
2	Terrassement en terrain semi rocheux : Fouilles en tranchées avec utilisation de matériels pneumatiques (compresseur et marteaux piqueurs) ou manuelle en terrain semi rocheux, enlèvement des terres impropres au remblaiement, transport et réglage des terres excédentaires, blindage et déblindage des fouilles	M3	1 200,00	900,00	1 080 000,00
3	Réglage du fond de fouille et lit de pose: Réglage du fond des fouilles, confection de lit de pose en sable de dunes de 10 cm d'épaisseur	M3	330,00	1 400,00	462 000,00
4	Remblai manuel: Remblaiement manuel des tranchées en terre fine pour l'enrobage des canalisations, génératrice supérieure + 20 cm de terre compactée.	M3	660,00	600,00	396 000,00
5	Remblais des tranchées : Remblaiement par couches horizontales de 20 cm de terre compactée et purgées de grosses pierres.	M3	3 300,00	200,00	660 000,00
6	Fourniture et pose de conduites en PEHD / PN 16 bars; Fourniture des conduites à pied d'œuvre, pose des conduites et pièces spéciales et confection de joints, manutention, essais hydrauliques de la conduite y compris toutes sujétions, Ø 160				
	Ø 160	ML	3 959,00	3 600,00	14 252 400,00
	Ø 125	ML	112,00	1 800,00	201 600,00
	Ø 75	ML	1 455,00	850,00	1 236 750,00

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

7	Installation de point bas de vidange indirecte: Installation du point bas de vidange directe sur la partie enterrée de la canalisation, terrassement, confection de regard de visite creux de 20 cm d'épaisseur en deux compartiments de 110/80 et 110/50 cm, capot métallique de 68/68 cm, fourniture des matériaux, mise en place des pièces, joints, robinet vanne Ø 60, échelle métallique, tuyau en béton Ø 200 et toutes sujétions.	Ens	9	100 000,00	900 000,00
7a	Point haut type ventouse automatique: Terrassements, exécution de regard de visite de 20 cm et 100/120 cm, enduit jusqu'au TN, capot métallique de 68/68, passage intérieur de 60/60 cm, échelle métallique y compris toutes sujétions de bonne exécution		6	45 000,00	270 000,00
7b	Fourniture et pose des pièces spéciales, joints et ventouse automatique y compris toutes sujétions de bonne exécution Ø 60	U	6	50 000,00	300 000,00
8	Réducteur de pression: Installation d'une vanne de modulation de pression "réducteur de pression automatique" entre deux valeurs extrêmes DN 250 y compris pièces spéciales, joints et toutes sujétions de bonne exécution	U	1	800 000,00	800 000,00
9	Bassins de répartition en béton armé : Terrassements, exécution de bassin de répartition en béton armé de dimensions 9,00x5,00x2,70 m (voir devis détaillé) avec , fourniture et pose des pièces spéciales, joints et vanne et débit mètre .	Ens	1	1 200 000,00	1 200 000,00
10	Traversée d'oueds: Traversée d'oueds y compris enrobage en béton armé et protection en gabions à raison de 1,5 m3 par ml de conduite, de 10 m de longueur pour chaque traversée	U	8	50 000,00	400 000,00
S-TOTAL III					23 758 750,00

Chapitre V : ESTIMATION DE COUT

TOTAL HT = 216 511 636 ,83 DA

TVA (19 %) = 41 137 210,9977

TOTAL TTC = 257 648 847,8277

V.5.Conclusion :

Ce chapitre nous permet d'estimer le devis approximatif et avoir un montant total de réalisation de ce projet

Conclusion Générale

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE :

À travers cette étude, on a essayé d'apporter une contribution au projet d'alimentation en eau potable d'une partie de la commune de Haizer. Cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions :

On a commencé par une présentation des différentes caractéristiques de la région d'étude, on tenant compte de sa situation géographique, topographique, sa situation hydrographique ainsi que les ressources hydrique disponible pour alimenter la zone d'étude en eau potable.

Après l'estimation des besoins en eau de notre zone d'étude à long terme, on a constaté que la consommation journalière est de 7692.66 m³/j pour une population de 29886 habitants en 2050.

En ce qui concerne le dimensionnement des réservoirs, notre système d'alimentation est constitué d'un réservoir tête alimenté gravitairement à partir de la source Aghbalou, et servira gravitaire les réservoirs R1, R2, R3, R4 et R5 qui assurent la distribution aux agglomérations de la zone d'étude. Le réservoir tête sera d'une capacité de 1000 m³ et d'un diamètre de 17.84 m. Le réservoir R1 qui assure la distribution à l'agglomération du village Ighile Zougaghaneest d'une capacité estimée à 200 m³ et le réservoir R2 qui alimente l'agglomération du Guentour sera d'une capacité de 400 m³. le réservoir R3 qui alimente le village Tifticine a une capacité de 1000 m³. le réservoir R4 de Mizabel est d'une capacité de 300 m³. le dernier réservoir R5 implanté a El-Mahser sera d'un volume de 200 m³.

Par la suite, on a dimensionné les conduites d'adduction après une étude technico-économique. Ce projet est constitué par des conduites en PEHD (PN 16). Dans le but d'assurer un bon écoulement d'eau, on a utilisé des accessoires hydraulique tel queles vannes papillon, notamment dans l'adduction gravitaire afin de diminuer les hautes pressions.

Le reste de notre travail est consacré à l'estimation du cout total du projet.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'étude d'alimentation en eau potable d'une partie de la commune de Haizer, et permettre à tous ses habitants d'avoir un accès avec des quantités suffisantes et d'une manière continue à l'eau potable.

Bibliographiques

Bibliographiques

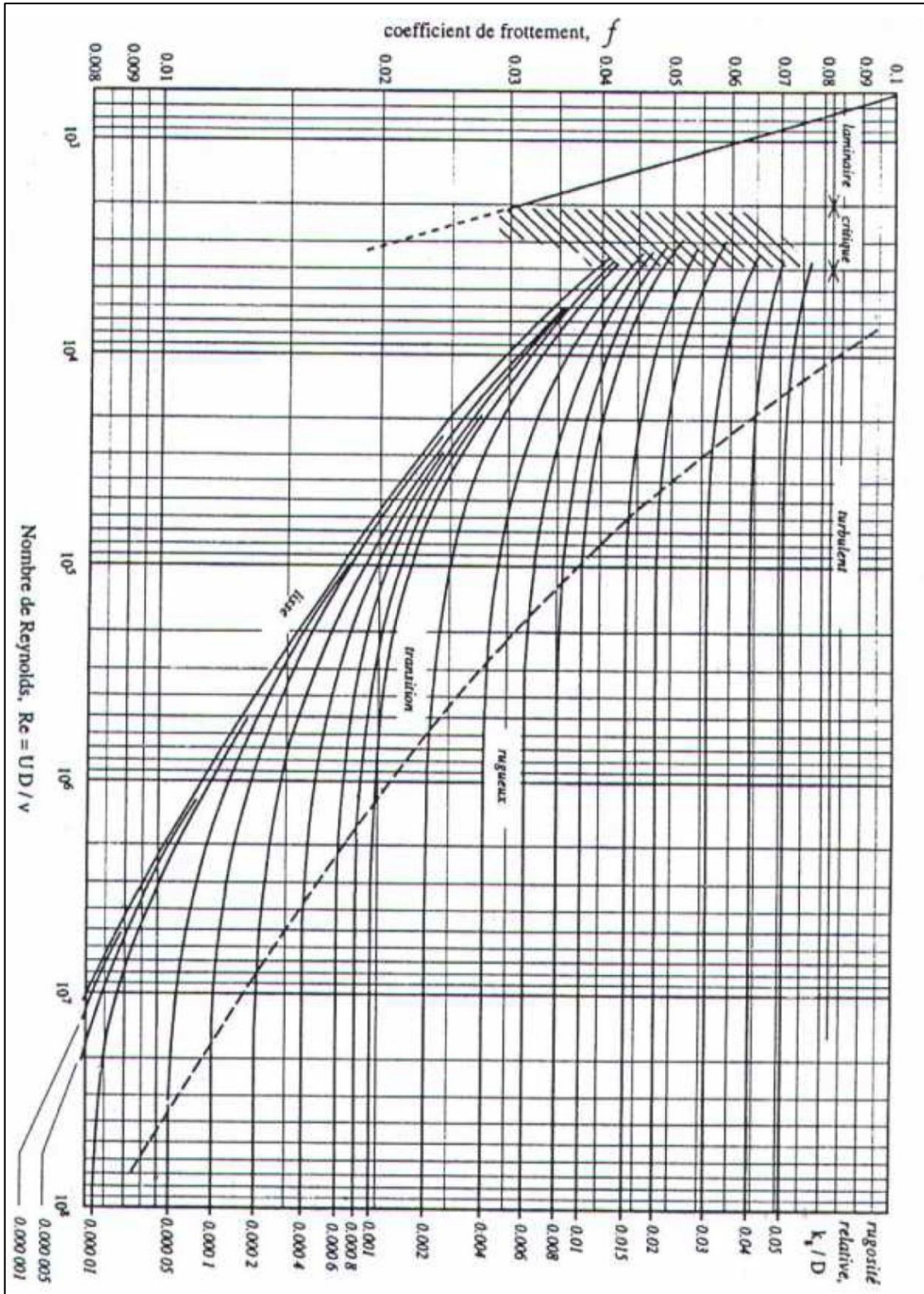
- [1] **DONNEES** : Service technique de l'A.P.C De Haizer Wilaya de Bouira.
- [2] **DONNEES** : Recueillies auprès de Bureau d'étude Hydraulique AMZAL AMIROUCHE.
- [3] **DUPONT, A.** : *Hydraulique urbaine : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux* :, Tome II, Edition Eyrolles, Paris, 465pages 1974.
- [4] **MOUSSA, M.** Alimentation en eau potable, Cours, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Tunisie, 123 pages, 2002
- [5] **CHOUIREF, N.** et **SLIMANI, N.** : *Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Haizer, Wilaya de Bouira* :, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 157 pages, Juin 2018.
- [6] **ABDAT, R.** et **BOUTEMEUR, L.** : *Etude d'alimentation en eau potable de la ville de Aomar, Wilaya de Bouira - adduction et distribution-* :, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 167 pages, Juin 2016.
- [7] **BOUSLIMI, M.** : *Alimentation en eau potable* :, Cours, Ecole Supérieure des Ingénieurs de l'Equipe Rural Medjez El Bab, Tunisie, 141 pages, 2004
- [8] **ATMANI, A.** et **ALIANE, M.** : *Alimentation en eau potable de la commune de Chemini, Wilaya de Bejaia* :, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 133 pages, Juillet 2019.
- [9] **BENSAID, K.** et **Al.** : *Dimensionnement d'un Réservoir en Béton armé* :, Mémoire de fin de cycle, école marocaine des sciences de l'ingénieur, Maroc, 70 pages, 2016.
- [10] **BELKACEMI, R.** : *Etude d'adduction en eau potable des communes : Mansoura, Ouled Sidi Brahim, Ben Daoud, Harraza et El'Mhir (W. Bordj Bou Arreridj) à partir de transfert de barrage Tilsedit (W.Bouira)* :, Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université Akli Mohand Oualhadj de Bouira, Algérie, 80 pages, Juin 2019.
- [11] **HADAD, S.** Technologie des conduites et accessoires, Cours 1^{ère} année master hydraulique urbaine, Université de Bejaïa, 2018.
- [12] **Armando Lencastre**, «Hydraulique générale», Edition Saint-Germain, 1991.
- [13] **BOUFAGHES, I.**, **KAHLAT.** , Etude de réseau d'AEP du village Tlata commune Tahir Wilaya de Jijel Mémoire fin d'étude Master 2, université Mohamed Sadik ben Yahia Jijel, 2019.
- [14] Guide de pose et d'utilisation des canalisations en Polyéthylène.

Annexes

Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation (k_{maxh})											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 - 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 - 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 - 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 - 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 - 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 - 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18 - 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 - 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 - 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 - 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 - 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

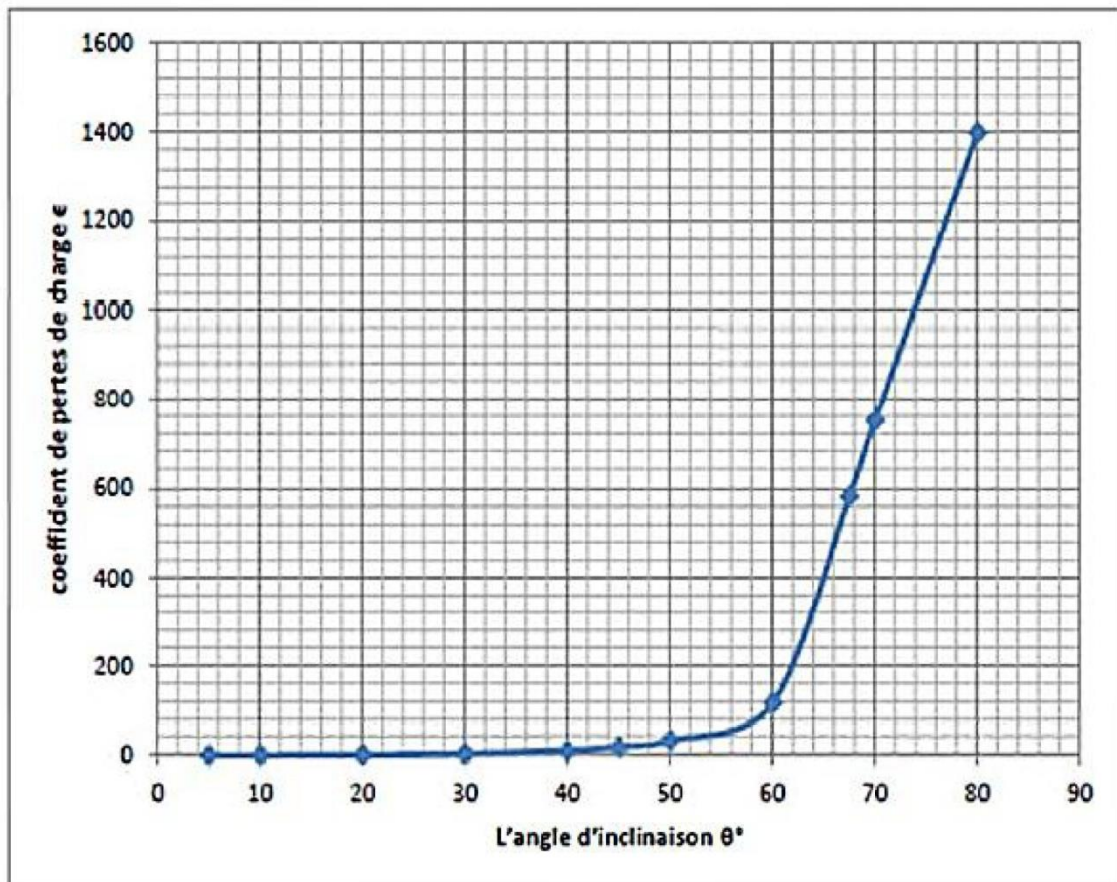
Annexe (2) : Abaque de Moody



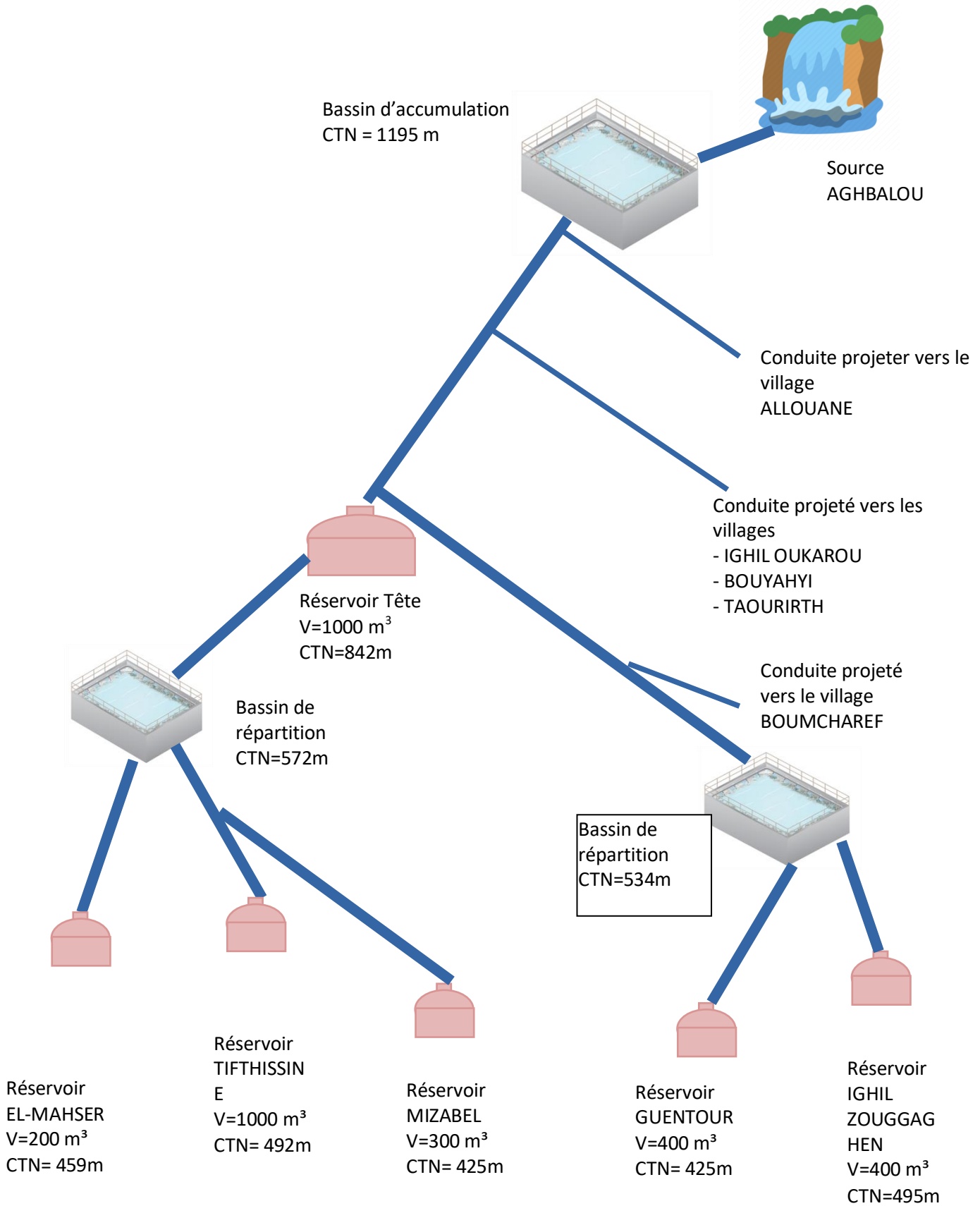
Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD (PN16)

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

Annexe (4) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ζ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture



Annexe (5) : Schéma explicatif de la chaîne d'adduction.



Résumé

Ce mémoire représente une étude technico-économique d'un projet d'alimentation en eau potable d'une partie de la commune de Haizer, willaya de Bouira à partir du la source Aghbalou. On a entamé cette étude par une collecte des informations sur le site du projet et l'estimation des besoins en eau actuels et futurs de la zone d'étude. Puis on a déterminé les volumes des ouvrages de stockage nécessaire et leurs emplacements afin de garantir une alimentation continue sans aucune perturbation. Par la suite on a déterminé les dimensions des conduites d'adduction qui transportent l'eau de la source Aghbalou jusqu'aux réservoirs des agglomérations, en prenant en considération les techniques et les moyens de protection des conduites.. Enfin on a terminé ce travail par l'estimation de cout total de projet

Mots clés: Alimentation en eau potable, réservoir, adduction, , cout total.

Abstract

This thesis represents a techno-economic study of a drinking water supply project for part of the municipality of Haizer, willaya de Bouira from the Aghbalou source. This study was started by collecting information on the project site and estimating current and future water needs in the study area. Then we determined the volumes of the necessary storage structures and their locations in order to guarantee a continuous supply without any disturbance. Subsequently we determined the dimensions of the supply conduits which transport water from the Aghbalou source to the reservoirs of the agglomerations, taking into consideration the techniques and means of protection of the conduits. Finally we finished this work. by estimating the total cost of the project.

Key words: Drinking water supply, reservoir, adduction, the total cost.

ملخص:

تمثل هذه المذكرة دراسة فنية واقتصادية لمشروع تزويد مياه الشرب لجزء من بلدية حيزر ، ولاية البويرة من مصدر أغبالو. بدأت هذه الدراسة بجمع المعلومات عن موقع المشروع وتقدير الاحتياجات المائية الحالية والمستقبلية في منطقة الدراسة. ثم حددنا أحجام هياكل التخزين اللازمة ومواقعها لضمان استمرار التوريد دون أي اضطراب. بعد ذلك حددنا أبعاد قنوات الإمداد التي تنقل المياه من منبع أغبالو إلى خزانات التجمعات مع مراعاة تقنيات ووسائل حماية القنوات ، وأخيرا انتهينا من هذا العمل بتقدير التكلفة الإجمالية للمشروع

الكلمات المفتاحية: إمداد مياه الشرب ، الخزان ، التقريب ، التكلفة الإجمالية