



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**Mr.DJEBAILI Reyyan**

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

Option : **Hydraulique urbaine**

### INTITULE :

**Etude du réseau de distribution de la zone SIDI AHMED IV  
commune de bejaia**

Soutenu le **04 /11 /2020** devant le jury composé de :

- Président : CHENAFI. A
- Promoteur: SAKHRAOUI. F
- Examinatrice : BENSLIMANE. M

# Remerciements

*Tout d'abord, nous remercions le bon dieu de nous avoir donné la force, la volonté et le courage pour terminer notre travail de fin d'étude.*

*Nous remercions en particulier :*

 **Mr SAKHRAOUI FOUAD** : *Notre encadreur qui par ses efforts de formateur, son soutien permanent, nous a encadré tout au long de cette étude. Merci pour votre présence continue, votre encadrement et votre gentillesse appréciée par tous.*

 *Les enseignants du département Hydraulique*

 *Tous les camarades de la promotion Master d'Ingénierie.*

 *Les membres du jury pour l'honneur qu'il nous en fait en acceptant de siéger à notre soutenance.*

 *Toutes les personnes qui ont de près ou de loin contribué à la réalisation de notre mémoire.*

*Enfin, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles qui nous ont toujours soutenues et à tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce mémoire.*

# SOMMAIRE

---

## *SOMMAIRE*

Introduction .....	12
<b><u>Chapitre 1 : Présentation de site</u></b>	
I.1 : Introduction.....	14
I.2.Présentation du site .....	14
I.2.1. Situation géographique .....	14
I.3.La climatologie.....	15
I.3.1 : Précipitation .....	15
I.3.2 : Température .....	15
I.4.La situation hydraulique et les ressources en eau.....	16
• Barrage de Tichy-Haf.....	16
A. Localisation du barrage.....	16
B. Caractéristiques générales du barrage.....	17
I.5.Conclusion.....	17
<b><u>Chapitre 2 : Estimation des besoins</u></b>	
II.1.Introduction .....	19
II.2.Estimation des besoins.....	21
II.2.1.Estimation de la population.....	21
II.2.2.Dotation .....	22
II.2.3.Evaluation des débits .....	22
II.2.3.1.Consommation moyenne journalière domestique .....	22
II.2.3.2.Consommation moyenne journalières pour les différents besoins.....	23
a. Besoins scolaires.....	23
b. Besoins sanitaires.....	23
c. Besoins socioculturels.....	23
d. Besoins commerciale.....	23
II.2.4. Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	24
II.2.5. Etude des variations des débits.....	24
II.2.5.1 Majoration de la consommation moyenne journalière	
II.2.6. Variation de la consommation journalière .....	24
II.2.6.1. Variation de consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ).....	24
II.2.6.2: Variation de consommation minimale journalière ( $Q_{min j}$ ).....	25
II.2.7. Variation de la consommation horaire.....	25
a. Le débit maximum horaire.....	25
b. . Le débit minimum horaire Détermination de la consommation minimale horaire....	26
II.2.8. Variation des débits horaires.....	27
II.3.Conclusion.....	28
<b><u>Chapitre3 : Réservoir</u></b>	
III.3.1.Introduction .....	30
III.3.2 Fonction du réservoir.....	30
III.3.3 Caractéristiques des réservoirs.....	30
III.3.4 Choix du type de réservoir.....	30
III.3.5 L'emplacement du réservoir.....	31

# SOMMAIRE

---

III.3.6. Classification des réservoirs.....	31
III.7. Equipements des réservoirs.....	31
III.7.1. Conduite d'adduction.....	31
III.7.2. Conduite de distribution.....	32
III.7.3. Conduite du trop-plein.....	33
III.7.4. Conduite de vidange.....	33
III.7.5. BY-PASS.....	34
III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	34
III.8. Entretien des réservoirs.....	36
III.9. Capacité de réservoir .....	36
III.9.1. Méthode analytique .....	36
III.9.2. Le volume total de réservoir.....	37
III.10. Dimensionnement du réservoir final .....	37
III.10.1 Détermination du diamètre du réservoir.....	39
III.10.2 : Détermination de la hauteur de l'incendie.....	39
III.11. Conclusion.....	40

## **Chapitre 4 : réseau de distribution**

VI.1. Introduction.....	42
VI .2. Classification des réseaux .....	42
VI .2.1 Réseau ramifiés .....	42
VI.2.2 Réseau maillé.....	43
VI.2.3. Réseau mixte.....	43
VI.2.4. Réseau étage.....	43
VI.3 Choix du type des conduites.....	43
VI.4. équipements du réseau de distribution.....	44
VI.4.1. Les canalisations.....	44
VI.4.2 Organes accessoires.....	44
VI.4.3 Les raccords.....	44
VI.5 Choix du réseau à adopter.....	44
VI.5.1 Schéma de notre réseau.....	45
VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	46
VI.6.1. Déterminateur le débit du réseau .....	46
a) Débit spécifique.....	46
b) Débit en route.....	46
c) Le débit en nœud.....	46
VI.6.2. Calcul des pressions de service du réseau.....	47
VI.7. Dimensionnement du réseau.....	47
VI.7. Matériel utilisé pour régulariser les pressions.....	69
VI.8. Modélisation du réseau.....	69
VI.9. Conclusion.....	72

## **Chapitre 5: le cout du projet**

V.1. Introduction.....	74
V.2. Les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable .....	74

## SOMMAIRE

---

V.2.1.Le décapage.....	75
V.2.2.Exécution des tranchées .....	75
V.2.3.Pose du lit de sable .....	75
V.2.4.Pose des conduites.....	75
V.2.5.Remblayage des tranchées .....	76
V.2.6.Construction des regards .....	76
V.2.7.Nivellement et compactage et la remise en état de la chaussée .....	76
V-2.Méthodes de calcul.....	76
V-2-1.Déblais d'excavation.....	76
a. Largeur de la tranchée.....	76
b. Profondeur de la tranchée.....	77
V-2-2.Lit de sable.....	77
V-2-3.Volume de la conduite.....	77
V-2-4.Remblais compacté.....	78
V-2-5.Construction des regards.....	78
V-3. Quantification de tous les éléments constituant le projet.....	82
V-4 : Conclusion.....	84
Conclusion générale .....	85

## Listes des symboles

**$\alpha_{max}$**  : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération.

**$\alpha_{min}$** : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération.

**$\beta_{max}$**  : Coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

**$\beta_{min}$**  : Coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

**B.P.A.T** : Béton précontraint ame tôle.

**$B_t$** : Largeur de la tranchée en (m).

**$C^\circ$**  : Degrés Celsius.

**$C_{pi}$**  : Cote piézométrique au point i (m).

**$C_{ri}$**  : Cote de terrain au pont (m).

**DA** : Dinars Algérien.

**DN** : Diamètre normalisé (m).

**D** : Diamètre de la conduite (m).

**$D_i$**  : Dotation journalière en (l/j.hab).

**$D_r$**  : Diamètre du réservoir(m).

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

**$D_n$** : Diamètre de la conduite (m).

**$e_s$** : Épaisseur de lit de pose en mètre.

**EPDM** : éthylène-propylène-diène monomère.

**F/T/P** : Fourniture, transport et pose.

**FD** : Fonte ductile.

**$h_{rem}$** : Hauteur du remblai au-dessus de la conduite(m).

**$h_t$**  : Profondeur de la tranchée(m).

**$h_t$** : Profondeur de la tranchée (m).

**HT** : Hors taxes.

**$H_{inc}$**  : La hauteur d'incendie(m).

**$H_r$**  : La hauteur du réservoir(m).

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

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

**$K_{min h}$**  : Coefficient d'irrégularité horaire minimale.

**$K_{min j}$**  : Coefficient d'irrégularité horaire minimale.

**$K.f$** : coefficient de foisonnement

**$L_{déb}$** : Longueur de la tranchée (m).

**$L_t$** : Longueur de la tranchée (m).

**$L_i$**  : Longueur du tronçon concerné (m).

**$l_t$** : Distance entre la conduite et le toit de talus(m).

**%** : Pourcentage.

**$\tau$**  : taux d'accroissement annuel de la population.

**$\Sigma L$** : Somme des longueurs (m).

**$\Sigma Q_r$**  : La somme des débits de route qui arrivent à ce nœud l/s.

**$N_i$**  : Nombre de consommateurs.

**$n$**  : Nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

**$P_n$**  : Population future prise à l'horizon quelconque (hab).

**$P_0$**  : Population de l'année de référence (hab).

**PEHD** : Polyéthylène haute densité.

**PN** : Pression nominale (bar)

**$P_{max}$**  : Résidu maximal dans le réservoir.

**$P_{si}$**  : Pression au sol au point  $i$ .

**$P\%$** : Résidu maximal dans le réservoir.

**$Q_{max h}$**  : Le débit maximum horaire ( $m^3 /h$ ).

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

**$Q_{min h}$**  : Le débit minimum horaire ( $m^3 /h$ ).

**$Q_{min j}$**  : Consommation minimale journalière ( $m^3 /j$ ).

**$Q_{moy. j}$**  : Consommation moyenne journalière en ( $m^3 /j$ ).

**$Q_n$**  : Débit au nœud considéré l/s.

**$Q_r$**  : Débit en route l/s.

**$Q_{sp}$**  : Débit spécifique l/s/ml.

**RN** : Route national.

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

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

**$S_{déb}$** : Surfaces de déblais de chaque coupe ( $m^2$ ).

**$S_r$**  : La surface du réservoir ( $m^2$ ).

**TTC** : Toute taxe comprise.

**TVA** : Taxe sur la valeur ajoutée

**V** : Vitesse d'écoulement.

**V<sub>inc</sub>**: Volume de réserve d'incendie ( $m^3$ ).

**V<sub>max</sub>**: Volume maximal du stockage pour la consommation ( $m^3$ ).

**V<sub>max</sub>**: Volume maximal du stockage pour la consommation ( $m^3$ ).

**V<sub>total</sub>**: Volume total du réservoir ( $m^3$ ).

**$V_c$** : Volume de la conduite ( $m^3$ ).

**$V_{déb}$** : Volume de déblais de chaque coupe ( $m^3$ ).

**$V_r$** : Volume du remblai ( $m^3$ ).

**$V_s$** : Volume du lit de sable ( $m^3$ ).

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure (I.1) :</b> Présentation géographique du secteur SIDI AHMED.....	15
<b>Figure I.2.</b> Représentation graphique des précipitations.....	16
<b>Figure I.3.</b> Courbe des températures max, moy, min.....	17
<b>Figure I.4:</b> Photo du barrage Tichy-Haf.....	19
<b>Figure II.1:</b> Représentation graphique de la consommation d'agglomération.....	28
<b>Figure II.2:</b> Courbe de la consommation cumulée.....	28
<b>Figure III.1 :</b> Adduction avec chute libre.....	32
<b>Figure III.2 :</b> Adduction avec conduite noyée.....	32
<b>Figure III.3 :</b> Schéma de la conduite de distribution.....	33
<b>Figure III.4 :</b> Conduite trop plain et vidange.....	34
<b>Figure III.5:</b> Conduite BY-PASS.....	34
<b>Figure III.6 :</b> Schéma de la réserve d'incendie.....	35
<b>Figure III.7 :</b> Equipement du réservoir .....	35
<b>Figure III.8 :</b> Diagramme de remplissage du réservoir.....	38
<b>Figure IV.1:</b> Réseau ramifié.....	42
<b>Figure IV.2:</b> Réseau maillé.....	43
<b>Figure IV.3:</b> Schéma de notre réseau de distribution.....	45
<b>Figure IV.4:</b> Le schéma du réseau de distribution après simulation.....	71
<b>Figure V.1 :</b> Organigramme représente les tâches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable.....	74
<b>Figure V.2 :</b> Composition complexe d'une tranchée.....	75

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1.</b> Réparation mensuelle des précipitations.....	16
<b>Tableau I.2.</b> Réparation mensuelle de la température.....	17
<b>Tableau II.1:</b> Evaluation de la population.....	22
<b>Tableau II.2:</b> Détermination des besoins domestique.....	22
<b>Tableau II.3:</b> Détermination des besoins scolaire.....	23
<b>Tableau II.4:</b> Détermination des besoins sanitaire.....	23
<b>Tableau II.5:</b> Détermination des besoins socioculturels.....	23
<b>Tableau II.6:</b> Détermination des besoins commerciale.....	23
<b>Tableau II.7:</b> Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	24
<b>Tableau II.8:</b> Débits moyens, maximums et minimums journaliers.....	25
<b>Tableau II.9:</b> Les valeurs de $\beta_{max}$ en fonction de nombre d'habitant.....	26
<b>Tableau II.10:</b> Tableau donnant le coefficient $K_{max h}$ en fonction du nombre d'habitants...26	26
<b>Tableau II.11:</b> Les valeurs de $\beta_{max}$ en fonction de nombre d'habitant.....	26
<b>Tableau II.12:</b> Tableau donnant le coefficient $K_{min h}$ en fonction du nombre d'habitants...27	27
<b>Tableau II.13:</b> Répartition de la consommation horaire.....	27
<b>Tableau III.1:</b> Répartition théorique des débits de distribution du réseau principal.....	38
<b>Tableau IV.1:</b> Tableau des raccords.....	44
<b>Tableau IV.2:</b> Les débits de route de chaque tronçons.....	47
<b>Tableau IV.3:</b> Détermination des diamètres et vitesses.....	53
<b>Tableau IV.4:</b> Débits aux nœuds, leurs altitudes et leurs pressions.....	58
<b>Tableau IV.5 :</b> Différents matériaux utilisé pour régulariser les pressions .....	69
<b>Tableau V.1 :</b> Le cout total du projet (DA/TTC).....	82

# INTRODUCTION GENERALE

L'eau source de la vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique du pays.

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique, celui-ci étant lié à toutes les branches de l'économie.

L'eau est un élément vital et le principal moyen de l'hygiène, cependant mal traitée où polluée, elle devient un dangereux agent de propagation épidémique. De multiples efforts sont consentis pour sa mobilisation et sa purification afin de la rendre disponible et sécurisante pour tous.

L'Algérie s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux depuis quelques années. En effet, le pays a fait des investissements énormes dans le cadre du dessalement de l'eau de mer. Il poursuit ses efforts dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire qui a pour but l'étude du réseau de distribution du secteur SIDI AHMED IV situé à Bejaia. Ce dernier portera sur la situation géographique, hydraulique et climatique de la zone considérée dans le premier chapitre. Le deuxième chapitre sera consacré à la détermination du débit maximal journalier nécessaire pour la détermination de la capacité et du volume totale du réservoir qui fera l'objet du troisième chapitre. Dans le quatrième chapitre, et à l'aide du logiciel EPANNET, nous détermineront les conduites et les accessoires du réseau.

Enfin, dans le dernier chapitre nous donneront une estimation globale approximative sur le Coût de notre projet.

# CHAPITRE 1 :

## Présentation du site

## I.1 Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'alimentation en eau potable d'une agglomération, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques fondamentales de la région et les facteurs qui influent la conception de ce projet.

## I.2 Présentation du site

### I.2.1 Situation géographique

La ville de Bejaia se trouve au bord de la Méditerranée, 231 km à l'est d'Alger, 109 km au nord de Sétif et 133 km à l'est de Tizi-Ouzou. Elle se situe dans la vallée de l'oued Soummam, sur le carrefour des routes nationales RN 9, RN 12 et RN 24.

La ville de Bejaia se situe à moins d'une heure de vol de la capitale Alger et dispose d'un aéroport international.

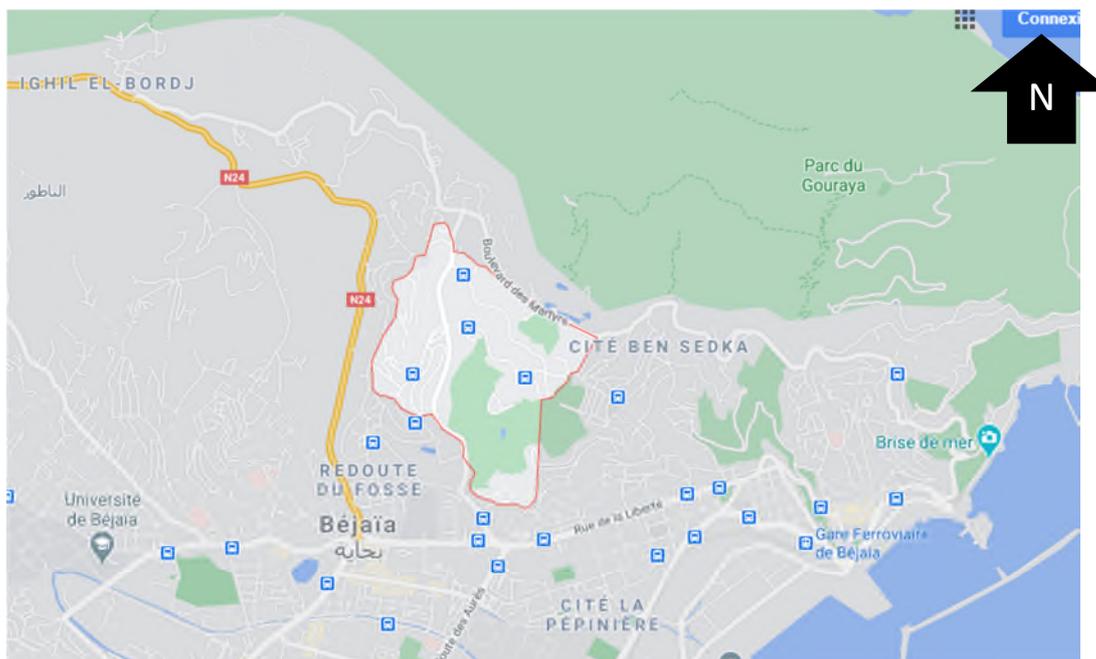
La ville de Bejaia est l'une des villes les plus anciennes de l'Algérie et de l'Afrique du Nord. Elle est limitée du point de vue administratif par :

- La Wilaya de Jijel à l'est.
- Les Wilaya de Bouira et de Tizi-Ouzou à l'ouest.
- Les Wilaya de Sétif et de Bordj Bou Arreridj au sud.

L'aire d'étude se situe dans la partie nord-ouest de la commune de Bejaia, elle s'étend sur une surface de 127.15 Ha.

Notre secteur qui est SIDI AHMED IV est délimité par :

- Le quartier d'Ighil el borj au Nord-Ouest.
- Parc Gouraya au Nord-est.



*Figure (I.1) : Présentation géographique du secteur Sidi Ahmed (Google maps) .*

### I.3 La climatologie

SIDI AHMED IV a les caractéristiques générales du climat méditerranéen. Ainsi, l'année se divise, généralement, en deux grandes saisons, un hiver doux et pluvieux et long été chaud, lourd, dégagé et sec. Ce climat est conditionné par sa situation géographique et la nature du relief dominant.

Les précipitations annuelles moyennes sont des plus élevées de l'Algérie (entre 600 à 800 mm) mais sont irrégulières.

Les températures moyennes varient entre 5 et 40 °C, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains.

Les températures minimales varient entre 3 et 12 °C au mois de Janvier, tandis que les températures maximales dépassent 35°C au mois d'Août. [1]

#### I.3.1 Précipitation

Les Précipitations de l'année 2019 qui concerne notre zone d'étude se résume dans le tableau I.1: [1]

*Tableau (I.1) : Répartition mensuelle des précipitations .*

	janv.	fév.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.	Année
Cumule précipitation	197,8	47,7	96,3	24,4	32,9	3,8	0,2	5,6	58	87,7	125,7	55,9	736
Max en 24h de précipitation	38 le21	20 le3	45 le20	12 le11	11 le25	3 le19	0,2 le31	3 le12	22 le11	23 le22	70 le11	52 le8	70 le11
Max en 5j de précipitation	98	37,2	95	16,2	15,8	3,8	0,2	3	39	53	87,7	54,6	98

(Source : [www.infoclimat.fr](http://www.infoclimat.fr))

#### I.3.2 Température

La variation mensuelle de la température de la région étudiée de l'année 2019 est représentés dans le tableau I.2 : [1]

*Tableau (I.2) : Répartition mensuelle de la température .*

	janv. 2019	Fév. 2019	Mars 2019	avr. 2019	Mai 2019	juin 2019	juil. 2019	Août 2019	sept. 2019	Oct. 2019	Nov. 2019	Déc. 2019	Année complète
Tempé. <b>Maxi</b> extrême	21,2 le 27	24,5 le 1	27,6 le 17	30,1 le 18	27,5 le 8	36,4 le 26	41,5 le 7	45,3 le 7	33,6 le 15	32,8 le 12	28,7 le 2	23,2 le 21	45,3 le 7 août
Tempé. <b>Maxi</b> moyennes	15,4	17,5	19,8	20,7	23,3	27,6	30,6	32,2	28,6	26,4	20,4	19,2	23,5

## PRESENTATION DU SITE

Tempé. Moy	11	12,5	14,6	16,1	18,3	22,8	25,9	27,5	24,3	21,1	15,6	14,4	18,7
Tempé. Mini Moyennes	6,6	7,2	9	11,4	13	18	21,2	22,8	20,1	15,9	10,9	9,7	13,8
Tempé. Mini extrême	4,1 le 11	4,5 le 16	4,9 le 2	7,4 le 12	8,6 le 21	12,3 le 1	18,6 le 2	18,1 le 15	15,7 le 30	13,1 le 10	5,9 le 20	6 le 11	4,1 le 11 janv.
Tempé. Maxi minimale	8,8 le 11	8 le 3	15,6 le 21	15 le 11	19,1 le 4	23,2 le 1	28,5 le 3	28,5 le 22	23,2 le 11	21,2 le 26	11,9 le 16	13,1 le 8	8 le 3 fév.
Tempé. Mini maximale	11 le 21	12 le 1	13,7 le 31	16,5 le 19	17,5 le 25	22 le 14	28 le 8	27,3 le 2	24,7 le 21	20 le 21	16,9 le 3	16,1 le 22	28 le 8 juil.

(Source : [www.infoclimat.fr](http://www.infoclimat.fr))

### I.4 La situation hydraulique et les ressources en eau

SIDI AHMED IV est alimentée à partir du barrage de Tichy-Haf localité AKBOU.

- **Barrage de Tichy-Haf**

- A. Localisation du barrage**

Le barrage de Tichy-Haf est un barrage poids-voûte algérien situé dans le village de Mahfouda commune de Bouhamza dans la wilaya de Béjaïa dans la région de Kabylie en Algérie.

Mis en service en 2009, le barrage de Tichy-Haf produit 47 millions de mètres cubes par an destinés à l'alimentation en eau potable du couloir Akbou -Béjaïa et 43 millions de mètres cubes par an pour l'irrigation. Il est composé essentiellement de quatre ouvrages, à savoir un barrage-voûte de 90 mètres de hauteur et d'une capacité de 80 millions de mètres cubes ; une station de traitement d'une capacité de 120 000 mètres cubes par jour ; une conduite d'eau traitée en B.P.A.T d'une longueur de 70 km et des réservoirs de stockage d'une capacité totale de 42 000 m<sup>3</sup>. [4]



*Figure(I.4) : Photo du barrage Tichy-Haf (Google maps).*

### **B. Caractéristiques générales du barrage**

- Type : barrage poids-voûte
- Volume : 80 millions de m<sup>3</sup>
- longueur: 2 Km
- superficie: 500 ha
- Hauteur(lit de rivière): 90 m

### **I.5.Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter notre secteur, connaître la situation géographique et le climat. Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un réseau de distribution afin de résoudre tous les problèmes de notre agglomération.

# CHAPITRE 2 :

## Estimation des besoins

## II.1 Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

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

## II.2 Estimation des besoins

### II.2.1 Estimation de la population

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit sur une période de 30 ans, qui est une moyenne en matière de durée de vie des canalisations.

D'après le rapport élaboré par CHIALI SERVICE dans le cadre des travaux de réhabilitation du réseau de la ville de Bejaia, nous avons une population à l'année 2019 de 13632 habitants.[4]

Pour l'horizon de 30 ans la population sera calculée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \dots\dots\dots(II.1)$$

[3]

Avec :

$P_n$  : population future prise à l'horizon quelconque (hab).

$P_0$  : population de l'année de référence (hab).

$\tau$  : taux d'accroissement annuel de la population. [Égal à 2.1% dans notre région]. [4]

$n$  : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

### II.2.2 Dotation

L'estimation des besoins en eau est délicate, car ceux-ci peuvent varier d'une région à l'autre, ou même au sein de la même agglomération en fonction du temps (heure de pointe, jour de pointes...) cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipement sanitaire, niveau de vie de la population...).

En effet, les spécialistes du domaine ont essayé d'évaluer la consommation journalière moyenne pour chaque type d'agglomération, c'est ce qu'on appelle aujourd'hui la dotation.[3]

Sidi Ahmed IV est une région rurale, pour une tel zone de plus de 6000 habitants, la norme de consommation est prise 150 l/j.hab.[4]

Nous aurons avec un taux d'accroissement de 2.1% (donné par l'entreprise CHIALI SERVICE) et avec un  $P_0$  de 13632 hab les résultats suivantes (Tableau II.1) :

## ESTIAMTION DES BESOINS

*Tableau (II.1) : Evolution de la population*

Zone	Population (2019)	Population (2020)	Taux d'accroissement (%)	Pour l'horizon de 30 ans (2050)
<b>Sidi Ahmed IV</b>	13632	13918	2.1	25963

### II.2.3 Evaluation des débits

#### II.2.3.1 Consommation moyenne journalière domestique

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{D_i * N_i}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{(II.2) [3]}$$

Avec :

Q<sub>moy.j</sub> : consommation moyenne journalière en (m<sup>3</sup>/j),

D<sub>i</sub> : Dotation journalière en (l/j.hab),

N<sub>i</sub> : Nombre de consommateurs.

Q<sub>moy.j</sub> actuel = 2087.7 m<sup>3</sup>/j.

Q<sub>moy.j</sub> future = 3894.45 m<sup>3</sup>/j.

*Tableau(II.2) : Détermination des besoins domestiques*

Zone	Populations actuel	Populations future	Dotation (l/j.hab)	Besoins actuel (m <sup>3</sup> /j)	Besoins future (m <sup>3</sup> /j)
Sidi Ahmed IV	13918	25963	150	2087.7	3894.45

#### II.2.3.2 Consommation moyenne journalières pour les différents besoins

##### a. Besoins scolaires

Les besoins scolaires pour le secteur Sidi Ahmed VI sont présentés dans le tableau II.3

*Tableau (II.3) : Détermination des besoins scolaire*

Sidi Ahmed IV	Primaire	Dotation (l/j/élève)	Nombre d'élèves [4]	Consommation moyenne Journalière [m <sup>3</sup> /j]
Chef de lieu	1	20	1100	22

## ESTIAMTION DES BESOINS

### b. Besoins sanitaires

Les besoins **sanitaires** pour le secteur Sidi Ahmed VI sont présentés dans le tableau II.4

*Tableau (II.4) : Détermination des besoins sanitaire [4]*

Localité	Equipements Unités	Unités	Dotation (l/j/lit)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
Sidi Ahmed IV	Centre d'esthétique	30	15	0.45	<b>4.03</b>
	2 Cabinet médicale	95	20	1.9	
	Centre de santé	210	8	1.68	

### c. Besoins socioculturels

Les besoins **socioculturels** pour le secteur Sidi Ahmed VI sont présentés dans le tableau II.5

*Tableau (II.5) : Détermination des besoins socioculturels [4]*

Localité	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
Sidi Ahmed IV	Mosquée 1	400	10	4	<b>6.8</b>
	Mosquée 2	280	10	2.8	

### d. Besoins commerciaux

Les besoins **commerciaux** pour le secteur Sidi Ahmed VI sont présentés dans le tableau II.6

*Tableau(II.6) : Détermination des besoins commerciaux [4]*

Localité	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)	Total
Sidi Ahmed IV	Salle des fêtes 1	250	8	2	<b>7.45</b>
	Salle des fêtes 2	320	8	2.56	
	Salle de fête 3	280	8	2.24	
	2 Pharmacie	130	5	0.65	

## II.2.4 Récapitulatif des différentes consommations journalières

*Tableau (II.7) :Récapitulatif des différentes consommations journalières*

Catégories des besoins	Sidi Ahmed IV
Besoins domestique (m <sup>3</sup> /j)	3894.45
Besoins scolaires (m <sup>3</sup> /j)	22
Besoins sanitaires (m <sup>3</sup> /j)	4.03

## ESTIAMTION DES BESOINS

Besoins socioculturels (m <sup>3</sup> /j)	6.8
Besoins commerciaux (m <sup>3</sup> /j)	7.45
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>3934.43</b>

La consommation moyenne journalière totale des localités des zones de notre étude, à l'horizon **2050**, s'élèvera à :

$$Q_{moy. j} = 3934.43 \text{ m}^3/\text{j} \text{ soit un débit de } \mathbf{45.53 \text{ l/s.}}$$

### II.2.5 Etude des variations des débits

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

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

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité. Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction et de distribution. [3]

- **Majoration de la consommation moyenne journalière**

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins total journaliers. Cela pour compenser les fuites qui sont dues essentiellement :

- à la consommation non quantifiée (illégal) ;
- aux fuites chez le consommateur (robinets) ;
- aux fuites dans le système de distribution qui sont fonction du type de tuyau, du vieillissement du réseau, la nature du terrain et la qualité d'entretien.

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule :

$$Q_{moy j maj} = K_f \times Q_{moy j} \dots\dots\dots(\mathbf{II.3}) [3]$$

Avec :

- $Q_{moy j maj}$ : Débit moyen majoré (m<sup>3</sup>/j);
- $K_f$ : Coefficient de majoration;
- $Q_{moy j}$ : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

**Tableau (II.8): Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future.**

Ville	Besoins actuels 2020 (m <sup>3</sup> /j)	Besoins actuels 2020 majorés (m <sup>3</sup> /j)	Besoins futurs 2050 (m <sup>3</sup> /j)	Besoins futurs 2050 majorés (m <sup>3</sup> /j)
Sidi Ahmed IV	2087.7	2505.24	3934.43	4721.31

A l'horizon 2050 la consommation moyenne journalière de la ville s'élèvera à **4721.31 m<sup>3</sup>/j** soit un débit de 54.64 l/s.

## II.2.6 Variation de la consommation journalière

### II.2.6.1. Variation de consommation maximale journalière (Q<sub>max.j</sub>)

En fonction des jours, des semaines et des mois, nous observons des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K<sub>maxj</sub> et K<sub>minj</sub>.

$$K_{maxj} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} [3]$$

K<sub>maxj</sub> : Coefficient d'irrégularité journalière maximale.

K<sub>minj</sub> : Coefficient d'irrégularité horaire minimale.

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} * Q_{moyj} \dots \dots \dots (II.4) [3]$$

K<sub>maxj</sub> : coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour : K<sub>maxj</sub> = 1,2.

### II.2.6.2 Variation de consommation minimale journalière (Q<sub>min j</sub>)

Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{minj} = K_{minj} * Q_{moyj} \dots \dots \dots (II.5) [3]$$

K<sub>minj</sub> : coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous- consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi :

K<sub>minj</sub> = 0,8

*Tableau (II.9) : Débits moyens, maximums et minimums journaliers*

Horizon	Sidi Ahmed IV	Q <sub>moy. J</sub>		K <sub>maxj</sub>	Q <sub>max.j</sub>		K <sub>min j</sub>	Q <sub>min.j</sub>	
		m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s
2049	Chef du lieu	4721.31	54.64	1.2	5665.5 7	65.57	0.8	3777.04	43.71

### II.2.7 Variation de la consommation horaire

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

#### a. Le débit maximum horaire

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{maxh} = K_{maxh} * (Q_{maxj}/24) \dots\dots\dots(II.6)[3]$$

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

$$K_{max h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

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

$\beta_{max}$  : Coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Le (Tableau II.10) donne les résultats suivants :

*Tableau (II.10) : Les valeurs de  $\beta_{max}$  en fonction de nombre d'habitant*

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
Bmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Le Tableau (II-11) donne les résultats suivants :

*Tableau (II-11): Tableau donnant le coefficient  $K_{max.h}$  en fonction du nombre d'habitants*

Cartier	Nombre d'habitant	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max h}$
Chef du lieu	16076	1.35	1.2	1.62

$$Q_{maxh} = K_{maxh} * (Q_{maxj} / 24)$$

Pour chef lieu :

$$Q_{max.h} = 1.62 \times (5665.57 / 24) = 382.42 \text{ m}^3/\text{h}$$

Soit :  $Q_{max.h} = 382.42 \text{ m}^3 / \text{h}$  ;  **$Q_{max h} = 106.22 \text{ l/s}$**

#### b. Le débit minimum horaire Détermination de la consommation minimale horaire :

$$Q_{min h} = K_{min h} * (Q_{max j}/24) \dots\dots\dots(II.7)$$

## ESTIAMTION DES BESOINS

Kmin h : coefficient d'irrégularité horaire minimale donné par la formule :

$$K \text{ min h} = \alpha \text{ min} * \beta \text{ min}$$

- $\alpha$  min: coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0.4 et 0.6 (nous prenons  $\alpha$  min =0.5) ;
- $\beta$  min : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans manuelle technique. Le (Tableau II.12) donne les résultats suivants :

*Tableau (II.12) : Les valeurs de  $\beta$ max en fonction de nombre d'habitant*

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000
$\beta$ min	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.7

Le (Tableau II.12) donne les résultats suivants :

*Tableau (II.13) : Tableau donnant le coefficient Kmin h en fonction du nombre d'habitants*

Sidi Ahmed IV	Nombre d'habitants	$\alpha$ min	$\beta$ min	K min h
Chef du lieu	16076	0.5	0.5	0.25

$$Q_{minh} = K_{minh} * (Q_{maxj} / 24)$$

$$Q \text{ min h} = 0.25 \times (5665.57 / 24) = 59.01 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Soit : } Q \text{ min h} = 59.01 \text{ m}^3/\text{h}, Q \text{ min h} = 16.39 \text{ l/s}$$

### II.2.8 Variation des débits horaires

Dans la présente étude, pour la détermination du débit maximum horaire, nous avons opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale suivant le tableau dans (Annexes I.1) [3].

Les résultats sont présentés dans le tableau II.14, figure II.1 et figure II.2

*Tableau (II.14) : Répartition de la consommation horaire*

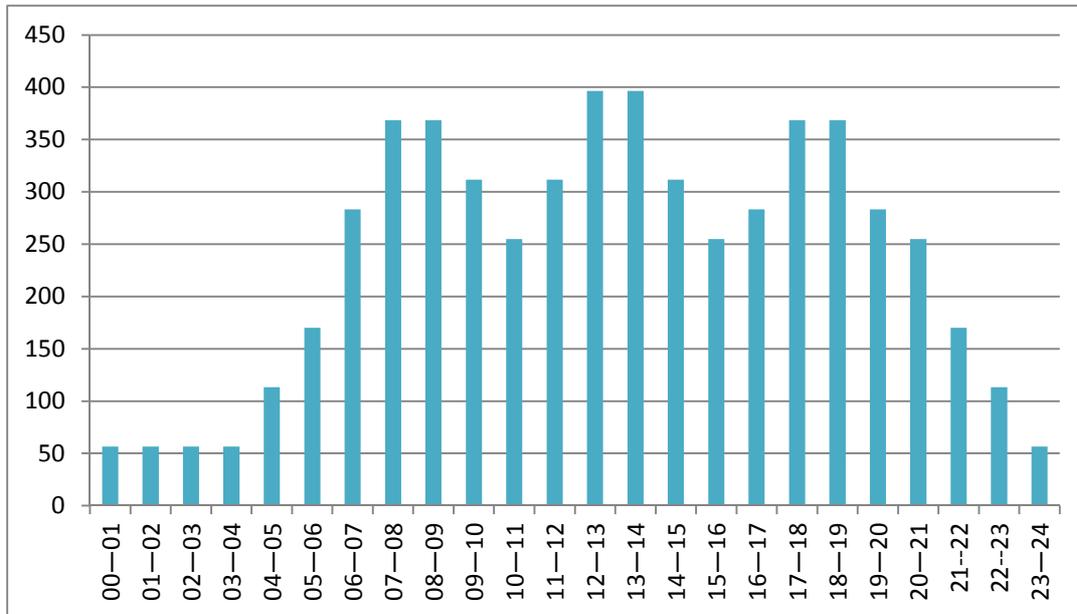
Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=5665.57^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	(m <sup>3</sup> /h)	%	(m <sup>3</sup> /h)
(h)				
00—01	1	56.65	1	56.65
01—02	1	56.65	2	133.3

## ESTIAMTION DES BESOINS

---

02—03	1	56.65	3	169.95
03—04	1	56.65	4	226.6
04—05	2	113.31	6	339.91
05—06	3	169.96	9	509.87
06—07	5	283.27	14	793.14
07—08	6.5	368.26	20.5	1161.4
08—09	6.5	368.26	27	1529.66
09—10	5.5	311.60	32.5	1841.26
10—11	4.5	254.95	37	2096.21
11—12	5.5	311.60	42.5	2407.81
12—13	7	396.58	49.5	2804.39
13—14	7	396.58	56.5	3200.97
14—15	05.5	311.60	62	3512.57
15—16	04.5	254.95	66.5	3767.52
16—17	5	283.27	71.5	4050.79
17—18	6.5	368.26	78	4419.05
18—19	6.5	368.26	84.5	4787.31
19—20	5	283.27	89.5	5070.58
20—21	4.5	254.95	94	5325.53
21--22	3	169.96	97	5495.49
22--23	2	113.31	99	5608.8
23—24	1	56.65	100	5665.45

Les repartions de la consommation horaire sont représentées dans le graphe suivant :



*Figure (II.1) : Représentation graphique de la consommation d'agglomération*

### II.3 Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectués, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit journalier de 5665.57 m<sup>3</sup>/j est celui qui sera consommé moyennement par le secteur Sidi Ahmed IV à l'horizon de 2050..

# CHAPITRE 3 :

## Réservoir

# Réservoir

---

## III.1 Introduction

Le réservoir est un ouvrage très important dans un système d'eau potable, c'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution ; ce dernier possède des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle de réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

## III.2 Fonction du réservoir

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples, ils interviennent notamment dans :

- La compensation des écarts entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres)
- Régulation de la pression.
- Lutte contre les incendies.
- Réduction des dépenses d'énergie. Par conséquent, ils doivent être :
  - ✓ Etanches.
  - ✓ Construits avec des matériaux qui ne soient pas susceptibles d'altérer l'eau.
  - ✓ Protégés contre toute contamination de l'eau.
  - ✓ Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température. [5]

## III.3 Caractéristiques des réservoirs

Le réservoir doit avoir une capacité suffisante afin de répondre au rôle qui lui est propre. Il doit présenter les caractéristiques suivantes :

- ❖ Etanchéité de la paroi intérieure pour éviter les fuites
- ❖ Résistance contre la pression de l'eau.
- ❖ Résistance pendant une très longue durée contre le contact de l'eau. [7]

## III.4 Choix du type de réservoir

Nous savons qu'il existe plusieurs types de réservoirs tel que :

- ✓ Réservoir enterrée
- ✓ Réservoir semi enterrée
- ✓ Réservoir surélevé appelle château d'eau

Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans l'avenir.

Dans notre cas, nous prenons un réservoir circulaire semi enterré.

# Réservoir

---

Le choix de type est basé sur les avantages suivants :

- ✓ L'étude architecturale est simplifiée
- ✓ Economie sur les frais de construction
- ✓ Etanchéité plus facile à réaliser
- ✓ La conservation de l'eau à une température constante [7]

## III.5 Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela, nous sommes amenés à tenir compte de certaines considérations techniques et économiques qui sont les suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire, le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir assurer une pression suffisante au moment de pointe. [7]

## III.6 Classification des réservoirs

D'après la nature du matériau de construction, on distingue :

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

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Ou d'une forme quelconque. [5]

## III.7 Equipements des réservoirs

Les réservoirs sont équipés des systèmes d'arrivée, de départ, de vidange et de trop plein, ainsi que d'un mécanisme de régulation de niveau d'eau dans la cuve. Ce mécanisme comporte un capteur servant pour la commande du fonctionnement des pompes qui l'alimentent en eau. Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet flotteur. [5]

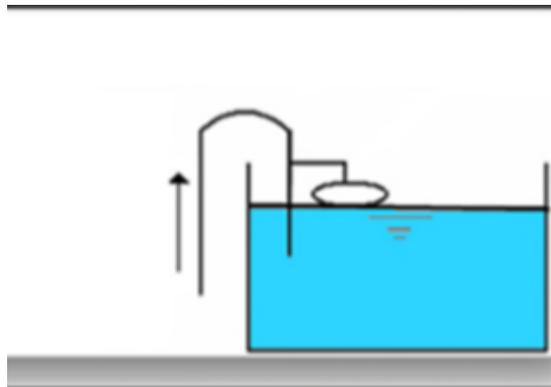
# Réservoir

## III.7.1 Conduite d'adduction

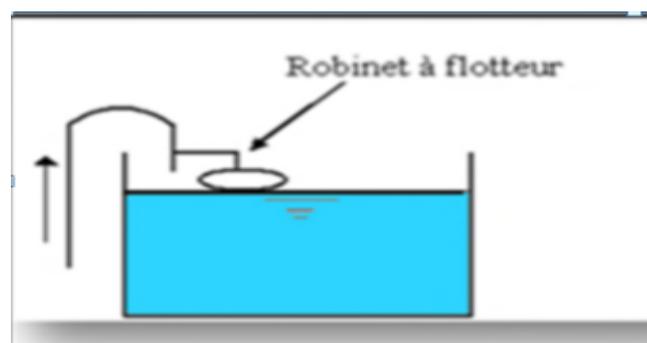
L'adduction s'effectue soit par sur verse, avec chute libre (figure III.1), soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité reste toujours noyée (figure III.2). La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer dès que l'eau atteint dans la cuve, le niveau maximum :

- L'obturation se réalise grâce à un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire,
- Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par sur verse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. [5]



*Figure(III.1) : Adduction avec chute libre*

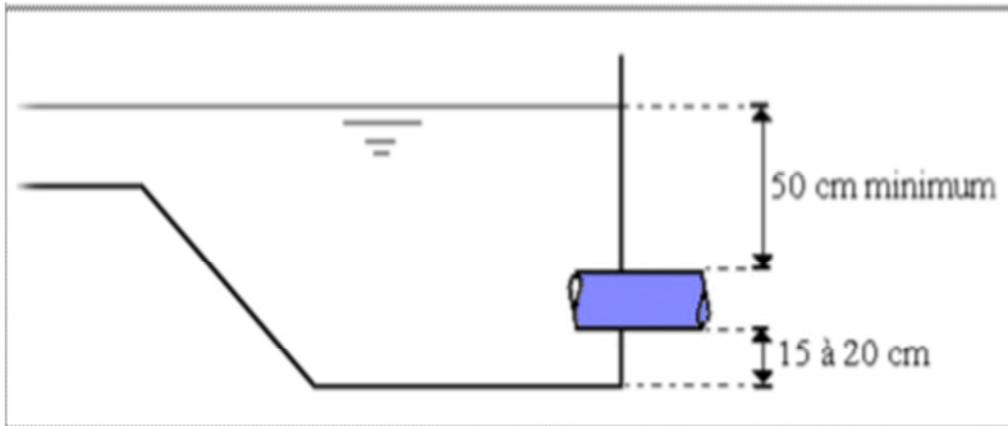


*Figure (III.2): Adduction avec conduite noyée*

# Réservoir

## III.7.2 Conduite de 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 l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve. Il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. La figure III.3 présente la conduite de distribution



*Figure(III.3): Schéma de la conduite de distribution*

Pour faciliter le passage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée. En cas de rupture de la conduite maitresse de distribution et dans l'hypothèse d'un réservoir de grande capacité, il faut avoir la possibilité d'isoler rapidement le réservoir pour éviter des inondations en ville. [5]

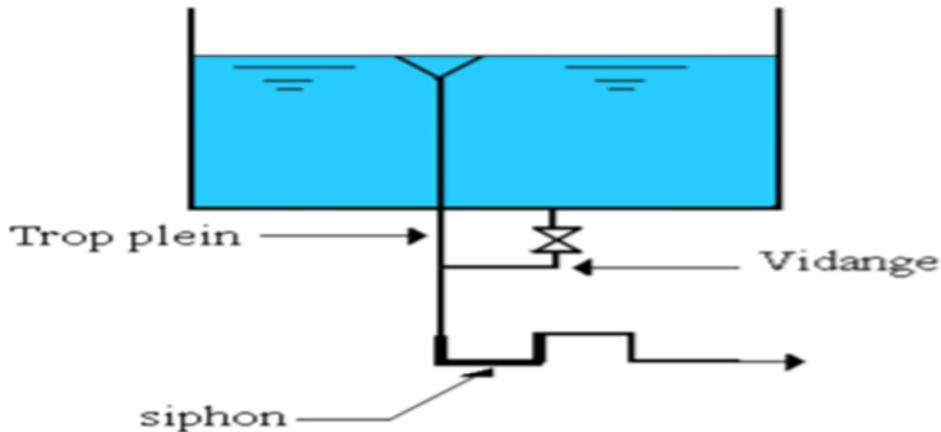
## III.7.3 Conduite du trop-plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale, ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes. Le trop plein débouchera à un exutoire voisin. (Figure III.4). [5]

## III.7.4 Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir. (Figure III.04). [5]

# Réservoir



Figure(III.4) : Conduite trop plain et vidange

## III.7.5 BY-PASS

En cas d'indisponibilité (nettoyage) ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution. Elle s'effectue selon le schéma de la figure (III.5) : en temps normal la vanne d'amenée (1) et la vanne de distribution (3) sont ouvertes et (2) fermée ; en by-pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2). [5]

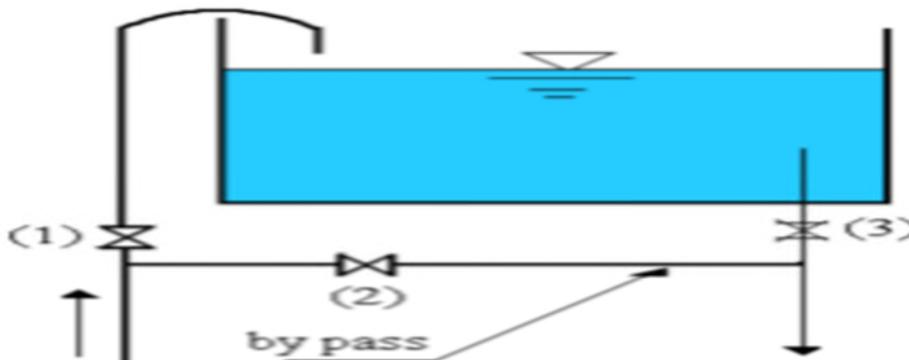


Figure (III.5): Conduite BY-PASS

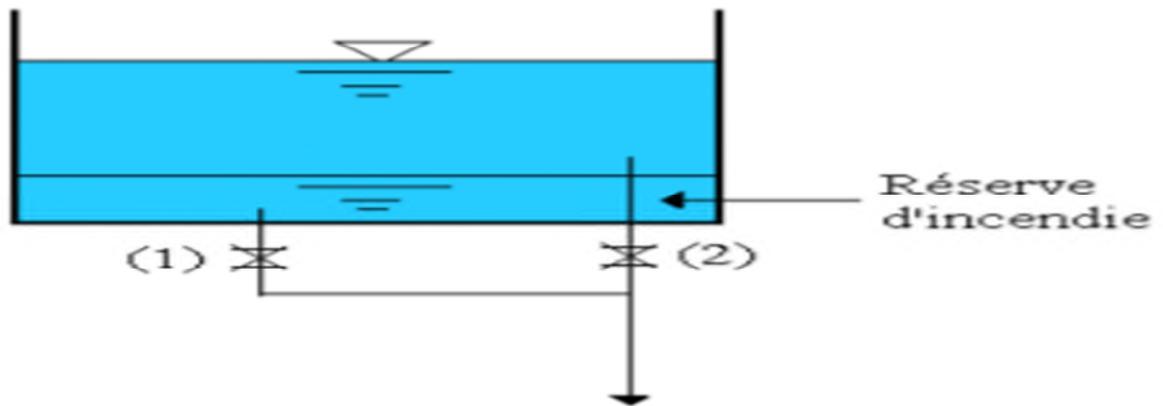
## III.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de disposition :

- Le système à deux prises

En temps normal : La vanne d'incendie (1) est fermée et la vanne de distribution (2) est ouverte. En cas d'incendie : (1) est ouverte. (Figure III .6)

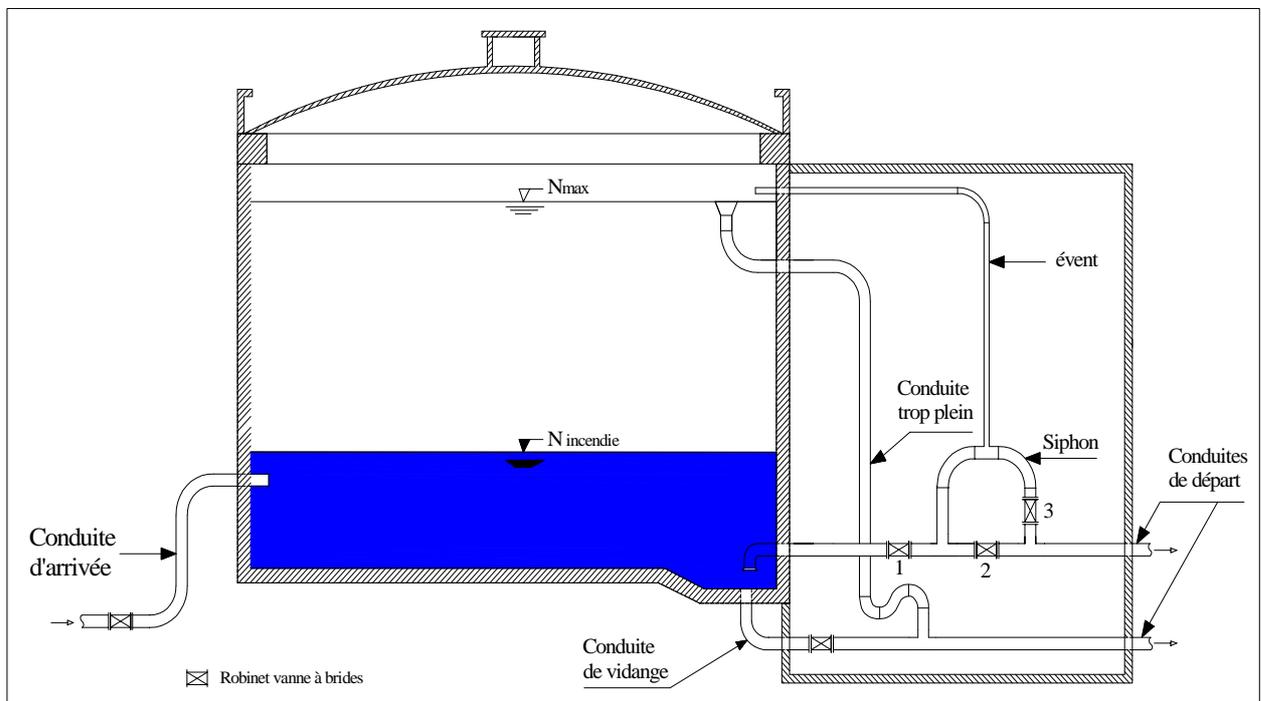
# Réservoir



*Figure(III.6): Schéma de la réserve d'incendie*

- **Le système à siphon**

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint : en service normal, (1) est ouvert et (2) fermé. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le siphon se désamorcerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2). (Figure III.7)[5] .



*Figure(III.7) : Equipement du réservoir*

# Réservoir

## III.8 Entretien des réservoirs

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne. Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- ❖ Isolement et vidange de la cuve.
- ❖ Elimination des dépôts sur les parois.
- ❖ Réparation éventuelles des parois.
- ❖ Désinfection à l'aide des produits chlorés. [6]

## III.9 Capacité de réservoir

La capacité de réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire, d'une part du mode d'adduction, et d'autre part, de la variabilité de la consommation journalière de réservoir de l'agglomération.

La répartition du débit d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation d'éventuelles pannes et l'entretien au niveau de la station de pompage, en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ, ou le prix d'énergie est élevé .

Le calcul de la capacité du réservoir peut se faire par la méthode analytique. [8]

### III.9.1 Méthode analytique

A Partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, nous calculerons le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage. Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante : [8]

$$V_{\max} = \frac{P\% \times Q_{\max.j}}{100} \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec :

- $V_{\max}$ : volume maximal du stockage pour la consommation ( $m^3$ ) ;
- $Q_{\max.j}$ : consommation maximal journalière ( $m^3/j$ ) ;
- P%: résidu maximal dans le réservoir.

#### • Détermination de la valeur de $P_{\max}$

La valeur de  $P_{\max}$  est déterminée comme suit :

- Nous avons déterminé précédemment les valeurs du coefficient de variation horaire  $K_{\max.h}$  pour la zone d'étude à desservir. La répartition de la consommation

# Réservoir

maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution de débit journalier.

- On repartit ensuite le débit de pompage le long de la journée (24 heures pour notre cas).
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée (Pmax) fera le pourcentage du volume stockage, Tel que :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}|$$

Ou :

R<sup>+</sup>max : Résidu maximum positif (%) ;

R<sup>-</sup>max : Résidu maximum négatif (%).

## III.9.2 Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m<sup>3</sup> (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de 60 m<sup>3</sup>/h). Le volume total est donc :

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{incendie}}$$

Avec :

V<sub>total</sub>: volume total du réservoir (m<sup>3</sup>) ;

V<sub>incendie</sub>: volume de réserve d'incendie (V<sub>incendie</sub>=120m<sup>3</sup>).

### ➤ Calcul du diamètre

H<sub>r</sub>=[3 :6] m → on prend H<sub>r</sub>=4m

$$V_r = S_r \times H_r = \frac{\pi \times D_r^2}{4} \times H_r \times D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times H_r}} \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

### ➤ Calcul de la hauteur d'incendie

Nous avons :

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3 \rightarrow H_{\text{inc}} = \frac{(4 \times V_{\text{inc}})}{(\pi \times D_r^2)} \dots \dots \dots \text{(III.3)}$$

### ➤ Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir)

$$H_d = H - H_{\text{inc}} [5] \dots \dots \dots \text{(III.4)}$$

## III.10 Dimensionnement du réservoir final

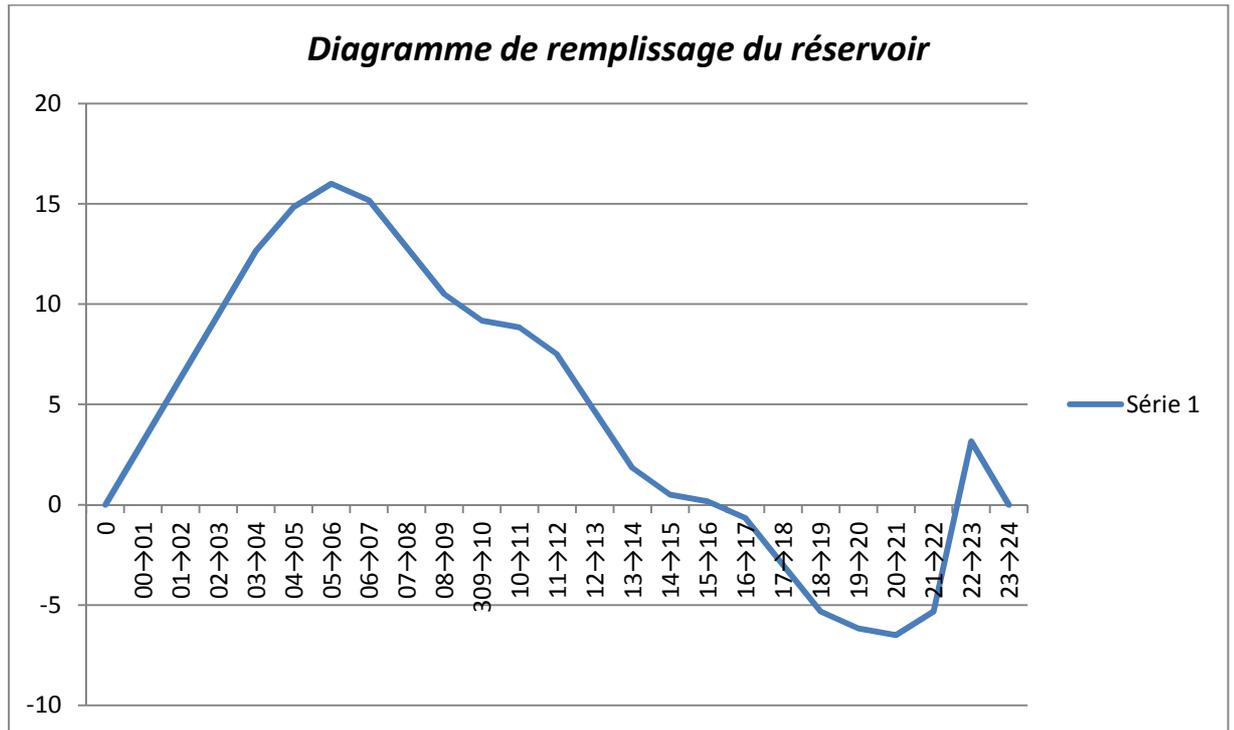
# Réservoir

Les résultats détaillés de dimensionnement sont calculés dans le tableau (Tableau III-1):

**Tableau (III-1) : Répartition théorique des débits de distribution du réseau principal**

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	(m3/j)	%	(m3/j)	%	%	%
00→01	4,167	216.66	1	51.40	3.167	-	3.167
01→02	4,167	216.66	1	51.40	3.167	-	6.334
02→03	4,167	216.66	1	51.40	3.167	-	9.501
03→04	4,167	216.66	1	51.40	3.167	-	12.668
04→05	4,167	216.66	2	102.81	2.167	-	14.835
05→06	4,167	216.66	3	154.22	1.167	-	<b>16.002</b>
06→07	4,167	216.66	5	257.04	-	-0.833	15.169
07→08	4,167	216.66	6.5	334.16	-	-2.333	12.836
08→09	4,167	216.66	6.5	334.16	-	-2.333	10.503
09→10	4,167	216.66	5.5	282.75	-	-1.333	9.17
10→11	4,167	216.66	4.5	231.34	-	-0.333	8.837
11→12	4,167	216.66	5.5	282.75	-	-1.333	7.504
12→13	4,167	216.66	07	359.86	-	-2.833	4.671
13→14	4,167	216.66	07	359.86	-	-2.833	1.838
14→15	4,167	216.66	05.5	282.75	-	-1.333	0.505
15→16	4,167	216.66	04.5	231.34	-	-0.333	0.172
16→17	4,167	216.66	05	257.04	-	-0.833	-0.661
17→18	4,167	216.66	6.5	334.16	-	-2.333	-2.994
18→19	4,167	216.66	6.5	334.16		-2.333	-5.327
19→20	4,167	216.66	5	257.04	-	-0.833	-6.16
20→21	4,167	216.66	4.5	231.34		-0.333	<b>-6.493</b>
21→22	4,167	216.66	03	154.22	1.167	-	-5.326
22→23	4,167	216.66	02	102.81	2.167	-	3.159
23→24	4,167	216.66	1	51.40	3.167	-	0.00
Totale	100	5200.00	100	5140.96	-	-	-

# Réservoir



Figure(III.8) : Diagramme de remplissage du réservoir

On aura donc :

$$P\% = |-6.493| + |16.002| = 22.495 \%$$

$$V_{\max} = P\% \times (Q_{\max.j}/100) \rightarrow 22.49 \times (5140.96/100) \rightarrow 1156.20 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{incendie}} \rightarrow 661.304 + 120 = 1276.20 \text{ m}^3$$

Nous avons la capacité du réservoir existant est de **300 m<sup>3</sup>**

**La capacité du réservoir a projeté est de 1000 m<sup>3</sup>.**

### III.10.1 Détermination du diamètre du réservoir

La capacité du réservoir de SIDI AHMED IV est de 1000 m<sup>3</sup>

$V_r = (\pi d^2/4) \times H_r$  : C'est la hauteur du réservoir = 4 m

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times h_r}} = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{3.14 \times 4}} = 17,84 \text{ m}$$

$D_r$  : diamètre du réservoir

Pour un diamètre normalisé on prend :

$$D_r = 18 \text{ m}$$

# Réservoir

---

## III.10.2 : Détermination de la hauteur de l'incendie :

$$V_{inc} = S * H_{inc} \quad H_{inc} = V_{inc}/S$$

$$H_{inc} = \sqrt[4]{V_{inc} / (\pi * D r^2)} \quad H_{inc} = 0.47 \text{ m}$$

Les équipements des réservoirs sont :

- La cuve et la tour seront exécutées en béton armé
- La cuve doit être visitable et vétillée
- La ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte a sa partie supérieure des orifices à l'air libre obtures par des grillages
- La chambre des vannes se situe au pied de la tour ou se trouve ruinées les vannes
- L'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

## III.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu déterminer le manque existant concernant la capacité de stockage nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de SIDI AHMED IV, ce qui nous a amené à l'implantation d'un nouveau réservoir qui sera jumelé à l'ancien.

Cette partie de l'étude nous a permis de déterminer les dimensions de l'ouvrage de stockage (Réservoir), nous avons opté pour un réservoir final de forme Circulaire de volume  $V = 1000 \text{ m}^3$  et d'un diamètre  $D = 18 \text{ m}$ .

# CHAPITRE 4 :

## Distribution

# Réseau de distribution

---

## IV.1 Introduction

La distribution de l'eau à partir du réservoir sera assurée par un réseau de canalisation sur lequel des branchements sont piqués en vue de l'alimentation en eau des abonnés.

Une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation pour pouvoir assurer le débit maximal avec des pressions suffisantes pour atteindre les points les plus défavorables.

## IV.2 Classification des réseaux

On distingue plusieurs types de réseau de distribution

- Réseaux ramifiés.
- Réseaux maillés.
- Réseaux étagés.
- Réseau mixte. [9]

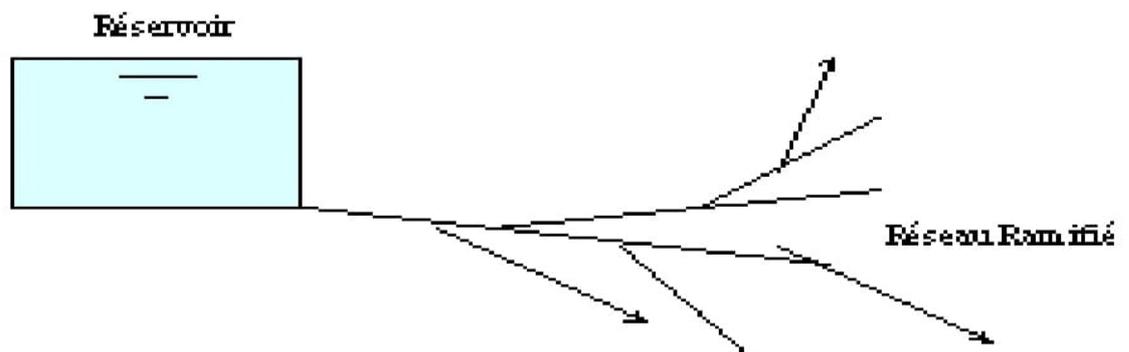
### IV.2.1 Réseau ramifiés

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout le long de la conduite principale :

C'est un réseau arborescent. Il est caractérisé par une alimentation à sens unique.

Ce réseau présente l'avantage d'être économique à cause du linéaire réduit des canalisations posées, mais il manque de souplesse et de sécurité.

Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale, Les usagers avals se trouveront privés d'eau. Figure (VI.1).[9]



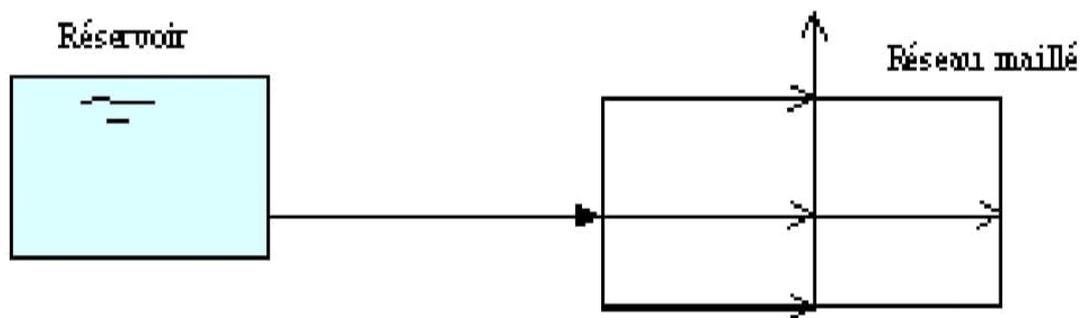
*Figure (IV.1).Réseau ramifié*

# Réseau de distribution

## IV.2.2 réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son trace. Contrairement aux réseaux ramifiés.

Le Réseau maillé assure une distribution de retour. Il est utilisé généralement dans les zones urbaines. Figure (IV.2).[9]



*Figure(IV.2) Réseau maillé*

## IV.2.3 Réseau mixte

Ce sont des réseaux constitués d'une partie ramifiée et d'une autre maillé, il est utilisé pour des agglomérations présentant des endroits plats et d'autres accidentés. [9]

## IV.2.4 Réseau étage

Lorsqu'une agglomération présente des différences de niveaux importantes ce qui fait que la distribution de l'eau par un seul réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (Normes de pressions ne sont pas respectées).

Ce qui nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier pour régulariser les pressions. [9]

## IV.3 Choix du type des conduites

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD, pour les avantages dont elles disposent :

- Facilité de pose.
- Longue durée de vie.
- Rugosité très faible.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité
- Résiste à l'entartage et à la corrosion interne et externe.
- Bonne résistance aux hautes températures.[9]

# Réseau de distribution

## IV.4 Equipements du réseau de distribution

### IV.4.1. les canalisations :

Les réseaux de distribution sont constitués de :

- Conduites principales.
- Conduites secondaire.[9]

### IV.4.2 Organes accessoires

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement qui sont les suivants :

#### A. Robinets

Ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation en vue de leurs Réparations en cas de panne

#### B. Ventouses

Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite.

#### C. Robinets de vidange

Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange

#### D. Clapets

Ils empêchent le retour de l'eau au sens inverse de l'écoulement prévu

#### E. Poteaux d'incendie

Ils sont placés dans les bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.[9]

### IV.4.3 les raccords :

Le tableau ci-dessous indique le fonctionnement de chaque raccord.

*Tableau (IV.1) : Tableau des raccords*

Nom du raccord	Fonction
Coudes	Changement de direction
Cône de réduction	Diminution de diamètre
Manchon	Assemblage en ligne de 02 éléments cylindrique
Té	Raccordement à l'équerre d'une conduite à une autre
Boue d'extrémité ou bride d'extrémité	Permet à l'extrémité d'une conduite de changer de type d'assemblage

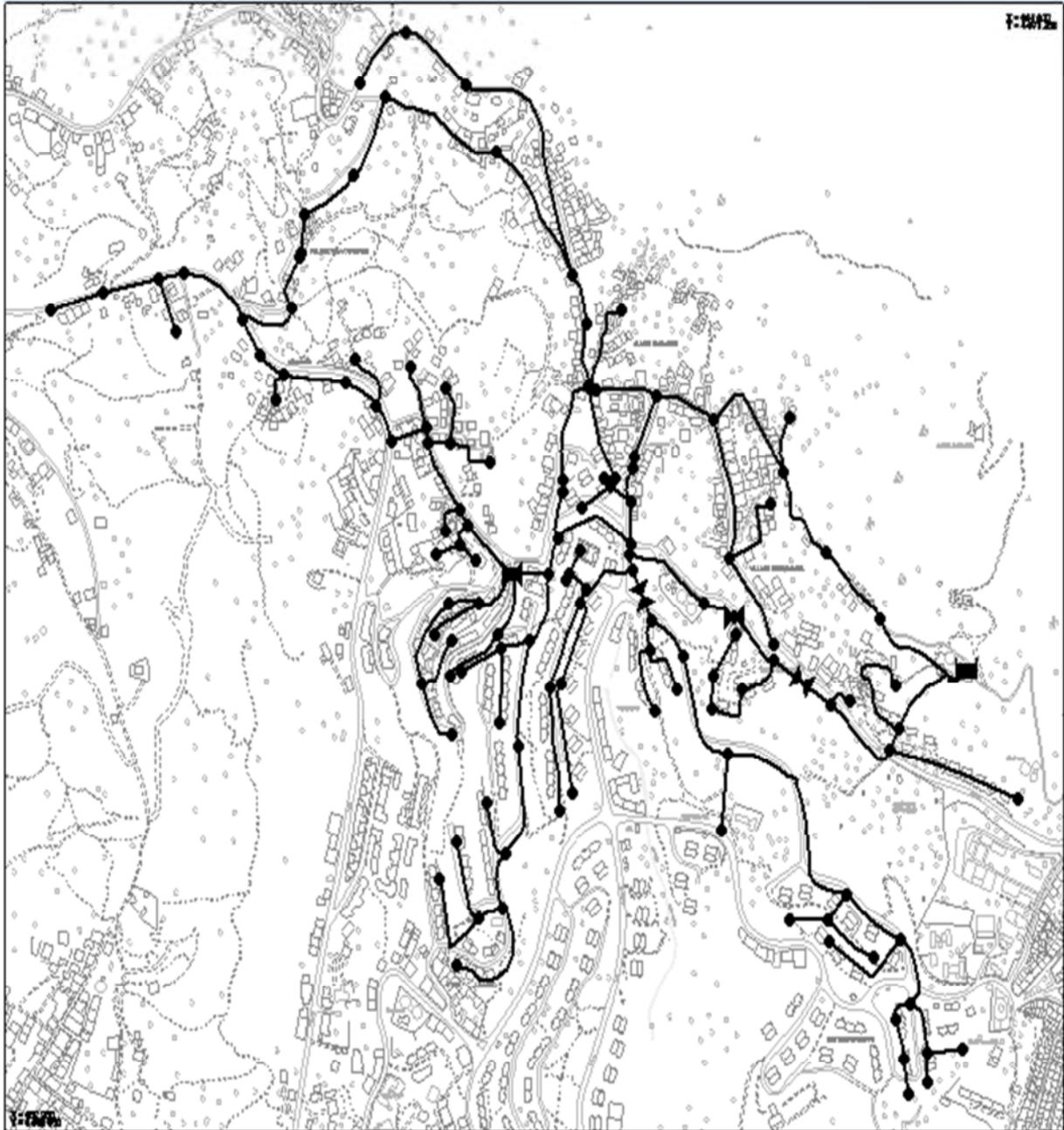
# Réseau de distribution

## IV.5 Choix du réseau à adopter

Etant donné qu'IGHIL EL BORDJ représente une agglomération rurale avec un relief accidenté, nous optons pour un réseau mixte

### IV.5.1 Schéma de notre réseau

Le schéma du réseau est représenté dans la figure suivante :



*Figure (IV.3) : Schéma de notre réseau de distribution*

# Réseau de distribution

## IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Déterminer le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds. [9]

### IV.6.1. Déterminer le débit du réseau :

#### a. Débit spécifique

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/m<sup>2</sup>. Ce débit se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\Sigma L} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

- Q<sub>max.h</sub> : Débit maximum horaire (l/s).
- Σ L: somme des longueurs (m).

#### b. Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

- Q<sub>r</sub> : Débit en route l/s.
- Q<sub>sp</sub> : Débit spécifique l/s/ml.
- L<sub>i</sub> : Longueur du tronçon concerné (m).

#### c. Débit en nœud

Le débit de chaque nœud est donné par la formule suivante :

$$Q_n = \frac{\Sigma Q_r}{2} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

- Q<sub>n</sub> : débit au nœud considéré l/s.
- ΣQ<sub>r</sub> : la somme des débits de route qui arrivent à ce nœud l/s.

# Réseau de distribution

## IV.6.2. Calcul des pressions de service du réseau

Il faut que le réseau assure une pression minimale en tous points de la surface à alimenter, en pratique la fourchette de pressions à assurer est entre 10 à 60 m de colonnes d'eau, soit 1 à 6 bar.

$$P_{si} = C_{pi} - C_{ri} \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

- $P_{si}$  : Pression au sol au point  $i$  (m).
- $C_{pi}$  : Cote piézométrique au point  $i$  (m).
- $C_{ri}$  : Cote de terrain au point  $i$  (m).

## IV.7 Dimensionnement du réseau

$$Q_{max.h} = 110.16 \text{ l/s}$$

$$\sum L = 12099,61 \text{ m}$$

D'après la relation (IV.1) on détermine le débit spécifique.

$$Q_{sp} = 0.0091 \text{ l/s}$$

D'après la relation (IV.2) on détermine le débit de route pour chaque tronçon.

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.2) ci-dessous.

*Tableau (IV.2) : Les débits de route de chaque tronçon*

N de conduite	Longueur (m)	Qp (l/s)	Qr (l/s)
Pipe T1	175,34	0,0091	1,595594
Pipe T2	135,41	0,0091	1,232231
Pipe T3	150,45	0,0091	1,369095
Pipe T4	79,46	0,0091	0,723086
Pipe T42	56,99	0,0091	0,518609
Pipe T41	17,01	0,0091	0,154791
Pipe T105	44,09	0,0091	0,401219
Pipe T106	105,75	0,0091	0,962325
Pipe T107	92,43	0,0091	0,841113
Pipe T110	108,37	0,0091	0,986167
Pipe T111	340,36	0,0091	3,097276
Pipe T112	49,09	0,0091	0,446719
Pipe T113	67,35	0,0091	0,612885
Pipe T114	95,2	0,0091	0,86632
Pipe T115	116,4	0,0091	1,05924
Pipe T116	161,66	0,0091	1,471106

## Réseau de distribution

Pipe T117	107,5	0,0091	0,97825
Pipe T121	79,33	0,0091	0,721903
Pipe T122	61,39	0,0091	0,558649
Pipe T123	42,86	0,0091	0,390026
Pipe T118	43,2	0,0091	0,39312
Pipe T119	58,3	0,0091	0,53053
Pipe T96	38,09	0,0091	0,346619
Pipe T98	10,23	0,0091	0,093093
Pipe T97	35,67	0,0091	0,324597
Pipe T99	20,86	0,0091	0,189826
Pipe T100	130,52	0,0091	1,187732
Pipe T101	176,41	0,0091	1,605331
Pipe T102	127,45	0,0091	1,159795
Pipe T103	155,98	0,0091	1,419418
Pipe T58	56,39	0,0091	0,513149
Pipe T65	136,14	0,0091	1,238874
Pipe T67	97,39	0,0091	0,886249
Pipe T59	96,98	0,0091	0,882518
Pipe T60	103,66	0,0091	0,943306
Pipe T46	105,85	0,0091	0,963235
Pipe T47	52,09	0,0091	0,474019
Pipe T49	75,53	0,0091	0,687323
Pipe T48	105,1	0,0091	0,95641
Pipe T50	149,25	0,0091	1,358175
Pipe T51	165,3	0,0091	1,50423
Pipe T52	85,24	0,0091	0,775684
Pipe T53	84,9	0,0091	0,77259
Pipe T54	44,73	0,0091	0,407043
Pipe T55	121,32	0,0091	1,104012
Pipe T56	163,87	0,0091	1,491217
Pipe T57	193,44	0,0091	1,760304
Pipe T61	8,39	0,0091	0,076349
Pipe T86	57,88	0,0091	0,526708
Pipe T64	53,11	0,0091	0,483301
Pipe T62	78,66	0,0091	0,715806
Pipe T63	89,45	0,0091	0,813995
Pipe T5	178,58	0,0091	1,625078

## Réseau de distribution

---

Pipe T9	98,17	0,0091	0,893347
Pipe T11	127,91	0,0091	1,163981
Pipe T45	55,72	0,0091	0,507052
Pipe T44	68,35	0,0091	0,621985
Pipe T104	93,94	0,0091	0,854854
Pipe T94	17,57	0,0091	0,159887
Pipe T95	96,06	0,0091	0,874146
Pipe T36	148,21	0,0091	1,348711
Pipe T6	180,48	0,0091	1,642368
Pipe T7	101,8	0,0091	0,92638
Pipe T78	88,65	0,0091	0,806715
Pipe T18	74,17	0,0091	0,674947
Pipe T23	212,76	0,0091	1,936116
Pipe T22	206,45	0,0091	1,878695
Pipe T24	103,91	0,0091	0,945581
Pipe T25	101,06	0,0091	0,919646
Pipe T26	55,02	0,0091	0,500682
Pipe T87	123,16	0,0091	1,120756
Pipe T20	113	0,0091	1,0283
Pipe T93	84,52	0,0091	0,769132
Pipe T91	100,08	0,0091	0,910728
Pipe T8	144,42	0,0091	1,314222
Pipe T35	56,44	0,0091	0,513604
Pipe T34	94,98	0,0091	0,864318
Pipe T37	18,17	0,0091	0,165347
Pipe T38	61,22	0,0091	0,557102
Pipe T40	40,07	0,0091	0,364637
Pipe T39	45,37	0,0091	0,412867
Pipe T10	85,44	0,0091	0,777504
Pipe T13	123,59	0,0091	1,124669
Pipe T12	6,7	0,0091	0,06097
Pipe T14	137,11	0,0091	1,247701
Pipe T15	10,8	0,0091	0,09828
Pipe T17	93,66	0,0091	0,852306
Pipe T16	128,79	0,0091	1,171989
Pipe T21	124,54	0,0091	1,133314

## Réseau de distribution

---

Pipe T19	338,21	0,0091	3,077711
Pipe T28	233,09	0,0091	2,121119
Pipe T108	76,46	0,0091	0,695786
Pipe T109	171,8	0,0091	1,56338
Pipe T30	74,15	0,0091	0,674765
Pipe T33	68,25	0,0091	0,621075
Pipe T32	47,81	0,0091	0,435071
Pipe T31	88,7	0,0091	0,80717
Pipe T43	143,81	0,0091	1,308671
Pipe T66	87,16	0,0091	0,793156
Pipe T68	105,98	0,0091	0,964418
Pipe T72	22,15	0,0091	0,201565
Pipe T74	109,5	0,0091	0,99645
Pipe T75a	21,37	0,0091	0,194467
Pipe T76	82,61	0,0091	0,751751
Pipe T75	38,97	0,0091	0,354627
Pipe T77	91,84	0,0091	0,835744
Pipe T69	37,15	0,0091	0,338065
Pipe T71	42,82	0,0091	0,389662
Pipe T70	36,24	0,0091	0,329784
Pipe T73	49,72	0,0091	0,452452
Pipe T79	62,27	0,0091	0,566657
Pipe T92	102,07	0,0091	0,928837
Pipe T80	55,32	0,0091	0,503412
Pipe T82	64,68	0,0091	0,588588
Pipe T83	109,82	0,0091	0,999362
Pipe T85	49,47	0,0091	0,450177
Pipe T89	68	0,0091	0,6188
Pipe T90	93,54	0,0091	0,851214
Pipe T88	41,21	0,0091	0,375011
Pipe T81	88,36	0,0091	0,804076
Pipe T84	60	0,0091	0,546
Pipe T120	50,3	0,0091	0,45773
Pipe 6	117,79	0,0091	1,071889
Pipe 7	142,87	0,0091	1,300117
Pipe 11	146,95	0,0091	1,337245

## Réseau de distribution

Pipe 12	33,32	0,0091	0,303212
Pipe 13	193,22	0,0091	1,758302
Pipe 14	43,94	0,0091	0,399854

A l'aide du logiciel EPANET, nous obtenons les diamètres des tronçons de notre réseau de distribution et cela pour une vitesse comprise entre 0,5 m/s et 1 m/s.

Les valeurs du diamètre et vitesses de chaque conduite du réseau de distribution de SIDI AHMED IV sont données dans le tableau (VI.3) ci-dessous :

*Tableau (IV.3) : Détermination des diamètres et vitesses*

N de conduite	Diamètre <i>intérieure</i>	Vitesse (m/s)	Etat
Pipe T1	<b>352.6</b>	0.78	Open
Pipe T2	<b>352.6</b>	0.74	Open
Pipe T3	<b>352.6</b>	0.71	Open
Pipe T4	<b>44</b>	0.62	Open
Pipe T42	<b>35.2</b>	0.78	Open
Pipe T41	<b>19</b>	0.81	Open
Pipe T105	<b>100</b>	0.69	Open
Pipe T106	<b>55.4</b>	0.54	Open
Pipe T107	<b>44</b>	0.74	Open
Pipe T110	<b>55.4</b>	0.53	Open
Pipe T111	<b>250</b>	0.55	Open
Pipe T112	<b>96.8</b>	0.64	Open
Pipe T113	<b>44</b>	0.56	Open
Pipe T114	<b>44</b>	0.79	Open
Pipe T115	<b>200</b>	0.52	Open
Pipe T116	<b>66</b>	0.59	Open
Pipe T117	<b>150</b>	0.55	Open
Pipe T121	<b>79.2</b>	0.71	Open
Pipe T122	<b>44</b>	0.49	Open
Pipe T123	<b>35.2</b>	0.55	Open
Pipe T118	<b>79.2</b>	0.71	Open
Pipe T119	<b>79.2</b>	0.51	Open
Pipe T96	<b>55.4</b>	0.70	Open

## Réseau de distribution

Pipe T98	<b>19</b>	0.79	Open
Pipe T97	<b>28</b>	0.73	Open
Pipe T99	<b>150</b>	0.85	Open
Pipe T100	<b>100</b>	0.76	Open
Pipe T101	<b>66</b>	0.64	Open
Pipe T102	<b>100</b>	0.70	Open
Pipe T103	<b>66</b>	0.57	Open
Pipe T58	<b>352.6</b>	0.65	Open
Pipe T65	<b>110.2</b>	0.63	Open
Pipe T67	<b>44</b>	0.76	Open
Pipe T59	<b>79.2</b>	0.74	Open
Pipe T60	<b>44</b>	0.82	Open
Pipe T46	<b>277.6</b>	0.52	Open
Pipe T47	<b>96.8</b>	0.69	Open
Pipe T49	<b>44</b>	0.61	Open
Pipe T48	<b>44</b>	0.85	Open
Pipe T50	<b>220.4</b>	0.59	Open
Pipe T51	<b>220.4</b>	0.49	Open
Pipe T52	<b>44</b>	0.68	Open
Pipe T53	<b>176.2</b>	0.56	Open
Pipe T54	<b>110.2</b>	0.79	Open
Pipe T55	<b>44</b>	0.98	Open
Pipe T56	<b>66</b>	0.59	Open
Pipe T57	<b>66</b>	0.67	Open
Pipe T86	<b>141</b>	0.98	Open
Pipe T64	<b>110.2</b>	0.86	Open
Pipe T62	<b>141</b>	0.76	Open
Pipe T63	<b>44</b>	0.70	Open
Pipe T5	<b>352.6</b>	0.65	Open
Pipe T9	<b>277.6</b>	0.82	Open
Pipe T11	<b>277.6</b>	0.74	Open
Pipe T45	<b>440.6</b>	0.64	Open
Pipe T44	<b>35.2</b>	0.83	Open
Pipe T94	<b>352.6</b>	0.69	Open
Pipe T95	<b>176.2</b>	0.76	Open
Pipe T36	<b>555.2</b>	0.74	Open

## Réseau de distribution

Pipe T6	<b>110.2</b>	0.84	Open
Pipe T7	<b>55.4</b>	0.50	Open
Pipe T78	<b>44</b>	0.69	Open
Pipe T18	<b>277.6</b>	0.51	Open
Pipe T23	<b>110.2</b>	0.91	Open
Pipe T22	<b>176.2</b>	0.56	Open
Pipe T24	<b>79.2</b>	1.01	Open
Pipe T25	<b>79.2</b>	0.51	Open
Pipe T26	<b>35.2</b>	0.67	Open
Pipe T87	<b>141</b>	0.56	Open
Pipe T20	<b>79.2</b>	0.88	Open
Pipe T93	<b>44</b>	0.66	Open
Pipe T91	<b>44</b>	0.78	Open
Pipe T8	<b>66</b>	0.50	Open
Pipe T35	<b>555.2</b>	0.75	Open
Pipe T34	<b>555.2</b>	0.75	Open
Pipe T37	<b>440.6</b>	0.71	Open
Pipe T38	<b>96.8</b>	0.64	Open
Pipe T40	<b>66</b>	0.72	Open
Pipe T39	<b>35.2</b>	0.55	Open
Pipe T10	<b>44</b>	0.67	Open
Pipe T13	<b>55.4</b>	0.61	Open
Pipe T12	<b>96.8</b>	0.85	Open
Pipe T14	<b>55.4</b>	0.67	Open
Pipe T15	<b>220.4</b>	0.97	Open
Pipe T17	<b>277.6</b>	0.54	Open
Pipe T16	<b>44</b>	1.00	Open
Pipe T21	<b>44</b>	0.98	Open
Pipe T19	<b>141</b>	0.62	Open
Pipe T28	<b>79.2</b>	0.56	Open
Pipe T108	<b>250</b>	0.79	Open
Pipe T109	<b>250</b>	0.73	Open
Pipe T30	<b>96.8</b>	0.81	Open
Pipe T33	<b>44</b>	0.59	Open
Pipe T32	<b>66</b>	0.68	Open
Pipe T31	<b>96.8</b>	0.54	Open

## Réseau de distribution

Pipe T43	<b>440.6</b>	0.67	Open
Pipe T66	<b>44</b>	0.67	Open
Pipe T68	<b>277.6</b>	0.72	Open
Pipe T72	<b>277.6</b>	0.65	Open
Pipe T74	<b>277.6</b>	0.61	Open
Pipe T75a	<b>277.6</b>	0.50	Open
Pipe T76	<b>44</b>	0.65	Open
Pipe T75	<b>79.2</b>	0.94	Open
Pipe T77	<b>44</b>	0.72	Open
Pipe T69	<b>55.4</b>	0.96	Open
Pipe T71	<b>35.2</b>	0.52	Open
Pipe T70	<b>28</b>	0.70	Open
Pipe T73	<b>35.2</b>	0.61	Open
Pipe T79	<b>220.4</b>	0.70	Open
Pipe T92	<b>79.2</b>	0.66	Open
Pipe T80	<b>220.4</b>	0.67	Open
Pipe T82	<b>220.4</b>	0.58	Open
Pipe T83	<b>220.4</b>	0.52	Open
Pipe T85	<b>176.2</b>	0.68	Open
Pipe T89	<b>35.2</b>	0.83	Open
Pipe T90	<b>79.2</b>	0.71	Open
Pipe T88	<b>110.2</b>	0.70	Open
Pipe T81	<b>44</b>	0.69	Open
Pipe T84	<b>35.2</b>	0.73	Open
Pipe T120	<b>35.2</b>	0.64	Open
Pipe 7	<b>555.2</b>	0.81	Open
Pipe 11	<b>555.2</b>	0.87	Open
Pipe 12	<b>555.2</b>	0.84	Open
Pipe 13	<b>66</b>	0.66	Open
Pipe 14	<b>35.2</b>	0.53	Open
Valve 1	<b>500</b>	0.92	Active
Valve 2	<b>300</b>	0.82	Active
Valve 3	<b>250</b>	0.95	Active
Valve 4	<b>550</b>	0.81	Active

## Réseau de distribution

Le tableau (IV.4) ci-après représente les débits aux nœuds, leurs altitudes et leurs pressions pour le réseau de distribution de SIDI AHMED IV.

*Tableau (IV.4) : Débits aux nœuds, leurs altitudes et leurs pressions.*

Nœuds	Altitude(m)	Pressions (m)	Qn (l/s)
Junc 2	220	13.77	1,4139125
Junc 3	220	13.62	1,300663
Junc 4	209	24.45	1,8586295
Junc 5	209	23.60	0,361543
Junc 7	187	45.90	0,6616155
Junc 9	184	48.78	0,7636265
Junc 11	119	59.68	0,7839195
Junc 21	146	46.86	0,8369725
Junc 23	161	31.24	0,5190185
Junc 24	160	31.03	0,2593045
Junc 25	164	27.40	0,0773955
Junc 26	138.5	30.00	0,9759295
Junc 27	138	30.29	1,1023285
Junc 28	128	39.61	0,4811625
Junc 29	137.5	29.44	0,4205565
Junc 30	150	18.05	2,8234115
Junc 31	115	52.40	0,4930835
Junc 32	140	27.70	2,3016175
Junc 33	132.5	34.99	0,962962
Junc 34	128	38.89	0,3064425
Junc 35	133	32.91	0,43316
Junc 36	138	29.56	1,754298
Junc 37	123	43.60	0,735553
Junc 38	127.5	39.85	1,0466365
Junc 39	124.5	42.32	0,835289
Junc 40	132	34.38	0,2793245
Junc 41	122	44.42	0,195013
Junc 42	120	47.06	0,3698695
Junc 43	116	50.85	0,49413
Junc 48	145	47.57	0,7052955
Junc 49	149	43.18	0,3821545

## Réseau de distribution

---

Junc 50	149	42.70	0,0465465
Junc 51	150	41.29	0,1622985
Junc 52	144	48.48	1,2686765
Junc 53	141	50.74	1,3965315
Junc 54	131	59.53	0,8026655
Junc 55	138	53.87	1,2896065
Junc 56	131	60.00	0,709709
Junc 57	149	43.70	0,991718
Junc 58	142.5	50.15	0,736008
Junc 59	118.5	59.88	0,8610875
Junc 63	124	53.90	1,4591395
Junc 64	134	42.41	0,4431245
Junc 65	145.5	46.45	0,912912
Junc 66	143	47.12	0,471653
Junc 67	151	41.61	1,3977145
Junc 68	150	42.36	1,058876
Junc 69	147	44.57	0,3436615
Junc 70	161	29.39	0,478205
Junc 71	154	38.40	1,4312025
Junc 72	147.5	44.74	1,526252
Junc 73	146	45.15	0,387842
Junc 74	140	52.10	1,4699685
Junc 75	138	53.86	1,501136
Junc 76	135	53.92	0,552006
Junc 77	131	59.90	0,7456085
Junc 78	133	57.66	0,880152
Junc 13	175	40.00	1,305486
Junc 14	139	40.00	0,8782865
Junc 15	121	57.38	0,793975
Junc 16	133	45.15	0,4884425
Junc 60	135	42.81	1,2881505
Junc 61	125	53.71	1,006551
Junc 62	127	50.53	0,4069975
Junc 82	177	56.10	1,417416
Junc 83	176	57.29	2,0803965
Junc 19	158	34.74	1,218854

## Réseau de distribution

---

Junc 84	171.7	59.87	0,6238505
Junc 85	165	26.11	0,3109925
Junc 86	144	48.84	0,9444435
Junc 88	157.5	35.46	0,9311575
Junc 89	180	52.22	1,941485
Junc 90	198	33.66	0,46319
Junc 93	126	51.52	0,4033575
Junc 95	184	48.72	2,8156765
Junc 98	187.5	44.88	1,9074055
Junc 99	196	34.90	1,4408485
Junc 100	193	36.62	0,9326135
Junc 101	183	46.25	0,710164
Junc 102	169	59.35	0,250341
Junc 103	142.5	35.05	0,7478835
Junc 109	203	28.85	2,0530055
Junc 110	203.5	27.27	1,080807
Junc 22	160	16.20	0,384566
Junc 47	157	20.22	0,8489845
Junc 94	207	20.79	0,566657
Junc 96	147.5	29.25	0,880971
Junc 97	158	17.12	0,455364
Junc 113	177.5	54.08	0,657111
Junc 114	165	28.00	0,256802
Junc 115	165	49.93	0,432159
Junc 117	149	43.84	1,01556
Junc 118	158	34.58	0,667303
Junc 119	165	27.05	0,2064335
Junc 120	173.6	58.46	0,388752
Junc 8	185	47.85	1,21667
Junc 10	172.5	59.39	0,5623345
Junc 12	186.5	46.36	1,0612875
Junc 18	212.5	17.13	0,5859945
Junc 20	186	47.84	1,862224
Junc 91	178	54.82	1,0605595
Junc 92	142.5	25.85	1,129583
Junc 105	170	44.51	0,7409675

## Réseau de distribution

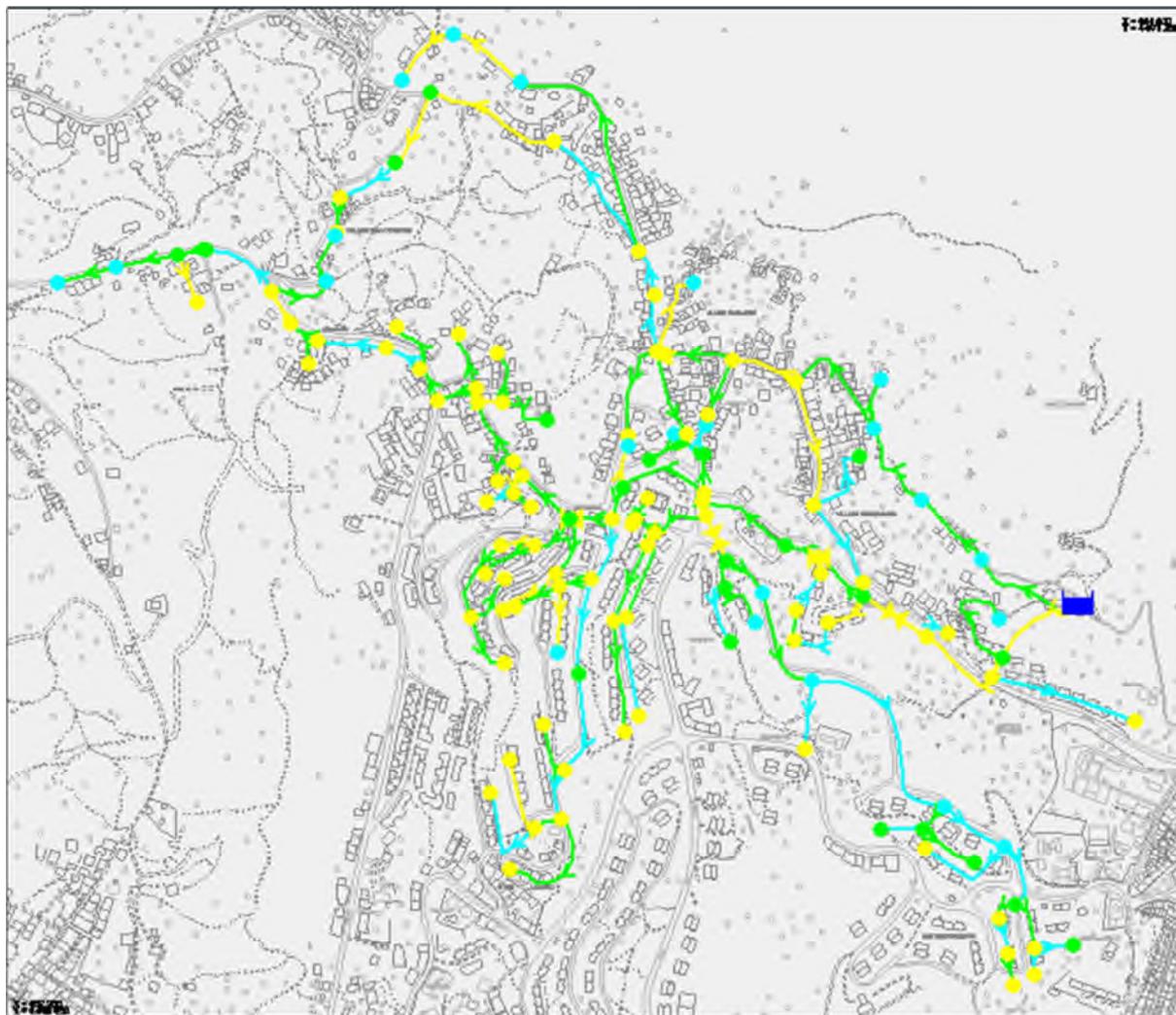
---

Junc 106	163	50.42	0,3105375
Junc 107	158	55.85	0,528073
Junc 108	158	56.22	0,6211205
Junc 111	135	41.82	0,396578
Junc 112	130	48.84	0,752024
Junc 116	119	59.69	0,772772
Junc 121	128.5	50.31	0,8252335
Junc 122	125	53.27	0,971061
Junc 123	128	49.31	0,3758755
Junc 124	142	34.99	0,417872
Junc 125	125	53.18	0,5287555
Junc 126	129	48.34	0,164892
Junc 127	118	59.73	0,194831
Junc 128	120	58.13	0,226226
Junc 129	119.5	59.06	0,5350345
Junc 130	120	58.47	0,948038
Junc 132	127.5	50.76	0,9977695
Junc 134	135	40.75	0,3094
Junc 135	145	32.37	0,9225125
Junc 6	125	52.31	0,402038
Junc 17	119.5	57.61	0,273
Junc 44	111	55.11	0,228865
Junc 45	195	38.86	1,6993795
Junc 46	207	25.47	0,879151
Junc 79	174	59.72	1,38593
Junc 80	182	51.25	0,199927

# Réseau de distribution

## IV.8 Modélisation du réseau

Le schéma du réseau de distribution après simulation est donné dans la figure (VI.3) ci-dessous :



*Figure (IV.4) : Le schéma du réseau de distribution après simulation*

Le réseau sera modélisé à l'aide du logiciel EPANET ayant les caractéristiques suivantes :

- ✓ La taille du réseau est illimitée ;
- ✓ Il dispose des formules de Hazen-williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning pour calculer les pertes de charge ;
- ✓ -Il inclut les pertes de charge singulières ;
- ✓ Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variables, leur énergie consommé ainsi que leur coût ;
- ✓ Il peut modéliser différents type de vanne, clapet anti-retour, ... etc ;

# Réseau de distribution

---

- ✓ Le fonctionnement de la station de pompage peut être contrôlé par des commandes simples. [9]

Les étapes à suivre pour modéliser sur EPANET sont :

- Dessiner ou importer un réseau représentant le système de distribution ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ;
- Visualiser les résultats.

Il faut que la vitesse soit comprise entre :  $0.5 < V < 1$  m/s.

Pour procéder à la modélisation de notre réseau on doit introduire les différentes données du réseau au niveau des nœuds et des conduites

Au niveau des nœuds :

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence.
- La demande en eau.

Au niveau des conduites :

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).
- L'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour)

Au niveau des réservoirs :

- L'altitude du radier (où le niveau d'eau est nul).
- Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique).
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

## IV.9 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne des résultats très clairs.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 25 mm et 600 mm et les pressions varient entre 13,62 m et 60 m.

# CHAPITRE 5:

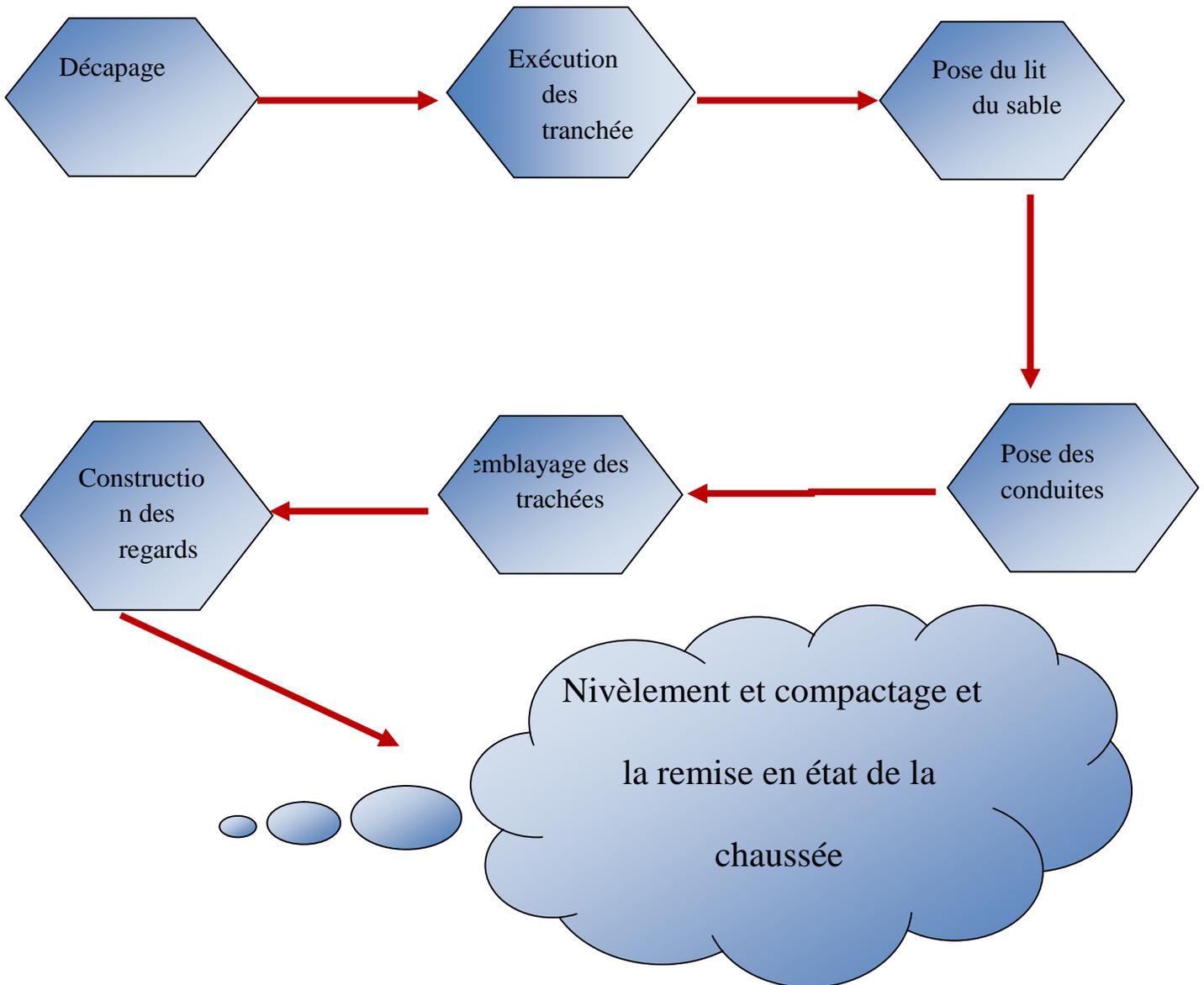
## Coût du projet

## V.1 Introduction

Pour cette étude financière, nous avons essayé de donner une estimation quantitative sur le coup de notre projet.

## V.2 Les taches usuelles dans un projet de distribution d'eau potable

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont représentées dans la figure V.1 ci-dessous :



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

# Cout du projet

## V.2.1 Le décapage

Le décapage est une méthode consistant à éliminer la couche superficielle du sol, celle qui est principalement constituée de matières végétales, sans entamer le substrat qui est la couche interne du sol. La couche superficielle est généralement de faible épaisseur, de l'ordre de 0,20 à 0,40 m. [3]

## V.2.2 Exécution des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

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

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse à travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations. [3]

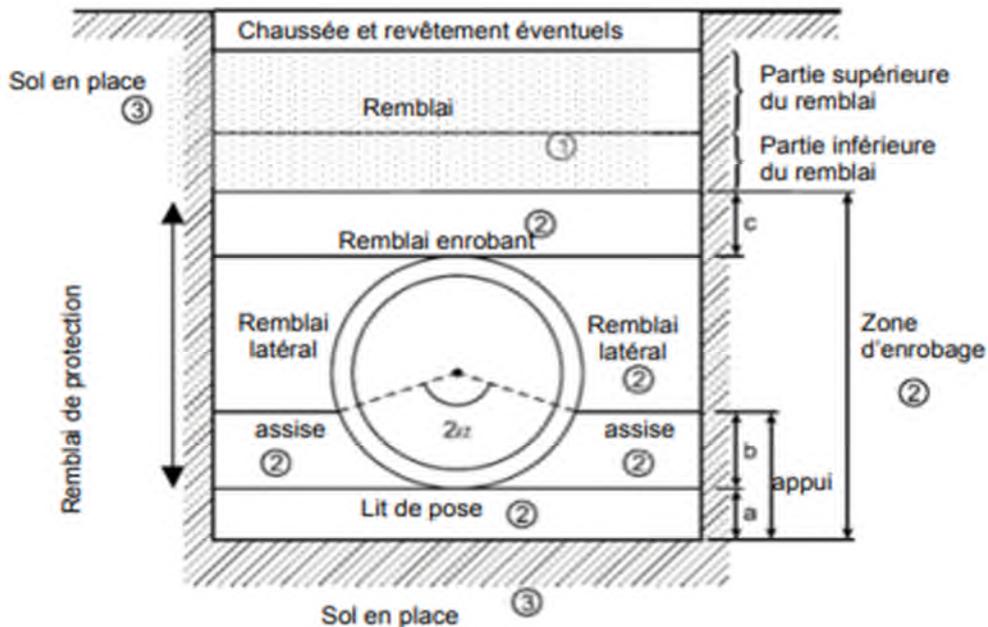


Figure (V.2) : Composition complexe d'une tranchée

### 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 10 à 12 cm dans notre cas. [3]

### V.2.4 Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, nous procédons à la pose des canalisations. Avant la descente des conduites en fouille on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celle qui ont subi un choc et aussi pour les débarrassées de tous corps étranger (Terre, pierre...etc.). Les conduites seront par la suite posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. [3]

### V.2.5 Remblayage des tranchées

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais et le sable (tout élément indésirable étant exclu). [3]

### 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. [3]

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

Une fois le remblai fait, nous procédons 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. [3]

## V.2 Méthodes de calcul

### V.2.1 Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, sachant que :

$$S_{\text{déb}} = B_t \times h_t \times K. f. \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

$S_{\text{déb}}$  : Surfaces de déblais de chaque coupe ( $m^2$ );

$B_t$  : Largeur de la tranchée (m);

$h_t$  : Profondeur de la tranchée(m).

$K. f$  : Coefficient de foisonnement il dépend de la nature de terrain.

## Cout du projet

---

Nous avons :

$$V_{\text{déb}} = S_{\text{déb}} \times L_{\text{déb}} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

$V_{\text{déb}}$ : Volume de déblais de chaque coupe ( $m^3$ );

$L_{\text{déb}}$ : Longueur de la tranchée (m). [10]

### a. Largeur de la tranchée

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

Elle est déterminée en fonction du diamètre de la conduite et Distance entre la conduite et le toit de talus.

$$B_t = (l_t \times 2) + D_n \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

$B_t$ : Largeur de la tranchée en (m) ;

$D_n$ : Diamètre de la conduite (m) ;

$l_t$ : Distance entre la conduite et le toit de talus,  $l_t$  égale à 0.3 m.[10]

### b. 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 :

$$h_t = e_s + D_n + h_{\text{rem}} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

$h_t$ : Profondeur de la tranchée (m) ;

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

$h_{\text{rem}}$ : Hauteur du remblai au-dessus de la conduite en mètre (entre 0,8m et 1,2m, on prendra  $h_{\text{rem}} = 1m$ ). [10]

## Cout du projet

---

### V.2.2 Lit de sable

Le lit de pose est réalisé avec une couche d'au moins 10 cm de matériaux rapportés : sable roulé dont la granulométrie est comprise entre 0,1 et 5 mm.

$$V_s = b_t \times e_s \times L_t \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

- $V_s$ : Volume du lit de sable ( $m^3$ ) ;
- $e_s$ : Epaisseur du lit de sable ( $e_s = 0.1$  m) ;
- $L_t$ : Longueur de la tranchée (m). [10]

### V.2.3 Volume de la conduite

Le volume des conduites est déterminé par la formule suivante :

$$V_C = \frac{\pi \times D^2}{4} \times L_t \dots \dots \dots (V.6)$$

Avec :

- $V_C$  : Volume de la conduite ( $m^3$ ) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

### V.2.4 Remblais compacté

Le volume des remblais est déterminé par la formule suivante :

$$V_r = V_{déb} - V_s - V_c \dots \dots \dots (V.7)$$

Avec :

- $V_r$ : Volume du remblai ( $m^3$ ).

### V.2.5 Construction des regards

Construction des regards de vanne de diamètre ( $D < 200$  mm)  $D_{ext}$  (1.2\*1.2) m, et de diamètre ( $D \geq 200$  mm)  $D_{ext}$  (1.8\*1.8) m en béton arme 350  $kg/m^3$ , épaisseur 0.15 m, profondeur variable y compris ferrailage, tampon en fonte et toutes sujétions. [10]

## V.3 Quantification de tous les éléments constituant le projet

Notre projet d'étude comporte deux parties essentielles les ouvrages de stockage (réservoirs), et le réseau distribution.

Le cout total de notre projet est estimé dans le tableau V.1.

## Cout du projet

(Tableau V.1) : le cout total du projet (DA/TTC)

N° de Série	N° D'article	Sous N° D'article	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA HT)	Prix total (da HT)
01	01-01		Terrassement	m3	17654,6324	1943,57	34313013,81
	01-02		Déblais	m3			
	01-03		Transports des terres a l'extérieur du chantier	m3.Km	1511,31393	79,33	119892,5338
		01-03-01	Remblais bien compacté	m3	16143,3184	1435,2	23168890,61
	01-04		Lit de sable ou Gravier	m3	944,41452	1951,85	1843355,481
			Revêtement Bitumineux et remise en état	m2	9444,1452	1034,3	9768079,38
<b>Montant total (série 01 DA HT)</b>							69213231,82
02	02-01		F/T/P Pose de conduite PEHD 100 PN10				
			F/T/P Grillage bleu avec fil conducteur				
		02-01-01	DN25	ml	27,24	70	1906,8
		02-01-02	DN32	ml	71,91	70	5033,7
		02-01-03	DN40	ml	575,71	70	40299,7
		02-01-04	DN50	ml	2079,51	70	145565,7
		02-01-05	DN63	ml	651,86	70	45630,2
		02-01-06	DN75	ml	1276,88	70	89381,6
		02-01-07	DN90	ml	1063,45	70	74441,5
	02-01-08	DN110	ml	634,01	70	44380,7	
	02-02	02-01-09	DN125	ml	668,43	70	46790,1
		02-01-10	DN160	ml	726,27	70	50838,9
		02-01-11	DN200	ml	553,28	70	38729,6
		02-01-12	DN250	ml	787,84	70	55148,8
		02-01-13	DN315	ml	1279,31	70	89551,7
		02-01-14	DN400	ml	713,74	70	49961,8
		02-01-15	DN500	ml	217,7	70	15239
		02-01-16	DN630	ml	740,56	70	51839,2
			F/T/P Conduite PEHD 100 MRS PN 10				
		02-02-01	DN25	ml	27,24	48,03	1308,3372
		02-02-02	DN32	ml	71,91	75,47	5427,0477
		02-02-03	DN40	ml	575,71	116,64	67150,8144
		02-02-04	DN50	ml	2079,51	180,68	375725,8668
	02-02-05	DN63	ml	651,86	288,17	187846,4962	
	02-02-06	DN75	ml	1276,88	350,23	447201,6824	
	02-02-07	DN90	ml	1063,45	488,62	519622,939	
	02-02-08	DN110	ml	634,01	721,62	457514,2962	
	02-02-09	DN125	ml	668,43	934,26	624487,4118	
	02-02-10	DN160	ml	726,27	1526,93	1108963,451	
	02-02-11	DN200	ml	553,28	2397,85	1326682,448	

## Cout du projet

		02-02-12	DN250	ml	787,84	3709,88	2922791,859	
		02-02-13	DN315	ml	1279,31	5881,51	7524274,558	
		02-02-14	DN400	ml	713,74	6830,22	4875001,223	
		02-02-15	DN500	ml	217,7	7652,31	1665907,887	
		02-02-16	DN630	ml	740,56	9316,22	6899219,883	
<b>Montant total (série 02 DA HT)</b>							29853865,2	
03	03-01	F/T/P Vannes sectionnements FD PN10 y compris joints EPDM + joints de démontage et toutes suggestions						
		03-01-01	DN80	u	13	20000	260000	
		03-01-02	DN100	u	1	23000	23000	
		03-01-03	DN125	u	4	31000	124000	
		03-01-04	DN150	u	3	42000	126000	
		03-01-05	DN200	u	3	60000	180000	
		03-01-06	DN400	u	5	112000	560000	
	03-02	F/T/P Vannes réductrice de pression FD PN10 y compris joints EPDM + joints de démontage, filtres et toutes suggestions						
		03-02-01	DN500	u	2	590000	1180000	
		03-02-02	DN 300	u	1	410000	410000	
		03-02-03	DN250	u	1	350000	350000	
	<b>Montant total (série 03 DA HT)</b>							3213000
	04	04-01	Travaux de génie civil Réalisation d'un réservoir en béton armé de capacité de 1000m3 y compris chambre des vannes et équipements hydrauliques					
				FFT	1	112253000	112253000	
04-02		04-02-01	Réalisation d'une chambre de vannes de dimension (1,4*1,4) m				148600	148600
	04-02-02	Réalisation d'une chambre de vannes de dimension (1,8*1,8) m				240900	240900	
<b>Montant total (série 04)</b>							112642500	
05		F/T/P Branchement y compris collier de prise en charge robinets avant compteurs, compteurs, réducteurs de pression, filtres, clapets anti retour,			FFT	983	40000	39320000

## Cout du projet

			conduites, et suggestions				
<b>Montant total (série 05)</b>							39320000
<b>Montant total du projet (DA HT)</b>							254242597
<b>Montant du TVA (19%) en DA</b>							48306093,43
<b>Montant total du projet (DA TTC)</b>							<b>302548690,5</b>

Voir annexe (V.2) :

Montant de projet total en toute taxe comprise (TTC) est de : Trois cents deux million et cinq cent quarante-huit mille et six-cent-quatre-vingt-dix Dinars Algérien.

### V.4 Conclusion

Cette partie nous permet d'avoir un devis approximatif total sur la réalisation du projet d'un réseau d'alimentation en eau potable, suivant toutes les opérations effectuées dans ce dernier.

# CONCLUSION GENERALE

Au cours de notre travail, nous avons fait une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en potable du secteur SIDI AHMED IV, commune de Béjaia willaya de Béjaia.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Dans notre étude, nous avons fait une analyse sur la zone d'étude du point de vue climatique géographique et hydrique, et d'après l'évolution de la commune, on a déterminé les besoins en eau pour l'horizon 2050 (30 ans) avec un débit maximum journalier de 110.16 l/s.

Afin d'assurer le stockage de l'eau, nous avons vérifié la capacité du réservoir existant qui alimente le secteur SIDI AHMED IV. Nous avons trouvé que le volume du réservoir ne satisfera pas les besoins à long terme. Pour y remédier, nous sommes dans l'obligation de renforcer ce dernier par un autre de capacité 700 m<sup>3</sup> qui sera jumelé avec le premier. Ce réservoir sera semi enterré en béton armé.

Lors de l'étude du réseau de distribution, nous avons opté pour un réseau mixte comme mode de distribution avec des conduites en PEHD PN 10 bars. Le réseau en question a été simulé à l'aide du logiciel EPANET. Nous avons installé des réducteurs de pression dans les zones où il y a beaucoup d'abonnés avec une forte pression qui atteint les 100 m

D'autre part, où il y a peu d'abonnés avec une forte pression, nous avons opté pour réducteur de pression avant compteur pour limiter le coût.

La réalisation d'un réseau d'AEP est un investissement important, ce qui nécessite un entretien rigoureux lors de l'exploitation et une bonne gestion pour un fonctionnement durable. D'autre part, on a fait un devis estimatif pour connaître le cout du projet, en calculant le coût du terrassement, de la pose des conduites, de tous les accessoires et du réservoir. Ce projet nous coutera dans les environs Trois cents deux million et cinq cent quarante-huit mille et six-cent-quatre-vingt-dix Dinars Algérien.

Enfin, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée, de garantir une alimentation en eau potable du secteur SIDI AHMED IV et de permettre à tous ses habitants d'avoir un accès avec des quantités suffisantes et d'une manière continue en termes d'eau potable.

Cette étude nous a parmi de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

Enfin nous voudrions remercier d'avance l'honorable jury qui aura examiné ce travail et nous accepterons sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

# BIBLIOGRAPHIE

- [1]/www.infoclimat.fr
- [2] WATHER SPARK
- [3] BOUFAGHES.I, KAHLAT. , Etude de réseau d'AEP du village Tlata commune Tahir Wilaya de Jijel Mémoire fin d'étude Master 2, univericté Mouhamed Sedik ben Yahia Jijel, 2019.
- [4]Bureau d'étude CHIALI SERIVCE
- [5]DUPONT, A. : « Hydraulique urbaine : ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux ». Tome II, Edition Ayrolle,484 pages, 1979.
- [6] DJADOUNE, S. GUIRI, O. : « Etude de renforcement de la chaine d'adduction de la commune de Béni Douala et ses environs (WILAYA DE TIZI OUZOU) à partir du barrage TASKABET ».Mémoire de fin d'étude université de Bejaia, 2015.
- [7]AYDALI.W, TIGHZER.L., Etude en alimentation potable de la commune de BOUDJLIL. Mémoire fin d'étude de master 2, université de Béjaia, 2016.
- [8]ALILECHE.D, DERDAR, N, Etude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'AIT BOUADDOU, Mémoire fin d'étude Master2, Université de Béjaia, 2016.
- [9] LEZOUL, B. CHEKAOUI, L, K. : « alimentation en eau potable des six commues sud de la Wilaya de Béjaia et distribution du chef lieu de Tazmalt ». Mémoire de fin d'étude Master en hydraulique, Université de Béjaia, 2015.
- [10]Guide de pose et d'utilisation des canalisations en Polyéthylène.

# ANNEXES

**(Annexe 1.1) :** tableau des coefficients de variation maximale horaire de la consommation (k<sub>maxh</sub>)

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation (k <sub>max h</sub> )											
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2	2,5
0 - 1	3,5	3,35	3,2	3	2,5	2	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
1 - 2	3,45	3,25	3,25	3,2	2,65	2,1	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
2 - 3	3,45	3,3	2,9	2,5	2,2	1,85	1,5	1	0,9	0,85	1	1,2
3 - 4	3,4	3,2	2,9	2,6	2,25	1,9	1,5	1	1	1	1	2
4 - 5	3,4	3,25	3,35	3,5	3,2	2,85	2,5	2	1,35	2,7	3	3,5
5 - 6	3,55	3,4	3,75	4,1	3,9	3,7	3,5	3	3,85	4,7	5,5	3,5
6 - 7	4	3,85	4,15	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,2	5,35	5,5	4,5
7 - 8	4,4	4,45	4,65	4,9	5,1	5,3	5,5	6,5	6,2	5,85	5,5	10,2
8 - 9	5	5,2	5,05	4,9	5,35	5,8	6,25	6,5	5,5	4,5	3,5	8,8
9 - 10	4,8	5,05	5,4	5,6	5,85	6,05	6,25	5,5	5,85	4,2	3,5	6,5
10 - 11	4,7	4,85	4,85	4,9	5,35	5,8	6,25	4,5	5	5,5	6	4,1
11 - 12	4,55	4,6	4,6	4,7	5,25	5,7	6,25	5,5	6,5	7,5	8,5	4,1
12 - 13	4,55	4,6	4,5	4,4	4,6	4,8	5	7	7,5	7,9	8,5	3,5
13 - 14	4,45	4,55	4,3	4,1	4,4	4,7	5	7	6,7	6,35	6	3,5
14 - 15	4,6	4,75	4,4	4,1	4,6	5,05	5,5	5,5	5,35	5,2	5	4,7
15 - 16	4,6	4,7	4,55	4,4	4,6	5,3	6	4,5	4,65	4,8	5	6,2
16 - 17	4,6	4,65	4,5	4,3	4,9	5,45	6	5	4,5	4	3,5	10,4
17 - 18	4,3	4,35	4,25	4,1	4,6	5,05	5,5	6,5	5,5	4,5	3,5	9,4
18 - 19	4,35	4,4	4,45	4,5	4,7	4,85	5	6,5	6,3	6,2	6	7,3
19 - 20	4,25	4,3	4,4	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,35	5,7	6	1,6
20 - 21	4,25	4,3	4,4	4,5	4,4	4,2	4	4,5	5	5,5	6	1,6
21 - 22	4,15	4,2	4,5	4,8	4,2	3,6	3	3	3	3	3	1
22 - 23	3,9	3,75	4,2	4,6	3,7	2,85	2	2	2	2	2	0,6
23 - 24	3,8	3,7	3,5	3,3	2,7	2,1	1,5	1	1	1	1	0,6



## Résumé:

Notre mémoire de fin d'étude consiste à englober tous les points qui touchent le plan spécifique de l'étude du réseau d'A.E.P du secteur SIDI AHMED IV afin de répondre quantitativement aux besoins croissants de la population.

Après avoir estimé les besoins futurs en eau, nous avons procédé au dimensionnement du réservoir et les conduites de distribution. Par la suite, nous avons dimensionné le réseau de distribution de SIDI AHMED IV. Finalement, nous avons estimé le coût approximatif global de notre projet.

IGHIL EL BORJ, avec un climat de type méditerranéen, se situe au nord-ouest de la ville de BEJAIA.

## Summary

Our final thesis consists of encompassing all the points that affect the specific plan for the study of the drinking water supply network in the SIDI AHMED IV sector in order to respond quantitatively to the growing needs of population.

After estimating the future water needs, we proceeded to sizing of the tank and the distribution pipes.

Therefore, we have dimensioned the SIDI AHMED IV network distribution.

Finally, we estimated the approximate overall cost of our project.

SIDI AHMED IV is located in North of the city of Béjaia, with mediterranean climate

## ملخص

تتكون مذكرتنا في نهاية الدراسة من تضمين جميع النقاط التي تؤثر على الخطة المحددة لدراسة شبكة تزويد الماء الصالح للشرب من أجل الاستجابة كمياً لاحتياجات المتزايدة للسكان.

بعد تقديرنا الاحتياجات المائية المستقبلية انتقلنا إلى تحديد حجم الخزان وأنابيب التوزيع. بعد ذلك قمنا بتحديد أبعاد شبكة التوزيع

أخيراً قدرنا التكلفة الإجمالية التقريبية لمشروعنا.

سيدي أحمد نو مناخ متوسطي تقع في غرب مدينة بجاية