

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



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

**Allouache naim
Abbas khaled**

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

Option: Hydraulique urbaine

Intitulé:

*Etude de réseau d'AEP centre GUEMMOUR
commun EL ANASSER*

Soutenu le 28/09 /2022 Devant le jury composé de :

- Président (s): **Mr. NASRI**
- Promoteur (s) : **Mr. IKNI**
- Examineur(s) : **M.BENSLIMANE**

Années Universitaire : 2021-2022

Remerciements

Nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir donné la foi, la santé, et le courage pour réaliser ce modeste travail.

Un immense merci à notre Encadreur Dr TAHER IKNI pour son aide, sa disponibilité, ses précieux conseils, et surtout pour sa gentillesse et sa patience.

Au Président et aux membres de jury, pour nous avoir fait l'honneur d'accepter de juger notre modeste travail,

Sincères remerciements.

Un grand Merci à toutes les personnes qui nous ont aidés, de près ou de loin, pour la réalisation de ce modeste travail.



- Khaled & Naïm -

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné à la vie,
qui s'est sacrifié pour mon bonheur et ma réussite,*

A ma mère...

*A mon père, qui a été mon ombre durant toutes les années
des études, qui a veillé à me donner l'aide, à m'encourager
et à me protéger, que dieu les gardes et*

les protèges.

A mes sœurs adorées

A tout ma famille

A mes très chers amis

A tous ceux qui m'aiment

A tous ceux que j'aime



Khaled-

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Je voudrais remercier dieu pour toute l'énergie qu'il m'a donné
aujourd'hui, grâce à notre foi, nous croyons au destin, nous
pouvons traverser les moments difficiles en regardant toujours
le bon côté de la chose, hamdoulillah.*

*Je voudrais dédier mon travail à Mon père Khaled qui nous as
quitté le 08/10/2008, puisse dieu l'accueillir dans son infini
miséricorde.*

*Mon maman, pour tous son sacrifice, son amour, son tendresse,
son soutien tout au long de mes études. Je voudrais
principalement remercier, mes chers frères, ainsi que toute ma
famille sans qui je n'aurais jamais pu faire ce travail. Je vous
Remercie tous*

 *- Naím -*

Sommaire

Sommaire

Remerciements

Dedicace

Sommaire

Listes des symboles et abréviation

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction generale..... 1

Chapitre I

Presentation de la zone d'étude

Introduction	4
I.1. Présentation de site.....	4
I.1.1. Situation géographique de la zone d'étude	4
I.1.2. Situation climatique.....	5
I.1.2.1. La pluviométrie	5
I.1.2.2. Température	6
I.1.3. Situation topographique	6
Conclusion.....	7

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction	9
II.1. Estimation des besoins en eau.....	9
II.1.1. Situation démographique	9
II.1.2. Estimation de la population future a différents horizons	9
II.1.3. Estimation des besoins en eau des différents usagers.....	11
II.1.3.1. Besoins domestique	11
II.1.3.2. Estimation des besoins en eau d'école scolaire	11
II.1.3.3. Estimation des besoins en eau socio-culturelle.....	12
II.1.3.4. Estimation des besoins administratifs.....	12
II.1.3.5. Estimation des besoins Sanitaire.....	13
II.1.3.6. Estimation des besoins commerciaux	13
II.2. La consommation moyenne journalière totale.....	14
II.3. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	14
II.4. Etude des variations de la consommation.....	15
II.4.1. Variation de la consommation journalière.....	15

Sommaire

II.4.1.1. Consommation maximale journalière (j)	15
II.4.1.2. Consommation minimale journalière ($Q_{MOY.J}$).....	15
II.4.2. Variation de la consommation horaire	16
II.4.2.1. Consommation maximale horaire	17
II.5. Variation de la consommation horaire	18
Conclusion.....	20

Chapitre III

Reservoir

Introduction	22
III.1. Fonction des réservoirs	22
III.2. Emplacement des réservoirs	22
III.3. Classification des réservoirs	23
III.4. Choix du type de réservoir	23
III.5. Equipement des réservoirs.....	24
III.5.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée	24
III.5.2. Conduit de distribution	25
III.5.3. Conduite de trop-plein	26
III.5.4. Conduite de vidange	26
III.5.5. Conduite by-pass	27
III.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	27
III.5.6.1. Le système à deux prises	27
III.5.6.2. Système à siphon	28
III.6. Entretien des réservoirs	28
III.7. Dimensionnement du réservoir.....	29
III.7.1. Capacité de réservoir	29
III.7.1.1. Méthode analytique	29
III.7.1.2. Détermination de la valeur de P	29
III.7.2. Calcul du volume du réservoir d'eau.....	30
III.7.2.1. Capacité de la bâche d'eau	30
Conclusion.....	33

Sommaire

Chapitre IV

L'adduction

Introduction	35
IV.1. Types d'adduction	35
IV.1.1.1. Adduction gravitaire.....	35
IV.1.1.2. Adduction par refoulement.....	35
IV.1.1.3. Adduction mixte	35
IV.2. Choix du tracé	36
IV.3. Choix du type de matériaux	37
IV.4. Système de raccordement.....	38
IV.5. Equipement hydrauliques des conduites d'adduction	39
IV.5.1. Les vannes de sectionnement	39
IV.5.2. Les ventouses	39
IV.5.3. Les robinets de décharge (vidange).....	40
IV.5.4. Les clapets	40
IV.5.5. Les crépines	40
IV.6. Etude Technico-Economique	40
IV.6.1. Calcul de diamètre économique	41
IV.6.2. Les paramètres hydrauliques	41
IV.6.2.1. Calcul de la vitesse	41
IV.6.2.2. Calcul des pertes de charge	41
A. Pertes de charge linéaires.....	42
B. Nombre de REYNOLDS	42
C. Pertes de charge singulière	43
D. Pertes de charge totale	43
IV.7. Détermination de la hauteur manométrique totale (<i>H_{mt}</i>)	43
IV.7.1. Puissance absorbée par la pompe	44
IV.7.2. Energie consommée par la pompe	44
IV.7.3. Prix d'énergie (frais d'exploitation).....	44
IV.7.4. Frais l'amortissement	45
IV.7.5. Calcul du bilan	45
IV.8. Les diamètres normalises et les prix des conduits.....	45
IV.9. Description du schéma d'adduction	46
IV.10. Résultats des calculs des diamètres économiques.....	47

Sommaire

A. Détermination de la hauteur manométrique totale.....	47
B. Calcul des frais d'exploitation	47
C. Calcul des frais d'amortissement	48
D. Bilan global des frais	48
Conclusion	48

Chapitre V

Pompes

Introduction	50
V.1. Classification des pompes.....	50
V.1.1. Les pompes volumétriques	50
V.1.2. Les turbopompes.....	50
V.2. Choix des pompes.....	50
V.3. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge.....	51
V.3.1. La vitesse de rotation (N)	51
V.3.2. Le débit de pompage (Q)	51
V.3.3. La hauteur manométrique totale (HMT).....	51
V.3.4. Les puissances utiles et absorbées	51
V.3.4.1. Puissance absorbée par la pompe	51
V.3.4.2. Puissance hydraulique ou utile (Pu)	52
V.3.4.3. Le rendement de la pompe.....	52
V.4. Constitution d'une pompe centrifuge	52
V.4.1. Un organe mobile (la roue).....	52
V.4.2. Un organe fixe (volute).....	52
V.5. Les courbes caractéristiques d'une pompe	53
V.5.1. La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$	53
V.5.2. La courbe Rendement – Débit $\eta = f(Q)$	53
V.5.3. La courbe des Puissances absorbées – Débit $P_a = f(Q)$	53
V.6. Caractéristiques d'une conduite.....	54
V.7. Couplage des pompes	54
V.8. Le point de fonctionnement de la pompe	56
V.8.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	56
V.9. Etude de la cavitation.....	60
V.9.1. Le NPSH requis (NPSH) r.....	60
V.9.2. Le NPSH disponible (NPSH) d	60

Sommaire

V.10. Choix du type des pompes pour différentes stations	63
V.11. Elévation de l'eau du forage vers Le réservoir	63
V.11.1. Les caractéristiques de la conduite	63
V.11.2. Les Caractéristiques de la première pompe	63
V.11.3. Etude de la cavitation.....	64
Conclusion.....	65

Chapitre VI

Le coup de belier

Introduction	67
VI.1. Le coup de bélier	67
VI.2. Conséquences du coup de bélier	67
VI.3. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	68
VI.3.1. Les volants d'inertie	68
VI.3.2. Les soupapes de décharge	69
VI.3.3. Les réservoirs d'air comprimé.....	70
A. Avantages du réservoir d'air.....	70
B. Inconvénients du réservoir d'air	71
VI.3.4. Les cheminées d'équilibre.....	71
VI.3.5. Les ventouses	72
VI.4. Etude du coup de bélier	73
VI.4.1. Calcul de la célérité d'onde	73
VI.4.2. La valeur numérique du coup de bélier	73
VI.5. Calcul des valeurs du coup de bélier pour le tronçon (SP_RS)	75
Conclusion.....	76

Chapitre VII

Distribution

Introduction	78
VII.1. Classification des réseaux	78
VII.1.1. Réseau ramifié.....	78
VII.1.2. Réseau maillé.....	79
VII.1.3. Réseau étagé.....	79
VII.1.4. Réseau mixte	80
VII.2. Conception d'un réseau de distribution	80
VII.3. Choix du réseau à adopter	80

Sommaire

VII.4. Choix du tracé	80
VII.5. Choix des conduites	81
VII.6. Equipements et accessoires du réseau de distribution	81
VII.6.1. Canalisations	81
VII.6.2. Organes accessoires	82
A. Robinets vannes	82
B. Décharges.....	82
C. Bouches ou poteau d'incendie	82
D. Ventouses.....	82
E. Régulateurs de pression.....	82
F. Pièces spéciaux de raccordement	82
VII.7. Présentation du logiciel EPANET.....	83
VII.7.1. Etapes de l'utilisation du logiciel EPANET	83
VII.8. Calcul hydraulique du réseau de distribution a l'horizon 2051	84
VII.9. Description du réseau de distribution.....	84
VII.9.1. Détermination des débits du réseau	85
VII.9.1.1. Détermination de débit de pointe	85
VII.9.1.2. Détermination de débit spécifique	85
VII.9.1.3. Détermination de débit en route.....	86
VII.9.1.4. Détermination de débit aux nœuds.....	86
VII.10. Dimensionnement du réseau	87
VII.10.1. Calcul des débits en route	87
VII.10.2. Calcul des débits aux nœuds	89
VII.10.3. Simulation du réseau avec EPANET	92
Conclusion.....	97
Conclusion generale.....	98
Liste bibliographie.....	100
Annexes.....	103

Listes des symboles et abréviations

a : célérité de l'onde (m/s).

A : l'Amortissement annuel.

BL : bilan en DA.

D : diamètre de la conduite (m).

D min: diamètre minimal de la conduite (m).

D1 : diamètre donné par BONNIN (m).

D2 : diamètre donné par BRESS (m).

e : épaisseur de la conduite (m).

E : l'énergie consommée par la pompe (KWH).

eu : prix unitaire de KWH fixé à (4,67 DA).

Fam : les frais d'amortissement (DA).

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

H' : hauteur au point homologue du point désire (m).

H0 : le point le plus haut de la conduite.

Hg : la hauteur géométrique en (m).

HL : perte de charge linéaires (m).

HMT : hauteur manométrique totale (m).

HT : perte de charge totale (m).

i : taux d'intérêt ($i=8\%$).

J : perte de charge (m/ml).

K : la rugosité absolue de la conduite.

K' : coefficient dépendant de la nature de la conduite.

Kf : coefficient de fuite.

L : longueur de la conduite (m).

N : la vitesse de rotation (tr/min).

n : nombre d'année séparant l'année de référence et celle de l'horizon

N' : la nouvelle vitesse de rotation (tr/min).

Ni : nombre d'habitants.

η : le rendement de la pompe (%).

P: prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml).

P0 : la population de l'année référence (2008).

Pa : la puissance absorbée par la pompe (KW).

Listes des symboles et abréviation

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PN : puissance nominale.

Pu: puissance hydraulique ou utile (W).

Q : le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s).

R1 : réservoir 1.

R-max : Résidu maximale négatif

S : section de la conduite (m^2).

T : le taux d'accroissement annuel de la population en %, prise égale à 2,5 %.

V : vitesse d'écoulement (m/s).

V0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

VT : le volume total du réservoir (m^3).

Vu : volume utile de stockage du réservoir (m^3).

Dext : Diamètre extérieur (m).

Dint : Diamètre intérieur (m).

Dmax : Diamètre maximale de la conduite (m).

Fexp : Les frais d'exploitation (DA).

Hc : Caractéristique de la conduite.

Hd : Hauteur de dépression (m).

Hinc : La hauteur d'incendie (m).

Hr : Hauteur géométrique de refoulement (m).

Hs : Hauteur de surpression (m).

Hs : Perte de charge singulière (m).

Jasp : Perte de charge à l'aspiration (m).

Jref : Perte de charge au refoulement (m).

Jv : Perte de charge dans la vanne (m).

Kmax.h : Coefficient de variation 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.

Lij : La longueur du tronçon (i-j) (m).

NPSHd : La charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSHr : La charge nette minimale requise à l'aspiration.

Pmax : Le résidu maximal dans le réservoir en (%).

Pn : La population future a l'horizon considère.

Qc : Somme des débits localisé en nœud considéré (l/s).

Listes des symboles et abréviation

Qd : Le débit au point de fonctionnement désiré (m^3/s).

$Qdome$: Besoins domestique (m^3/j).

$Qequi$: Besoins d'équipement (m^3/j).

$Qmaj.h$: Débit moyen majoré horaire (m^3/h).

$Qmaj.j$: Débit majeure journalier en (m^3/j).

$Qmax.h$: Débit maximum horaire (m^3/h).

$Qmax.j$: Débit maximal journalier (m^3/j).

$Qmin.j$: Débit minimale journalière (m^3/j).

Qn : Débit aux nœuds (l/s).

Qp : Débit de pointe en (m^3/j).

Qs : Débit spécifique (l/s).

$R + max$: Résidu maximale positif

Re : Le nombre de REYNOLDS.

$Vinc$: Le volume d'incendie ($120m^3$).

$Vmax$: La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s.

$Vmin$: La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5m/s.

π : 3,14

αmax : coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il varie entre 1,2 et 1,4.

βmax : coefficient qui dépend de nombre d'habitant.

γ : viscosité cinématique.

λ : coefficient de frottement de DRCY.

ρ : la masse volumique (kg/m^3)

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau 1: Précipitations mensuelles enregistrées	5
Tableau 2: Variation des températures moyennes, maximales et minimales	6
Tableau 3: Nombre d'habitants de centre GUEMMOUR a l'horizon 2019 Jusqu'à 2050 .	10
Tableau 4 : Estimation des Besoins domestique des différentes zones	11
Tableau 5 : Estimation des besoins en eau d'école primaire	11
Tableau 6 : Estimation des besoins en eau CEM.....	12
Tableau 7 : Estimation des besoins en eau socio-culturelle (mosquée).....	12
Tableau 8 : Estimation des besoins administratifs (APC)	12
Tableau 9 : Estimation des besoins administratifs (PTT).....	13
Tableau 10: Estimation des besoins Sanitaire (centre de santé)	13
Tableau 11: Estimation des besoins commerciaux	13
Tableau 12: La consommation moyenne journalière totale.....	14
Tableau 13: Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future	15
Tableau 14 : Consommation maximale et minimale journalière.....	16
Tableau 15: Valeurs de Bmax en fonction de nombre d'habitons	17
Tableau 16: Les débits maximale journalière et horaire a l'horizon 2050	18
Tableau 17: Variation de la consommation en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau 18: Variation des débits horaires	19
Tableau 19: Capacité du réservoir	30
Tableau 20: La hauteur manométrique total.....	47
Tableau 21: Les frais d'exploitation.....	47
Tableau 22: Les frais d'amortissement.....	48
Tableau 23: Bilan global des frais	48
Tableau 24: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	62
Tableau 25: Les points de la courbe caractéristique de la pompe	62
Tableau 26: Caractéristiques de la conduite	75
Tableau 27: Les tuyaux et les débits de route.....	87
Tableau 28: Débits aux nœuds.....	89
Tableau 29: Résultats de la simulation des conduites	93
Tableau 30 : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau	95

Liste des figures

Figure 1: Carte géographique de la commune de GUEMMOUR, wilaya de Bordj Bou Arréridj	4
Figure 2: Précipitations mensuelles enregistrées	5
Figure 3: Variation des températures moyennes, maximales et minimales	6
Figure 4 : Carte topographique de la zone d'étude [1]	7
Figure 5: Histogramme de nombre d'habitants à l'horizon 2050.....	10
Figure 6: Schéma général d'un réservoir.....	24
Figure 7: Conduite d'adduction.....	25
Figure 8: Conduite de distribution.....	25
Figure 9: Conduite de trop-plein	26
Figure 10: Schéma trop- plein et vidange.....	26
Figure 11 : Conduite de by-pass	27
Figure 12: Système à deux prises	28
Figure 13: Système à siphon.....	28
Figure 14: Schéma d'une adduction gravitaire.....	36
Figure 15: Schéma d'une adduction par refoulement.....	37
Figure 16: Schéma de l'adduction mixte.....	37
Figure 17: Ventouse automatique.....	39
Figure 18: Clapet anti retour.....	40
Figure 19: Schéma d'adduction.....	46
Figure 20: Constitution d'une pompe centrifuge	53
Figure 21: Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	54
Figure 22: Couplage en série	55
Figure 23: Couplage en parallèle.....	55
Figure 24: Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage	58
Figure 25: Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	59
Figure 26: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....	61
Figure 27: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression	61
Figure 28: Courbe caractéristique de la pompe 1	64
Figure 29 : Caractéristique du point de fonctionnement pour la deuxième pompe.....	64
Figure 30: Schéma générale d'un volant d'inertie	69
Figure 31: Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de surpression et de dépression	70
Figure 32: Représente une cheminé d'équilibre	72
Figure 33: Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.	72
Figure 34: Schéma d'un réseau ramifié.....	78
Figure 35: Schéma d'un réseau maillé	79
Figure 36: Schéma d'un réseau étagé	79
Figure 37: Schéma d'un réseau	80
Figure 38: Environnement de travail sur EPANET.....	83

Liste des figures

Figure 39: Réseau de distribution de la zone d'étude.....	84
Figure 40: Réseau de distribution après simulation (vitesses)	97
Figure 41 : Réseau de distribution après simulation (Pressions).....	97

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau recouvre 72% de la surface du globe. Elle est la principale constituante des êtres vivants et un élément indispensable à toute forme de vie.

L'eau est un élément essentiel et demeure une source de vie, pour tous êtres vivants, aussi bien animal que végétal, et ainsi contribue à leur subsistance. La demande en eau potable de consommation humaine ne cesse d'accroître en raison de la croissance démographique et du niveau de vie qui demande plus de consommation. [16]

A cet égard, rien de plus simple et de plus habituel que d'ouvrir un robinet pour avoir l'eau. Pourtant, on ne pense pas toujours que ce geste banal se cache la mise en œuvre de moyens et technologies complexes.

Dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent entre l'alimentation en eau potable et l'assainissement.

Par ailleurs, l'alimentation en eau potable est une technique qui consiste au transport de l'eau à un débit généralement non constant depuis le prélèvement dans le milieu naturel, jusqu'au robinet de l'abonné.

L'objet de notre étude est de dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable, afin de satisfaire les besoins en eau pour l'horizon projeté. Le plan de travail est composé des étapes suivantes.

- Nous débuterons notre travail par une présentation générale du site ainsi que les caractéristiques de la région.
- Ensuite nous procéderons dans le deuxième chapitre à l'estimation de la population et besoins en eaux aux divers horizons, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à l'horizon projeté.
- Le troisième chapitre consiste à la vérification de la capacité du réservoir a réalisé.
- Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction et estimation des frais minimaux pour les conduites de refoulement, on a déterminé les diamètres avantageux.
- Le cinquième chapitre, consiste à l'étude du choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet.
- Dans le sixième chapitre, nous avons parler sur le phénomène transitoire très dangereux du coup de bélier.

Introduction Générale

- Le dernier chapitre consiste à simuler le réseau de distribution en utilisant le logiciel Epanet, et en s'assurant que la demande des consommateurs en débit et en pression est satisfaite.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Le centre **GUEMMOUR**, commune de El ANNASSER, Wilaya de Bordj Bou Arreridj, reconnaît actuellement un problème majeur dans le domaine d'alimentation en eau potable, vu l'accroissement démographique, et le développement incessant des différents équipements (sanitaires, écoles). Dans ce contexte, l'actuel chapitre portera sur l'étude de toutes les caractéristiques du lieu, et les facteurs qui influent sur l'étude du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, la connaissance de la géologie, ainsi que la géologie du site, qui nous permettra de mener à bien notre travail.

I.1. Présentation de site

I.1.1. Situation géographique de la zone d'étude

Le centre de **GUEMMOUR** de la commune El –ANASSER wilaya de Bordj Bou Arreridj, se situé d'environ 13 Km à l'ouest chef-lieu de la wilaya.

La commune de El –ANASSER est délimité :

- **Au nord** : par la commune **SIDI MEBAREK**
- **Au sud** : par les communes **EL HAMMADIA ET BELIMOUR**
- **A l'est** : par la commune **AIN TASSERA**
- **A l'ouest** : par les communes **DE BORDJ BOU ARRERIDJ ET EL HAMMADIA**

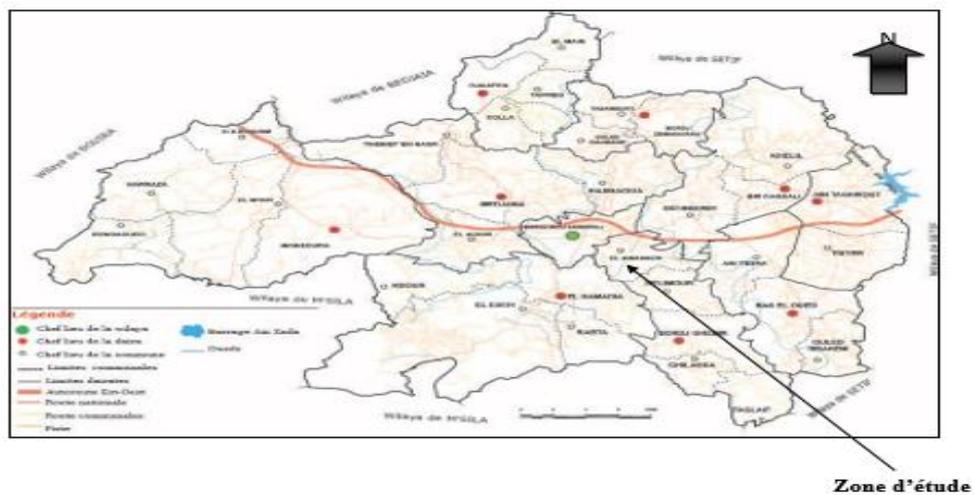


Figure (I.1): situation géographique de la wilaya de BBA

I.1.2. Situation climatique

Bien que, le périmètre d'étude offre un climat semblable, dans ces grands traits au climat continental caractérisant la wilaya. Le pluviomètre est lié à la position géographique de cette zone, ou la moyenne des précipitations annuelles entre 300 et 400 mm

Aussi, le régime pluviométrique présente une irrégularité au cours de l'année. Le mois de novembre suit le plus pluvieux, par centre, juillet et Août les plus chaudes, des orages ont lieu fréquemment au printemps et automne. Les gelées sont fréquentes en décembre et janvier, et la température moyenne annuelle se situe autour de 15°

I.1.2.1. La pluviométrie

Il tombe en moyenne un peu plus de 265.9 mm d'eau par ans, les saisons influent et corrigent quelque peu cette moyenne. Le mois le plus sec est le mois de juillet qui enregistre 0.0 mm de précipitations. Novembre, mai et aout apparaissent comme les mois où les précipitations sont les plus importantes, ils sont représentés dans le tableau (I.1)

Tableau (I.1): Précipitations mensuelles enregistrées

Moins	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	juil	Aout	Sep	oct	nov	De
Pluies (mm)	9.6	5.8	26.9	4.8	61.6	4.5	0.0	32.0	14.9	0.3	81.7	23.8

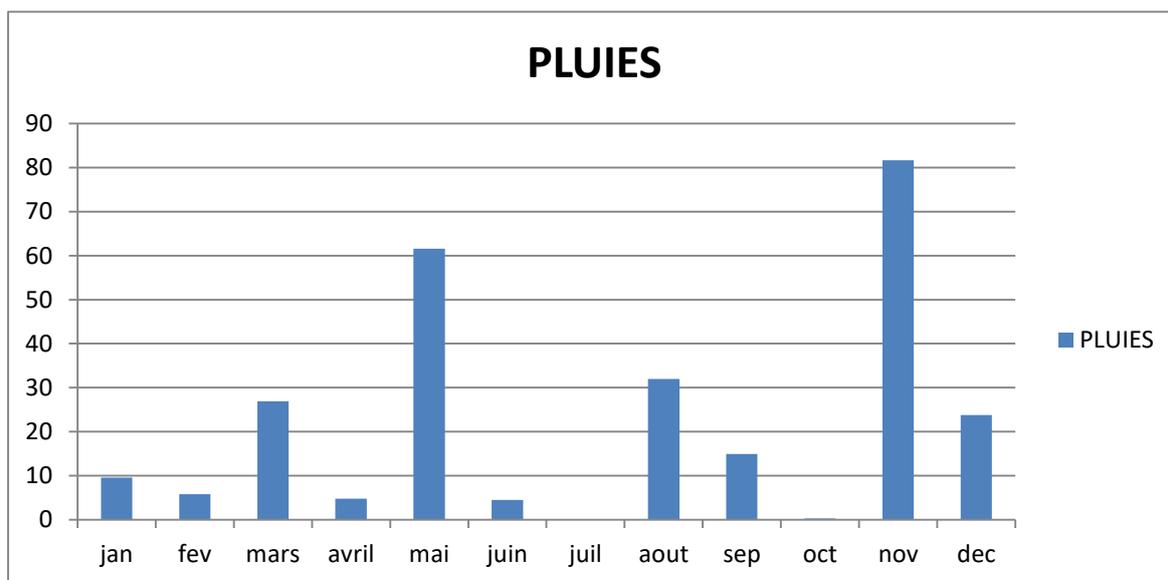


Figure (I.2): Précipitations mensuelles enregistrées

I.1.2.2. Température

En moyenne, la température relevée s'établit à 17.9°C avec une maximale de 21.9°C et une Minimale de 13.2°C. La température réelle maximale intervient en août avec 30°C et là Minimale en janvier-février avec 8°

Tableau (I.2): Variation des températures moyennes, maximales et minimales

Moins	Jan	Fev	mars	avril	Mai	Juin	juil	Aout	Sep	oct	nov	dec
Tem max	12.6	17.7	17.0	22.3	28.1	35.3	38.4	38.3	32.6	23.2	13.2	13.3
Tem min	3.4	6.3	5.1	8.9	14.0	18.9	22.1	21.6	18.7	10.2	7.0	4.0
Tem moy	7.9	12.0	11.1	15.6	21.0	27.1	30.2	30.0	25.6	16.7	10.1	8.6

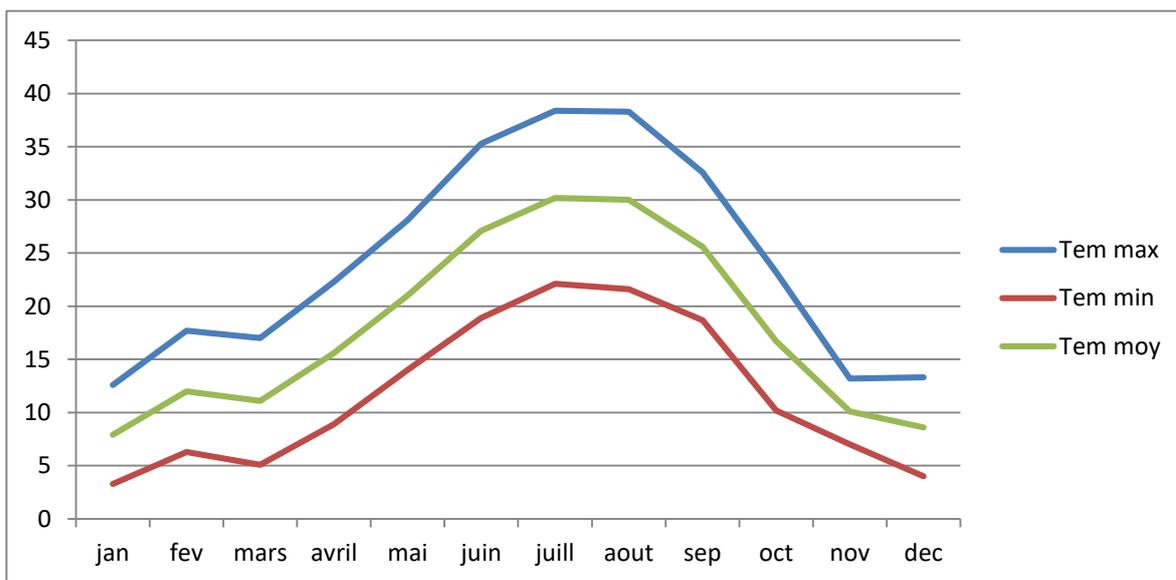


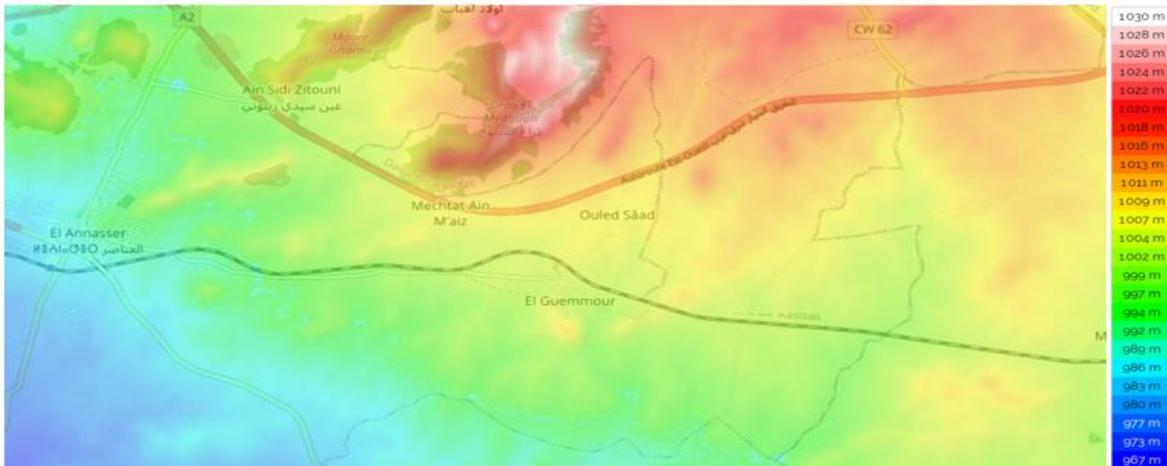
Figure (I.3): Variation des températures moyennes, maximales et minimales

I.1.3. Situation topographique

Dans la conception d'un projet d'alimentation en eau potable, la topographie a un rôle très important.

Notre zone d'étude est une zone montagneuse avec des altitudes qui varient entre 960m à 1030m

Figure (I.4) : Carte topographique de la zone d'étude [1]



Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté notre région d'étude ainsi toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de notre projet d'alimentation en eau potable de la région GEUMMOUR.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction

La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommation. Avant tout projet d'alimentation en eau potable il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommation existantes au niveau de l'agglomération.

II.1. Estimation des besoins en eau**II.1.1. Situation démographique**

La population du centre **Guemmour** est considérée comme une agglomération dense.

[2]

Le centre **Guemmour** comporte :

- Une population recensée 2019 N = 2275 habitants.
- Deux écoles (380 élèves)
- Centre de santé
- Maison de jeune
- PTT
- APC
- Deux mosquées
- Stade (sans les vestiaires)
- 01 restaurant
- 01 cafétéria
- 04 Alimentation générale
- 02 Quincaillerie

II.1.2. Estimation de la population future a différents horizons

Pour l'estimation de la population à l'horizon futur nous utiliserons l'expression des intérêts composées : [2]

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

D'où :

P_n : Population future à l'horizon voulu

P_o : Population actuel pour l'année 2019

T : Taux d'accroissement (2.5%)

N : Nombre d'années séparant l'année de futur et l'année de référence

**Tableau (II.1): Nombre d'habitants de centre GUEMMOUR a l'horizon 2019
Jusqu'à 2050 [2]**

Localite	Nombre d'habitants						
	Horizon 2019	Horizon 2025	Horizon 2030	Horizon 2035	Horizon 2040	Horizon 2045	Horizon 2050
Guemmour	2275	2638	2984	3377	3821	4323	4890

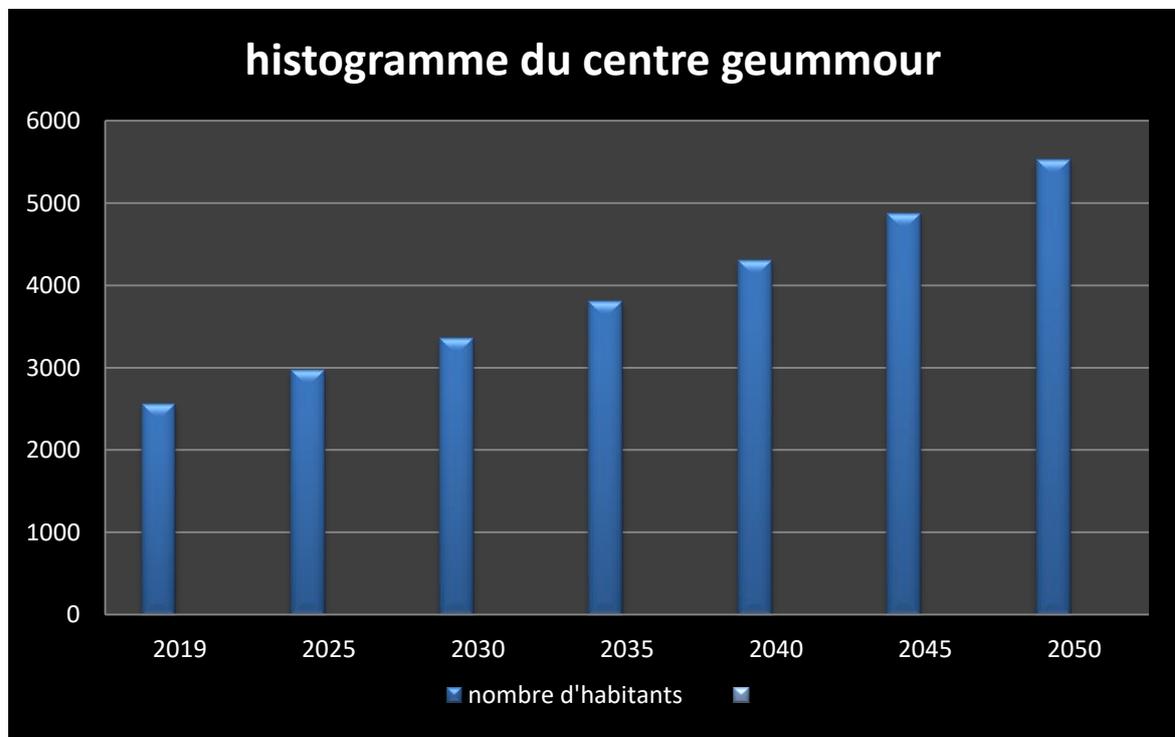


Figure (II.1): Histogramme de nombre d'habitants à l'horizon 2050

II.1.3. Estimation des besoins en eau des différents usagers

II.1.3.1. Besoins domestique

L'estimation des besoins en eau de différents horizons nécessite des normes de consommations unitaires. Celles-ci sont établies sur la base de certains critères (socio-économiques, sanitaires..). Elles doivent également permettre l'estimation des besoins en eau des populations afin de leur assurer une vie saine et hygiénique.

La consommation moyenne se détermine par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{Q_i \cdot N_i}{1000} \quad (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: la consommation moyenne journalière [m³ /j].

- Q_i : dotation journalière [l/j/h].

- N_i : nombre d'habitants.

Les besoins domestique estimés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (II.2): Estimation des Besoins domestique des différentes zones [2]

	Nombre d'habitant			Dotation l/J/hab.	Consommation moyenne journalière m ³ /j		
	2019	2035	2050		2019	2035	2050
Guemmour	2275	3377	4890	150	341.25	506.55	733.5

II.1.3.2. Estimation des besoins en eau d'école scolaire

Ecole primaire

Tableau (II.2) : Estimation des besoins en eau d'école primaire [2]

Localité	Nombre D'élèves			Dotation l/J/élève.	Consommation moyenne journalière m ³ /j		
	2019	2035	2050		2019	2035	2050
Guemmour	384	571	828	15	5,76	8.56	12.42

➤ CEM :

Tableau (II.3) : Estimation des besoins en eau CEM [2]

Localité	Nombre D'élèves			Dotation l/J/élève.	Consommation moyenne journalière m ³ /j		
	2019	2035	2050		2019	2035	2050
Guemmour	250	300	350	15	3,75	4,5	5.25

II.1.3.3. Estimation des besoins en eau socio-culturelle

- Mosquée (deux mosquée)

Tableau (II.4) : Estimation des besoins en eau socio-culturelle (mosquée) [2]

Localite	Nombre d'e fideles			Dotation l/j/fidele.	Consommation moyenne journaliere m ³ /j		
	2019	2035	2050		2019	2035	2050
Guemmour	512	761	1104	20	10.24	15.23	22.08

II.1.3.4. Estimation des besoins administratifs

➤ APC

Tableau (II.5) : Estimation des besoins administratifs (APC) [2]

Localité	Nombre d'équipement			Dotation l/J/fidele.	Consommation moyenne journalière m ³ /j		
	2019	2035	2050		2019	2035	2050
Guemmour	1	1	1	2000	2	2	2

➤ PTT

Tableau (II.6) : Estimation des besoins administratifs (PTT) [2]

Localite	Nombre d'équipement			Dotation l/j/fidele.	Consommation moyenne journaliere m ³ /j		
	2019	2035	2050		2019	2035	2050
Guemmour	1	1	1	2000	2	2	2

II.1.3.5. Estimation des besoins Sanitaire

➤ Centre de santé

Tableau (II.7): Estimation des besoins Sanitaire (centre de santé) [2]

Localite	Nombre d'équipement			Dotation l/j/fidele.	Consommation moyenne journaliere m ³ /j		
	2019	2035	2050		2019	2035	2050
Guemmour	1	1	1	2000	2	2	2

II.1.3.6. Estimation des besoins commerciaux

Tableau (II.8): Estimation des besoins commerciaux [2]

Type De Consommateur	Nombre d'équipement			Dotation l/équipement	Consommation moyenne journaliere m ³ /j		
	2019	2035	2050		2019	2035	2050
Restaurant	1	1	2	2000	2	2	4
Cafés	1	2	3	2000	2	4	6
Quincaillière	2	3	3	2000	4	6	6
Super marché	3	4	4	2000	6	8	8
Total					14	20	24

II.2. La consommation moyenne journalière totale

La consommation moyenne journalière est définie comme étant la somme de différentes consommations de l'Agglomération, Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la zone à l'horizon 2050 sont représentés dans le tableau suivant

Tableau (II.9): La consommation moyenne journalière totale

Type de consommateur	Consommation moyenne journalière m^3/j		
	Court Terme (2019)	Moyenne Terme (2035)	Long Terme (2050)
Besoins domestique	341,25	506,55	733,5
Besoins scolaire	9,51	13,06	17,67
Besoins socio cultural	10,24	15,23	22,08
Besoins administratives	2	2	2
Besoins sanitaire	4	4	4
Besoins commerciaux	14	20	24
Total	381	560,84	803,25

II.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

Tenant compte des fuites et du gaspillage qui peuvent exister, nous pouvons les compenser, en majorant la consommation avec un coefficient de majoration d'environ 10% ; On peut exprimer la majoration de la consommation journalière par l'équation suivante :

$$Q_{moy.j.maj} = Kf \times Q_{moy.j} \quad (II.3)$$

Avec :

- $Q_{moy.j.maj}$: Débit moyen majoré (m^3/j) ;
- Kf : Coefficient de majoration = 1.2 ;
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).

Les débits majorés journaliers pour divers horizons sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.10): Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future

Zone	Besoin actuels (m ³ /j) 2019	Besoins actuels majorés (m ³ /j) 2019	Besoins futurs (m ³ /j) 2050	Besoins futurs Majorés (m ³ /j) 2050
Guemmour	381	457,2	803,25	963,9

A l'horizon 2050 la consommation moyenne journalière du village s'élèvera à 963,9 (m³ /j) soit un débit de 11,15 (l/s).

II.4. Etude des variations de la consommation

II.4.1. Variation de la consommation journalière

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{MAX.J}$ et minimum $K_{min.j}$

II.4.1.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)

$$Q_{max J} = K_{max J} * Q_{moy J} \quad (II.4)$$

$K_{max J}$: Coefficient d'irrégularité de la consommation journalière

$$K_{max J} = Q_{max J} / Q_{moy J}$$

$$K_{max J} = (1.1 \div 1.3)$$

On prend : **$K_{max J} = 1.3$** [pour avoir une estimation maximale]

II.4.1.2. Consommation minimale journalière ($Q_{MOY.J}$)

Elle est définie à partir du coefficient minimal journalier qui est déterminé comme étant le rapport de consommation minimale et la consommation moyenne journalière,

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

Avec ;

– $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m³ /j),

- $K_{max,j}$: coefficient d’irrégularité journalière minimum, $K_{min,j}=(0,7-0,9)$.

- $Q_{max.j}$; consommation maximal journalière qui correspond a la journée la plus chargée de l’année.

Tableau (II.11) : Consommation maximale et minimale journalière

Consommation maximal journalier				
Zone d’étude	Année	Consommation moyenne journalier majoré (m ³ /j)	K_{maxj}	Consommation maximale journalier (m ³ /j)
Guemmour	2019	381	1,3	495,3
	2050	963,9		1253,07
Consommation minimale journalière				
Zone d’étude	Année	Consommation moyenne journalier majoré (m ³ /j)	K_{maxj}	Consommation maximale journalier (m ³ /j)
Guemmour	2019	381	0,8	304,8
	2050	963,9		771,12

II.4.2. Variation de la consommation horaire

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée (sur les 24 heures). Ces variations sont Caractérisées par les coefficients $K_{max.h}$ et $K_{min.h}$ appelées respectivement de variation maximale horaire et minimale horaire.

– Consommation moyenne horaire :

$$Q_{moy. h} = Q_{max. h} / 24 \tag{II.6}$$

– Consommation maximale horaire :

$$Q_{max. h} = K_{max. h} * Q_{moy. h} \tag{II.7}$$

– Consommation minimale horaire :

$$Q_{min. h} = k_{min. h} * Q_{moy. h} \tag{II.8}$$

Avec :

- $Q_{max. h}$: La consommation maximale horaire (m³ /h) ;
- $Q_{moy. h}$: la consommation moyenne horaire (m³ /h) ;
- $K_{max. h}$: le coefficient d’irrégularité maximal horaire ;
- $k_{min. h}$: le coefficient d’irrégularité minimal horaire ;

II.4.2.1. Consommation maximale horaire

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

$$Q_{max, h} = K_{max, h} . Q_{max. j} / 24 \tag{II.9}$$

Avec : - $Q_{max. j}$: Débit maximum journalier;

- $K_{max, h}$: Coefficient d’irrégularité maximale horaire calculé pour notre agglomération $K_{max, h} = \alpha_{max} . \beta_{max} = 1.3 * 1.4 = 1.82$ Avec :

✓ β_{max} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population ($\beta = 1.6$).

Tableau (II.12): Valeurs de Bmax en fonction de nombre d’habitons

habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

✓ α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,4** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$

Tableau (II.13): Les débits maximale journalière et horaire a l'horizon 2050

Horizon	$K_{max h}$	$Q_{max J}$ (m ³ /j)	$Q_{max, h}$ (m ³ /h)
2019	1,82	495,3	37,56
2035		874,91	66,35
2050		1253,07	95,02

II.5. Variation de la consommation horaire

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau:

Tableau (II.14): Variation de la consommation en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5

13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Tableau (II.15): Variation des débits horaires

Heures	Pourcentage de consommation	Consommation total $Q_{max. h}$		
		495,3	874,91	1253,07
(h)		2019	2035	2050
0-1	0,9	4,45	7,87	11,27
1-2	0,9	4,45	7,87	11,27
2-3	0,9	4,45	7,87	11,27
3-4	01	4,953	8,74	12,53
4-5	1,35	6,68	11,81	16,91
5-6	3,85	19,06	33,68	48,24
6-7	5,2	25,75	45,33	65,15
7-8	6,2	30,7	54,24	77,69
8-9	5,5	27,24	48,12	68,91
9-10	5,85	28,97	51,18	73,30
10-11	05	24,76	43,74	62,65
11-12	6.5	32,19	56,86	81,44
12-13	7.5	37,14	65,61	94
13-14	6,7	29,71	58,61	83,95
14-15	5,35	26,5	46,80	67,03

15-16	4,65	23,03	40,68	58,26
16-17	4,5	22,28	39,37	56,38
17-18	5,5	27,24	48,12	68,91
18-19	6,3	31,20	55,11	78,94
19-20	5,35	26,5	46,80	67,03
20-21	5	24,76	43,74	62,65
21-22	03	14,86	26,24	37,6
22-23	02	9,90	17,5	25,06
23-24	01	4,953	8,74	12,53
Total	100			

En analysant le tableau (15) précédent, on constate que le débit de pointe est de 94 m³/h qui correspondent aux périodes 12-13.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'estimer les différents besoins de la zone d'étude. En effet en intégrant toutes les catégories de consommation, le total des besoins en eau à l'horizon 2050 est évalué à 1253,07 m³ /j, soit 14,50 l/s. Les résultats obtenus nous permettrons par la suite d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, garantir le bon fonctionnement du système tout en assurant aux habitants des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III
Réservoir

Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut choisir un réseau qui permet l'alimentation en eau potable des localités en question, ce réseau comporte plusieurs éléments, à savoir des stations de pompage, des conduites de refoulements et de distribution, des ouvrages de stockage et des ouvrages de protection.

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 destiné à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer la capacité des ouvrages de stockage nécessaire pour satisfaire les besoins futurs à alimenter.

III.1. Fonction des réservoirs

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples, ils interviennent notamment dans : [6]

- 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.

III.2. Emplacement des réservoirs

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

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote 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 a 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.

III.3. Classification des réservoirs

D'après la nature du matériau de construction, on distingue : [6]

- Les réservoirs métalliques
- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé
- D'après la position par rapport au sol, ils peuvent être :
- Enterrées
- Semi enterrés
- Surélevés

D'après leurs formes :

- Circulaire
- Rectangulaires
- Ou d'une forme quelconque.

III.4. Choix du type de réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés; à savoir : [7]

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économiques. Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts.
- À l'abri des contaminations.
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines.
- À l'abri des pluies et des poussières. [3]

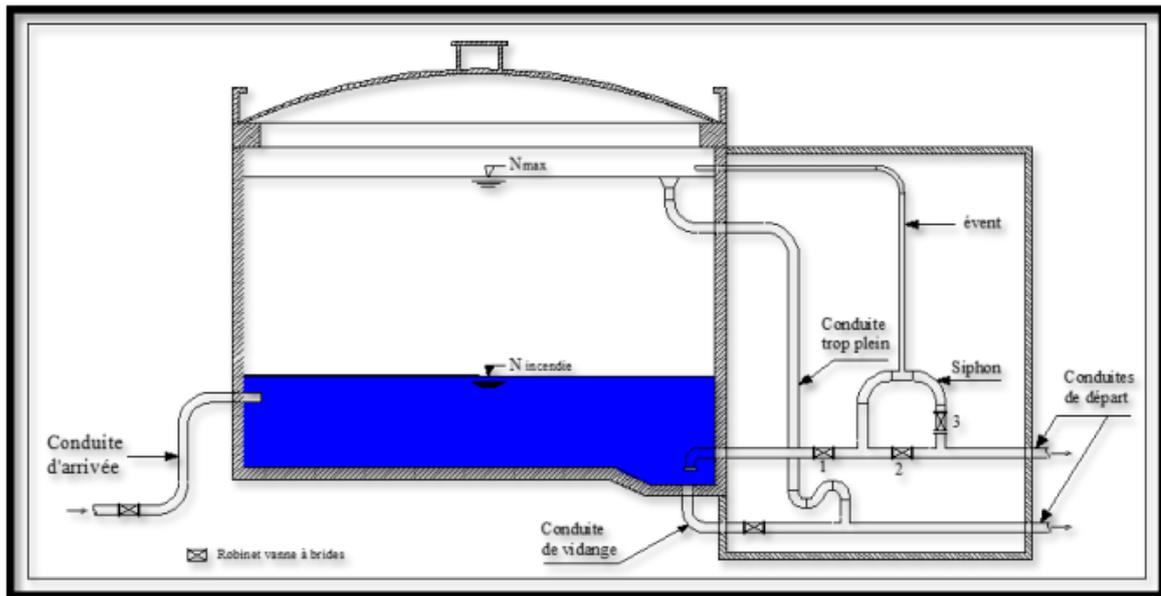


Figure (III.1): Schéma général d'un réservoir [3]

III.5. Equipement des réservoirs

III.5.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée

La conduite d'adduction débouche dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximum l'obturation se fait par un robinet flotteur si l'adduction s'effectue est gravitaire ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

En haut : soit avec une chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Pour la première une chute libre dans la cuve provoque une oxygénation des eaux, favorable surtout pour des eaux souterraines. De même que l'arrivée en chute libre peut provoquer pour certaines eaux une destruction de l'équilibre carbonique suite à une aération intense, qui s'établit au sien du liquide et précipite le calcium d'où un entartrage. [12]

En bas : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

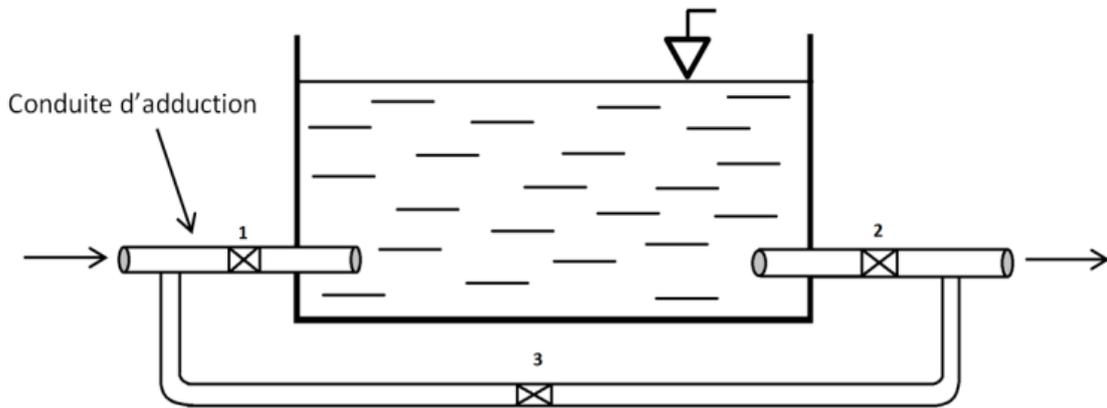


Figure (III.2): Conduite d'adduction [12]

III.5.2. Conduit de distribution

Le départ d'eau s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des dépôts de boue et de sable qui généralement se décantent dans le fond de la cuve. il y a lui aussi de réservé un minimum de 0.5 m dessus la génératrice supérieur de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ s'effectuera à l'oppose de l'arrivée, une vanne sera ménagée sur le départ de la conduite. [12]

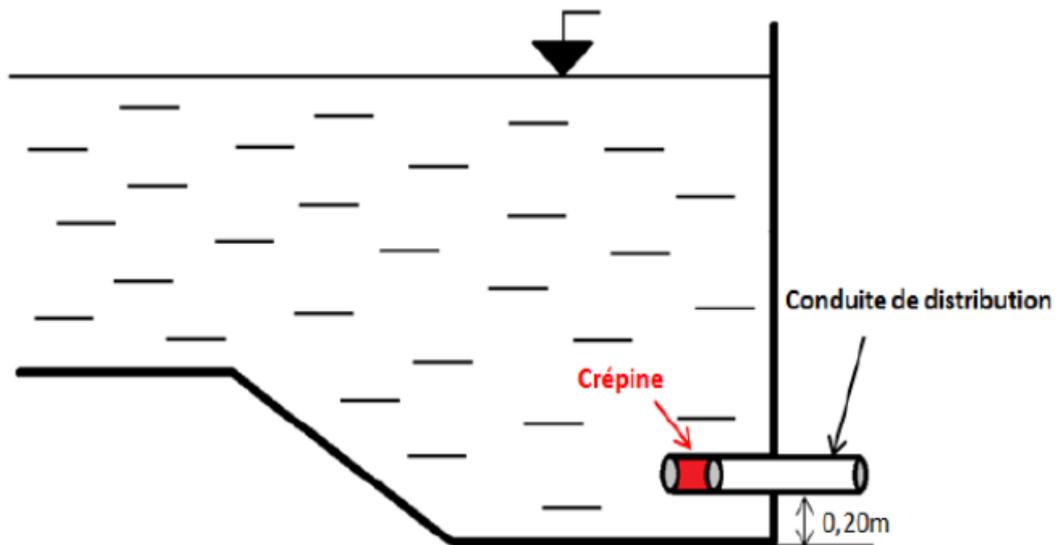


Figure (III.3): Conduite de distribution [12]

III.5.3. Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve. [8]

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure (III.4) suivant :

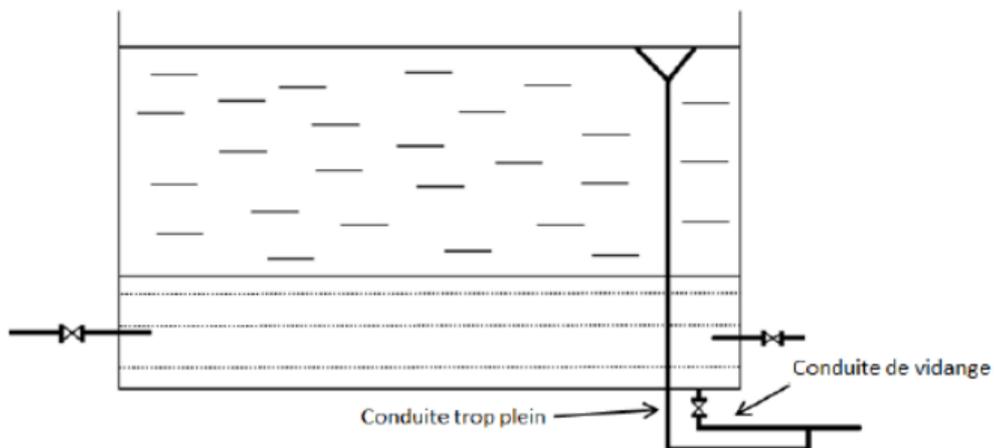


Figure (III.4): Conduite de trop-plein [8]

III.5.4. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière. [8]

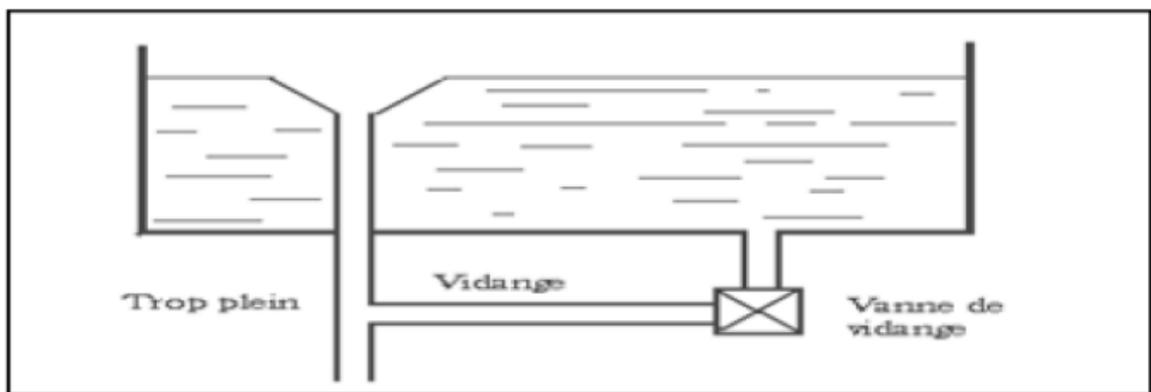


Figure (III.5): Schéma trop-plein et vidange [8]

III.5.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution. La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3). [8]

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure suivant :

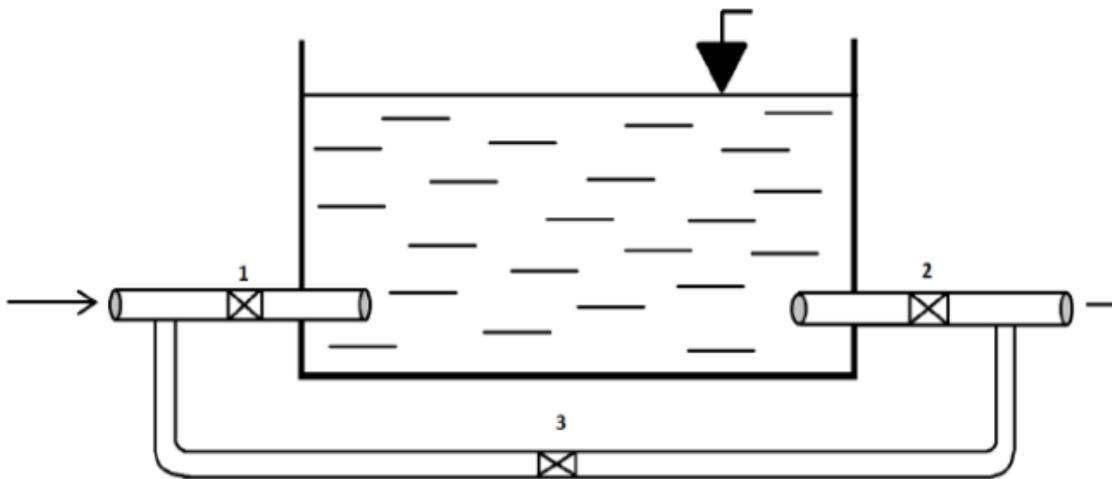


Figure (III.6) : Conduite de by-pass [8]

III.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau d'eau supérieur. Afin de conserver la réserve d'eau destinée pour lutter contre les incendies. Deux types de procédés sont utilisés [8] :

III.5.6.1. Le système à deux prises

En temps normal, (1) est fermée et (2) ouvert, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

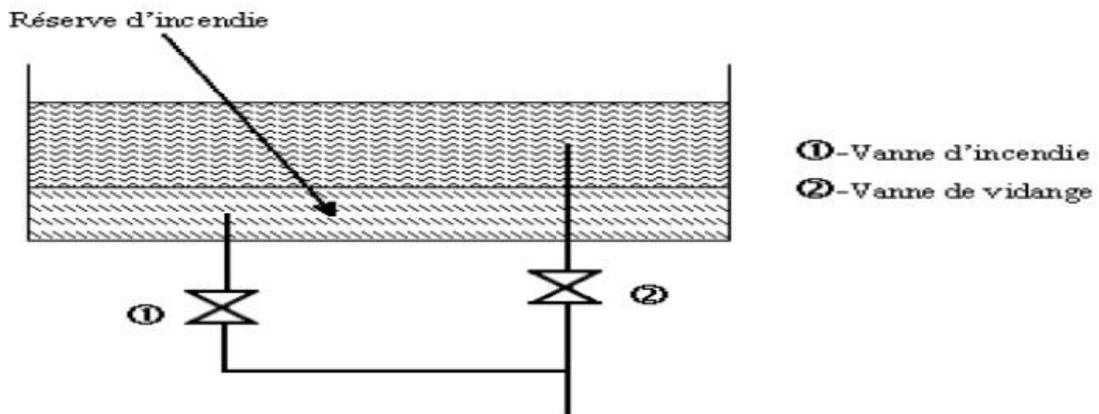


Figure (III.7): Système à deux prises [8]

III.5.6.2. Système à siphon

En temps normal, (1) ouvert et la vanne (2) fermée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2). Il est bon de prévoir un troisième robinet vanne (3), normalement ouvert, qui permet de réparer (1) ou (2) en cas de besoin. La vanne (2) sera de préférence une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

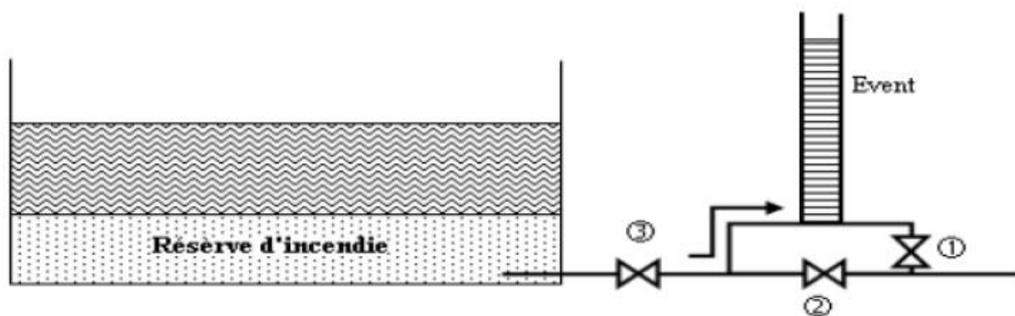


Figure (III.8): Système à siphon [8]

III.6. Entretien des réservoirs

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

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois;

- Examen des parois et réparations éventuelles;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés;
- Remise en service. [8]

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

III.7. Dimensionnement du réservoir

III.7.1. 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.

III.7.1.1. Méthode analytique

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera 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 :

$$v_{max} = (P\% \times Q_{max.j}) / 100 \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

v_{max} : volume maximal du stockage pour la consommation (m³)

$Q_{max.j}$: Consommation maximal journalière (m³ /j)

P% : résidu maximal dans le réservoir.

III.7.1.2. Détermination de la valeur de P

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures.
- On repartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée

- La différence entre l’apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera 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 (P_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} = |R + max| + |R - max| \tag{III.2}$$

Avec :

$R + max$: Résidu maximum positif (%).

$R - max$: Résidu minimum négatif (%)

- Le volume total est donc :

$$V_t = V_{max} + V_{inc} \tag{III.3}$$

- V_t : volume total du réservoir.

- V_{max} : volume maximal de stockage.

- V_{inc} : volume d’incendie (120m³).

III.7.2. Calcul du volume du réservoir d’eau

III.7.2.1. Capacité de la bâche d’eau

Le volume sera déduit à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure durant 20 heures, les résultats sont représenté dans le tableau (III.1) suivants : [Annexe 2]

Tableau (III.1): Capacité du réservoir

Heures	Apport %	Consommation %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	5	0.9	4,1	-	4,1
01-02	5	0.9	4,1	-	8,2
02-03	5	0,9	4,1	-	12,3
03-04	5	1.00	4	-	16,3
04-05	5	1,35	3,65	-	19,95

05-06	5	3.85	1,15	-	21,1
06-07	5	5.2	-	-0,2	20,9
07-08	5	6.2	-	-1,2	19,7
08-09	5	5.5	-	-0,5	19,2
09-10	5	5.85	-	-0,85	18,35
10-11	5	5.00	-	-	18,35
11-12	5	6.50	-	-1,5	16,85
12-13	5	7.50	-	-2,5	14,35
13-14	5	6.7	-	-1,7	12,65
14-15	5	5.35	-	-0,35	12,3
15-16	5	4.65	0,35	-	12,65
16-17	5	4.50	1,5	-	14,15
17-18	5	5.50	-	-0,5	13,65
18-19	0	6.3	-	-6,3	7,35
19-20	0	5.35	-	-5,35	2
20-21	0	5.00	-	-5	-4
21-22	0	3.00	-	-3	-7
22-23	5	2.00	3	-	-4
23-24	5	1.00	4	-	0
TOTAL	100	100	-	-	-

D'après le tableau (III.1) on déduire le Pourcentage maximal de stockage est de :

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

Avec :

P_{max} : Pourcentage maximal de stockage.

$R - max$: Résidu maximum négatif.

$R + max$: Résidu maximum positif.

DONC :

$$P_{max} (\%) = |21,1| + |-7| = 28,1\%$$

$$Vu = \frac{Q_{max.j} * P_{max}}{100} \quad (III.5)$$

V_u : Le volume utile.

Alors :

$$V_{max} = \frac{1253,07 \cdot 28,1}{100}$$

$$V_{max} = 352,11 m^3$$

On prend $V_{inc} = 120 m^3$ ce qui donne le volume de réservoir:

$$V_r = 352,11 + 120 = 472,11 m^3$$

$$V_r = 472,11 m^3$$

La capacité du réservoir existant est de $400 m^3$. Donc la capacité du réservoir projeté est de $500 m^3$

• **Diamètre du réservoir de $500 m^3$**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_r}{3,14 \cdot h}} \quad (\text{III.6})$$

- V : Volume du réservoir en m^3 ;
- S : Surface circulaire du réservoir en m^2 ;
- h : hauteur d'eau dans le réservoir, comprise entre 4 et 6 m.

On prend : $h = 4 m$. $h : 4$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_r}{3,14 \cdot h}} = 12,26 m$$

$$D = 12,26 m$$

On prend $D = 13 m$.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué le calcul de vérification de capacité de stockage de réservoir existant au centre GEMOUR, on a déduire que leurs capacité sera insuffisante pour l'horizon d'étude 2050 ce qui ne nécessitera de projeté un réservoir de 100 m³.

Chapitre IV
L'adduction

Introduction

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau (source, forage, barrage etc...) jusqu'au point d'utilisation (réservoir de stockage).

L'objectif de cette étude est la mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et économique peu coûteux.

Les conduites d'adduction doivent satisfaire pendant leurs durées d'utilisation les besoins de la population et être en mesure de véhiculer un débit maximal journalier.

IV.1. Types d'adduction

De par leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées selon leurs charges en adduction :

- Gravitaire
- Par refoulement
- Mixte (refoulement et gravitaire).

IV.1.1.1. Adduction gravitaire

Le captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération dans ce cas l'ouvrage d'adduction peut consister :

- En canal découvert ou un aqueduc couvert, il fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression.
- En une conduite forcée, il fait appel à l'écoulement sous pression. [7]

IV.1.1.2. Adduction par refoulement

Le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Dans ce cas les eaux sont relevées par une station de pompage (ou de reprise) dans une conduite sous pression. [7]

IV.1.1.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relai entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoirs tampon. [8]

IV.2. Choix du tracé

Le choix du tracé des conduites d'adduction se base sur des conditions économique, technique et topographique qu'on essayera de respecter dans la mesure du possible. Ces conditions se résument comme suit : [10]

- Dans un but économique, le tracé doit être le plus court possible ayant un profil régulier afin de réduire les frais d'investissement.
- Dans le but technique, et pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel, lors de la réalisation, on doit suivre les chemins existants (routes et pistes)
- Rechercher la possibilité d'alimenter l'agglomération gravitairement
- Eviter les contres pentes susceptibles de créer des poches d'air (cantonnements) aux points hauts. Dans le cas de refoulement, il peut résulter en ces endroits une cavitation par suite d'arrêts inopiné (imprévu) de la pompe pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.
- Les coudes être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et dans le but de minimiser les pertes de charge.

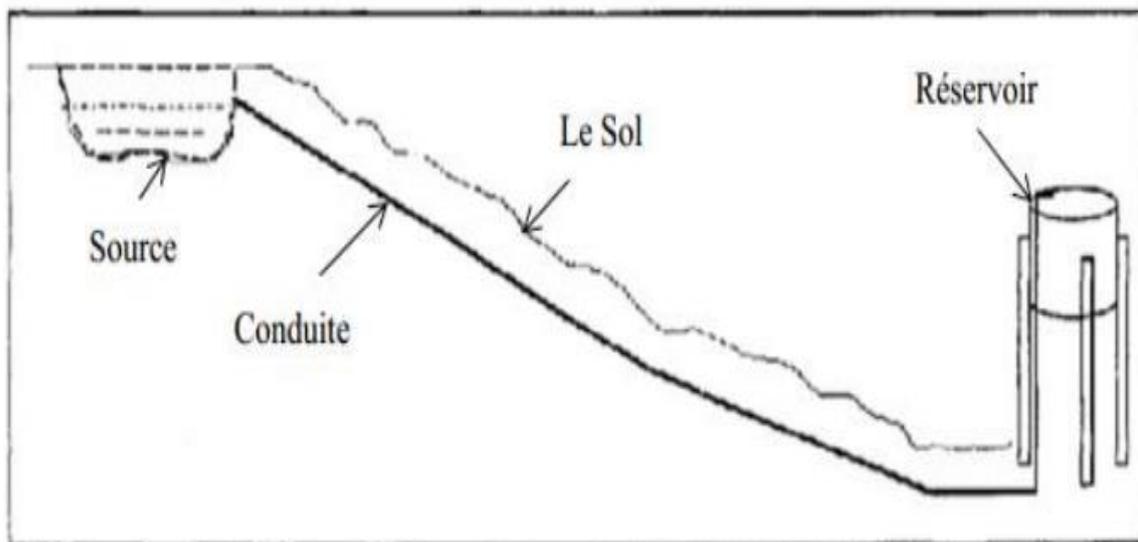


Figure (IV.1): Schéma d'une adduction gravitaire. [10]

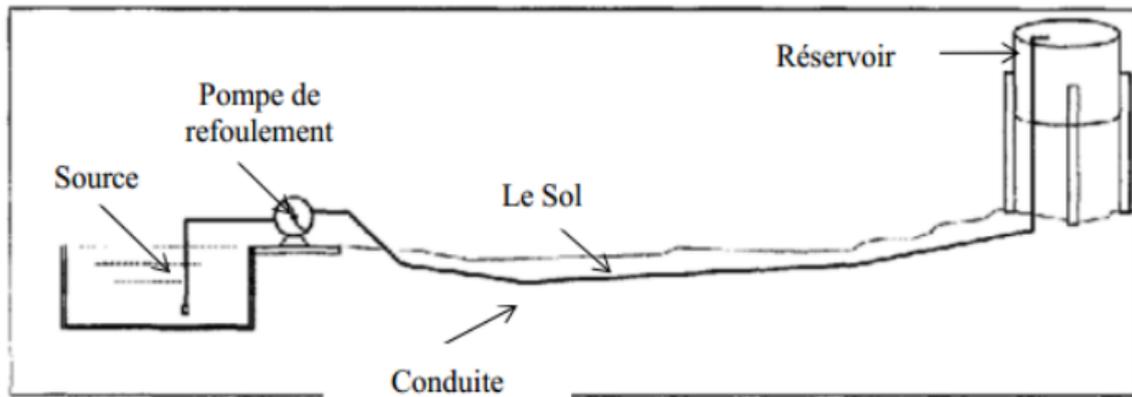


Figure (IV.2): Schéma d'une adduction par refoulement. [10]

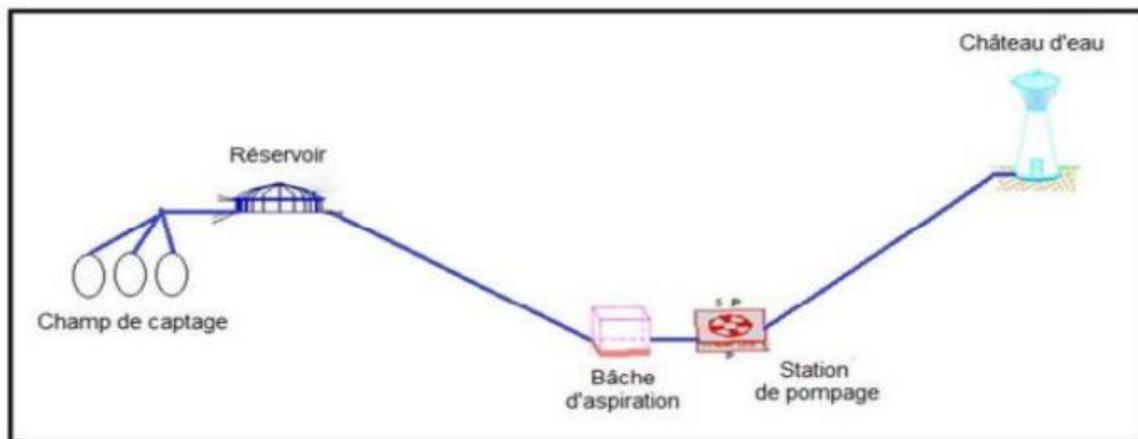


Figure (IV.3): Schéma de l'adduction mixte. [10]

IV.3. Choix du type de matériaux

Les choix du type de matériaux des conduites consistent l'élément principal du réseau, leur choix doit être répondre aux exigences suivantes : [10]

- Disponibilité du produit
- Les couts de fournitures et de mise en œuvre
- Le diamètre et la pression de service
- Facilité d'entretien et d'exploitation
- Durée de vie
- Adaptation aux terrains de pose

Les tuyaux les plus utilisés sont :

- Métalliques : aciers, fonte, (grise, ductile), acier galvanisé
- A base de ciment : amiante, ciment, béton armé ;
- En matières thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD, PEBD).

IV.4. Système de raccordement

Il existe trois systèmes de raccordement pour le PEHD :

- Bout à bout
- Raccordement par accessoires à compressions
- Raccordement par accessoires électro-soudables.

Remarque :

Dans notre projet, nous adopterons les conduits en polyéthylène à haute densité (PEHD), au vu des avantages multiples qu'ils présentent à savoir :

- Facile à poser
- Fiable au niveau de branchement (pas de fuites)
- Durée de vie théorique de 50 ans à 20 °C
- Bonnes caractéristiques hydraulique (coefficient de rugosité très fiable) qui assure une parfaite circulation des fluides, une utilisation totale de débit et l'absence d'entartrage.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier)
- L'élasticité et flexibilité le rendent insensible aux mouvements de terrain
- Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats
- Possibilité d'enroulement
- Légèreté, ils sont 4 fois plus légers que les tubes traditionnels, ce qui facilite leur transport et leur manipulation
- Une faible consommation d'énergie électrique dans la station de pompage
- Un faible coût

IV.5. Equipement hydrauliques des conduites d'adduction

IV.5.1. Les vannes de sectionnement

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

- **Les robinets à boisseau** : comporte un corps contenant une clé évidée, cylindrique, tronconique ou sphérique, ajustée dans un corps. L'obturation est obtenue par une rotation de la clé 90°.
- **Les robinets à soupape** : leur obturation est réalisée par une soupape solidaire d'une vis de commande. La rotation de la vis a pour effet d'appliquer ou non la soupape sur son siège. [4]

IV.5.2. Les ventouses

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

- **Les ventouses manuelles** : sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet a commande manuelle.
- **Les ventouses automatiques** : comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice place à la partie supérieure de couvercle.



Figure (IV.4): Ventouse automatique [4]

IV.5.3. Les robinets de décharge (vidange)

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. [4]

IV.5.4. Les clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau). Les clapets les plus utilisés sont ceux dites des soupapes de retenue à tuyère ou la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet abattant, 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. [5]

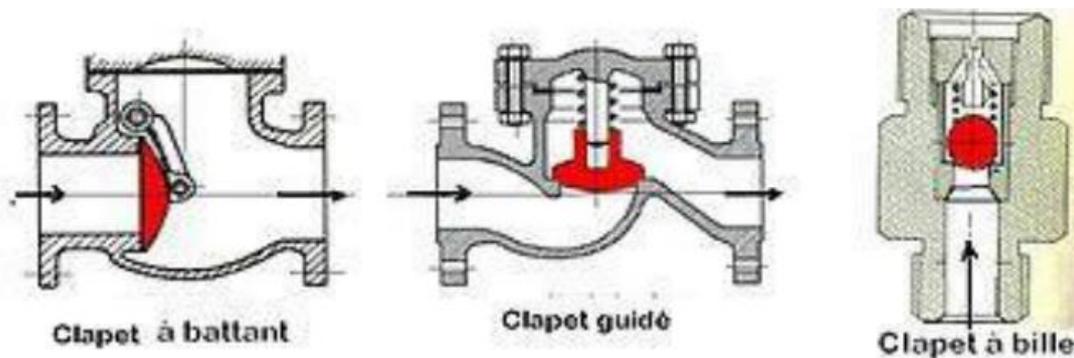


Figure (IV.5): Clapet anti retour [5]

IV.5.5. Les crépines

Ce sont des appareils en forme de panier, en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci.[4]

IV.6. Etude Technico-Economique

Le transport de l'eau constitue un investissement considérable généralement. On doit alors examiner toutes les options possibles sur les plans technique et financier. Le lien économique entre les stations de pompes et les conduites de refoulement nous impose de choisir notre diamètre toute en faisant un compromis entre les tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement croissent avec le diamètre.

- Les frais d'exploitation de la station de pompage diminuent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charges.

IV.6.1. Calcul de diamètre économique

Pour dimensionner les conduites, on utilise dans une première approche la méthode de BONIN et BRESS, cette méthode permet de déterminer unique en fonction du débit.

- **Formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$** (IV.1)

- **Formule de BRESS : $D = 1,5 \sqrt{Q}$** (IV.2)

Avec :

- **D : Diamètre de la conduite en mètre**

- **Q : Débit véhiculé en m^3/s**

Avec ses deux formules de BRESS et BONIN, nous choisirons une gamme de diamètre, parmi lesquels nous choisirons à la fin, le diamètre le plus économique qui correspondra au cout minimale des frais d'exploitation augmenté des frais d'amortissement.

IV.6.2. Les paramètres hydrauliques

IV.6.2.1. Calcul de la vitesse

La vitesse est tirée de la formule du débit :

$$Q = V * S = \frac{V * \pi * D^2}{4} \quad (IV.3)$$

Avec :

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

V: la vitesse d'écoulement en (m/s).

Q : débit transitant dans la conduite en (m³ /s).

D : diamètre intérieur de la conduite

IV.6.2.2. Calcul des pertes de charge

On considère deux types de pertes de charge :

- Pertes de charge linéaires : dues aux frottements contre les parois internes de la conduite.

– Pertes de charge singulières (locales) : au niveau des coudes, clapets et les pièces spéciales.

A. Pertes de charge linéaires

Elles sont exprimées par la relation universelle de DARCY.

$$J = \frac{\lambda \cdot v^2}{D \cdot g \cdot 2} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

J : gradient des pertes de charge.

V : vitesse en (m/s)

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81$ (m/s²)

D : diamètre en (m)

λ : coefficient de frottement donné ou de résistance qui dépend du régime d'écoulement et de la rugosité relative (K/D) de la conduite.

λ sera déterminé avec la formule de COOLBROOK; pour un régime transitoire :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 \cdot D} + \frac{251}{\text{Re} \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- K : rugosité de la conduite en (mm)

- D : diamètre de la conduite en (mm)

- R_e : nombre de Reynolds

• Pour les tubes en PEHD :

K = 0.01 mm si $D \leq 200$ mm

K = 0.02 mm si $D > 200$ mm

B. Nombre de REYNOLDS

Il est donné par la relation :

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (\text{IV.7})$$

Ou :

ν : viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ à la température de 20°C . Elle est calculée par la relation :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 \cdot t + 0.000221 \cdot t^2} \text{ [stockes]} \quad (\text{IV.8})$$

$$A = \theta \ 20^\circ\text{C} \implies \nu = 1.301 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}.$$

Une fois trouvé tous ces paramètres on peut évaluer les pertes de charge linéaires pour toute la longueur de la conduite « L ».

Soit :

$$H_L = J \cdot L = \frac{\lambda \cdot V^2}{D \cdot 2g} \cdot L \quad (\text{IV.9})$$

C. Pertes de charge singulière

Elles sont dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissements brusques ou progressifs, elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaire, pour les conduits en PEHD. Donc les pertes de charge singulières sont :

$$H_S = 0.1 \cdot H_L \quad (\text{IV.10})$$

D. Pertes de charge totale

Elles présentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque conduite de longueur L ; donc on aura :

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{IV.11})$$

IV.7. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), et les pertes de charges totales résultantes du refoulement et de l'aspiration.

$$H_{M_t} = H_g + H_t \quad (\text{IV.12})$$

Où ;

- H_t ; Pertes de charge totale $H_t=H_r+H_{asp}$
- H_r ; Pertes de charge au refoulement
- H_{asp} ; Pertes de charge au l'aspiration
- H_g ; Hauteur géométrique qui correspond a la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

IV.7.1. Puissance absorbée par la pompe

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{n} \quad (\text{IV.13})$$

Où :

- P_a : puissance absorbée par la pompe en (KW)
- n : Rendement de pompage, on prend $n=0,7$
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale
- Q : débit refoulé (m³/s)

IV.7.2. Energie consommée par la pompe

$$E = P \cdot t \cdot 365 (\text{KWh/an}) \quad (\text{IV.14})$$

Où ;

- t ; Nombre d'heure de pompage par jour (24h/24h)
- p ; Puissance de pompe (KW)

IV.7.3. Prix d'énergie (frais d'exploitation)

$$F_{exp} = E \cdot e \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- e ; Prix du (kWh) d'après Sonelgaz $e=4,67(\text{DA/ml})$
- E ; Energie de consommation(KWh)
- F_{exp} ; Frais d'exploitation(Da)

IV.7.4. Frais l'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{am} = P_u * L * A \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- **P_u** : le prix unitaire de la conduite (DA/ml)
- **L** : Longueur de la conduite en m
- **A** : Annuité

• Calcul de l'amortissement annuel

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV.17})$$

Où :

- **I** : Taux d'annuité (i=8%)
- **n** : Nombre d'année d'amortissement (n=31)

Application :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{31}-1} + 0,08 = 0,088$$

IV.7.5. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

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

IV.8. Les diamètres normalisés et les prix des conduits

Les prix des diamètres normalisés des conduites en PEHD sont pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire (**Annexe 1**)

IV.9. Description du schéma d'adduction

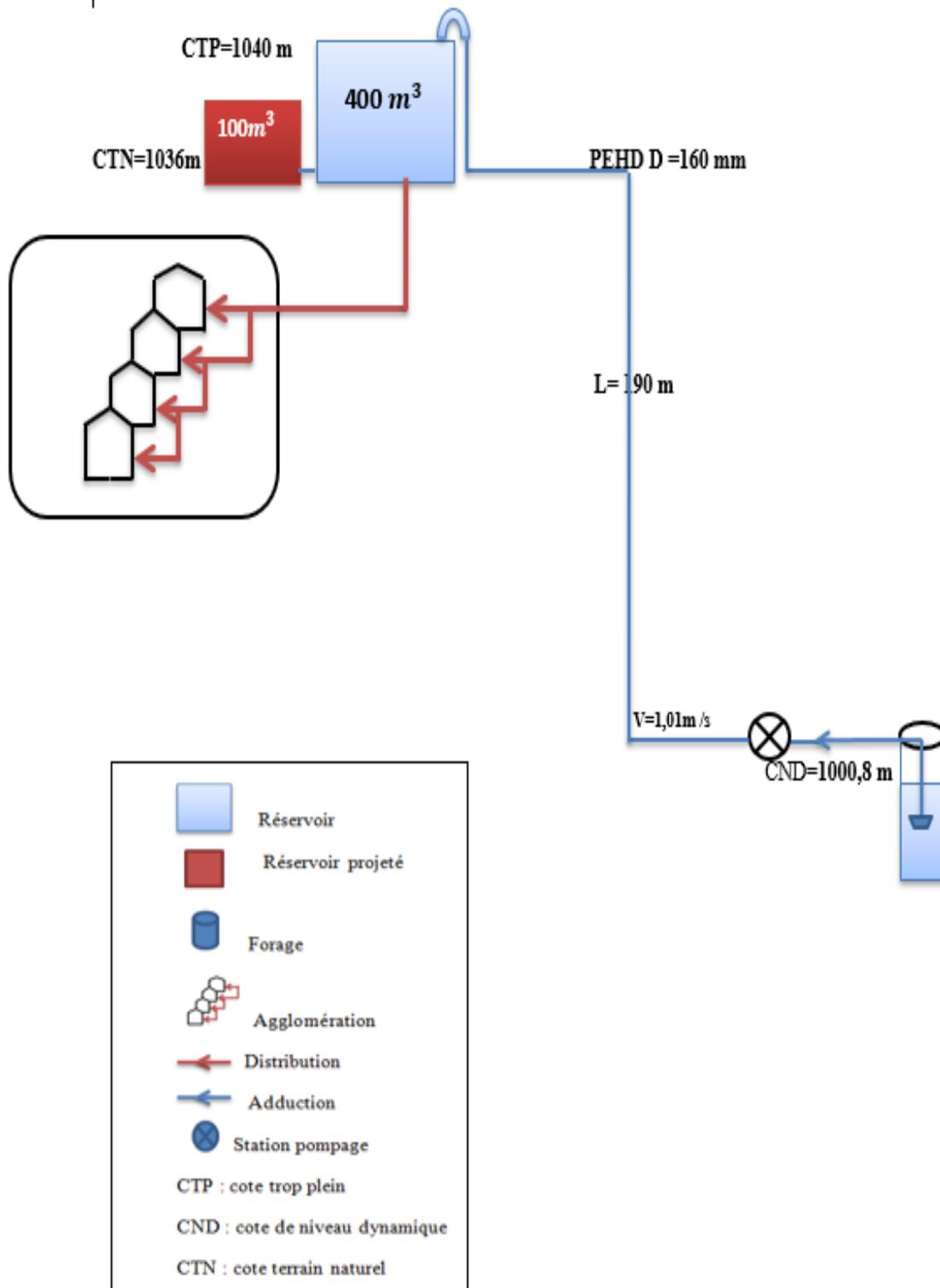


Figure (IV.6): Schéma d'adduction

IV.10. Résultats des calculs des diamètres économiques

- Débit : $Q = 0.0174 m^3/s$
 - La longueur du tronçon : $L = 190$ m
 - La cote du trop-plein du réservoir : $CTP = 1040$ m
 - La cote du niveau dynamique du forage : $CND = 1000,8$ m
 - La hauteur géométrique : $H_g = CTP - CND = 1040 - 1000,8 = 39,2$ m
- Le prix unitaire des conduits en PEHD est présenté dans (**annexe 2**)

Le diamètre :

$$D(\text{BONIN}) = 0,131 \text{ m}$$

$$D(\text{DRESS}) = 0,197 \text{ m}$$

Le diamètre économique sera entre les diamètres : 125 ,160 et 200 mm

A. Détermination de la hauteur manométrique totale

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre normalisé (DN) sont représentées dans le Tableau (IV.1) :

Tableau (IV.1): La hauteur manométrique total

$D_{int}(m)$	Re	$V(m/s)$	$J(m/m)$	λ	$L(m)$	$\Delta h(m)$	$H_g(m)$	$HMT(m)$
0,110	200347,4	1,82	0,159	0,104	190	36,32	39,2	75,51
0,141	156299,4	1,11	0,043	0,097	190	9,77	39,2	48,98
0,176	125217,1	0,71	0,012	0,085	190	2,84	39,2	42,04

B. Calcul des frais d'exploitation

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (IV.2) :

Tableau (IV.2): Les frais d'exploitation

$D_{ext}(m/m)$	$D_{int}(m)$	$P(K.W)$	$E(K.W.H)$	$f_{exp} (Da/kwh)$
125	0,110	17,09	124743,50	582551,78
160	0,141	11,08	80903,26	377818,23
200	0,176	9,51	69443,84	324302,74

C. Calcul des frais d'amortissement

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (IV.3) :

Tableau (IV.3): Les frais d'amortissement

$D_{ext}(mm)$	$D_{int}(m)$	Prix (DA/ml)	L(m)	A	$F_{am}(DA)$
125	0.110	6881.37	190	0.088	122481.28
160	0.141	11116.05	190	0.088	197854.22
200	0.176	17335.76	190	0.088	308558.64

D. Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau :

Tableau (IV.4): Bilan global des frais

$D_{ext}(mm)$	$F_{exp}(DA/kwh)$	$F_{am}(DA)$	Bilan (DA)
125	582551,7768	122481.2846	705033,0614
160	377818,2298	197854.2185	575672,4482
200	324302,7359	308558.6378	632861,3737

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité une seule adduction par refoulement. Après l'étude techno-économique des conduites d'adduction, nous avons choisi le **PEHD PN10** dans le bilan et le plus petit (\varnothing **160mm**). La vitesse calculée est de **1,11m/s**.

Pour assurer l'alimentation en eau potable des réservoirs, il est nécessaire de faire un choix convenable des pompes, ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre V

Pompes

Introduction

On appelle une pompe toute machine qui permet d'élever un fluide d'un point bas vers un point haut.

Dans ce chapitre, le choix des pompes de la station de pompage se fera à l'aide de catalogue numérique (logiciel CAPRARI).

V.1. Classification des pompes

Les pompes sont classées comme suit [9] :

Selon les modes de déplacements des liquides à l'intérieur des pompes, on peut distinguer deux types de pompes :

V.1.1. Les pompes volumétriques

Elles sont caractérisées par un déplacement du liquide du point de l'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation
- Rotation
- Ou mixte (translation et rotation)

V.1.2. Les turbopompes

Le principe de fonctionnement des turbopompes consiste à déplacement de liquide de point d'aspiration vers le point de refoulement aux moyennes de l'élément actif qu'on l'appelle la roue ou rotor, ainsi au contact de liquide avec les aubes consiste à transformation de l'énergie électrique à l'énergie mécanique. Suivant le type de la roue et son mode d'action On distingue dans la catégorie des turbopompes :

- Pompes centrifuges.
- Pompes hélices.
- Pompes hélico-centrifuges.

V.2. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer se portera sur les critères suivants [9] :

- Le débit à refoulé
- la hauteur d'élévation d'eau (Hmt)
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau

– Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable pour les avantages suivants :

- Elles refoulent de grands débits à des hauteurs importantes
- Elles constituent des groupes légers, moins chers, d'un rendement acceptable et peu encombrant, ce qui permet de réaliser d'appréciables économies sur les abritant les installations de pompage.

V.3. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

Les critères les plus importants des pompes sont [5]:

V.3.1. La vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

V.3.2. Le débit de pompage (Q)

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

V.3.3. La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

$$HMT = Hg + Ht \quad (V.1)$$

Avec :

- Ht : perte de charge totale en m.
- HMT : hauteur manométrique totale (m)
- Hg : hauteur géométrique (m)

V.3.4. Les puissances utiles et absorbées

V.3.4.1. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (Pa), unité de mesure (KW).

V.3.4.2. Puissance hydraulique ou utile (Pu)

C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe.

$$P_u = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H \quad (\text{V.2})$$

V.3.4.3. Le rendement de la pompe

C'est le rapport de la puissance utile (Pu) à la puissance absorbée de la pompe (Pa)

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho \cdot g \cdot h \cdot Q}{P_a} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- P_u : puissance utile en (W)
- η_p : Le rendement de la pompe.
- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- Q : débit a relevé en (m³/s).
- H : hauteur d'élévation en (m)

V.4. Constitution d'une pompe centrifuge

Généralement, une pompe centrifuge comporte [9] :

V.4.1. Un organe mobile (la roue)

Elle constitue l'organe essentiel de la pompe, en comportent les aubages dont la concavité de la courbure est dirigé vers le sens opposé de la rotation de l'arbre. Une roue est caractérisée par ses angles des aubages, ses diamètres, sa largeur et enfin la vitesse de rotation à laquelle elle doit tourner (vitesse de rotation).

V.4.2. Un organe fixe (volute)

Appelé corps de la pompe, c'est une sorte tubulure profilée qui a pour le but de transformer l'énergie mécanique contenue dans le fluide sortant de la roue en énergie de pression. Lorsqu'il s'agit des pompes multicellulaires le corps de la pompe seront remplacées par le diffuseur.

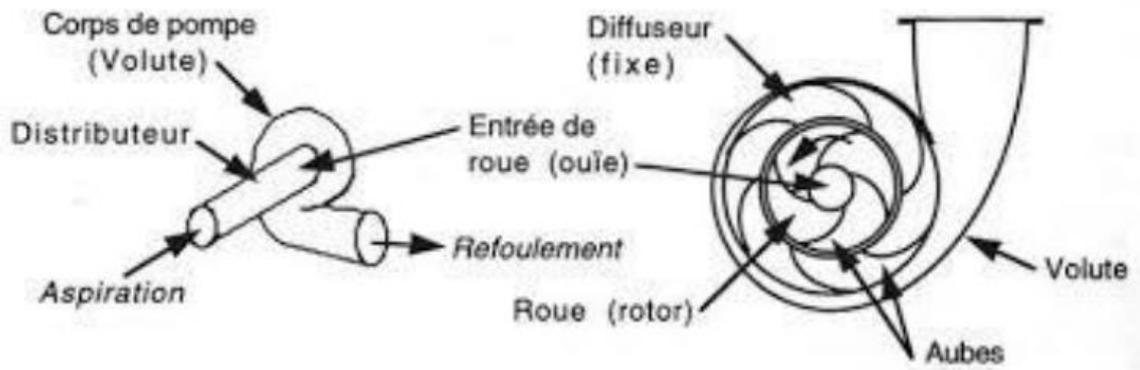


Figure (V.1): Constitution d'une pompe centrifuge [9]

V.5. Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les pompes centrifuges sont caractérisées par des courbes qui expriment leurs performances, il existe trois types, à savoir [5] :

V.5.1. La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$

Elle exprime la variation des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

V.5.2. La courbe Rendement – Débit $\eta = f(Q)$

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

V.5.3. La courbe des Puissances absorbées – Débit $P_a = f(Q)$

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits

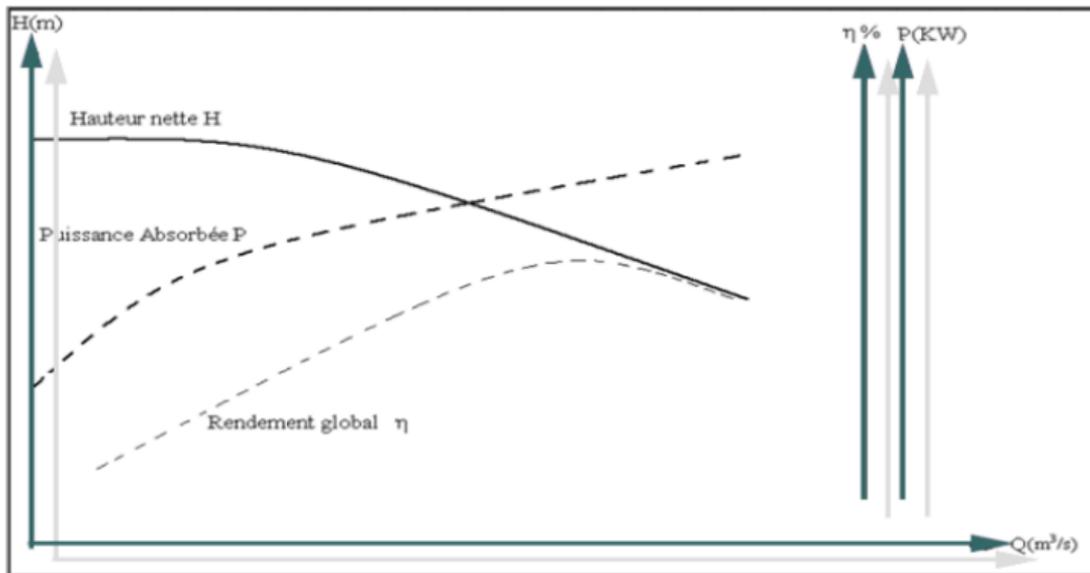


Figure (V.2): Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge [5]

V.6. Caractéristiques d'une conduite

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d'élévation en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante [9] :

$$Hc = Hg + a \times Q^2 \quad (\text{V.4})$$

Avec :

$a \times Q^2$: Perte de charge au point considéré (m) ;

Hg : Hauteur géométrique (m) ;

a : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;

Hc : Caractéristique de la conduite (m).

V.7. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes [7] :

- **Le couplage en série** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes

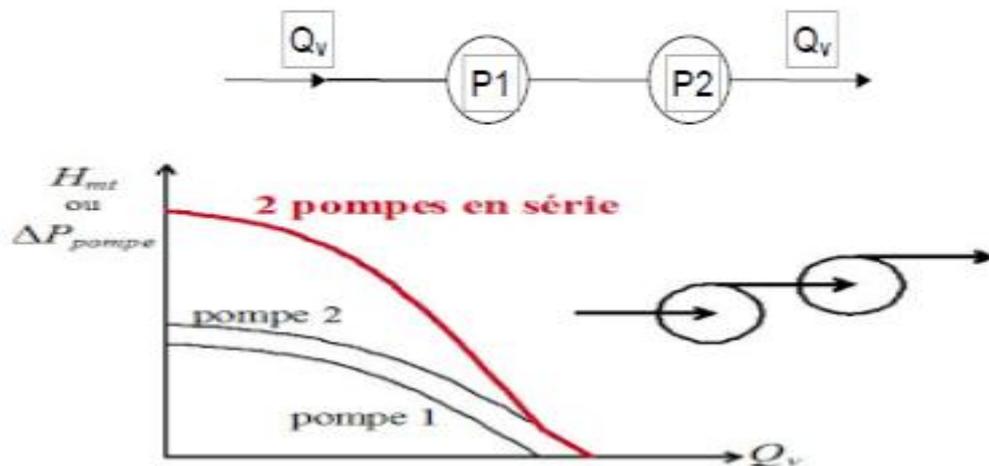


Figure (V.3): Couplage en série [7]

- **Le couplage en parallèle :** ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes

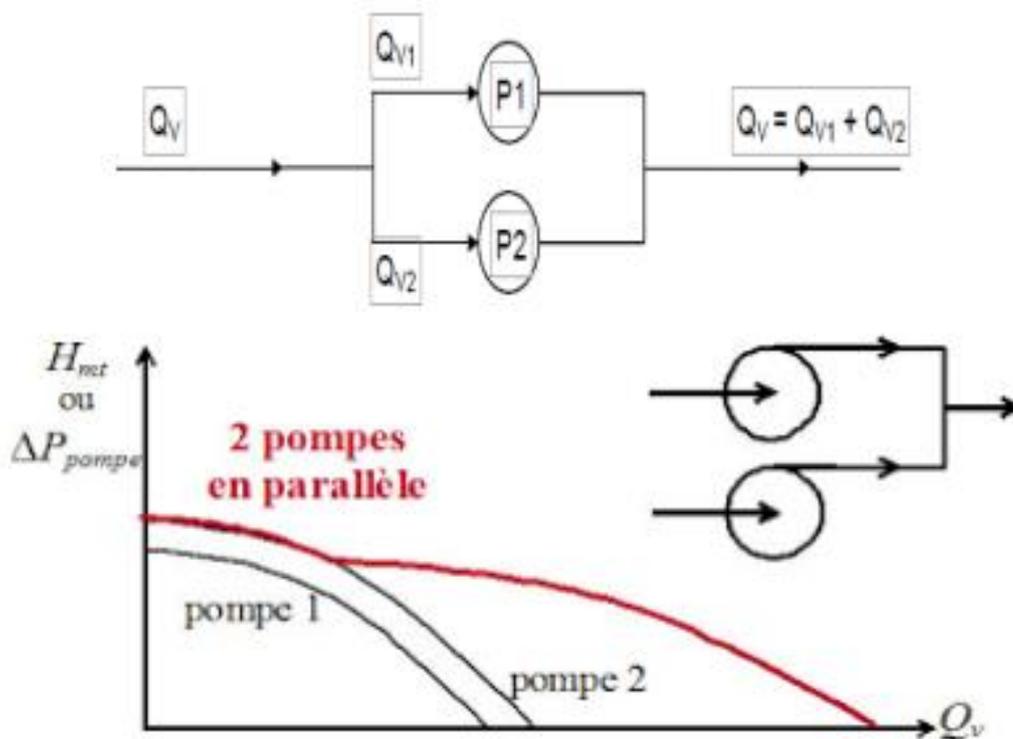


Figure (V.4): Couplage en parallèle [7]

V.8. Le point de fonctionnement de la pompe

V.8.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ». Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H_d et Q_d déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées [5].

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

Première variante : Réduction où augmentation du temps de pompage :

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré; pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant. Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_d = 21$ est de :

$$V (m^3) = 21 \times Q_1 \quad (V.5)$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q_2 pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$Q_2 \times T = 21 \times Q_1 \quad (V.6)$$

D'où :

$$T = \frac{21 \times Q_1}{Q_2} \quad (V.7)$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times h_2 \times Q_2}{\eta} \quad (V.8)$$

Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage) :

Afin de ramener le point de fonctionnement au point désiré, précédon au vannage c'est-à-dire, fermer la vanne de manière à changer la caractéristique du réseau jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré le débit Q_1 .

La puissance absorbée sera:

$$Pa = \frac{g \times h_2 \times Q_2}{\eta} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

$$H' = H_1 + Jv \quad (\text{IV.10})$$

Où :

- Jv : Perte de charge engendrée par vannage en (m),
- H' : hauteur crié par la pompe pour le débit désiré.
- η : Le rendement (%).

Troisième variante : Rognage de la roue

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Ceci doit se faire dans une limite ne dépasse pas 15% de réduction du diamètre. Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point D). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point P (Q_p, H_p)

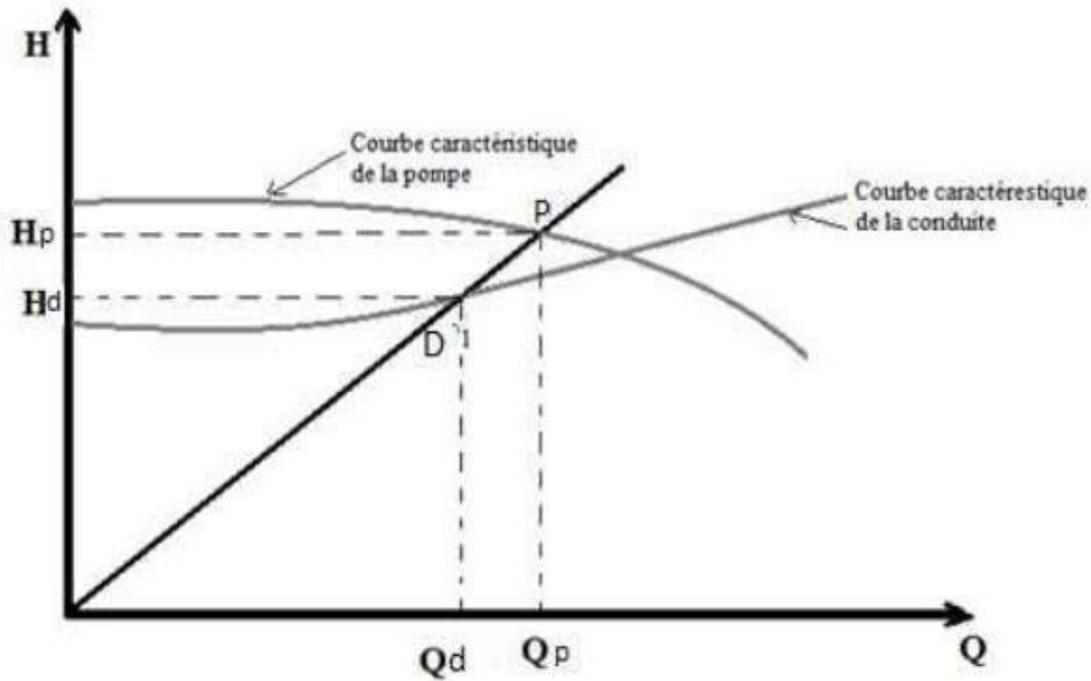


Figure (V.5): Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage [5]

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{H_d}{H_p} = \frac{Q_d}{Q_p} = \frac{D^2}{d_1^2} \tag{V.10}$$

Où :

- d et d1 : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ;

En posant $d=m \cdot D$, avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_d}{H_p}} = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_p}} \tag{V.11}$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \tag{V.12}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times H_d \times Q_d}{\eta} \tag{V.13}$$

Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation :

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré; à cet effet, nous traçons la parabole ($H = a \cdot Q^2$) qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur (a) est donnée par la formule suivante:

$$a = \frac{H_d}{Q_d^2} \tag{V.14}$$

La parabole tracée passe par le point désiré $P_d (H_d, Q_d)$ et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue $P_v (Q_v, H_v)$ de P_d (Fig. V-4), alors d'après les lois de similitude la nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \left(\frac{Q_d}{Q_v} \right) \tag{V.15}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H_v \times Q_v}{\eta} \tag{V.16}$$

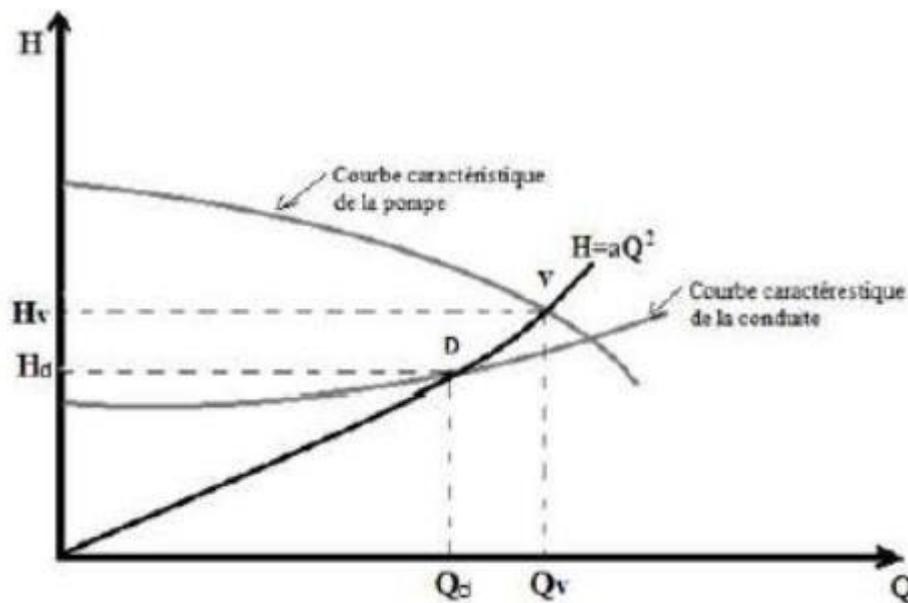


Figure (V.6): Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré [5]

V.9. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène très complexe de formation de cavités remplies de vapeur ou gaz dans un liquide en mouvement. Cas d'une pompe centrifuge : quand un liquide coule dans un tuyau d'aspiration et qu'il entre dans l'œil l'impulser, sa vitesse augmente ce qui amène une réduction de pression. Si cette pression descend en dessous de la tension de vapeur correspondant à la température de liquide, celui-ci va se vaporiser et le courant qui s'écoule consistera à la fois de liquide et de poches de vapeur. Continuant son mouvement dans l'impulser, le liquide arrive à une zone de pression plus élevée et les cavités de vapeur disparaissent. C'est cette disparition de poches de vapeur qui cause le bruit relié à la cavitation. La cavitation peut varier de très légère à très forte : dans le premier cas le seul effet est une baisse de l'efficacité; dans le deuxième cas, une forte cavitation très et peut briser l'impulser de la pompe ou d'autres parties [11].

V.9.1. Le NPSH requis (NPSH) r

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

- Type de la pompe.
- Point de fonctionnement.

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

V.9.2. Le NPSH disponible (NPSH) d

Est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe. Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH) d > (NPSH) r \quad (V.17)$$

➤ Pour l'alimentation en charge

$$(NPHD)_d = \frac{p_0}{g \times \rho} + H_a - (j_a + t_v) \quad (IV.18)$$

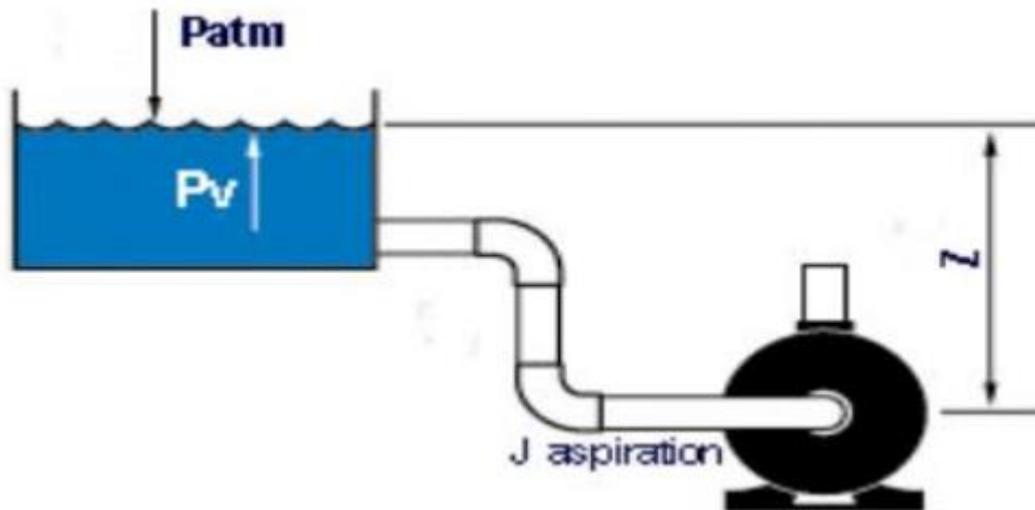


Figure (V.7): Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge [11]

➤ Pour alimenter en dépression:

$$(NPHD)_d = \frac{p_0}{g \times \rho} - H_a - (j_a + t_v) \quad (IV.19)$$

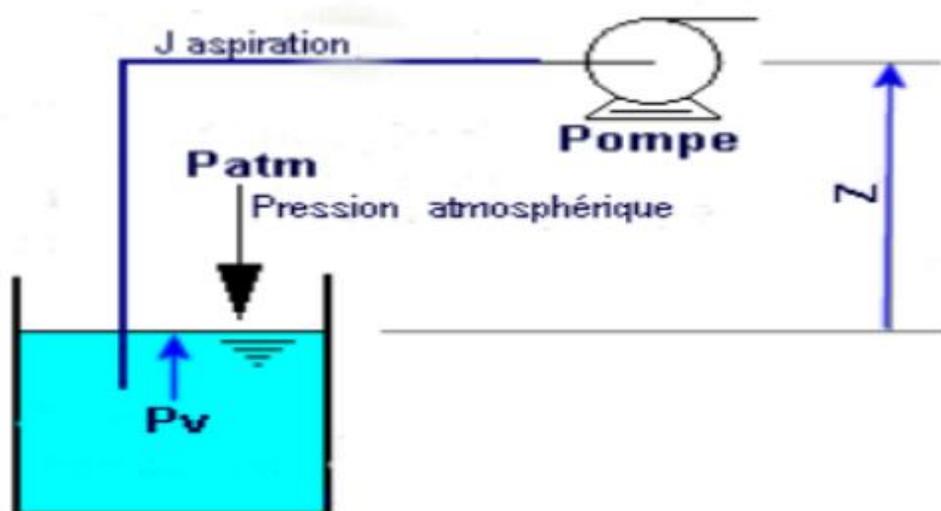


Figure (V.8): Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression [11]

Avec:

H_a : Hauteur d'aspiration en (m).

J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).

$P_0 / (g \times \rho)$: Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

$$((P_0/g) \times \rho) = 10,33 - 0,0012 \times C_a$$

C_a : Côte du plan d'aspiration (m) ;

T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

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

T	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$T_v(m)$	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

➤ Amorçage de la pompe

C'est une opération qui consiste à remplir la pompe en eau et le retrait de l'air que celle-ci contient avant sa mise en marche, il est prévu lorsqu'une pompe centrifuge n'est pas en charge à l'aspiration. Pour cet effet, on prévoit une amenée d'eau à l'intermédiaire d'un petit réservoir auxiliaire qui sera isolé à la fin de sa tâche. [7]

➤ Motorisation:

Lors du choix du moteur, c'est la puissance absorbée par la pompe qui détermine la puissance délivrée par le moteur. Donc il faut que le moteur ait une puissance suffisante pour satisfaire toutes les situations de fonctionnement de l'installation. La conséquence directe d'une surcharge du moteur est une augmentation de la température du bobinage. Lorsqu'elle dépasse la température limite prévue selon la classe d'isolation choisie correspondant à une durée de vie acceptable, la durée de vie de l'isolation diminue. Un dépassement de la température limite conduit à la diminution de la durée de vie de l'isolation. [7]

V.10. Choix du type des pompes pour différentes stations

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons un catalogue numérique car il est plus pratique, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit à refouler.
- La hauteur d'élévation de l'eau.
- Le rendement de la pompe.
- Le coût.
- Le type de la pompe.

V.11. Elévation de l'eau du forage vers Le réservoir

V.11.1. Les caractéristiques de la conduite

- Débit transitant : $Q_1 = 17,4$ l/s;
- Hauteur géométrique : $Hg = 39,2$ m;
- Hauteur manométrique totale : $Hmt = 48,98$ m.

V.11.2. Les Caractéristiques de la première pompe

D'après le catalogue numérique des pompes, on opte pour une pompe immergée semi axial [E8SX50/4C + MACX615-8V] dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe3):

$$Q = 17,5 \text{ l/s};$$

$$N = 2870 \text{ tr/min};$$

$$H = 49,1 \text{ m};$$

$$Pa = 10,5 \text{ Kw};$$

$$\eta = 78,5 \%$$

$$(NPSH)r = 3,4 \text{ m};$$

- Le point de fonctionnement P2 ($Q_2 = 17,5$ l/s, $H_2 = 49,1$ m) ;
- Le point désire P1 ($Q_1 = 17,4$ l/s, $H_1 = 48,98$ m).

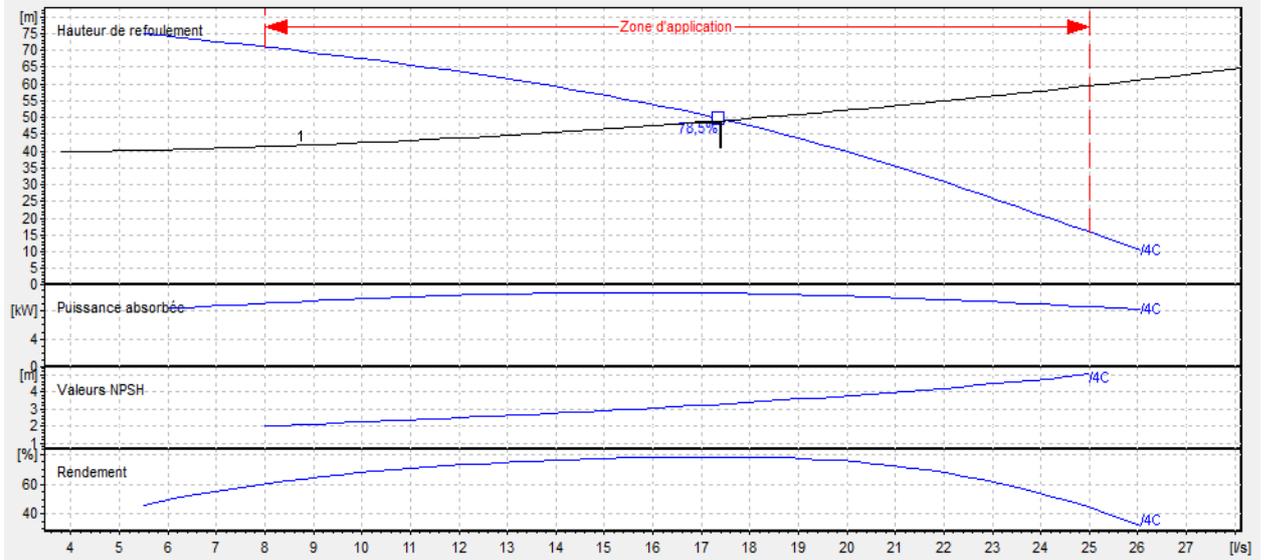


Figure (V.9): Courbe caractéristique de la pompe 1

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désire, d'où cette pompe ne nécessite pas des modifications.

V.11.3. Etude de la cavitation

On a les caractéristiques suivantes :

$$(NPSH)_r = 3,4 \text{ m ;}$$

$$\text{Cote du plan d'aspiration : } Ca = 1005 \text{ m ;}$$

$$\text{Cote de l'axe d'aspiration de la pompe : } Cp = 1004 \text{ m ;}$$

$$\text{Hauteur d'aspiration : } Hp = Ca - Cp = 1005 - 1004 = 1 \text{ m.}$$

Calcul de la pression a la cote d'aspiration :

$$P_0 / (g \times \rho) = 10,33 - (1005 \times 0,0012) = 9,124 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,124 + 1 - (0 + 0,24) = 9,884 \text{ m}$$

(NPSH) d > (NPSH) r, donc la pompe ne Cavite pas

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes caractéristiques des pompes qui conviennent à notre projet à l'aide du catalogue CAPRARI par le choix de la variante la plus économique.

Chapitre VI
Le coup de bélier

Introduction

La connaissance des phénomènes contribuant à la dégradation des conduites représente un élément très important pour bien choisir les paramètres de protection des conduites lors de la réalisation des réseaux d'eau potable; et parmi ces problèmes on a : la corrosion et le coup de bélier, qui nuisent au bon fonctionnement de ces réseaux. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre le coup de bélier, non seulement parce que les conduites en PEHD ne se corrodent pas.

VI.1. Le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, il est caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se déplacent avec une vitesse appelée la célérité. Ce phénomène est engendré principalement par:

- L'arrêt brutal, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement
- Le démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.
- La fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placée au bout d'une conduite d'adduction. [6]

VI.2. Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes :

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

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

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs compatibles avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier. Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement, toutefois pour les grandes conduites on peut utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité. Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement [6].

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants [13]:

- Volant d'inertie ;
- Soupape de décharge ;
- Les ventouses ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne de fermeture lente.

VI.3.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique accumulée pendant la marche en régime normal au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Mais ce système est peut ou non utilisable, car:

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement.
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique.
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre au

démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de Courant inadmissible.

- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyen qui n'excède pas quelques centaines de mètres. [9]

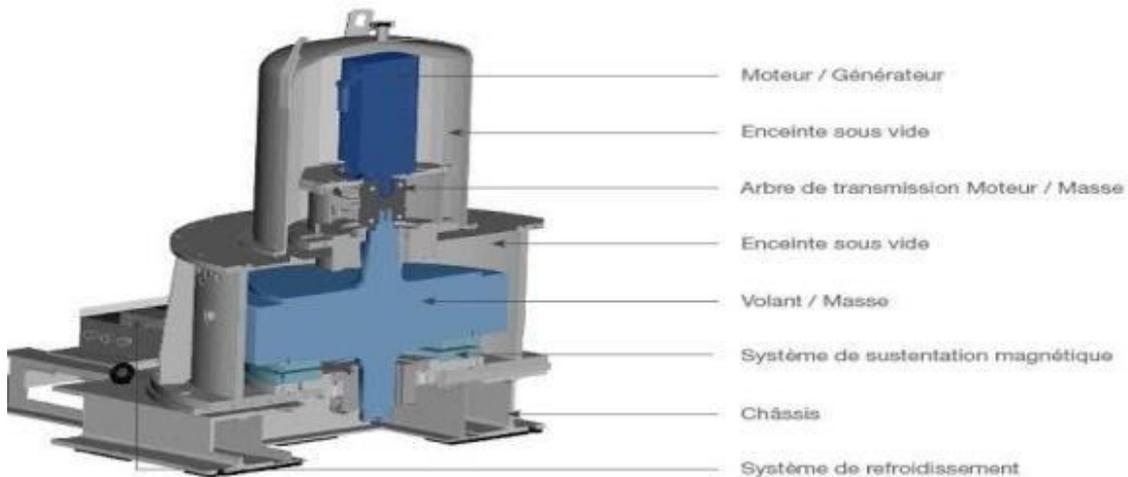


Figure (VI.1): Schéma générale d'un volant d'inertie [9]

VI.3.2. Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques, ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale. [4]

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger, dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée généralement à environ **1.04** à **1.10** de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace.

- Les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement.
- Le nombre de soupapes dépend de l'importance de l'installation et est compris généralement entre **1** et **6**.
- L'utilisation des soupapes nécessite une surveillance attentive et un entretien continu.
- Il faut aussi prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau libérée.

VI.3.3. Les réservoirs d'air comprimé

Un réservoir à air comprimé est appelé aussi ballon d'air, cloche à air, accumulateur, réservoir anti-bélier,...etc. En cas de dépression au niveau de la tuyauterie, l'air se trouvant au-dessus du niveau de l'eau dans le réservoir exerce sa pression sur cette dernière qui se trouve alors évacuée vers la conduite de refoulement. Par contre, en cas de surpression dans la conduite de refoulement, le réservoir jouera cette fois-ci le rôle inverse: L'eau se trouvant dans la conduite, aura tendance à occuper un volume plus important alors que l'air occupe un volume minimale.

Le principe de fonctionnement est représenté dans la figure (VI.2) :

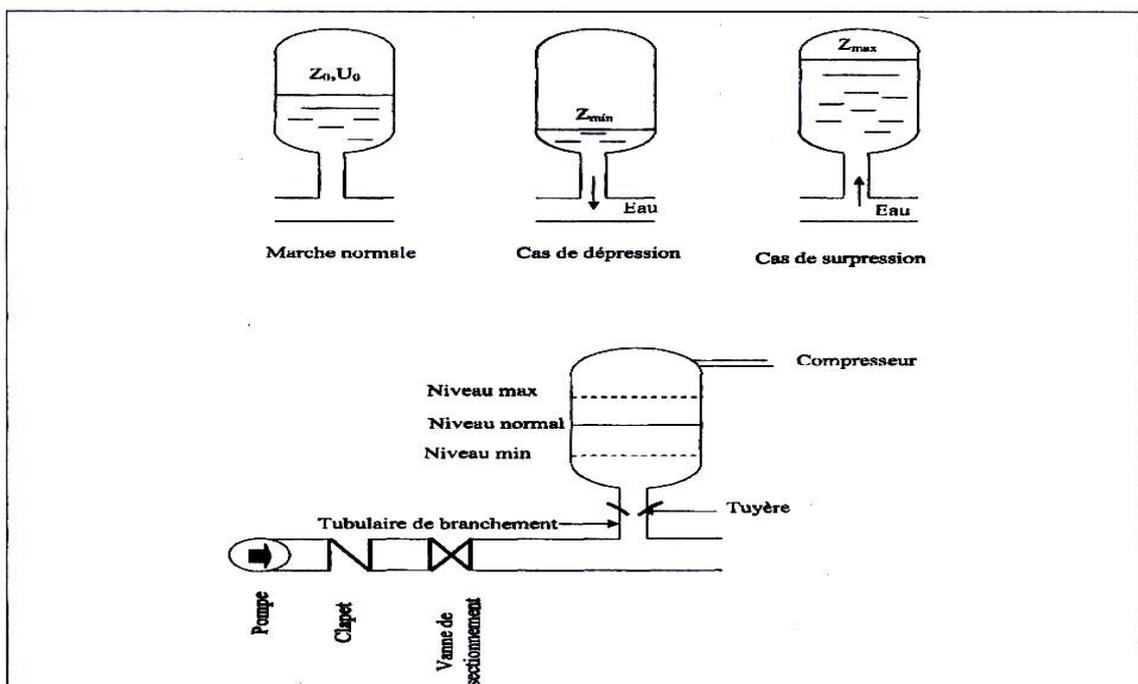


Figure (VI.2): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de surpression et de dépression [4]

A. Avantages du réservoir d'air

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

- Il présente des dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs (cheminée d'équilibre).
- Il peut être préconisé comme solutions dans les régions froides, car ils sont faciles à chauffer pour éviter les effets du gel.

- Ils sont installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance aux vents et aux tremblements de terre.

B. Inconvénients du réservoir d'air

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

VI.3.4. Les cheminées d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical, elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes. Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur de surpressions produites par le coup de bélier, elle est utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elle présente certains avantages, à savoir [9] :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

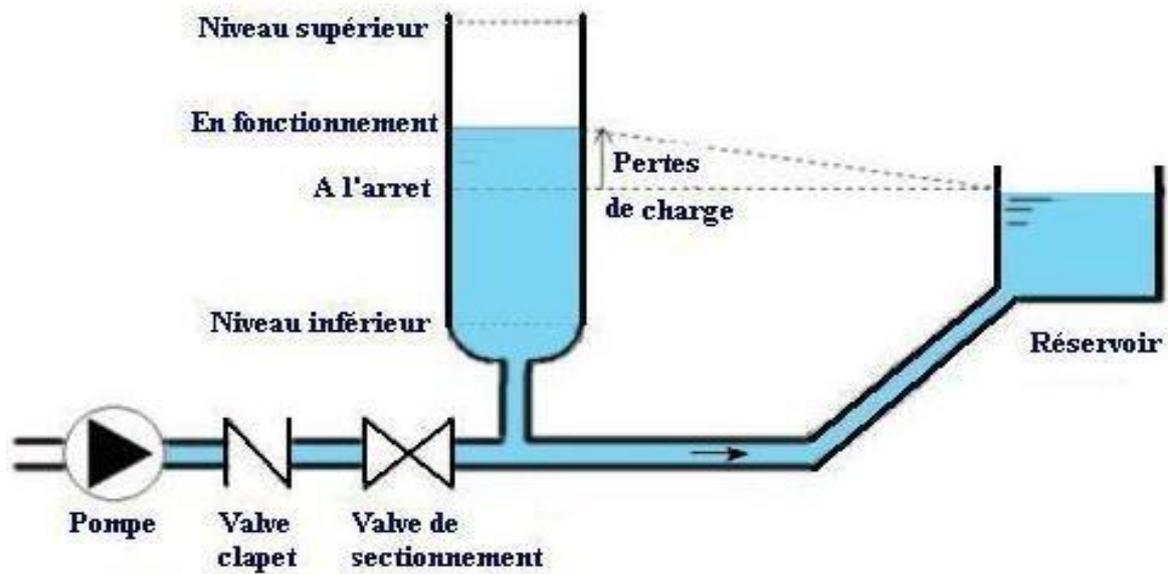


Figure (VI.3): Représente une cheminé d'équilibre [9]

VI.3.5. Les ventouses

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

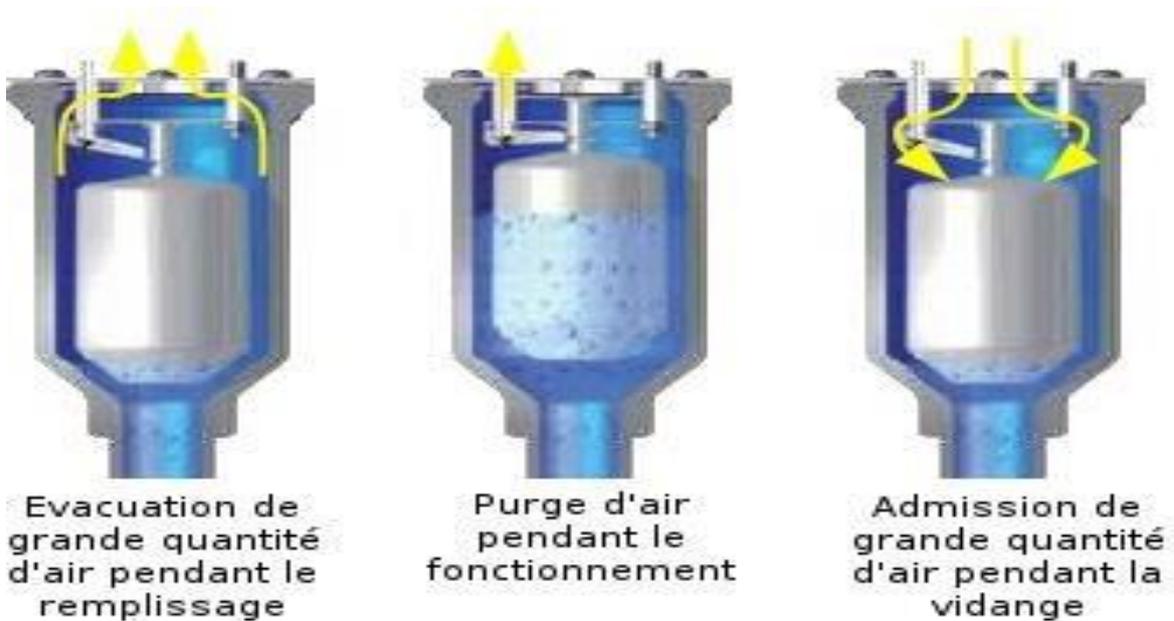


Figure (VI.4): Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.

VI.4. Etude du coup de bélier

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

- Dans le cas des conduites de refoulement, le coup de bélier résulte de l'arrêt brusque du groupe électropompe ;
- Dans le cas des conduites gravitaires, le coup de bélier résulte de l'ouverture ou de la fermeture rapide d'une vanne.

VI.4.1. Calcul de la célérité d'onde

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

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

Avec :

K' : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

D : diamètre intérieur de la conduite (mm).

e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

$$K' = 83 \text{ pour le PEHD.}$$

VI.4.2. La valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

Premier cas : fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture T_f , tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

B : valeur du coup de bélier (m).

a : célérité de l'onde (m/s).

V_0 : vitesses moyenne d'écoulement (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

Pour calculer la surpression et la dépression il faut calculer la pression absolue au point le plus haut de la conduite H_0 , tels que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.4})$$

La valeur maximale de pression-surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI.5})$$

La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = h_0 - B \quad (\text{VI.6})$$

OU :

H_0 : la pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique de refoulement.

10 : la pression atmosphérique (m).

Deuxième cas : fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f , tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \tag{VI.8}$$

• La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \tag{VI.9}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite.

T_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, et surtout dans l'adduction par refoulement, nos calculs seront limités à ce cas uniquement.

VI.5. Calcul des valeurs du coup de bélier pour le tronçon (SP_RS)

Tableau (VI.1): Caractéristiques de la conduite

Tronçon SP-RS	Caractéristiques de la conduite									
	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	Hg (m)	H0 (m)	A (m/s)	B (m)	Hsur (bar)	Hdép (bar)	PN (bar)
	160	9,5	0,79	39,2	49,1	1314,5	105,35	0,34	2,57	10

D'après les résultats qui nous avons obtenues on n'a pas besoin de déterminer l'anti bélier parce que :

- $B < P_N$.
- $H_{sur} < P_N$.
- $H_{dép} < P_N$.

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons fait une description du phénomène du coup de bélier. Les calculs des surpressions et des dépressions, nous ont amené à déduire qu'une protection anti bélier n'est pas nécessaire. Les valeurs de la surpression et de la dépression s'avèrent dans les normes.

Chapitre VII
Distribución

Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression.

Dans ce présent chapitre, on prévoit de dimensionner le réseau de distribution en eau potable du village geummour en exploitant le logiciel EPANET.

VII.1. Classification des réseaux

On distingue quatre types de réseaux [13]

- Réseau ramifié
- Réseau maillé
- Réseau étagé
- Réseau mixte

VII.1.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (Branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent. C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau

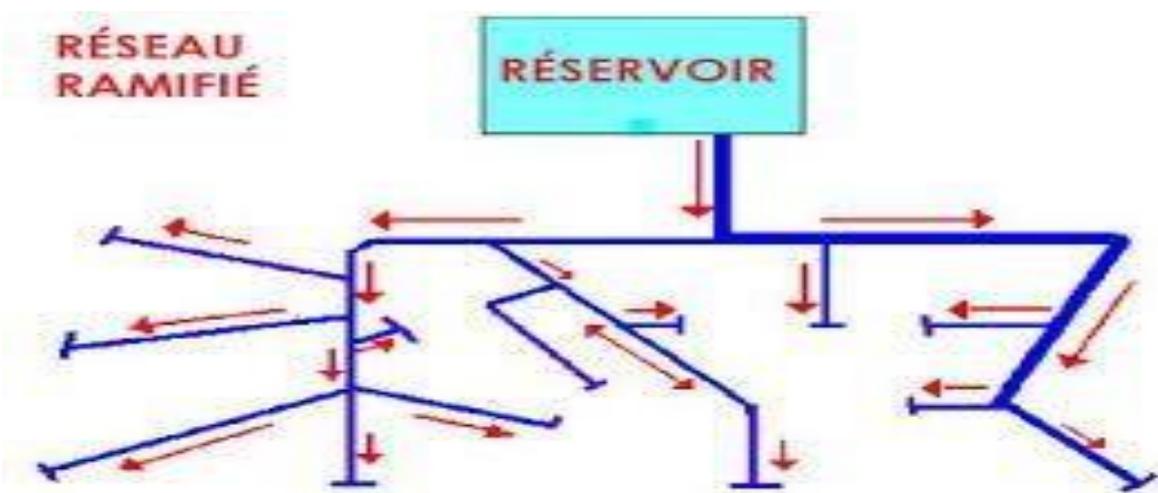


Figure (VII.1): Schéma d'un réseau ramifié [13]

VII.1.2. Réseau maillé

Un réseau maillé est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont des nœuds. Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande

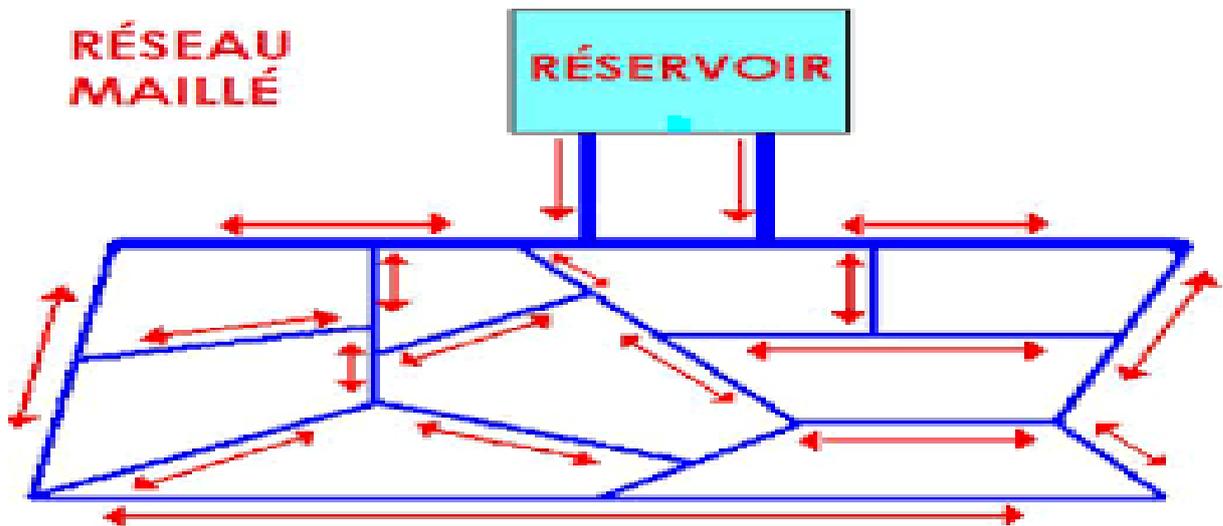


Figure (VII.2): Schéma d'un réseau maillé [13]

VII.1.3. Réseau étagé

Ce réseau est caractérisé par une différence de niveau très important, ce qui entraîne de fortes pressions au point le plus bas. En effet ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, permettant une régularisation de la pression

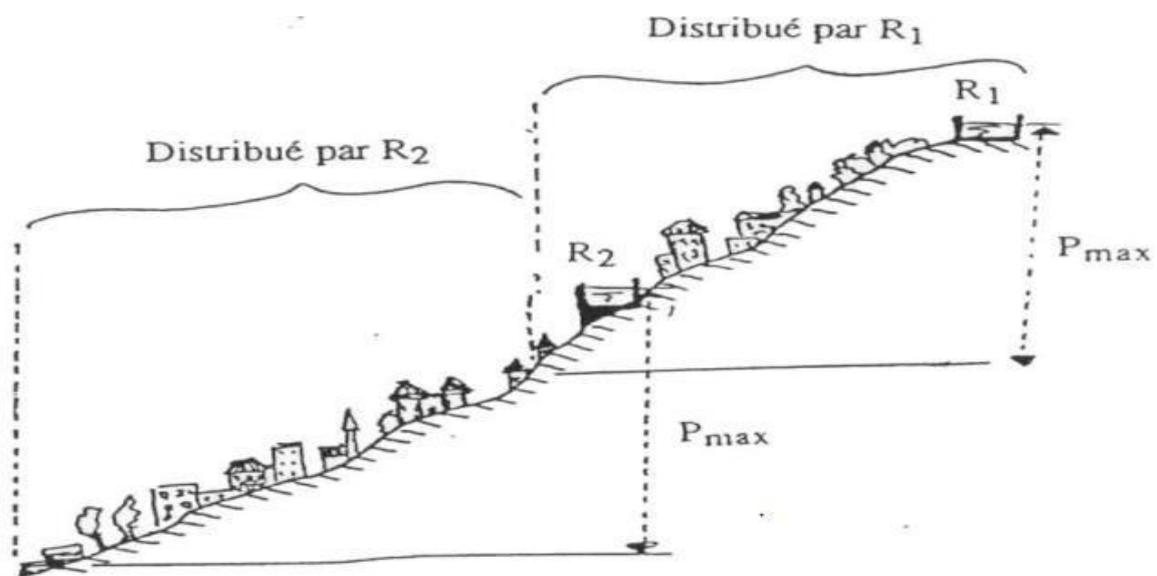


Figure (VII.3): Schéma d'un réseau étagé [13]

VII.1.4. Réseau mixte

Ce réseau est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

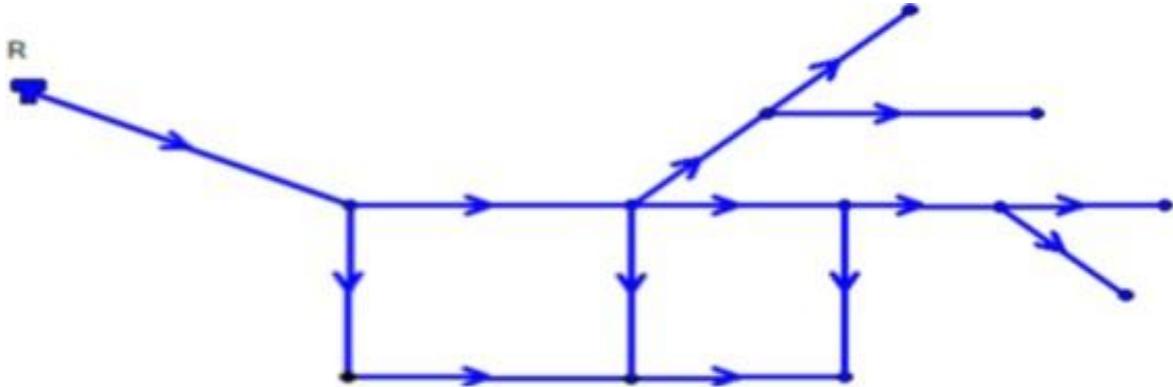


Figure (VII.4): Schéma d'un réseau [13]

VII.2. Conception d'un réseau de distribution

Pour concevoir un réseau de distribution, on prend en compte des certains facteurs.

Parmi ces facteurs, Nous citons :

- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et précis.
- L'emplacement des quartiers et des consommateurs.

VII.3. Choix du réseau à adopter

Notre zone d'étude (guemmour) représente une agglomération avec un relief accidenté, nous optons pour un réseau ramifié.

VII.4. Choix du tracé

Le principe de réalisation du tracé est comme suit [15] :

- Eviter les pentes trop fortes.
- Eviter les zones rocheuses.
- Préférer les zones accessibles.
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.
- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine...etc.).

VII.5. Choix des conduites

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites. Il faut prendre en considération les critères suivant [15] :

- Le diamètre.
- Le prix.
- La durée de vie.
- Les conditions de pose et de transport.
- La disponibilité sur le marché.

Pour le cas de notre étude on a choisi le PEHD comme matériau pour les conduites su réseau de distribution, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente [14] :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité;
- Facilité de soudage par électro fusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé;
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique;
- Bonnes propriétés hydrauliques (coefficient de rugosité très faible; résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars)).
- Bonne résistance chimique
- Longue durabilité
- Répond parfaitement aux normes de potabilité
- Son élasticité lors du phénomène transitoire
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier, etc.).

VII.6. Equipements et accessoires du réseau de distribution

VII.6.1. Canalisations

Le réseau de distribution est constitué de [15] :

- Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
- Conduites secondaire qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VII.6.2. Organes accessoires

A. Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une répartition sur l'un d'entre eux, ils permettent ainsi de régler les débits, leurs manœuvres s'effectuent à partir du sol au moyen d'une clé dit Béquille [15].

B. Décharges

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange à l'intérieur d'un regard en maçonnerie [15].

C. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou poteau d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 10 m [15].

D. Ventouses

Permet d'évacuer l'air des conduites d'une façon permanente (elle fait sortir l'air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation et fait entrer l'air à grand débit pour la vidange de la canalisation)

E. Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées [17].

F. Pièces spéciaux de raccordement

- **Coudes** : Utilisés pour le changement de la direction
- **Tés** : Utilisés dans le raccordement de la canalisation secondaire sur la canalisation principale
- **Cônes** : Joignent des conduites de diamètres différentes
- **Bouchons d'extrémités** : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons

VII.7. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau. Au cours d'une durée de la simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

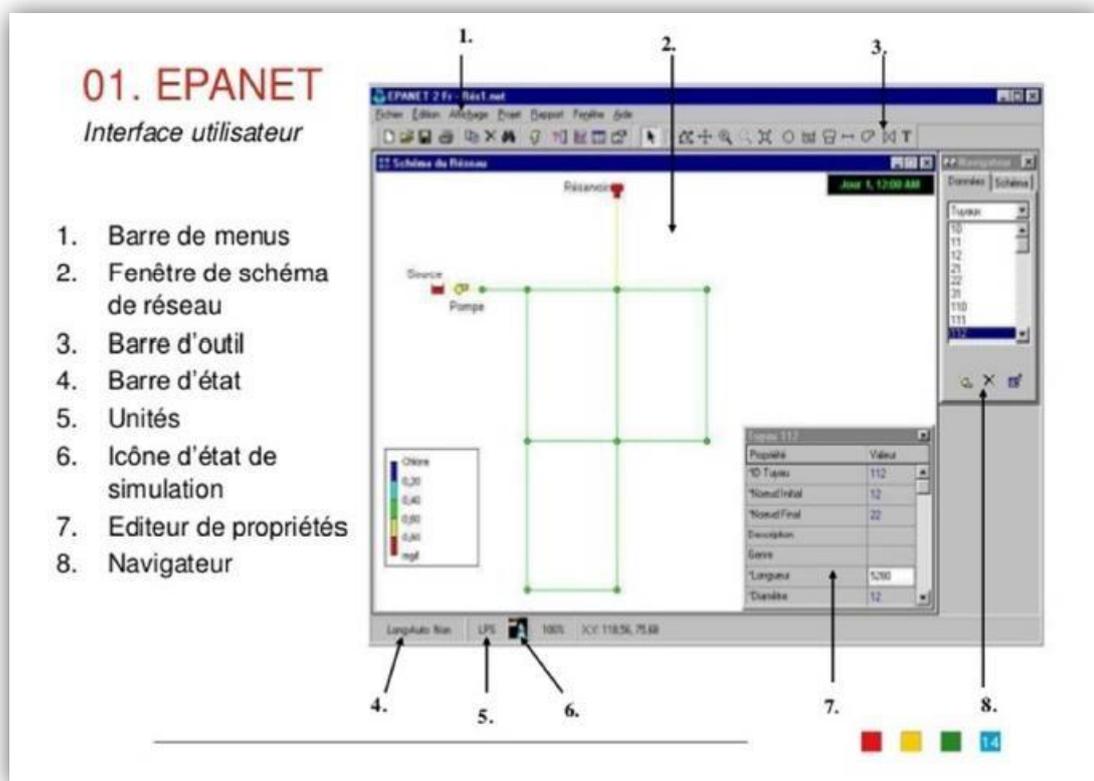


Figure (VII.5): Environnement de travail sur EPANET

VII.7.1. Etapes de l'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte métafichier

- Saisir les propriétés des éléments du réseau
- Décrire le fonctionnement du système
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.8. Calcul hydraulique du réseau de distribution a l'horizon 2051

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [15]

- Déterminer la longueur de chaque tronçon
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route
- On calcule les débits en route pendant l'heure de pointe
- Déterminer les débits supposés concentrés aux nœuds.

VII.9. Description du réseau de distribution

Le réseau de distribution de la zone d'étude prend une ossature ramifié d'un linéaire de 6335,59 m. La distribution se fera par gravité, à partir du réservoir situé à la cote de 1040m

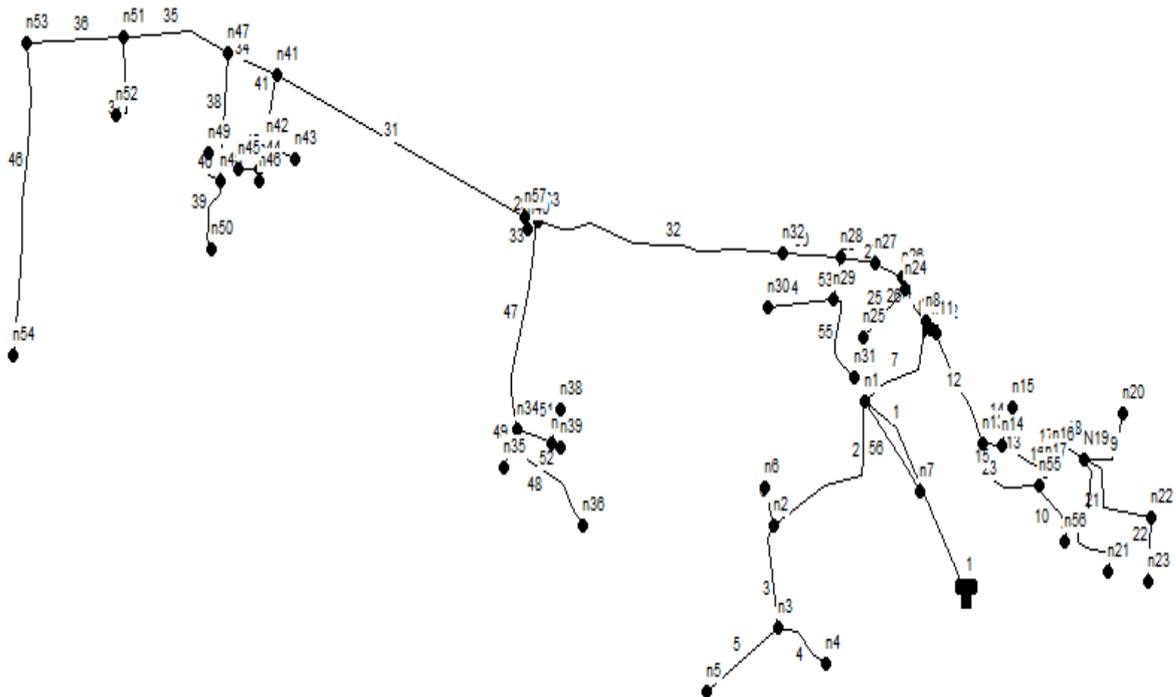


Figure (VII.6): Réseau de distribution de la zone d'étude

VII.9.1. Détermination des débits du réseau

VII.9.1.1. Détermination de débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

Est a partir du tableau de régime de consommation (annexe 1), l'heur de pointes sont de 12h –13h avec un pourcentage de 7,5% de la consommation journalière.

Alors :

$$Q_p = Q_{max.j} \times P$$

Q_p = Débit de pointe (m³/h)

$Q_{max.j}$ = débit maximum journalière (m³/h).

P = pourcentage du débit maximum journalière a l'heure du pointe égale à 8,5% dans notre cas.

$$Q_{max.j} = 1140,39(m^3/j)$$

Donc :

$$Q_p = 1253,07 \times 0,075$$

$$Q_p = 94m^3 /h$$

$$Q_p = 26,11 \text{ l/s}$$

VII.9.1.2. Détermination de débit spécifique

C'est le débit uniforme, il est défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde, il s'écrit comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

$$Q_{sp} = \frac{26,11}{6335,59} = 0,0042 \text{ (l/s/m)}$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/m) ;

Q_p : Débit de pointe en (l/s) de la zone;

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution.

VII.9.1.3. Détermination de 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 :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i$$

Avec :

Q_r : Débit en route (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).

L_i : Longueur du tronçon concerné (m)

VII.9.1.4. Détermination de débit aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{con}$$

Avec :

Q_{ni} : Débit nodal de nœuds concerné (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s) ;

$\sum Q_{con}$: Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

VII.10. Dimensionnement du réseau

Afin de dimensionner le réseau on doit connaître le débit tronçon de chaque conduite. Pour cela, il est nécessaire, du préalable, de calculer le débit de chaque nœud du réseau de distribution. Dans ce qui suit, nous allons calculés les débits en routes et les débits aux nœuds

VII.10.1. Calcul des débits en route

Tableau (VII.1): Les tuyaux et les débits de route

<i>T</i>	<i>Li</i>	<i>Qr</i>
<i>T1</i>	314,34	1,320
<i>T2</i>	253,4	1,064
<i>T3</i>	132,7	0,557
<i>T4</i>	94,6	0,397
<i>T5</i>	141,7	0,595
<i>T6</i>	49,27	0,206
<i>T7</i>	183,8	0,771
<i>T8</i>	8,19	0,034
<i>T9</i>	5,55	0,023
<i>T10</i>	88,16	0,370
<i>T11</i>	9,78	0,041
<i>T12</i>	158,6	0,666
<i>T13</i>	159,20	0,668
<i>T14</i>	49,75	0,209
<i>T15</i>	49	0,206
<i>T16</i>	24,41	0,103
<i>T17</i>	15,46	0,065
<i>T18</i>	44,76	0,188
<i>T19</i>	108,3	0,455
<i>T20</i>	188,9	0,793
<i>T21</i>	157,4	0,661
<i>T22</i>	79,03	0,332
<i>T23</i>	129,3	0,543

<i>T24</i>	<i>53,84</i>	<i>0,226</i>
<i>T25</i>	<i>54</i>	<i>0,227</i>
<i>T26</i>	<i>135,205</i>	<i>0,568</i>
<i>T27</i>	<i>48,06</i>	<i>0,202</i>
<i>T28</i>	<i>152,8</i>	<i>0,6418</i>
<i>T29</i>	<i>415,15</i>	<i>1,746</i>
<i>T30</i>	<i>15</i>	<i>0,063</i>
<i>T31</i>	<i>34,6</i>	<i>0,145</i>
<i>T32</i>	<i>415,8</i>	<i>1,746</i>
<i>T33</i>	<i>16,6</i>	<i>0,069</i>
<i>T34</i>	<i>86,04</i>	<i>0,361</i>
<i>T35</i>	<i>179,4</i>	<i>0,754</i>
<i>T36</i>	<i>160,9</i>	<i>0,656</i>
<i>T37</i>	<i>111</i>	<i>0,466</i>
<i>T38</i>	<i>158,9</i>	<i>0,667</i>
<i>T39</i>	<i>94,23</i>	<i>0,396</i>
<i>T40</i>	<i>48,37</i>	<i>0,203</i>
<i>T41</i>	<i>91,14</i>	<i>0,383</i>
<i>T42</i>	<i>29,87</i>	<i>0,125</i>
<i>T43</i>	<i>34,2</i>	<i>0,145</i>
<i>T44</i>	<i>16,43</i>	<i>0,069</i>
<i>T45</i>	<i>49,76</i>	<i>0,209</i>
<i>T46</i>	<i>389,3</i>	<i>1,635</i>
<i>T47</i>	<i>263,4</i>	<i>1,106</i>
<i>T48</i>	<i>169,5</i>	<i>0,712</i>
<i>T49</i>	<i>54,55</i>	<i>0,229</i>
<i>T50</i>	<i>59,53</i>	<i>0,250</i>
<i>T51</i>	<i>44,45</i>	<i>0,187</i>
<i>T52</i>	<i>15,51</i>	<i>0,065</i>
<i>T53</i>	<i>54,6</i>	<i>0,229</i>
<i>T54</i>	<i>111,3</i>	<i>0,467</i>
<i>T55</i>	<i>122,3</i>	<i>0,514</i>
<i>T56</i>	<i>125,23</i>	<i>0,526</i>

VII.10.2. Calcul des débits aux nœuds

Tableau (VII.2): Débits aux nœuds

<i>Nœud</i>	<i>Tuyaux</i>	<i>Q_r (l/s)</i>	<i>Q(l/s)</i>
<i>R</i>	<i>T1</i>	<i>1,320</i>	<i>0,66</i>
<i>N1</i>	<i>T1</i>	<i>1,320</i>	<i>1,8405</i>
	<i>T7</i>	<i>0,771</i>	
	<i>T2</i>	<i>1,064</i>	
	<i>T56</i>	<i>0,526</i>	
<i>N2</i>	<i>T2</i>	<i>1,064</i>	<i>0,9135</i>
	<i>T6</i>	<i>0,206</i>	
	<i>T3</i>	<i>0,557</i>	
<i>N3</i>	<i>T3</i>	<i>0,557</i>	<i>0,7745</i>
	<i>T4</i>	<i>0,397</i>	
	<i>T5</i>	<i>0,595</i>	
<i>N4</i>	<i>T4</i>	<i>0,397</i>	<i>0,1985</i>
<i>N5</i>	<i>T5</i>	<i>0,595</i>	<i>0,2975</i>
<i>N6</i>	<i>T6</i>	<i>0,206</i>	<i>0,103</i>
<i>N7</i>	<i>T56</i>	<i>0,526</i>	<i>0,263</i>
<i>N8</i>	<i>T24</i>	<i>0,226</i>	<i>0,4985</i>
	<i>T7</i>	<i>0,771</i>	
<i>N9</i>	<i>T9</i>	<i>0,023</i>	<i>0,0285</i>
	<i>T8</i>	<i>0,034</i>	
<i>N10</i>	<i>T9</i>	<i>0,023</i>	<i>0,0115</i>
<i>N11</i>	<i>T11</i>	<i>0,041</i>	<i>0,0205</i>
<i>N12</i>	<i>T11</i>	<i>0,041</i>	<i>0,3535</i>
	<i>T12</i>	<i>0,666</i>	
<i>N13</i>	<i>T12</i>	<i>0,666</i>	<i>0,7075</i>
	<i>T15</i>	<i>0,206</i>	
	<i>T23</i>	<i>0,543</i>	
<i>N14</i>	<i>T14</i>	<i>0,209</i>	<i>0,5415</i>
	<i>T15</i>	<i>0,206</i>	

	<i>T13</i>	<i>0,668</i>	
<i>N15</i>	<i>T14</i>	<i>0,209</i>	<i>0,1045</i>
<i>N16</i>	<i>T16</i>	<i>0,103</i>	<i>0,084</i>
	<i>T17</i>	<i>0,065</i>	
<i>N17</i>	<i>T13</i>	<i>0,668</i>	<i>0,3855</i>
	<i>T16</i>	<i>0,103</i>	
<i>N18</i>	<i>T17</i>	<i>0,065</i>	<i>0,1265</i>
	<i>T18</i>	<i>0,188</i>	
<i>N19</i>	<i>T19</i>	<i>0,455</i>	<i>1,0485</i>
	<i>T18</i>	<i>0,188</i>	
	<i>T20</i>	<i>0,793</i>	
	<i>T21</i>	<i>0,661</i>	
<i>N20</i>	<i>T19</i>	<i>0,455</i>	<i>0,2275</i>
<i>N21</i>	<i>T20</i>	<i>0,793</i>	<i>0,3965</i>
<i>N22</i>	<i>T21</i>	<i>0,661</i>	<i>0,3305</i>
<i>N23</i>	<i>T22</i>	<i>0,332</i>	<i>0,166</i>
<i>N24</i>	<i>T24</i>	<i>0,226</i>	<i>0,5105</i>
	<i>T25</i>	<i>0,227</i>	
	<i>T26</i>	<i>0,568</i>	
<i>N25</i>	<i>T25</i>	<i>0,227</i>	<i>0,1135</i>
<i>N26</i>	<i>T26</i>	<i>0,568</i>	<i>0,385</i>
	<i>T27</i>	<i>0,202</i>	
<i>N27</i>	<i>T27</i>	<i>0,202</i>	<i>0,4255</i>
	<i>T28</i>	<i>0,649</i>	
<i>N28</i>	<i>T28</i>	<i>0,649</i>	<i>0,4705</i>
	<i>T30</i>	<i>0,063</i>	
	<i>T53</i>	<i>0,229</i>	
<i>N29</i>	<i>T53</i>	<i>0,229</i>	<i>0,0605</i>
	<i>T54</i>	<i>0,467</i>	
	<i>T55</i>	<i>0,514</i>	

N30	T54	0,467	0,2335
N31	T55	0,514	0,257
N32	T32	1,746	0,9045
	T30	0,063	
N33	T47	1,106	2,299
	T29	1,746	
	T32	1,746	
N34	T50	0,250	1,1485
	T49	0,229	
	T47	1,106	
	T48	0,712	
N35	T49	0,229	0,1145
N36	T48	0,712	0,356
N37	T50	0,250	0,251
	T52	0,065	
	T51	0,187	
N38	T51	0,187	0,0935
N39	T52	0,065	0,0325
N40	T33	0,069	0,0345
N41	T41	0,383	0,4445
	T31	0,145	
	T34	0,361	
N42	T42	0,125	0,3585
	T41	0,383	
	T45	0,209	
N43	T45	0,209	0,1045
N44	T44	0,069	0,107
	T43	0,145	
N45	T43	0,145	0,0725
N46	T44	0,069	0,0345
N47	T34	0,361	0,891
	T35	0,754	

	T38	0,667	
N48	T40	0,203	0,633
	T39	0,396	
	T38	0,667	
N49	T40	0,203	0,1015
N50	T39	0,396	0,198
N51	T35	0,754	0,938
	T36	0,656	
	T37	0,466	
N52	T37	0,466	0,233
N53	T36	0,656	1,1455
	T46	1,635	
N54	T46	1,635	0,8175
N55	T23	0,543	0,4565
	T10	0,370	
N56	T10	0,370	0,185
N57	T38	0,667	0,891
	T34	0,361	
	T35	0,754	
N58	T29	1,746	0,7705
	T33	0,069	
	T31	0,145	

VII.10.3. Simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres de chaque arc (conduite), nous pouvons effectuer une simulation du réseau sur EPANET, dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5 m/s et 1.5 m/s) et des pressions aux nœuds comprise entre (10m et 60 m). Les résultats de simulation des conduites sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.3): Résultats de la simulation des conduites

<i>ID tuyau</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Diamètre Intérieur (mm)</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Perte de charge unitaire (m/km)</i>
T1	314,34	110,2	24,60	0,72	0,17
T2	253,4	35,2	2,29	0,65	6,29
T3	132,7	28	1,27	0,57	2,16
T4	94,6	55,4	0,20	0,59	0,06
T5	141,7	44	0,30	0,62	0,10
T6	49,29	44	0,10	0,51	0,03
T7	183,8	79,2	20,21	1,14	12,20
T8	8,189	55,4	5,11	0,60	9,05
T9	5,555	55,4	5,15	0,59	8,96
T10	88,16	44	0,19	0,52	0,06
T11	9,78	55,4	5,11	0,59	0,56
T12	158,6	55,4	4,76	0,55	2,03
T13	159,2	44	2,77	0,51	2,85
T14	49,75	44	0,10	0,51	0,03
T15	49	44	3,41	0,62	4,18
T16	24,41	28	2,38	1,07	2,17
T17	15,46	28	2,30	1,04	2,03
T18	44,76	35,2	2,17	0,62	1,83
T19	108,3	44	0,23	0,50	0,07
T20	188,9	16	0,40	0,55	0,22
T21	157,4	16	0,50	0,69	0,41
T22	79,03	44	0,10	0,54	0,05
T23	129,3	55,4	0,64	0,56	0,64
T24	53,84	96,8	14,54	0,55	3,83
T25	54	55,4	0,11	0,53	0,04
T26	135,21	96,8	13,92	0,53	3,53
T27	48,06	96,8	13,53	0,51	3,35

T28	152,8	79,2	13,11	0,74	3,15
T29	15	66	6,88	0,56	2,59
T30	34,6	79,2	12,08	0,68	7,39
T31	34,6	66	6,08	0,49	2,06
T32	415,8	76,2	11,18	0,68	7,75
T33	16,6	44	0,03	0,31	0,36
T34	86,04	55,4	4,96	0,57	8,36
T35	179,4	44	3,13	0,57	11,27
T36	160,9	28	1,96	0,89	4,75
T37	111	44	0,23	0,52	0,07
T38	158,9	16	0,93	1,29	1,24
T39	94,23	44	0,20	0,57	0,06
T40	48,37	44	0,10	0,54	0,03
T41	91,14	16	0,68	0,94	0,71
T42	29,87	44	0,21	0,60	0,07
T43	34,2	44	0,07	0,55	0,02
T44	16,43	44	0,03	0,20	0,01
T45	49,76	44	0,10	0,45	0,03
T46	389,3	16	0,82	1,13	0,99
T47	263,4	28	2,00	0,90	1,58
T48	169,5	16	0,36	0,50	0,16
T49	54,55	16	0,11	0,16	0,04
T50	59,53	16	0,38	0,52	0,19
T51	44,45	16	0,09	0,13	0,03
T52	15,51	16	0,03	0,06	0,01
T53	54,6	16	0,55	0,76	0,49
T54	122,3	16	0,23	0,32	0,07
T55	122,3	16	0,26	0,36	0,08
T56	125,3	16	0,26	0,36	0,08

Les résultats de simulation des nœuds sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.4) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau

<i>Nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande de base</i>	<i>La charge (m)</i>	<i>Pression (m)</i>
R1	1040	24,60	1042,00	2,00
N1	1013,98	1,8405	1041,95	27,97
N2	991,021	0,9135	1040,35	49,33
N3	995,76	0,7745	1040,06	44,30
N4	989	0,1985	1040,06	51,06
N5	985	0,2975	1040,05	55,05
N6	992	0,103	1040,35	48,35
N7	1023	0,263	1041,93	18,93
N8	1016,74	0,4985	1038,34	21,60
N9	1002,85	0,0285	1038,27	35,42
N10	999,12	0,0115	1038,22	39,10
N11	1003,42	0,0205	1023,43	20,01
N12	965	0,3535	999,41	34,41
N13	965,42	0,7075	990,34	33,92
N14	975,2	0,5445	999,13	23,93
N15	965	0,1045	999,13	34,13
N16	960	0,084	998,63	38,63
N17	980,71	0,3855	998,68	17,97
N18	960,98	0,1265	998,68	37,71
N19	965,61	1,0485	998,51	32,90
N20	970,28	0,2275	998,50	28,22
N21	972,13	0,3965	998,47	26,34
N22	967,29	0,3305	987,39	20,10
N23	965,29	0,166	986,44	21,51
N24	998,61	0,5105	1038,14	39,53
N25	1005,85	0,1135	1038,13	32,28
N26	999,6	0,385	1037,66	38,06

N27	999,25	0,4255	1037,50	38,35
N28	994,23	0,4705	1037,02	42,79
N29	1005	0,0605	1036,99	31,99
N30	994	0,2335	1036,98	42,98
N31	999	0,257	1036,98	37,98
N32	996,23	0,9045	1036,76	40,53
N33	992,05	2,299	1033,54	41,49
N34	978,4	1,1485	1033,12	54,92
N35	976,51	0,1145	1033,12	56,61
N36	977,54	0,356	1033,10	55,56
N37	974,97	0,256	1033,11	58,14
N38	980,14	0,0935	1033,11	52,97
N39	979,62	0,0325	1033,11	53,49
N40	1000,71	0,0345	1033,50	32,79
N41	994,57	0,4445	1033,43	38,86
N42	990,67	0,3585	1033,36	42,69
N43	989,89	0,1045	1033,36	43,47
N44	989,29	0,107	1033,36	44,07
N45	987,13	0,0725	1033,36	46,23
N46	987,13	0,0345	1033,36	46,23
N47	990,9	0,891	1032,71	41,81
N48	971,36	0,633	999,26	27,90
N49	976,37	0,1015	999,17	22,80
N50	981,41	0,189	998,21	16,80
N51	989,29	0,938	1028,69	38,77
N52	982,95	0,233	1030,68	47,73
N53	985,19	1,1455	1029,92	44,73
N54	945,85	0,8175	961,90	16,05
N55	970,59	0,4565	999,25	19,17
N56	969,47	0,185	988,89	19,42
N57	994,01	0,7705	1033,50	39,49

• Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures suivantes :

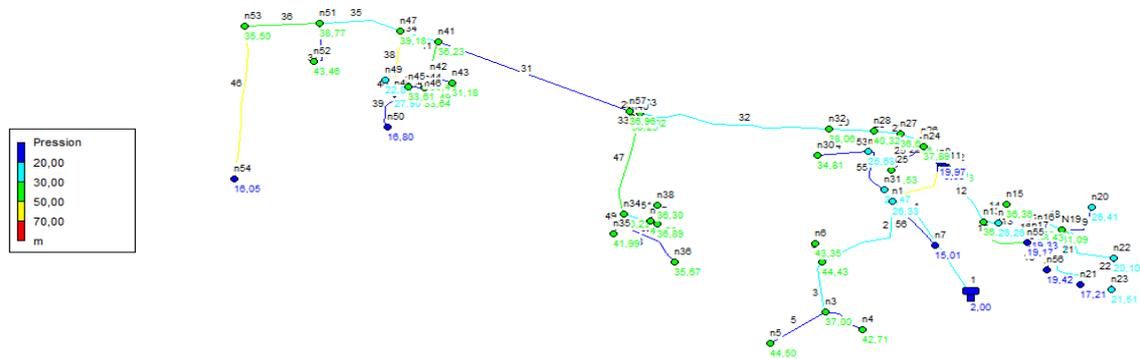


Figure (VII.7): Réseau de distribution après simulation (vitesses)

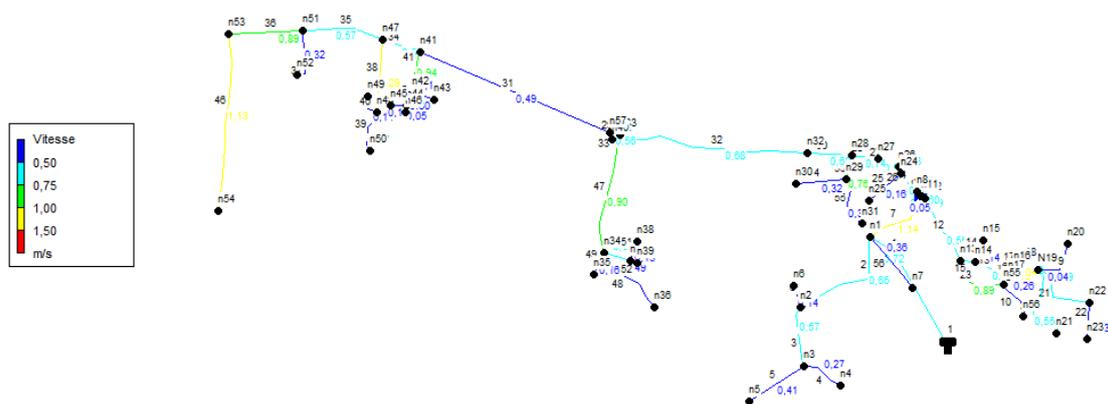


Figure (VII.8) : Réseau de distribution après simulation (Pressions)

Conclusion

Dans ce chapitre, on a bien défini notre réseau de distribution (type, équipements, tracé...) dont le réseau est de type ramifié à cause de reliefs et de l'emplacement de consommateurs. La nature des conduites est en PEHD (PN10), leurs diamètres varient entre 16 et 110,2 mm Après la présentation du réseau de distribution, un calcul hydraulique des différents débits (Q_{point} Q_{sp} , Q_{ni}) est nécessaire afin d'effectuer une simulation à l'aide de logiciel EPANET. On a déterminé les différents diamètres des tronçons en vérifiant les conditions des vitesses et pressions au niveau des conduits et des nœuds pour assurer le bon fonctionnement et la livraison d'un débit d'eau suffisant pour tous les abonnés du réseau.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Notre étude a englobé tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la localité GUEMMOUR.

Au préalable nous avons évalué les différents besoins en eau de la zone d'étude à l'horizon 2050 où la population atteindra 4890 habitants. Après l'estimation des besoins futurs, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 1253,07 m³ /j.

Le calcul nous a conduits à projeter un réservoir de 500 m³. Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, on a choisi le diamètre le plus économique D=160 mm avec une vitesse acceptable.

La nature des conduites est en PEHD PN10.

Le choix de la pompe adéquate a été fait à l'aide du logiciel CAPRARI Dans le but de la protection de la conduite de refoulement du phénomène du coup de bélier, on a effectué une vérification à ce propos. Les résultats de calcul ont montré que notre installation n'a pas besoin d'un anti-bélier.

En ce qui concerne la distribution, après la simulation faite à l'aide du logiciel EPANET, nous avons obtenu des vitesses comprises entre 0,5m/s et 1,5m/s, et des pressions **entre** 10m et 60 m, en utilisant le PEHD avec des diamètres intérieurs allant de 16 mm à 110,2 mm.

Liste bibliographie

[1] <http://fr-fr.topographie-map.com>

[2] **Bureau d'étude technique hydraulique lassami boualem village tizi ighil ouazoug bejaia**

[3] **AHSENE, L.** : « Alimentation en eau potable (adduction) de la commune Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W.Tizi-Ouzou) », Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juin 2015.

[4] **CHOUIREF, N., et SLIMANI, N.** : « Etude d'Alimentation en eau potable de la commune de HAIZER (W.BOUIRA) », Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juin 2018.

[5] **DJEMIL, A.et SELLA, Z** : « Etude d'adduction et de distribution du nouveau pôle urbain de SAF SAF commune de Meftah wilaya de Blida », Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019

[6] **DUPONT, A.** : Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.

[7] **GOUDJIL, S., et SADELLI, H.** : « Alimentation en eau potable des localités M'Nairi I, M'Nairi II, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras)», Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juin 2017.

[8] **HADJOU, N., et HADDAR, A.** : « Renforcement du réseau d'Alimentation en eau potable du village de RAFFOUR commune M'CHEDALLAH (W. Bouira) », Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019.

[9] **HAMOUCHE, B., et AMGHAR, N.** : « Renforcement du réseau d'AEP des huit villages de la commune de KENDIRA à partir du piquage de la chaine de BERBACHA (W. Bejaia) », Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019.

Liste bibliographie

[10] **Hamoudi, H. et Rahim,I.,** : contribution a l'étude de l'AEP des villages chaabet ikhlef, El madjen, Ben Haroun et ain cheriki (bouira); Raccordement au système de transfert des eaux a partir du barrage de koudiet acerdoune (bouira), wilaya de bejaia, mémoire de fin d'étude, D.E.U.A, université de bejaia 2012.

[11] : **Pernès, P.,** : Hydraulique unidimensionnelle ;partie 2, coup de bélier et phénomène d'oscillation en masse, pompes centrifuge, Edition Cemagref, Massy 2004.

[12] : **ZELLA, L.** : « Hydraulique générale », Hydrostatique et Hydrodynamique, Edition Office des Publication Universitaire, OPU, Alger, 2015.

[13] : **BONVIN, J.** : « Hydraulique urbaine", Tome I : « Captage, Réseaux d'adduction, Réservoirs, Réseaux de distribution, Equipement, Pompes, Petites centrales hydrauliques ». Version 2005.

[14] : **RAHMOUNI, A** : Etude de réseau d'AEP des villages (Oued el Katen, Arssa moussa, Arssa bousselem) (Commune Djemaa beni hbibi Daira El Ancer (W.Jijel), Mémoire de fin d'études, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2021.

[15] : **GOMELIA, C; GUERREE, H** : La distribution d'eau des agglomérations de petite et moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris, 1977.

[16] : **BAOUCHE, M., et ATOUL,B .** : « étude d'alimentation d'eau potable de centre ouled sidi h'cen commun ghilassa wilaya de bordj bou arreridj » Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juin 2016.

Annexes

Annexe 1 : Le prix des différents diamètres pour les conduites en PEHD

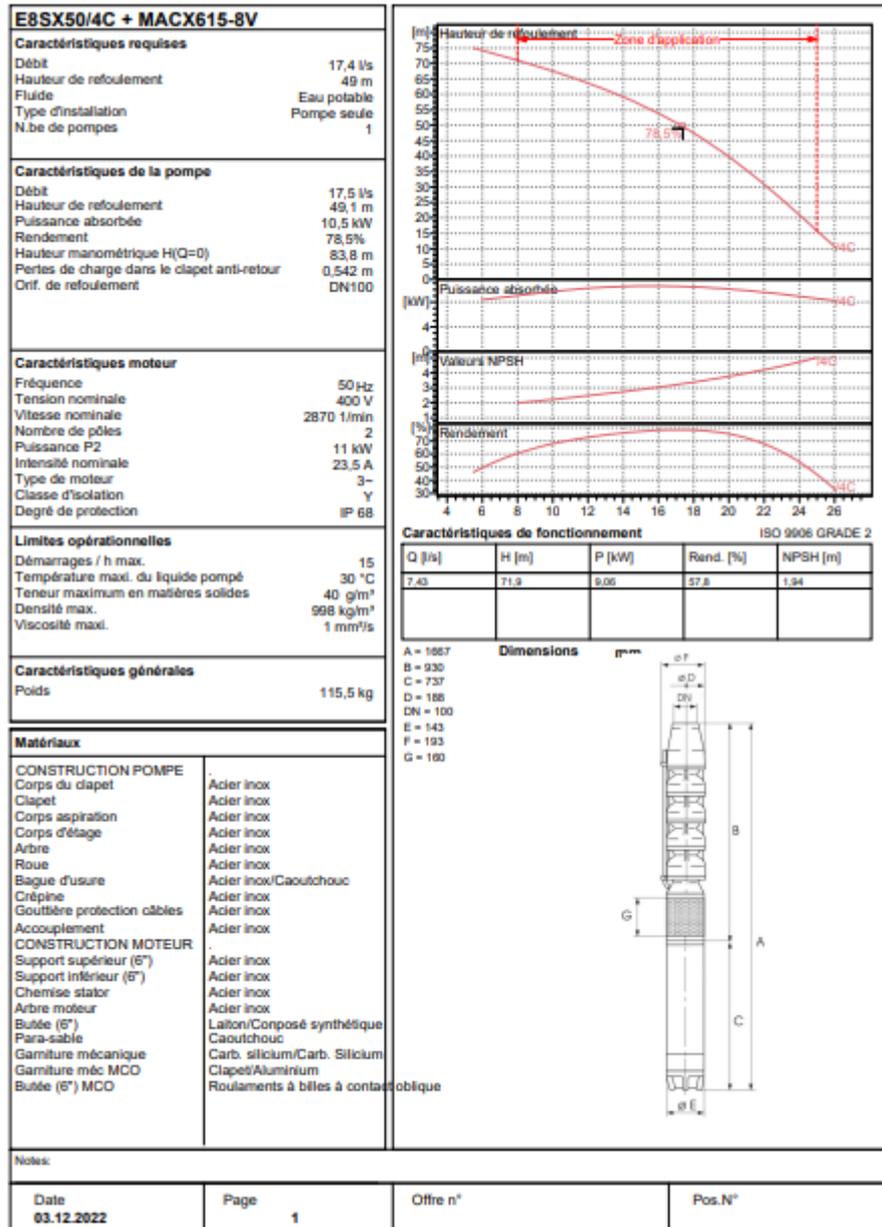
Diamètres (mm)	Prix (DA)
50	3552,84
100	4333,28
150	5233,72
200	6274,16
250	7498,60
300	8911,04
350	10499,48
400	12251,92
450	14156,36
500	16200,80
550	18373,24
600	23054,12

Annexes

Annexe 2 :

Heure	Coefficient de variation maximal horaire de la consommation (k max h)											
	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	3.35	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	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	4.55	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	4.55	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	4.25	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	4.20	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
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Annexe 03 :



Annexes

Annexe 4 :

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA /ml)
20	2	30.78
25	2	39.6
32	2.4	61.54
40	3	96.33
50	3.7	147.17
63	4.6	232.79
75	5.6	329.13
90	5.4	392.5
110	6.6	579.62
125	7.4	738.42
160	9.6	1209.38
200	11.9	1892.38
250	14.8	2937.81
315	18.7	4684.62
400	23.7	7516.57
500	29.7	11724.79
630	37.4	17729.58

Etude de réseau d'AEP centre GUEMMOUR commun EL ANASSER

Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons établie des déférentes étapes nécessaires pour l'étude d'alimentation en eau potable du centre GUEMMOUR. Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau des déférentes catégories d'usagères à l'horizon 2050. Ensuite, nous avons procédé à la vérification des réservoirs existants, suivis d'une étude technico-économique pour trouver le diamètre des conduites d'adduction. Nous avons traité aussi la partie pompage, ou on a choisi les pompes adéquates à chaque tronçon, suivi de la vérification du phénomène du coup bélier. Enfin on a terminé le travail par la conception du projet est la distribution.

Mots clés : AEP, adduction, réservoirs, pompe, coup de bélier, distribution.

Abstract

As part of this end-of-study project, we have established the various stages necessary for the drinking water supply study of the GEMMOUR center. After presenting the project site, we began estimating the water needs of the various categories of users by 2050. Then, we proceeded to check the existing reservoirs, followed by a technical and economic study. To find the diameter of the adduction pipes. We also dealt with the pumping part, where we chose the appropriate pumps for each section, followed by verification of the water hammer phenomenon. Finally we finished the work by designing the project and distributing it.

Keywords: AEP, Adduction, Reservoirs, Pump, Water Hammer, Distribution.

المخلص

وكجزء من هذه الدراسة النهائية للمشروع، أنشأنا الخطوات اللازمة لتزويد مختلف المراحل اللازمة لتزويد المياه الصالحة للشرب لمركز جمهور. بعد عرض موقع المشروع، بدأنا بتقدير الاحتياجات المائية لمختلف الفئات الممتدة لسنة 2050، وبعد ذلك التحقق من الخزانات، تليها دراسة فنية واقتصادية للعثور على قطر انابيب السحب، وأيضا جزء الضخ، واخترناه يضخ حق كل قسم يليه فحص ضد ظاهرة المطرقة المائية، وأخيرا انتهينا من تصميم مشروع التوزيع.

كلمات البحث: تزويد، الخزانات، المضخات مطرقة المياه، التوزيع.