

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

جامعة محمد الصديق بن يحي - جيجل -

Université MOHAMED SEDDIK BENYAHYA -Jijel-



Faculté de Sciences Technologie

Département génie civil et hydraulique

MEMOIRE

Mémoire de Fin de cycle

Pour l'obtention du diplôme de Master en **Hydraulique**

Option: Hydraulique urbaine

Thème

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE POUR LA
COMMUNE D'EL KANNER. CAS DE LA ZONE
-GHEDIR BENI HAMZA -**

Préparer par

- ❖ BOUZEKRIA ANTAR
- ❖ GUEHAM SALIM

Proposé par

- ❖ Mr. AINAS BELKACEM

Devant le jury composé de :

- ❖ Président: Mr. BOUTEBBA Khereddine
- ❖ Examineur: Mr. Belaabed Faris

Promotion 2020/2021



REMERCIEMENT

Au nom d'Allah, le tout-miséricordieux, le très-miséricordieux la louange est à Allah l'unique et la paix et le salut sur celui qui n'a point de message jusqu'au jour de la résurrection, On tient à exprimer notre vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long de notre travail.

Notre reconnaissance va plus particulièrement à :

Notre promoteur Mr. AINAS Belkacem pour son contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Mr. MECHEKEF.A l'hydraulicien où nous avons fait notre stage, pour ses appréciations et ses remarques.

L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude.

Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Antar & Son

Dédicace

Je dédie Ce Travail

A ma Mère pour son amour, ses encouragements et ses sacrifices.

A mon Père, Que dieu lui fasse miséricorde et le place dans ces ha

A mon Frères

A mes sœurs

A mes chères

A toute ma Famille

A mon binôme Salim

Mes amies

Et tous ceux qui m'aiment.....

*Sans oublier tous les Professeurs que ce soit du primaire, du moyen, du
secondaire ou de l'enseignement supérieur.*

Antar



Dédicace

*Je dédie ce modeste travail
A ma mère pour son amour, ses
encouragements et ses sacrifices. Je prie Dieu
pour qu'ils aient une bonne santé et longue
vie.*

*A mon binôme Antar
A tous ceux qui me sont chères*

SALIM



Sommaire

Introduction général.....	1
---------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction	2
I.2.présentation de la ville	2
I.2.1.situation géographique	2
I.2.2.La situation topographique.....	3
I.2.3.Situation climatique	3
I.2.3.1.précipitation.....	3
I.2.3.2.Température	4
I.2.3.3.humidité	5
I.2.3.4.Les vents	6
I.2.4. situation géologique	6
I.2.5.Sismicité	6
I.2.6.situation hydrologique.....	7
I.2.7.L'activité	7
I.2.8.Situation hydraulique	8
I.3.Conclusion.....	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1.Introduction	9
II.2.Estimation des besoins en eau	9
II.2.1.Estimation de la population.....	9
II.2.2.Catégories des besoins	10
II.2.3.Choix de la norme unitaire de consommation.....	11
II.2.3.1.Définition.....	11
II.2.3.2. Critères de choix de la norme	11

II.2.4. Détermination de la consommation moyenne journalière	11
II.2.4.1. Besoins domestiques	11
II.2.4.2. Besoins en eau actuels des équipements publics de centre.....	12
II.2.4.3. Besoins des équipements à long terme	13
II.2.5. Variation des débits de consommation	13
II.2.5.1. Majoration de la consommation moyenne journalière	13
II.2.5.2. Variation de la consommation journalière.....	14
II.2.6. Etude des Variations de la consommation horaire	15
II.2.6.1. Le débit maximum horaire.....	15
II.2.6.2. Le débit minimum horaire	16
II.2.7. Evaluation de la consommation par tranche horaire	17
II.3. Conclusion	19

Chapitre III : Les réservoirs

III.1. Introduction.....	20
III.2. Fonction du réservoir.....	20
III.3. Caractéristiques des réservoirs.....	20
III.4. Choix du type de réservoir	20
III.5. Emplacement du réservoir	21
III.6. Classification des réservoirs	21
III.6.1. Classification selon le matériau de construction.....	21
III.6.2. Classification selon la situation des lieux.....	22
III.6.3. Classification selon la forme géométrique	23
III.6.4. Classification selon l'utilisation.....	23
III.7. Equipements des réservoirs	23
III.7.1. Conduite d'adduction	24

III.7.2. Conduite de distribution	25
III.7.3. Conduite du trop-plein.....	25
III.7.4. Conduite de vidange.....	25
III.7.5. BY-PASS.....	26
III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	27
III.8. Entretien des réservoirs	28
III.9. Capacité de réservoir	28
III.9.1. Méthode analytique	29
III.9.2. Le volume total du réservoir	30
III.10. Dimensionnement du réservoir final	30
III.9.1.1. Détermination de la valeur de Pmax	31
III.9.1.2. Calcul du volume de régularité Vr.....	31
III.9.1.3. Calcul du volume total Vtot.....	32
III.9.2. Méthode graphique.....	32
III.10. Dimensionnement du réservoir projeté.....	32
III.10.1. Hauteur d'eau dans la cuve.....	32
III.10.2. Diamètre du réservoir	33
III.10.3. Hauteur d'incendie Hinc.....	33
III.11. Tableau récapitulatif.....	33
III.12. Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction	35
IV.2. Type d'adduction	35
IV.2.1. Adduction gravitaire.....	35
IV.2.2. Adduction par refoulement.....	35

IV.2.3. Adduction mixte	36
IV.3. Critères de choix de tracé	37
IV.4. Profil d'une adduction	37
IV.5. La ligne piézométrique	37
IV.6. Choix des types des conduites	37
IV.7. Etude technico-économique de l'adduction	38
IV.7.1. Calcul du diamètre économique	39
IV.7.2. Calcul de la vitesse	39
IV.7.3. Calcul des pertes de charges	40
IV.7.3.1. Perte de charge linéaire (H_L)	40
IV.7.3.2. Les pertes de charge singulières (H_S)	41
IV.7.3.3. Les pertes de charge totale (H_t)	42
IV.7.4. Détermination de la hauteur manométrique totale H_{mt}	42
IV.7.5. Puissance à fournir à la pompe	43
IV.7.6. Energie consommée par la pompe	43
IV.7.7. Frais d'exploitation	43
IV.7.8. Frais d'amortissement	43
IV.7.9. Calcul du Bilan	44
IV.7.10. Prix des conduites	44
IV.8. Equipements de l'adduction	44
IV.8.1. Robinets vannes	44
IV.8.2. Ventouses	45
IV.8.3. Robinets de Vidanges	45
IV.8.4. Les clapets anti-retour	46
IV.8.5. Les crépines	46
IV.9. Calcul des diamètres économiques pour les différentes conduites	46

IV.9.1. Adduction par refoulement.....	46
IV.9.1.1. Conduite: (forage --Réservoir)	46
IV.10. Conclusion	47

Chapitre V : Pompes et station de pompage

V.1.Définition	48
V.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage.....	48
V.3.Classification des pompes.....	48
V.3.1.Les turbopompes	48
V.3.2.Les pompes volumétriques	49
V.4.Choix des pompes	49
V.5.Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	50
V.5.1.Hauteur manométrique	50
V.5.2.La vitesse de rotation.....	50
V.5.3.La puissance.....	50
V.5.3.1.La puissance absorbée par la pompe.....	50
V.5.3.2. la puissance utile :	50
V.5.4.Le rendement	51
V.5.5.Le débit de pompage (Q)	51
V.6.Les courbes caractéristiques	51
V.6.1.Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges	51
V.6. 1.1.La courbe débit-hauteur [$H= f(Q)$].....	51
V.6.1.2.La courbe puissance-débit [$P= f(Q)$].....	51
V.6. 1.3.La courbe rendement-débit [$\eta= f(Q)$].....	51
V.6.2.Courbes caractéristiques de la conduite.....	52
V.7.Le point de fonctionnement de la pompe	53

V.7.1.Première variante : "Réduction ou augmentation du temps de pompage"	53
V.7.2.Deuxième variante "Régulation par étouffement (Le vannage)"	54
V.7.3.Troisième variante "Rognage de la roue "	54
V.8.Modes de couplage des pompes	55
V.8.1.Couplage en série	56
V.9.Etude de la cavitation	56
V.10.Calculs hydrauliques	57
V.10.1.Détermination du point de fonctionnement	57
V.10.2.Choix des pompes	58
V.10.3.Point de fonctionnement	59
V.11.Conclusion	59

CHAPITRE VI : Protection des conduites

VI.1.Introduction	60
VI.2.Pose des conduites	60
VI.2.1.Généralités	60
VI.2.2.Différentes poses de la canalisation	60
VI.2.2.1.Pose en terre	60
VI.2.2.2.Traversée des oueds ou des rivières	61
VI.2.2.3.Passage d'une route	62
VI.2.2.4.Butées et ancrages des conduites	62
VI.2.2.5.Désinfection des conduites	64
VI. 3.Protection contre le coup de bélier	64
VI.3.1.Définition	64
VI.3.2.Causes du phénomène	64
VI.3.3.Conséquences du phénomène	64

VI.3.4.Moyens de protection contre le coup de bélier	65
VI.3.4.1.Le volant d'inertie.....	65
VI.3.4.2.Soupape de décharge.....	66
VI.3.4.3. Les ventouses.....	67
VI.3.4.4.Cheminées d'équilibre	68
VI.3.4.5.Les réservoirs d'air	68
VI.3.5.Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier.....	69
VI.3.6.Etude du coup de bélier	70
VI.3.6.1.Calcul de la célérité d'onde	70
VI.3.7.Calcul du coup de bélier pour la conduite de refoulement.....	72
VI.3.8.Interprétation des résultats.....	73
VI.4.Conclusion	73

Chapitre VII : Réseau de distribution

VII.1.Introduction	74
VII.2.Type des réseaux d'A.E.P	74
VII.2.1. Réseaux ramifiés.....	74
VII.2.2.Réseaux maillés	75
VII.2.3.Réseau mixte	75
VII.3.Choix du tracé.....	76
VII.4.Choix de type de matériaux.....	76
VII.5.Paramètres du réseau.....	77
VII.6.Equipement d'un réseau de distribution.....	77
VII.6.1.Appareils et accessoires du réseau.....	77
VII.6.2.Pièces spéciales de raccord	77
VII.7.Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	77
VII.7.1.Débit de pointe	78

VII.7.2.Débit spécifique	78
VII.7.3.Débit en route	78
VII.7.4.Débits aux nœuds.....	78
VII.8.Dimensionnement du réseau	79
VII.8.1.Calcul le débit spécifique.....	79
VII.8.2.Calcul des débits en route et les débits aux nœuds de la zone Ghedir.....	79
VII.9.Modélisation et simulation du réseau	82
VII.9.1.Présentation du logiciel EPANET	82
VII.9.2.Utilisation du logiciel EPANET	83
VII.9.3.Modélisation du réseau	83
VII.9.4.La simulation du réseau avec EPANET.....	83
VII.10.Cas de pointe + incendie	88
VII.10.1. Interprétation des résultats (cas de pointe +incendie).....	89
VII.10.2. Redimensionnement.....	90
VII.11.Conclusion.....	93
Conclusion générale	94
Bibliographiques.....	95

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1: Localisation de la zone d'étude.....	2
Figure I. 2: Carte représentative de la zone d'étude.....	3
Figure I. 3: Courbe de la précipitation moyenne mensuelle.....	4
Figure I. 4: Courbe de température.....	5
Figure I. 5: L'humidité moyenne mensuelle.....	6
Figure I. 6: Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003.....	7
Figure I. 7: Photo représentant les activités agricoles de la région d'El-Kennar.....	8

Chapitre II

Figure II. 1: Histogramme donnant l'évolution de la population de l'agglomération Laghdir.....	10
Figure II. 2: Diagramme de la variation de la consommation horaire.....	18
Figure II. 3: La courbe de la variation de la consommation horaire cumulée.....	19

Chapitre III

Figure III. 1: Réservoir Semi-enterré cylindrique.....	22
Figure III. 2: Réservoir surélevé.....	23
Figure III. 3: Adduction avec chute libre.....	24
Figure III. 4: Adduction avec chute libre.....	24
Figure III. 5: Conduite de distribution.....	25
Figure III. 6: Conduite trop plain et vidange.....	26
Figure III. 7: Conduite BY-PASS.....	26
Figure III. 8: Schéma de la réserve d'incendie.....	27
Figure III. 9: Equipement du réservoir.....	28
Figure III. 10: Détermination de Pmax par la méthode graphique.....	32

Chapitre IV

Figure IV. 1: Adduction gravitaire.....	35
Figure IV. 2: Adduction par refoulement.....	36
Figure IV. 3: Schéma simplifié de l'adduction mixte.....	36
Figure IV. 4: Les types des pertes de charges.....	40
Figure IV. 5: Robinets-vanne à opercule.....	45
Figure IV. 6: Vanne papillons.....	45
Figure IV. 7: Ventouse automatique.....	45

Chapitre V

Figure V. 1: Les trois essentielle de turbopompe.....	49
Figure V. 2: La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge.....	52
Figure V. 3: Point de fonctionnement d'une pompe	53
Figure V. 4: Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.	55
Figure V. 5: Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge.....	57
Figure V. 6: Caractéristique de la pompe P6C/ 3/20/16D.	59

Chapitre VI

Figure VI. 1: Coupe transversale d'une conduite enterrée.	61
Figure VI. 2: Traversée d'un oued ou d'une rivière.	62
Figure VI. 3: Traversée d'une route.	62
Figure VI. 4: Butée sur un branchement.....	63
Figure VI. 5: Butée sur un coude horizontal.	63
Figure VI. 6: Butée sur un coude vertical.	63
Figure VI. 7: Schéma générale d'un volant d'inertie.	66
Figure VI. 8: Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.....	67
Figure VI. 9: Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.	67
Figure VI. 10: Cheminée d'équilibre.....	68
Figure VI. 11: Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	69
Figure VI. 12: Schéma de calcul des valeurs maximum.....	73

Chapitre VII

Figure VII. 1: Schéma d'un réseau ramifié.....	74
Figure VII. 2: Réseaux maillés.....	75
Figure VII. 3: Schéma de réseau mixte.....	76
Figure VII. 4: Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone Ghedir.....	79
Figure VII. 5: Interface de l'EPANET.....	82
Figure VII. 6: Sens d'écoulement et débit au niveau des tronçons et Pression au niveau des nœuds du réseau de la zone Ghedir.....	87
Figure VII. 7: Sens d'écoulement et les vitesses du réseau de la zone Ghedir.....	88
Figure VII. 8: Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 02.	89
Figure VII. 9: Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 02 après redimensionnement.	90

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1: Moyenne mensuel des précipitations.	3
Tableau I. 2: Les Températures moyennes mensuelles.	4
Tableau I. 3: L'humidité moyenne mensuelle.....	5

Chapitre II

Tableau II. 1: Estimation de la population future de Laghdir	10
Tableau II. 2: Evaluation des besoins domestiques.....	12
Tableau II. 3: Les besoins en eau des équipements publics de centre Laghdir.....	12
Tableau II. 4: Détermination des besoins d'équipements à long terme.....	13
Tableau II. 5: Majoration de la consommation journalière.....	14
Tableau II. 6: Consommation maximale et minimale journalière pour les différents horizons (m ³ /j).....	15
Tableau II. 7: Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II. 8: Tableau donnant le coefficient $K_{max.h}$ en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II. 9: Valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II. 10: Tableau donnant le coefficient $K_{min.h}$ en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau II. 11: Répartition de la consommation horaire.	17

Chapitre III

Tableau III. 1: Répartition théorique des débits de distribution du réseau principal.	30
Tableau III. 2: Dimensions du réservoir.	33

Chapitre IV

Tableau IV. 1: Calcul de la Hmt.....	46
Tableau IV. 2: Calcul les frais d'exploitation.	47
Tableau IV. 3: Calcul les frais d'amortissement.	47
Tableau IV. 4: Calcul du bilan.	47

Chapitre VI

Tableau VI. 1: Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier.....	69
Tableau VI. 2: Les différentes valeurs de K en fonction du matériau.....	71
Tableau VI. 3: Les valeurs du coup de bélier de la conduite de refoulement.....	72

Chapitre VII

Tableau VII. 1: Les débits aux nœuds et les débits en routes de la zone Ghedir. 80

Tableau VII. 2: Récapitulation des résultats pour chaque tronçon de la zone Ghedir. 84

Tableau VII. 3: Récapitulation des résultats pour chaque nœud de la zone Ghedir..... 85

Tableau VII. 4: Récapitulation des résultats pour chaque tronçon de la zone Ghedir après la simulation avec débit d'incendie..... 90

Tableau VII. 5: Récapitulation des résultats pour chaque nœud de la zone Ghedir après la simulation avec débit d'incendie. 92

Liste des symboles

- P_n** : La population future à l'horizon considéré (hab) ;
- P₀** : La population de l'année de référence (hab) ;
- T** : taux d'accroissement annuel de la population,
- n** : nombres d'années séparant l'année de référence de l'horizon considéré.
- Q moy.j** : consommation moyenne journalière en (m³/j) ;
- Di** : dotation journalière en (l/j/hab) ;
- Ni** : nombre de consommateurs.
- Qmoy.j.maj** : Débit moyen journalier majoré (m³/j);
- Qmoy.j** : Débit moyen journalier (m³/j);
- Kf** : Coefficient de fuite.
- Qmax.j** : Débit maximal journalière le plus chargé de l'année ;
- Qmin.j** : Débit minimal journalière le plus chargé de l'année ;
- Kmax.j** : Coefficient de consommation maximale journalière dépend de l'importance de l'agglomération.
- Kmin.j** : coefficient de consommation minimale journalière.
- αmax** : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération.
- βmax** : Coefficient lié à l'accroissement de la population.
- Kmin h** : coefficient d'irrégularité horaire minimale.
- αmin** : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération.
- βmin** : Dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation.
- Vmax**: volume maximal du stockage pour la consommation (m³) ;
- Qmax.j**: consommation maximal journalière (m³/j) ;
- P%**: résidu maximal dans le réservoir.
- R⁺max** : Résidu maximum positif (%) ;
- R-max** : Résidu maximum négatif (%).
- Vtot**: Volume total de réservoir en (m³) ;
- Vinc**: Volume d'incendie estimé à 120 (m³) ;
- Vr** : Volume de régulation (m³)
- D** : Diamètre du réservoir (m).
- V**: Volume normalisé du réservoir (m³).
- h**: C'est la hauteur d'eau dans le réservoir.

D : diamètre du conduit en (m) ;

Q : débit véhiculé par le conduit en (m³/s) ;

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s),

J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.

L : Longueur de la conduite (m).

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

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

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

Re : Nombre de Reynolds.

k₀ : Rugosité absolue des conduits neufs.

α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT

t : durée d'utilisation de la conduite ;

hs: Perte de charge singulière (m).

HL : Perte de charge linéaire (m).

HT : Perte de charge totale (m).

Pa: Puissance absorbée par la pompe (KW).

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

Q : débit transité (m³ /s).

η : Rendement de la pompe.

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

E : énergie consommée par la pompe (kWh).

Pa: puissance absorbée par la pompe (KW).

T : nombre d'heures de pompage (T=20h).

F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;

E : énergie consommée par la pompe en [kwh] ;

e : prix unitaire d'un kwh imposé par SONEGAS. (e = 4,67 DA)

F_{amr}: les Frais d'amortissement ;

Pu : prix unitaire de la conduite en (DA) ;

L : longueur d'amortissement ;

A : amortissement annuel de la conduite ;

BL : Le bilan (DA) ;

F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA) ;

F_{amr} : Les frais d'amortissement (DA) ;

CTN(f) : cote du terrain naturel du forage.

CTN(r) : cote du terrain naturel du réservoir.

CTp(r) : cote du troupe plain du réservoir.

Hg: hauteur géométrique.

Hasp : Pertes de charge à l'aspiration(m).

Href : Pertes de charge au refoulement en (m).

η : rendement total de l'installation.

Hc : charge totale en fonction du débit en (m) ;

R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

L : longueur de la conduite en (m) ;

λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

T'' : Le nouveau temps de pompage (h) ;

T' : Le temps de pompage prévu (h), pour notre cas, il est de 20 h ;

Qapp : Débit désiré à refouler en m³/s ;

Qpf : Débit de point de fonctionnement de la pompe en m³/s.

h : Pertes de charge engendrées par le vannage (m) ;

H' : La distance qui sépare le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe en m.

m : Coefficient de rognage ;

D1 : Diamètre de la roue avant rognage (m) ;

D2 : Diamètre de la roue après rognage (m).

Le pourcentage de rognage (r)

a : vitesse d'onde en m/s.

e : épaisseur du tuyau (m).

D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

QP = débit de pointe (l/s) ;

ΣLI = somme des Longueurs des tronçons du réseau.

Qr : Débit en route (l/s) ;

Qsp: Débit spécifique (l/s) ;

Li-j : Longueur du tronçon [i-j] (m).

Qni : le débit au nœud 'i' ;

ΣQr : Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i ;

Introduction

Générale

Introduction générale

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie, c'est la source indispensable à toute forme de vie et les activités humaine. Chaque développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

On l'appelle aujourd'hui « l'or bleu », c'est un besoin fondamental, irremplaçable et chaque être humain a le droit à l'eau salubre. Mais pour satisfaire les demandes en eau potable, il faut suivre une meilleure gestion de ces ressources. Nous devons revoir les dimensionnements des réseaux afin qu'ils puissent fournir l'eau aux citoyens sans cesse.

Probablement, nous nous retrouvons, sur le terrain, face à des problèmes, tels que la coupure d'eau, les fuites et les pressions insuffisantes, qui ne reflètent nullement un bon fonctionnement des réseaux.

Dans ce contexte s'inscrit notre projet de fin d'étude qui vise à étudier l'alimentation en eau potable de la zone Ghedir Beni Hamza (Wilaya de Jijel) à partir du forage de Djimar sur un horizon projet de 36ans.

Pour cela notre étude sera menée comme suit :

Dans le premier chapitre, une présentation globale du site et ses caractéristiques.

Dans le deuxième chapitre, nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eau aux divers horizons ; actuels, moyen et long terme.

Le troisième chapitre, sera consacré au dimensionnement des réservoirs.

Chapitre quatre on s'intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction, en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Chapitre cinq et six nous choisissons le type de pompe occasion à la suite nous passerons la protection et pose des conduites en prenant toutes les dispositions nécessaires afin d'avoir un réseau fiable et durable.

À la fin le septième chapitre sera consacré à l'étude du réseau de distribution, et on finalisera par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de site

I.1.Introduction

Cette partie de l'étude consiste à présenter notre zone d'étude sous plusieurs aspects. Elle donne ainsi un aperçu caractéristiques essentielles de la zone étudiée : à savoir sur les plans : géographiques, topographiques, climatiques, et sa situation hydrographique qui sont nécessaires à l'étude du projet

I.2.présentation de la ville

I.2.1.situation géographique

Notre secteur d'étude Ghedir Beni Hamza est situé à une vingtaine de kilomètres à l'Est de la ville de Jijel dans la Daïra de Chekfa dans le secteur de Faza au sud du village d'El kennar Nouchfi et auquel elle est rattachée administrativement, El-kennar est limité [1] :

- **Au Nord** : par la mer méditerranée ;
- **Au Sud** : par la commune BORJ TAHAR ;
- **A l'Est** : par la commune de SIDI ABDELAZIZ ;
- **A l'Ouest** : par la commune de CHEKFA.

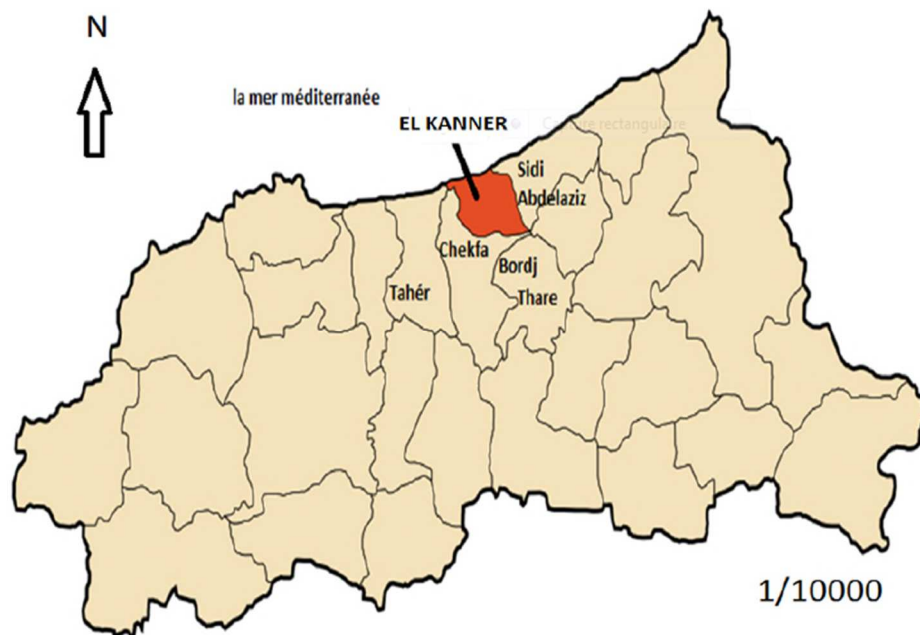


Figure (I.1) : Localisation de la zone d'el kanner

I.2.2.La situation topographique

Le site de la commune d'El-Kennar présente une configuration topographique assez contraignante. La topographie montagneuse constitue presque 80% de la superficie de la commune. Il existe des pentes très fortes se localisent dans la partie Sud du site.

De manière générale, ce site présente une disparité (déséquilibre) nette entre le Nord à pente faible, favorable donc aux actions d'aménagement [1].



Figure (I.2) : Carte représentative de la zone d’el kanner

I.2.3.Situation climatique

La commune d’El KENRAR NOUCHFI se caractérise par un climat de type méditerranéen chaud et sec en été doux et humide en hiver, la pluviométrie moyenne annuelle est d'environ 1300 mm, la température moyenne varie entre 06 ° en hiver et 27 ° en été, les vents dominants sont ceux du nord est et du nord-ouest [1].

I.2.3.1.precipitation

Le tableau suivant présente les précipitations moyennes mensuelles [3] :

Tableau(I.1) : Moyenne mensuel des précipitations.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Tot
Précipitations moyennes mensuelles mm	56	125	192	212	193	143	107	82	57	27	03	07	1204

Source: Office de la météorologie de Jijel – Aéroport Ferhat Abbas.

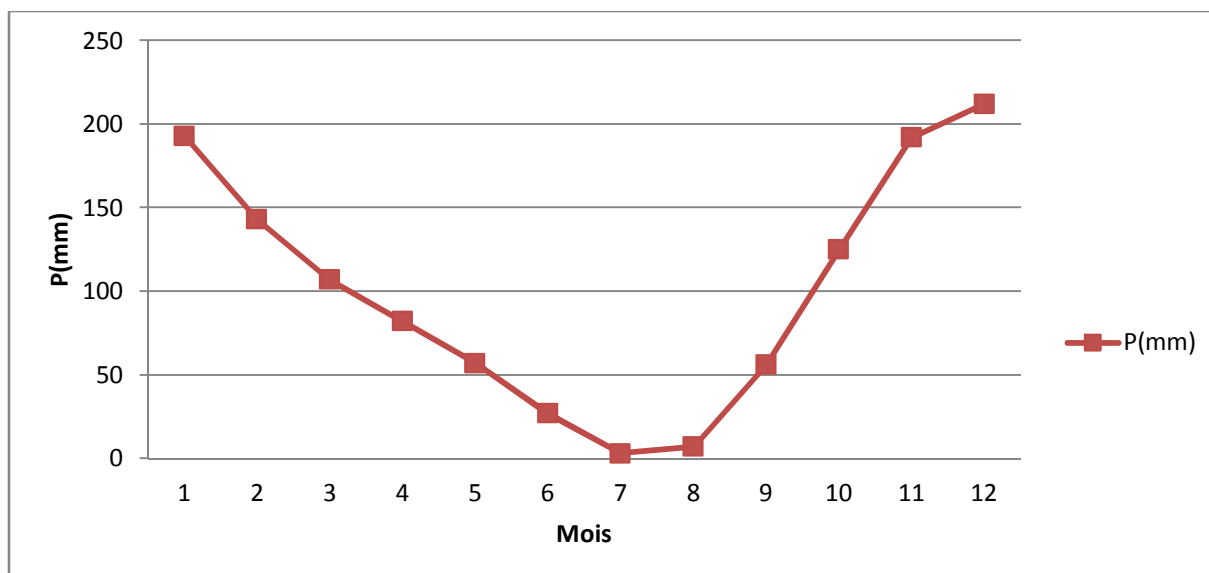


Figure (I.3) : courbe de la précipitation moyenne mensuelle.

I.2.3.2. Température

Les températures moyennes mensuelles enregistrées à la station météorologique de Jijel se situent entre 11,3 C° en le mois de février est le plus froid de l'année. Et 26,3 C° en le mois de Août est le plus chaud de l'année.

Le tableau suivant présente les températures moyennes mensuelles

Tableau (I.2) : Les Températures moyennes mensuelles.

Mois	Spt	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Températures moyennes mensuelles (°C)	23.5	20.5	15.5	12.5	11.3	11.3	13.4	15.6	18.6	22.6	25.8	26.3

Source: Office de la météorologie de Jijel – Aéroport Ferhat Abbas

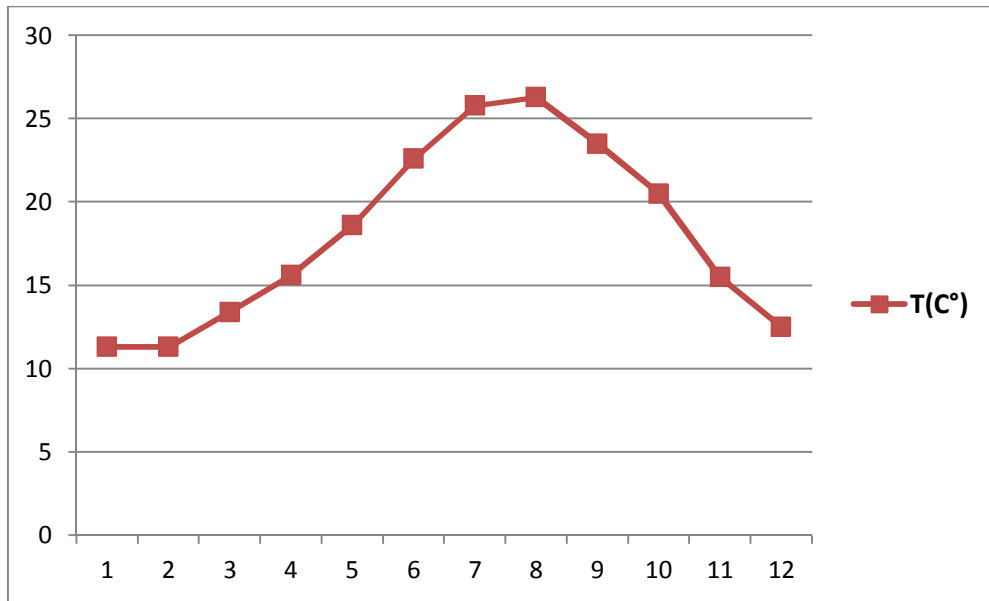


Figure (I.4) : courbe de température.

I.2.3.3.humidité

D'après les données récoltées dans la station de Jijel, la moyenne mensuelle de l'humidité relative est égale à 73%, et la moyenne mensuelle de l'évaporation est de 8 l mm.

Le tableau suivant présente les valeurs de l'humidité moyennes mensuelles [2] :

Tableau (I.3) : l'humidité moyenne mensuelle.

Moi	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Humidité moyennes mensuelles (%)	72	75	76	77	78	77	77	77	77	72	66	67

Source: Office de la météorologie de Jijel – Aéroport Ferhat Abbas

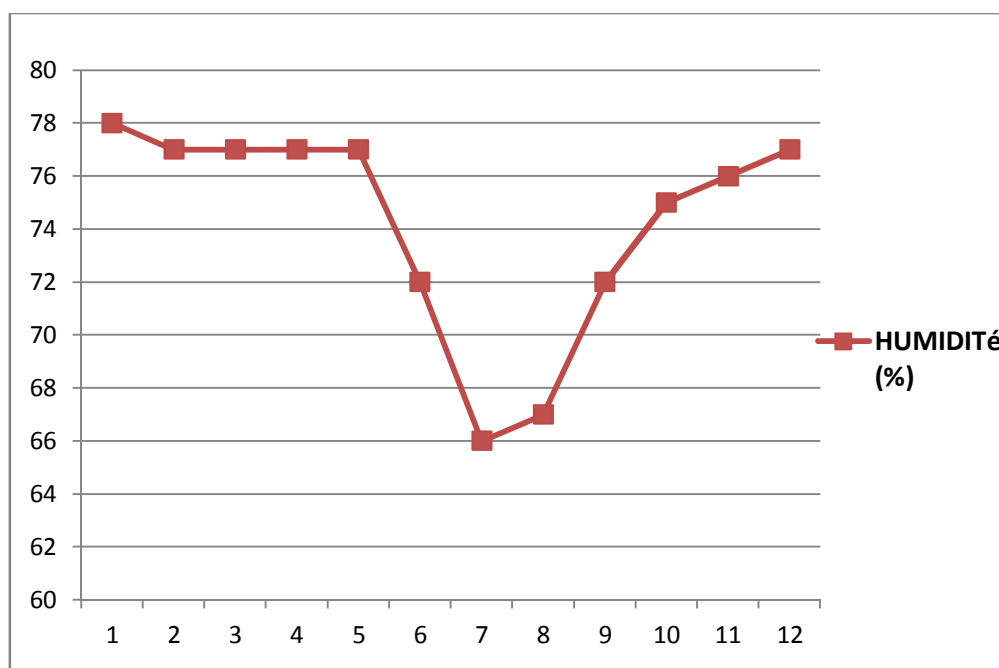


Figure (I.5) : l'humidité moyenne mensuelle.

I.2.3.4. Les vents

Comme toutes les villes de la moitié Est du littoral Algérien, les vents dominants dans cette région soufflent de la mer vers le continent (Nord-Ouest et Nord-est), généralement faible et saturés en humidité [2].

I.2.4. situation géologique

Le marais d'El-Kennar couvre une surface d'environ 36 Ha, présente une configuration topographique assez contraignante, avec une topographie montagneuse constituée 80% de la superficie de la commune, dont les pentes très fortes se localisent dans la partie sud de la zone alors que au nord dominent les pentes faibles et les plus faibles. Donc le site présente une disparité nette entre le nord à faibles pentes favorables aux actions d'aménagement.

I.2.5. Sismicité

Le nord de l'Algérie est connu par son intense activité sismique. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine au sud et de la plaque eurasiennne au nord. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épiscopale [3].

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante :

- Zone 0 : sismicité Négligeable.
- Zone I : sismicité faible.

- Zone IIa- IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

La région d'El kennar qui appartient à la wilaya de Jijel est classée en zone IIa (sismicité moyenne) dans laquelle les règles parasismiques devront être appliquées lors de l'élaboration des projets de construction importants ou de grande envergure.

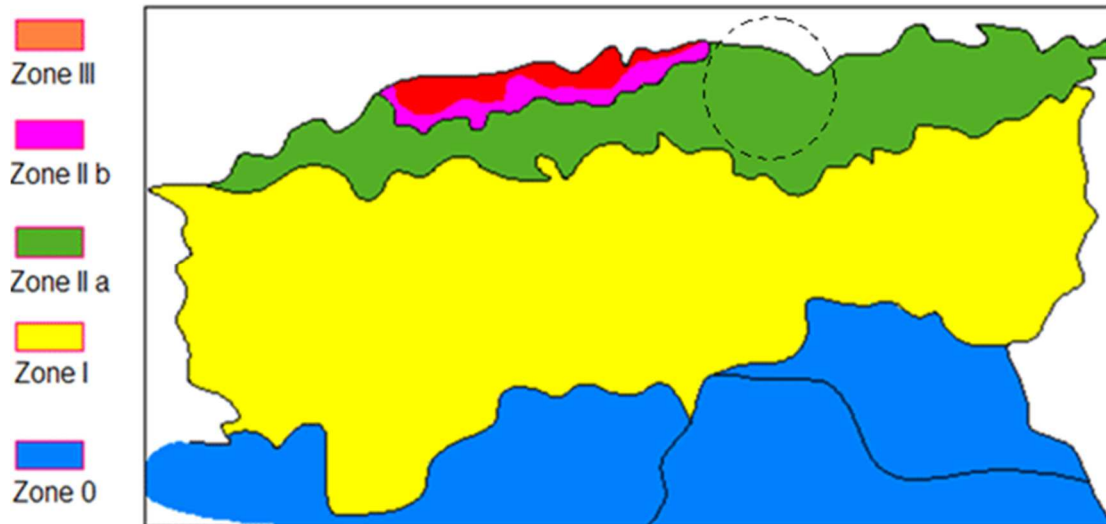


Figure (I.6) : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003.

I.2.6.situation hydrologique

Les trois principales ressources hydrique de la commune de Kennar se trouvent à l'ouest qu'ils s'agissent de l'Oued Nil et son affluent Oued Saayoud. Ces Oueds, prennent naissance dans les massifs montagneux drainent les eaux du Sud vers le Nord pour se jeter dans la mer méditerranée. La partie orientale du marécage est connectée aux Chaâbat à l'écoulement temporaire qui viennent y déverser leurs eaux (Chaâbet Toussel, Chaâbet El-Bachir et Chaâbet Boutalab).

Cette commune possède un lac qui s'appelle le lac de Béni Hamza.

I.2.7.L'activité

La surface agricole totale de la commune d'El Kennar Nouchfi est environ 1245 ha; elle est, principalement, en zone côtière, dominée par la culture sous serre.

On trouve aussi, l'arboriculture dominée principalement par l'olivier.



Figure (I.7) : Photo représentant les activités agricoles de la région d'El-Kennar.

I.2.8.Situation hydraulique

Actuellement la ville d'EL-KENNAR est alimentée par des eaux souterraines à partir d'un point d'eau [1]:

- Le point d'eau est un forage situé dans la localité de DJIMAR ;

I.3.Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons essayé de présenter toutes les données nécessaires relatives à la région d'étude de points de vue caractéristiques géographiques, hydrographiques, climatiques, géologiques et hydrogéologiques.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II.1.Introduction

Dans ce chapitre intitulé estimation des besoins en eau, nous exige de donner une Norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

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

II.2.Estimation des besoins en eau

II.2.1.Estimation de la population

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

Pour avoir cette estimation, nous pouvons utiliser la relation de la loi des accroissements finis donnée par :

$$P_n = P_0 [1+T]^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

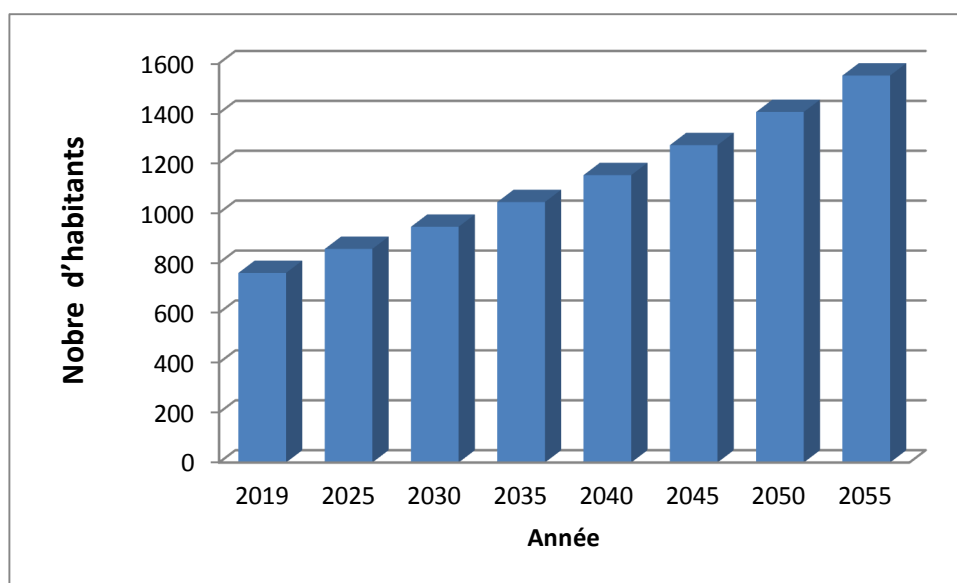
- P_n : La population future à l'horizon considéré (hab) ;
- P_0 : La population de l'année de référence (hab) ;
- T : taux d'accroissement annuel de la population, (Ce taux est pris égal à 2% dans cette région) [1] ;
- n : nombres d'années séparant l'année de référence de l'horizon considéré.

Le tableau suivant présente le nombre d'habitants pour les différents horizons :

Tableau (II.1) : Estimation de la population future de Laghdir

Année	Evolution de la Population future (hab)
2019	760
2025	856
2030	945
2035	1044
2040	1152
2045	1272
2050	1405
2055	1551

Suivant le tableau (II.1), on trace un histogramme traduisant l'évolution de la population par an, et on obtient la représentation ci-dessous :

**Figure (II.1):** Histogramme donnant l'évolution de la population de l'agglomération Ghedir

II.2.2. Catégories des besoins

Afin de déterminer les besoins en eau d'une agglomération, on doit estimer tous les besoins existants, à savoir :

- besoins domestiques.
- besoins des équipements publics.

II.2.3.Choix de la norme unitaire de consommation

II.2.3.1.Définition

La dotation est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins. L'évaluation de cette quantité dépend des nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération (rural ou urbaine), le type et le degré d'équipements, la catégorie de consommateur ... etc.

II.2.3.2. Critères de choix de la norme

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Nombre d'habitants.
- Des ressources existantes.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.

II.2.4. Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moyJ} = \frac{D_i * N_i}{1000} \quad (II.2)$$

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en (m³/j) ;
- D_i : dotation journalière en (l/j/hab) ;
- N_i : nombre de consommateurs.

II.2.4.1.Besoins domestiques

La zone d'étude est de type rural et par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière se situe aux alentours de 150 l/j/hab; néanmoins, le dimensionnement du réseau à l'horizon projeté se fera sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab.[1]

Les besoins en eau de la population sont représentés dans le tableau (II.2) :

Tableau (II.2) : Evaluation des besoins domestiques

Zone	Année	Population	Dotation (l/hab.j)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Ghedir	2019	760	150	114
	2025	856	150	128,40
	2030	945	150	141,75
	2035	1044	150	156,60
	2040	1152	150	172,80
	2045	1272	150	190,80
	2050	1405	150	201,75
	2055	1551	150	232,65

II.2.4.2. Besoins en eau actuels des équipements publics de centre

Les besoins en eau des équipements sont représentés dans le tableau (II.2) [1] :

Tableau(II.3) : Les besoins en eau des équipements publics de centre Ghedir

Désignation	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.J} (m ³ /j)
Besoins sanitaires				
Salle de soins	Patient	10	50	0,5
Besoins scolaires				
Ecole primaire	Elève	113	20	2,26
Besoins administratifs				
Garde communale	Agent	50	20	1
Poste	Employé	15	10	0,15
Besoins socioculturels				
Mosquée	Fidèle	500	15	7,5
Besoins commerciaux				
Marché	M ²	200	10	2
		Totale m³/j	13,41	

II.2.4.3. Besoins des équipements à long terme

Pour estimer les besoins d'équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu, en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{equip}}(2019)}{Q_{\text{dom}}(2019)} = \frac{Q_{\text{equip}}(2055)}{Q_{\text{dom}}(2055)} \quad (\text{II.3})$$

Les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau(II.4) : Détermination des besoins d'équipements à long terme

Zone	Secteur	Besoins actuels 2019 (m ³ /j)	Besoins futurs 2055 (m ³ /j)
Ghedir	Domestique	114	232,65
	Scolaire	2,26	4,61
	Sanitaire	0,5	1,02
	Administratifs	1,15	2,35
	Socioculturels	7,5	15,31
	Commerciaux	2	4,08
	Total		127,41

II.2.5. Variation des débits de consommation

II.2.5.1. Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 15% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'alimentation en eau potable, qui sont en fonction du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela, afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

Le débit moyen journalier majoré est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j.maj}} = K_f * Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j.maj}}$: Débit moyen journalier majoré (m³/j);
- $Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen journalier (m³/j);
- K_f : Coefficient de fuite.

Tableau (II.5) : Majoration de la consommation journalière

Zone d'étude	Année	Consommation Moyenne journalier [m ³ /j]	Kf	Consommation moyenne journalier majoré [m ³ /j]
Ghedir	2019	127,41	1.15	146,52
	2055	260,02		299,02

II.2.5.2. Variation de la consommation journalière

La consommation n'est pas constante tous les jours de l'année, mais varie en présentant des maximums et des minimums, travers le débit maximum horaire et le débit minimum horaire, qui sont caractérisés par des coefficients d'irrégularité $K_{max.h}$ et $K_{min.h}$.

$$K_{max.h} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (II.5)$$

$$K_{min.h} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad (II.6)$$

D'où :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} * Q_{moy.j} \quad (II.7)$$

$$Q_{min.j} = K_{min.j} * Q_{moy.j} \quad (II.8)$$

Avec :

$Q_{max.j}$: Débit maximal journalière le plus chargé de l'année ;

$Q_{min.j}$: Débit minimal journalière le plus chargé de l'année ;

$K_{max.j}$: Coefficient de consommation maximale journalière dépend de l'importance de l'agglomération ; sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ; on prend $K_{max.j} = 1.2$;

$K_{min.j}$: coefficient de consommation minimale journalière ; varie entre 0.7 et 0.9 ; on prend $K_{min.j} = 0.8$.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau (II.6) : Consommation maximale et minimale journalière pour les différents horizons (m³/j)

la consommation maximale journalière				
Zone d'étude	Année	Consommation moyenne journalier majoré [m ³ /j]	K _{max,j}	Consommation maximale journalier [m ³ /j]
Ghedir	2019	146,52	1.2	175,82
	2055	299,02		358,82
la consommation minimale journalière				
Zone d'étude	Année	Consommation moyenne journalier majoré [m ³ /j]	k _{min,j}	Consommation Minimale journalier [m ³ /j]
Ghedir	2019	146,52	0,8	117,22
	2055	299,02		239,22

II.2.6. Etude des Variations de la consommation horaire

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations horaires, ce volet permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner, de prévoir les risques des dépôts dans les tuyaux et de déterminer la consommation maximale et minimale horaires, en introduisant le coefficient d'irrégularité horaire.

II.2.6.1. Le débit maximum horaire

Détermination de la consommation maximale horaire :

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

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

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \tag{II.10}$$

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

β_{max} : Coefficient lié à l'accroissement de la population, sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant :

Tableau (II.7) : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

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

Le nombre d'habitants total de la zone d'étude est 1551 habitants, donc la valeur de $\beta_{max}=2$.

Tableau (II.8) : Tableau donnant le coefficient $K_{max,h}$ en fonction du nombre d'habitants

Zone	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$
Ghedir	1551	1,3	2	2,6

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * (Q_{max,j} / 24) \tag{II.10}$$

Pour Laghdir :

$$Q_{max,h} = 2,6 \times (358,82/24) = 38,87 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Soit } Q_{max,h} = 38,87 \text{ m}^3/\text{h} ; Q_{max,h} = 10,8 \text{ l/s}$$

II.2.6.2. Le débit minimum horaire

Détermination de la consommation minimale horaire :

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

$K_{min,h}$: coefficient d'irrégularité horaire minimale donné par la formule :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \tag{II.12}$$

α_{min} : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0.4 et 0.6 (nous prenons $\alpha_{min} = 0.5$)

β_{min} : Dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau (II.9) : Valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,7

Le nombre d'habitants total de la zone d'étude est 1551 habitants, donc la valeur de $\beta_{min}=0,1$.

Tableau (II.10) : Tableau donnant le coefficient $K_{min.h}$ en fonction du nombre d'habitants

Zone	Nombre d'habitant	α_{min}	β_{min}	$K_{min.h}$
Ghedir	1551	0,5	0,1	0,05

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

Pour Laghdir :

$$Q_{min.h} = 0,05 \times (239,22/24) = 0,49 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Soit } Q_{min.h} = 0,49 \text{ m}^3/\text{h} ; Q_{min.h} = 0,14 \text{ l/s}$$

II.2.7.Evaluation de la consommation par tranche horaire

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à l'importance et le nombre de ses habitants. On trouve dans le tableau suivant la répartition horaire du débit maximal journalier dans les heures de la journée, en fonction du nombre d'habitants (tableau annexe 1).

Tableau (II.11) : Répartition de la consommation horaire.

Heure (h)	%	$Q_{max.h}$ (m^3/h)	Cumulé %	Cumulé (m^3/h)
0-1	1	3,5882	1	3,5882
1-2	1	3,5882	2	7,1764
2-3	1	3,5882	3	10,7646
3-4	1	3,5882	4	14,3528
4-5	2	7,1764	6	21,5292
5-6	3	10,7646	9	32,2938
6-7	5	17,941	14	50,2348
7-8	6,5	23,3233	20,5	73,5581
8-9	6,5	23,3233	27	96,8814
9-10	5,5	19,7351	32,5	116,6165
10-11	4,5	16,1469	37	132,7634
11-12	5,5	19,7351	42,5	152,4985
12-13	7	25,1174	49,5	177,6159
13-14	7	25,1174	56,5	202,7333
14-15	5,5	19,7351	62	222,4684
15-16	4,5	16,1469	66,5	238,6153

16-17	5	17,941	71,5	256,5563
17-18	6,5	23,3233	78	279,8796
18-19	6,5	23,3233	84,5	303,2029
19-20	5	17,941	89,5	321,1439
20-21	4,5	16,1469	94	337,2908
21-22	3	10,7646	97	348,0554
22-23	2	7,1764	99	355,2318
23-24	1	3,5882	100	358,82

En analysant le tableau (II.12) précédent, on constate que le débit de pointe est de $25,1174 \text{ m}^3/\text{h}$ qui correspondent à la période 12-13 et 13-14

$$Q_{\max h} = 25,1174 \text{ m}^3/\text{h} = 6,9771 \text{ l/s}$$

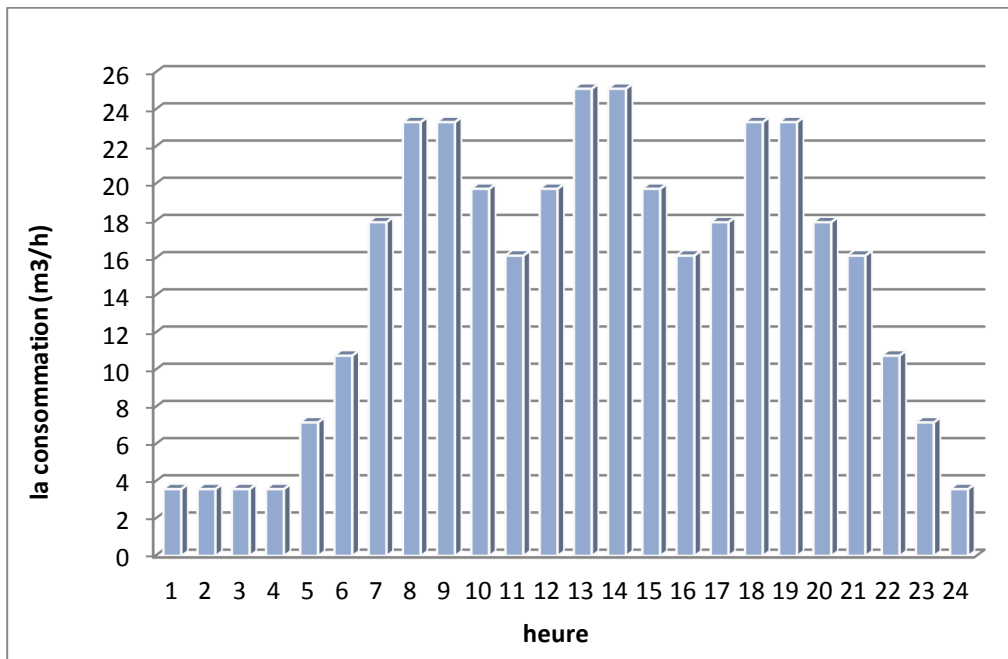


Figure (II.2) : Diagramme de la variation de la consommation horaire.

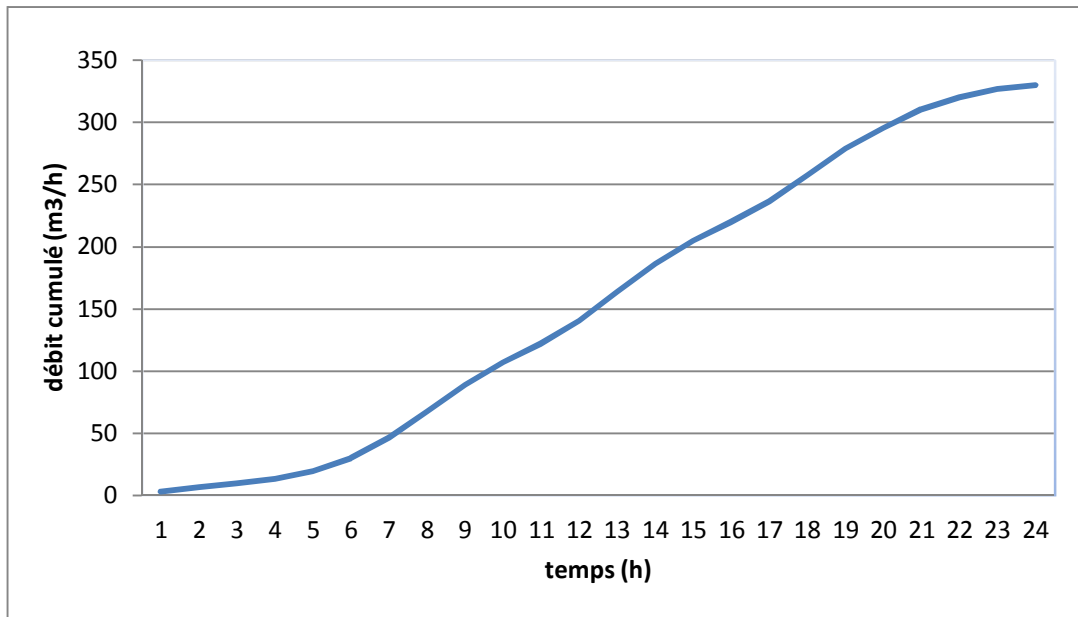


Figure (II.3) : la courbe de la variation de la consommation horaire cumulée.

II.3.Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons estimés les différents besoins de la zone Laghdir, en touchant à toutes les catégories de consommations, par conséquent le totale des besoins en eau à l'horizon 2055 et de 299,02 m³/j 83,06 l/s. Ceci nous permettra de mieux évaluer les capacités optimales des réservoirs, ainsi de bien dimensionner notre réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

chapitre III

Les réservoirs

III.1.Introduction

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

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

III.2.Fonction du réservoir

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

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

III.3.Caractéristiques des réservoirs

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

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

III.4.Choix du type de réservoir

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

- Réservoir enterré
- Réservoir semi enterré
- Réservoir surélevé appelle château d'eau

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

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

Le choix de type est basé sur les avantages suivants :

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

III.5.Emplacement du réservoir

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

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

III .6.Classification des réservoirs [9]

III.6.1.Classification selon le matériau de construction

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distingues les réservoirs :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton (armé, ordinaire ou précontraint).

III.6.2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol nous pouvons distingues les réservoirs :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

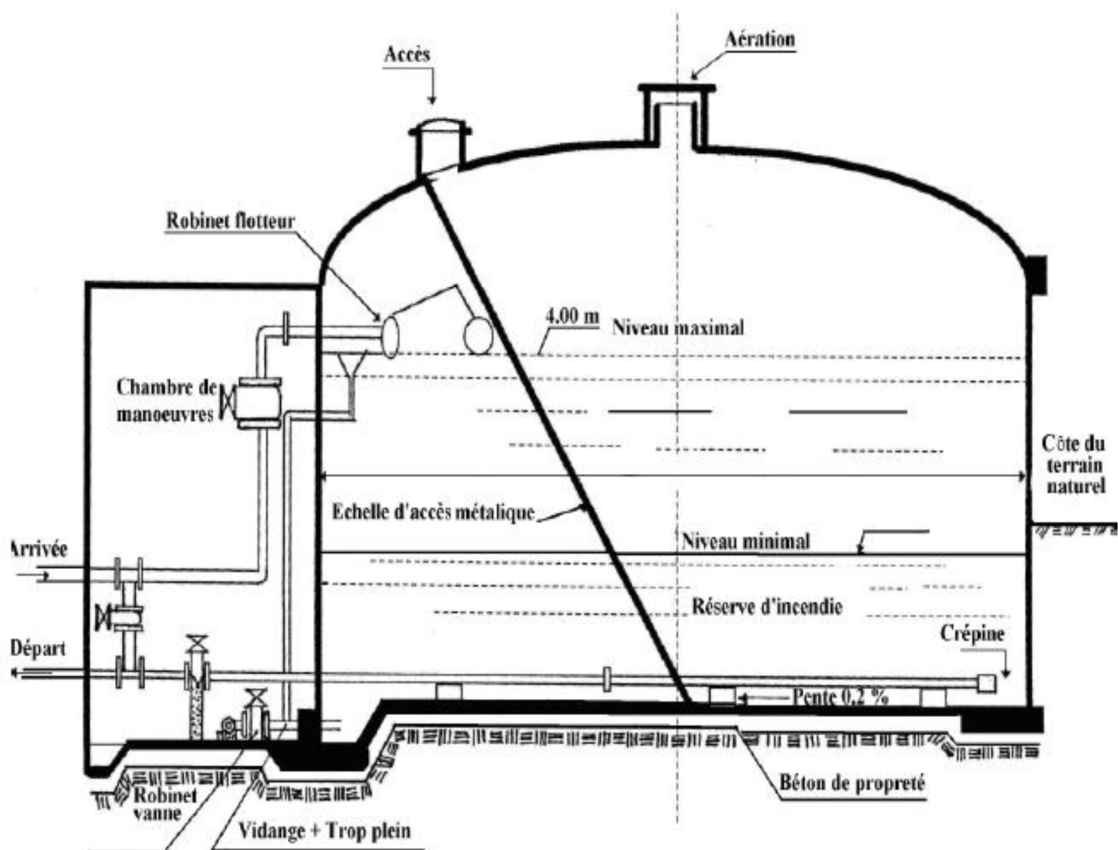


Figure (III.1): Réservoir Semi-enterré cylindrique.

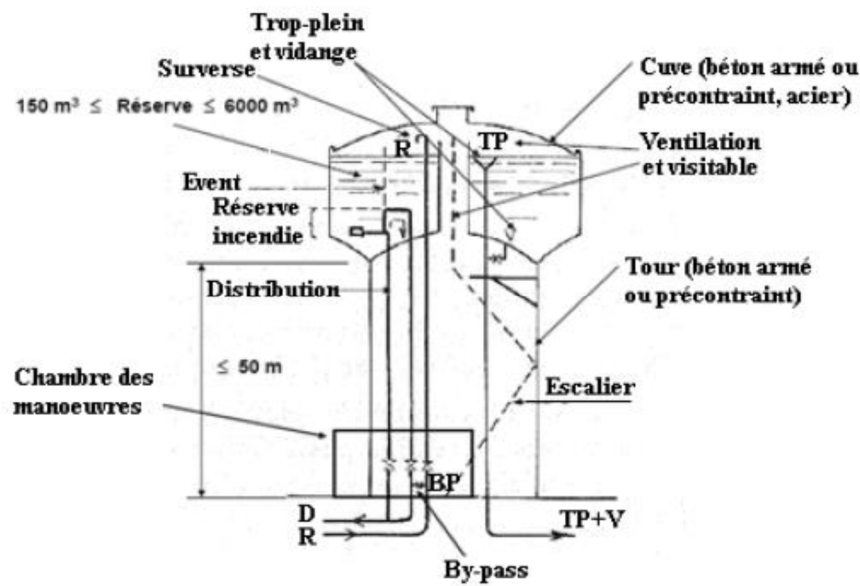


Figure (III.2) : Réservoir surélevé.

III.6.3. Classification selon la forme géométrique

Généralement on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles des réservoirs :

- Circulaire ;
- Rectangulaires ;
- De forme quelconque (sphérique, conique.....).

III.6.4. Classification selon l'utilisation

Vu les différentes utilisations des réservoirs, on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

III.7. Equipements des réservoirs

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

III.7.1. Conduite d'adduction

L'adduction s'effectue soit par sur verse, avec chute libre (figure III.3), soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité reste toujours noyée (figure III.4). La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer dès que l'eau atteint dans la cuve, le niveau maximum :

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

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

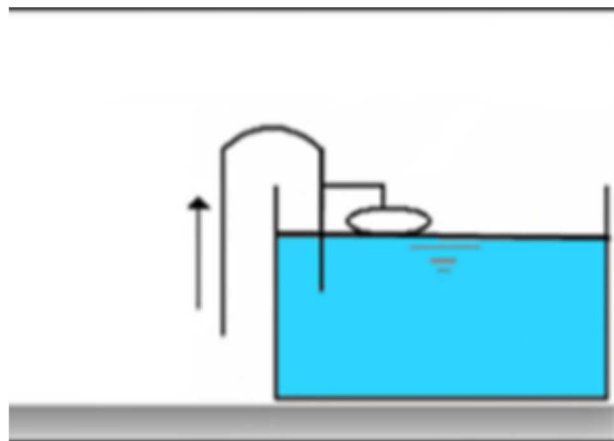


Figure (III.3) : Adduction avec conduite noyée

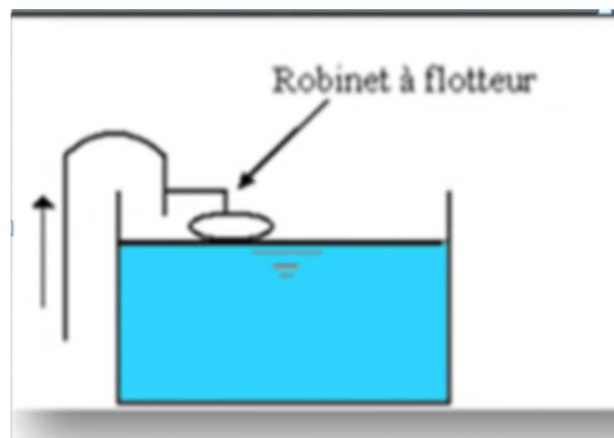


Figure (III.4) : Adduction avec chute libre

III.7.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve. Il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. La figure (III.5) présente la conduite de distribution.

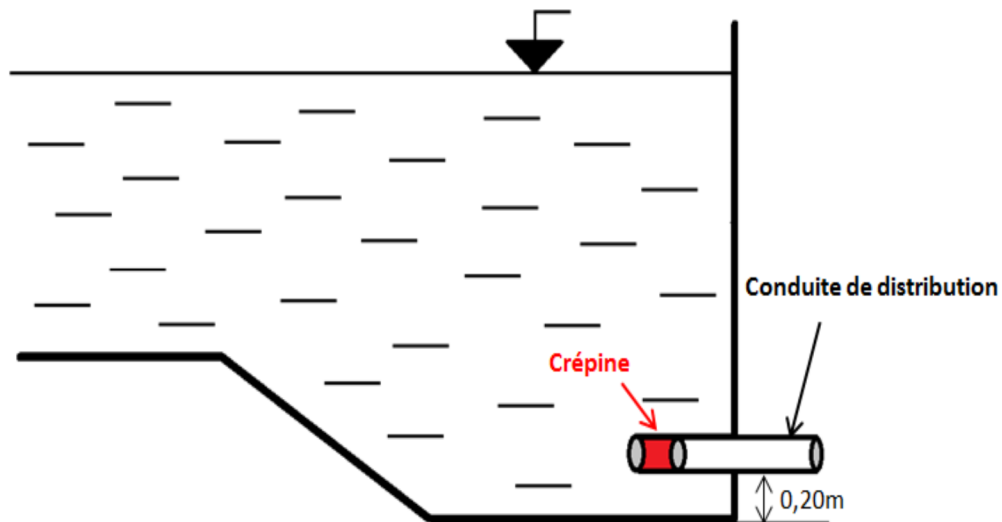


Figure (III.5) : Conduite de distribution.

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

III.7.3. Conduite du trop-plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale, ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes. Le trop plein débouchera à un exutoire voisin. (Figure III.6). [5]

III.7.4. Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir. (Figure III.6).

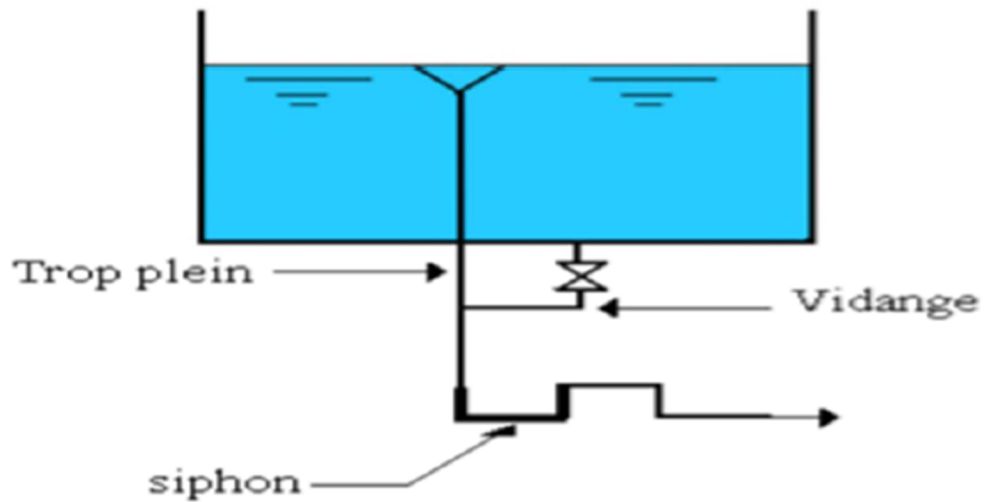


Figure (III.6) : Conduite trop plain et vidange

III.7.5.BY-PASS

En cas d'indisponibilité (nettoyage) ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution. Elle s'effectue selon le schéma de la figure (III.7) : en temps normal la vanne d'amenée (1) et la vanne de distribution (3) sont ouvertes et (2) fermée ; en by-pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2). [5]

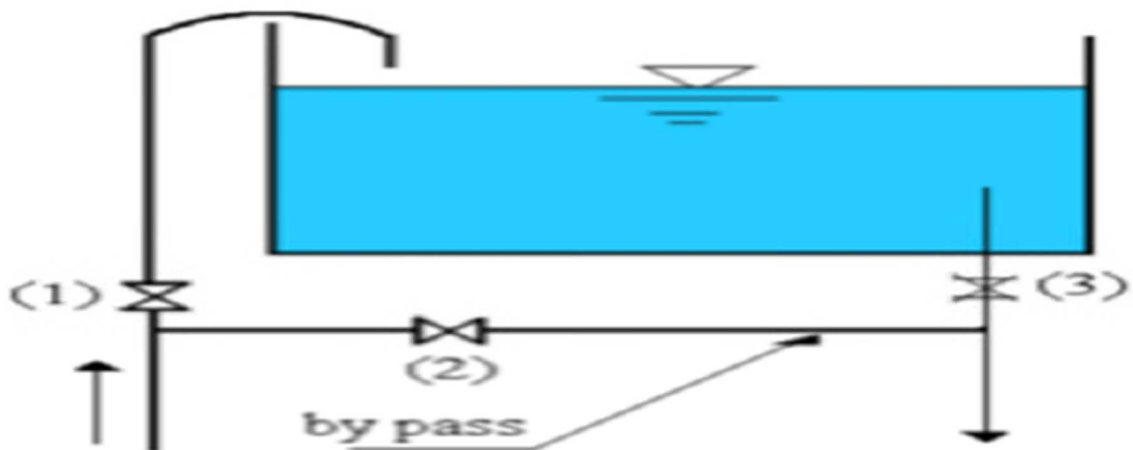


Figure (III.7): Conduite BY-PASS

III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

➤ Le système à deux prises

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

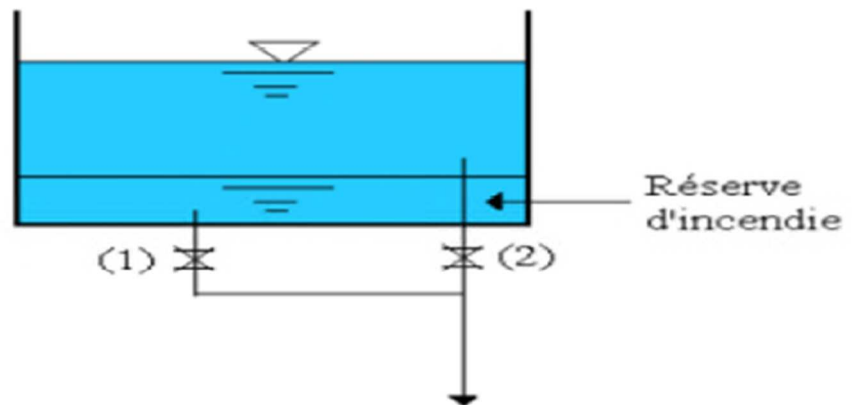


Figure (III.8) : Schéma de la réserve d'incendie

➤ Le système à siphon

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

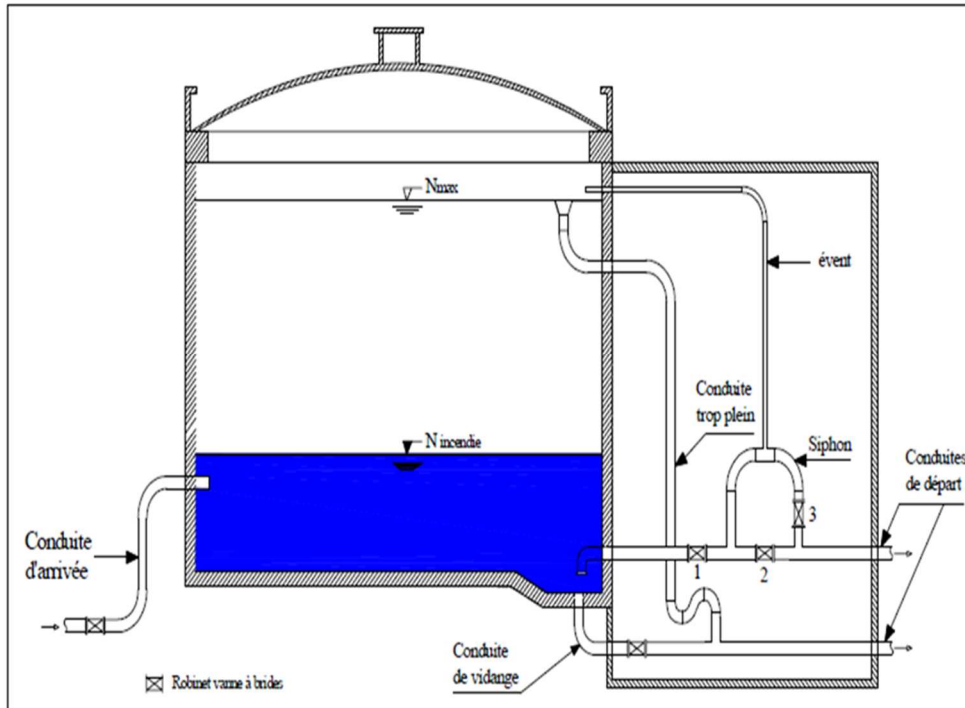


Figure (III.9) : Equipement du réservoir.

III.8. Entretien des réservoirs

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

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

III.9. Capacité de réservoir

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

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

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

III.9.1.Méthode analytique

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

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

Avec :

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

➤ Détermination de la valeur de P_{\max}

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

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

Réservoir 3 maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution de débit journalier.

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

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

Ou :

R^+_{\max} : Résidu maximum positif (%) ;

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

III.9.2. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m³ (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de 60 m³/h. Le volume total est donc :

$$V_{tot} = V_{inc} + V_r \tag{III.2}$$

Avec :

- V_{tot}: Volume total de réservoir en (m³) ;
- V_{inc}: Volume d'incendie estimé à 120 (m³) ;
- V_r : Volume de régulation (m³)

➤ **Calcul du diamètre**

H_r = [3 :6] m → on prend H_r = 4m

$$V_r = S_r \times H_r = \frac{\pi \times D_r^2}{4} \times H_r \cdot D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times H_r}} \tag{III.2}$$

➤ **Calcul de la hauteur d'incendie**

Nous avons :

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

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

$$Hd = H - H_{inc} \text{ [5]} \tag{III.4}$$

III.10. Dimensionnement du réservoir final

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

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

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	4.17	1	3,17		3,17
1_2	4.17	1	3,17		6,34
2_3	4.17	1	3,17		9,51
3_4	4.17	1	3,17		12,68
4_5	4.17	2	2,17		14,85
5_6	4.17	3	1,17		16,02

6_7	4.17	5		0,83	15,19
7_8	4.17	6.5		2,33	12,86
8_9	4.17	6.5		2,33	10,53
9_10	4.17	5.5		1,33	9,2
10_11	4.17	4.5		0,33	8,87
11_12	4.17	5.5		1,33	7,54
12_13	4.17	7		2,83	4,71
13_14	4.17	7		2,83	1,88
14_15	4.17	5.5		1,33	0,55
15_16	4.17	4.5		0,33	0,22
16_17	4.17	5		0,83	-0,61
17_18	4.17	6.5		2,33	-2,94
18_19	4.17	6.5		2,33	-5,27
19_20	4.17	5		0,83	-6,1
20_21	4.17	4.5		0,33	-6,43
21_22	4.17	3	1,17		-5,26
22_23	4.17	2	2,17		-3,09
23_24	4.17	1	3,17		0,08
TOTAL	100	100			

III.9.1.1. Détermination de la valeur de Pmax

D'après le tableau (III.1), il ressort de cela que :

$$R^+ \text{ max} = 16,02 \%$$

$$R^- \text{ max} = - 6,43 \%$$

$$\text{D'où : } P_{\text{max}} = 22,45 \%$$

III.9.1.2. Calcul du volume de régularité Vr

$$V_r = (P_{\text{max}} \times Q_{\text{max}.j}) / 100$$

$$V_r = (22,45 \times 275,2) / 100$$

$$\text{D'où : } V_r = 61,7824 \text{ m}^3$$

III.9.1.3. Calcul du volume total V_{tot}

$$V_{tot} = V_r + V_{inc}$$

$$V_{tot} = 61,7824 + 120$$

$$\text{D'où : } V_{tot} = \mathbf{181,7824 \text{ m}^3}$$

On choisira une capacité standard d'environ $\mathbf{200 \text{ m}^3}$

III.9.2. Méthode graphique

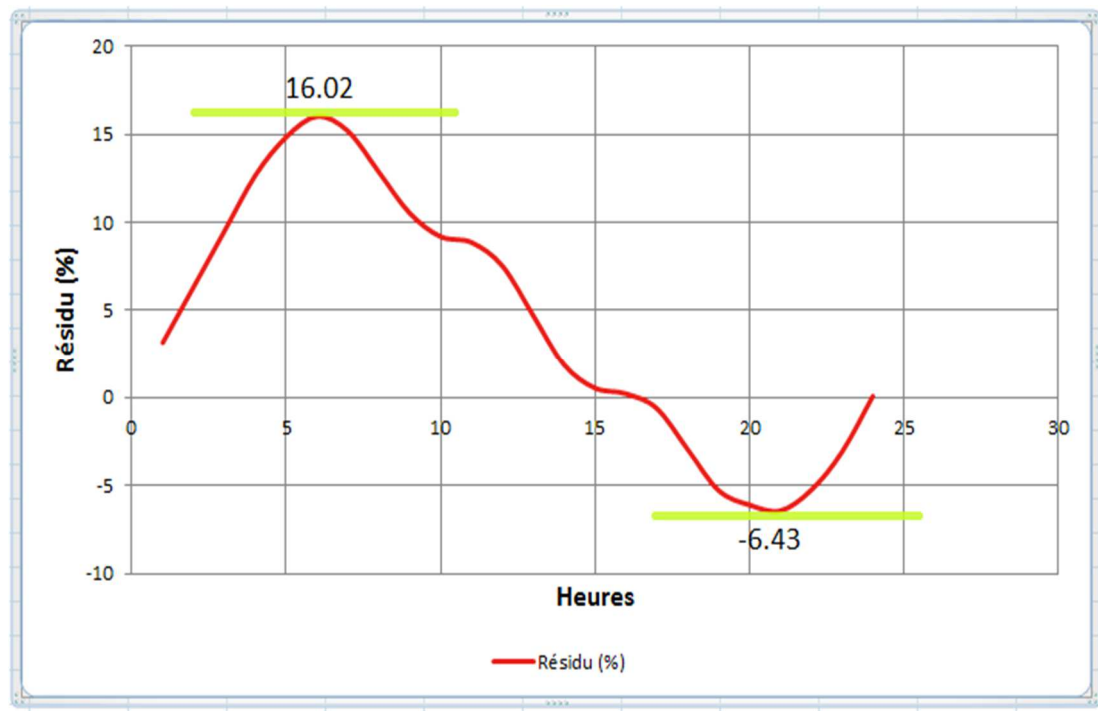


Figure (III.10) : Détermination de P_{max} par la méthode graphique.

Comme l'illustre la figure (III.10), le volume de régulation est : $V_r = 0,2245 \times Q_{max,j}$, qui donne un résultat de $\mathbf{61,7824 \text{ m}^3}$, ajoutés à la réserve d'incendie de $\mathbf{120 \text{ m}^3}$, on aura un volume total du réservoir $V_{tot} = \mathbf{181,7824 \text{ m}^3}$. On prendra un volume standard de $\mathbf{200 \text{ m}^3}$.

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on procédera au calcul de ses dimensions.

III.10. Dimensionnement du réservoir projeté

III.10.1. Hauteur d'eau dans la cuve

La hauteur maximale d'eau dans un réservoir doit être comprise entre 3 et 6 m. cependant les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau de l'ordre de 7 à 8 m, voir 10 m. L'optimum pour les agglomérations de petite ou moyenne importance se situe le plus souvent entre 4 et 5 m. Pour notre cas, on opte pour une hauteur de 5 mètres

III.10.2.Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir se détermine à l'aide de la formule (III.6) suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} \tag{III.6}$$

Avec :

- D : Diamètre du réservoir (m).
- V: Volume normalisé du réservoir (m3).
- h: C'est la hauteur d'eau dans le réservoir, elle est comprise entre 4 à 6, on prend :
h = 4m.

Donc :

$$D = \frac{\sqrt{(4 \times 200)}}{\pi \times 4}$$

D'où: **D= 8 m**

III.10.3.Hauteur d'incendie Hinc

La hauteur d'incendie est donnée par la formule (III.7) suivante :

$$V_{inc} = \left[\frac{\pi \times D^2}{4} \right] \times H_{inc} \tag{III.7}$$

Donc : Hinc=Hinc = $\left[\frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \right]$

$$H_{inc} = \frac{4 \times 120}{3,14 \times 7,98^2}$$

D'où : **Hinc=4m**

III.11.Tableau récapitulatif

Tableau (III.2) : Dimensions du réservoir.

R+	R-	Pmax	Qmax	Vr	Vinc	Vtot	Capacité standard	D	Hinc
(%)	(%)	(%)	(m3 /j)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m)	(m)
16,02	6,43	22 ,45	358,82	61,7824	120	181,7824	200	8	4

III.12.Conclusion

Cette partie de l'étude nous a permis de titrer les dimensions des ouvrages de stockage (réservoir) et de transits (station de reprise). Dans ce chapitre, notre étude nous a amené à projeter un réservoir 200 m³ pour le long terme.

Chapitre IV

Adduction

IV.1.Introduction

L'adduction est le transport des eaux à partir du point de captage vers les réservoirs de stockage ou de distribution, L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs, En fonction du relief de la zone et du plan technico-économique.

IV.2.Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes [5] :

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

IV.2.1.Adduction gravitaire

Dans l'adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur.

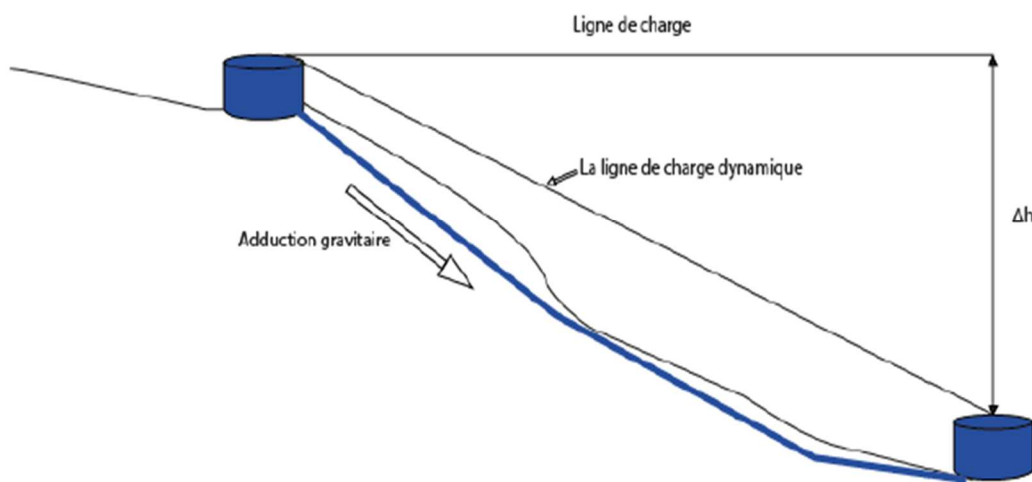


Figure (IV.1) : Adduction gravitaire.

IV.2.2.Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement

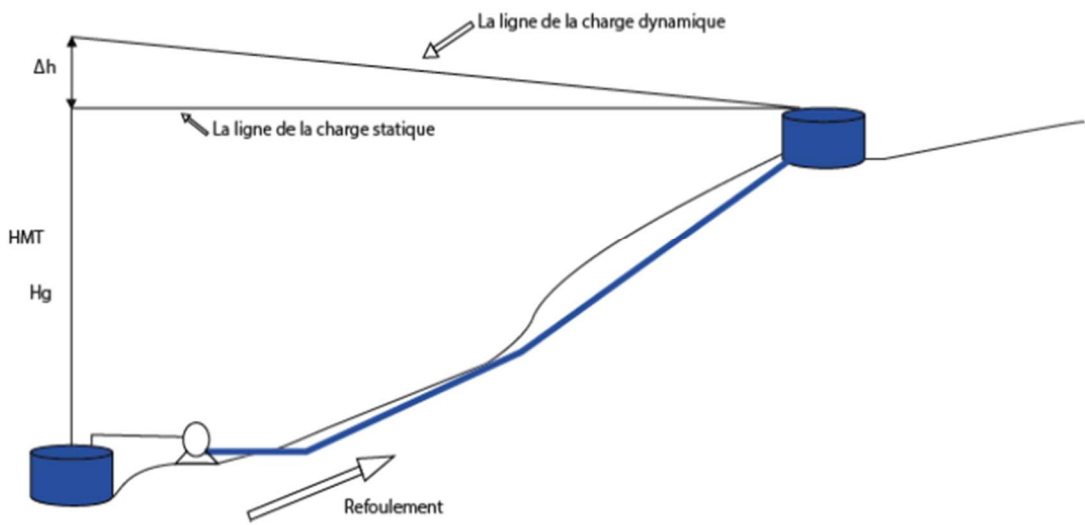


Figure (IV.2) : Adduction par refoulement.

IV.2.3. Adduction mixte

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

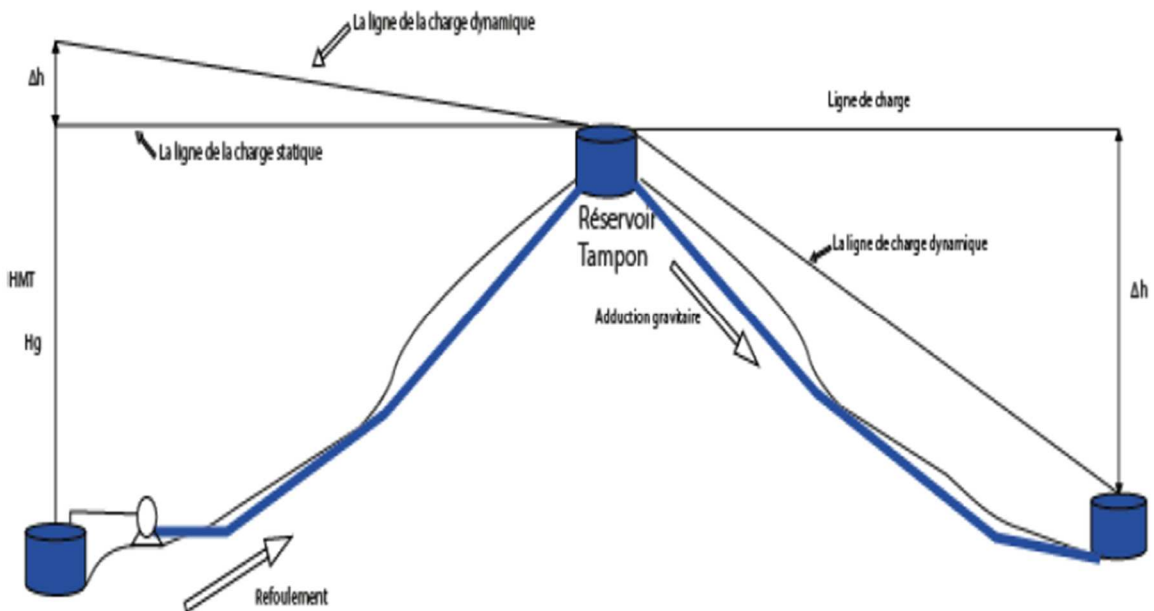


Figure (IV.3) : Schéma simplifié de l'adduction mixte.

IV.3.Critères de choix de tracé

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique [10]:

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, routes, voies ferrées, forêts et les zones marécageuses...) ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées.

IV.4.Profil d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en 'X' les distances, en 'Y' les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé [11].

IV.5.La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction [5].

IV.6.Choix des types des conduites

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences comme [12]:

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et la résistance des charges mobiles ;

- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et de transport ;
- De la durée de vie ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

Parmi les conduites les plus utilisées, on cite:

- Conduite en fonte ductile ;
- Conduite en acier ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haut densité).

Dans notre adduction on a opté pour des conduites en PEHD vu les avantages qu'ils représentent.

- Très économiques
- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et flexibilité
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Bonne résistance à notre type de sol, à majorité agressif
- Apte à prendre en charge de grandes pressions
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité
- Bonne propriété hydraulique
- Cycle de vie minimum 50 ans
- Economique.

IV.7. Etude technico-économique de l'adduction

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite optimal en se basant sur

- Les frais d'investissement (Frais d'exploitation + Frais d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet. Cependant, la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

IV.7.1. Calcul du diamètre économique

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont :

- ✓ La formule de BONNIN :

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

- ✓ La formule de BRESS :

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

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

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

IV.7.2. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule avec la formule suivante :

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

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en (m/s).
- Q : débit transitant dans la conduite en (m³ /s).
- D : diamètre de la conduite en (m).

IV.7.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges dans les canalisations sont dues au frottement d'eau contre les parois de ces canalisations ainsi que les différents organes d'adduction, elles sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre et aux singularités (vannes, coudes, clapets,...)

On distingue

- Pertes de charges linéaires ;
- Pertes de charges singulières.

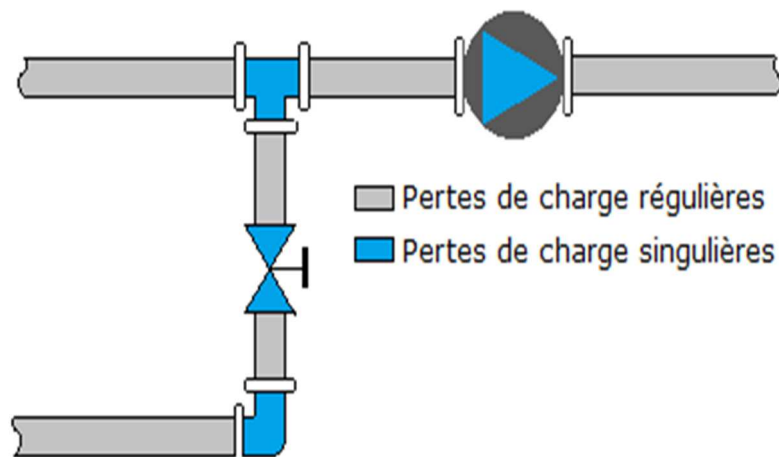


Figure (IV.4) : Les types des pertes de charges.

IV.7.3.1. Perte de charge linéaire (H_L)

On définit la perte de charge linéaire par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$H_L = J \times L \quad (IV.4)$$

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (IV.5)$$

Avec :

H_L : pertes de charge linéaires (m).

J : pertes de charge unitaires (m/ml).

D : diamètre de la conduite (m).

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

L : longueur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

➤ **Calcul du coefficient des pertes de charge**

Pour déterminer le coefficient de perte de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

➤ **Régime laminaire $Re < 2000$**

Il est donné par la Loi de Hagen-Poiseuille :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (IV.6)$$

➤ **Régime turbulent rugueux $2000 < Re < 3000$**

Formule de NIKURADZE :

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

➤ **Régime transition $Re > 3000$**

Formule de COLEBROOK :

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

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ou de frottement ;

D : Diamètre du tuyau (m) ;

ε : Le coefficient de rugosité de la conduite ; $\varepsilon = 0,1$ mm ;

Re : Nombre de REYNOLDS déterminé par la formule suivante :

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

V : Vitesse de l'eau (m/s).

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s), calculé par la formule de STOCKES suivante :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337T + 0.00221T^2} \quad (IV.10)$$

Pour T=20°C \longrightarrow $\nu = 1 \cdot 10^{-6}$ (m²/s)

T: température de l'eau.

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

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets et, elles sont estimées à :

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

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

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte :

$$H_S = 0.15 \times H_L \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

H_S : Perte de charge singulière (m).

H_L : Perte de charge linéaire (m).

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

Elle représente la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque Conduites de longueur L ; donc on aura :

- Pour le PEHD :

$$H_T = 1.10 \times H_L = 1.1 \times j \times L \quad (\text{IV.13})$$

- Pour l'acier :

$$H_T = 1.15 \times H_L = 1.15 \times j \times L \quad (\text{IV.14})$$

IV.7.4. Détermination de la hauteur manométrique totale H_{mt}

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{mt} = H_g + H_T \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- H_T : Perte de charge totale.
- H_{mt} : Hauteur manométrique.
- H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.

$$H_g = \text{CTP} - \text{CTNd} \quad (\text{IV.16})$$

CTNd : Cote terrain Natural de départ (m) ;

CTP : Cote de trop plain (m).

IV.7.5. Puissance à fournir à la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, Elle est exprimée par la relation suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (IV.17)$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à transité (m³/s) ;

η : Rendement de la pompe (75%).

IV.7.6. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$E = P_a \times T \times 365 \quad (IV.18)$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe (Kw.h) ;

P_a : Puissance de pompage (Kw) ;

T : Nombre d'heures de pompage par jour (h).

IV.7.7. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calcul de la manière suivante :

$$F_{exp} = E \times e \quad (IV.19)$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe (Kw.h) ;

e : prix unitaire d'un Kw.h imposé par SONALGAZ. ($e=4.67$ DA/Kw.h)

F_{exp} : Frais d'exploitation (Da).

IV.7.8. Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (IV.20)$$

Avec :

F_{am} : Frais d'amortissement (DA)

P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml)

L : Longueur de la conduite en (m)

A : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

i : Taux d'annuité (dans notre cas, 8%) ;

n : Nombre d'année d'amortissement (dans notre cas, il est de 36 ans) ;

A : l'amortissement annuel

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{36} - 1} + 1$$

$$A=0.085$$

IV.7.9.Calcul du Bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{am} + F_{exp} \quad (\text{IV.22})$$

Avec :

B_L : Bilan (DA)

F_{am} : Fraie d'amortissement. (DA)

F_{exp} : Frais d'exploitation. (DA)

IV.7.10.Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont présentés dans les tableaux dans l'annexe (02).

IV.8.Equipements de l'adduction

IV.8.1.Robinets vannes

La vanne ou robinet de sectionnement industriel a pour fonction d'ouverture totale ou de stopper la circulation du fluide du reste de l'installation en cas de travaux de répartition ou autres.



Figure (IV.5) : Robinets-vanne à opercule.



Figure (IV.6) : Vanne papillons.

IV.8.2. Ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air compressible est le pire ennemi des installations ; les bouchons d'air se compriment et se décompressent, créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions si l'on ne prévoit pas l'entrée d'air.



Figure (IV.7) : Ventouse automatique.

IV.8.3. Robinets de Vidanges

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoin.

IV.8.4. Les clapets anti-retour

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration, ou sur la conduite de refoulement.

IV.8.5. Les crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans la pompe.

IV.9. Calcul des diamètres économiques pour les différentes conduites

IV.9.1. Adduction par refoulement

IV.9.1.1. Conduite: (forage --Réservoir)

Données :

- Côte Terrain Naturel du forage : $CTN(f) = 23,01$ m
- Côte TP du réservoir : $CTN(r) = 103,30$ m
- H_g : hauteur géométrique
- $H_g = 80,29$ m
- Longueur de l'adduction : $L = 3135,42$ m
- Débit = 8 l/s, $Q = 0,008$ m³/s.

D'après :

- Formule de BONNIN : **D1 = 0,089 m**
- Formule de BRESS : **D2 = 0,134 m**

D'où les Diamètre normalisés sont : 90 mm, 110 mm et 125 mm.

Les résultats de calcul de la Conduite: (forage--Réservoir) sont représentés dans les tableaux ci-après :

➤ **Le choix des matériaux : PEHD (PN 16)**

Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt.

D(m)	V (m/s)	Re	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	λ	Hmt (m)
0,09	1,25815837	113234,25	0,03566702	3135,42	134,197318	0,03978669	214,487318
0,11	0,84223825	92646,207	0,01229152	3135,42	46,2468762	0,03739618	126,536876
0,125	0,6522293	81528,662	0,00625094	3135,42	23,5191817	0,03603742	103,809182

Tableau (IV.2) : Calcul les frais d'exploitation.

D (m)	P (Kw)	E (Kw.h)	e (DA/Kw.h)	Fexp (Da)
0,09	24,04709248	175543,7751	4,97	819789,4297
0,11	14,18659149	103562,1179		483635,0906
0,125	11,63849226	84960,99352		396767,8397

Tableau (IV. 3) : Calcul les frais d'amortissement.

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	A	Faix amort(Da)
0,09	691,61	3135,42	0.085	185068,8868
0,11	1026,15	3135,42		274588,9131
0,125	1316,19	3135,42		352201,1221

Tableau (IV.4) : Calcul du bilan.

D (m)	V (m/s)	Fexp (Da)	Faix amort (Da)	Bilan (Da)
0,09	1,25815837	819789,4297	185068,8868	960545,3743
0,11	0,84223825	483635,0906	274588,9131	732081,5663
0,125	0,6522293	396767,8397	352201,1221	727522,0516

D'après les résultats obtenus dans le tableau VI.5, on constate que le diamètre le plus économique et le 125 mm qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de 0,65 m/s et une hauteur manométrique totale de 103,81 m.

IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différents paramètres hydrauliques pour une étude technico-économique des conduites d'adduction, tels que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, afin d'avoir le cout minimale tout en respectant les consignes de sécurité de longévité de l'adduction.

Chapitre V

Pompes et station de

pompage

V.1.Définition

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance.

L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

V.2.Eléments constitutifs d'une station de pompage

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants :

-Une bache de reprise, devisée en deux compartiments afin de pouvoir mettre un des deux hors service lors des travaux de maintenance (principalement le nettoyage) ou d'éventuelles réparations. dans le but de pouvoir mettre hors service l'un des compartiments, il est prévu d'installer des vannes de sectionnement dans la chambre des vannes, le débit d'alimentation des pompes doit être assuré par un seul compartiment.

-Une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bache de reprise.

-Une clôture permettant de délimiter le périmètre des installations.

V.3.Classification des pompes

Les pompes peuvent être classées comme suit :

V.3.1.Les turbopompes

Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. On distingue dans la catégorie des turbopompes :

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

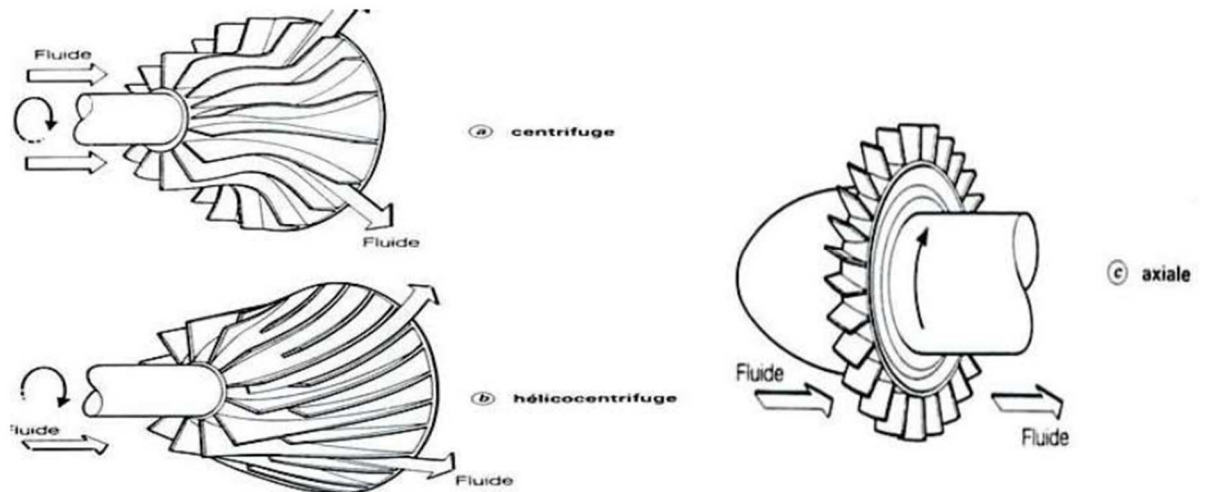


Figure (V.1) : Les trois essentielles de turbopompe.

V.3.2. 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.4. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer portera sur les critères suivants [4] :

- Le débit appelé à être refoulé ;
- La hauteur d'élévation à atteindre ;
- Le rendement de la pompe qui doit être élevé, de manière à avoir un coût minimum d'exploitation ;
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau ;
- Fiabilité ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

V.5.Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

V.5.1.Hauteur manométrique

C'est la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement [4] :

$$H_{mt} = H_g + H_{asp} + H_{ref} \quad (V.1)$$

Avec:

- H_{mt} : Hauteur manométrique en (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique en (m) ;
- H_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration(m) ;
- H_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

V.5.2.La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tours effectués par la pompe par unité de temps (tr/mn).

V.5.3.La puissance

On distingue deux types de puissance :

V.5.3.1.La 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 (P_a), unité de mesure (Kw). Elle est traduite par la formule :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot h_{mt}}{\eta} \quad (V.2)$$

- P_a : Puissance totale consommée (KW).
- Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s).
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).
- η : rendement total de l'installation.

V.5.3.2. la puissance utile :

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée

P_u :

$$P_u = g \cdot H_{mt} \cdot Q \quad (V.3)$$

V.5.4. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = \frac{p_u}{p_a} \quad (\text{V.4})$$

V.5.5. Le débit de pompage (Q)

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

V.6. Les courbes caractéristiques

V.6.1. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

V.6. 1.1. La courbe débit-hauteur [$H = f(Q)$]

C'est une représentation graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit $H = f(Q)$.

V.6.1.2. La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$]

Elle présente les variations de la puissance absorbée en fonction des débits, c'est une courbe en branche de parabole, dont la courbure est tournée vers la bas $P = f(Q)$.

V.6. 1.3. La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$]

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

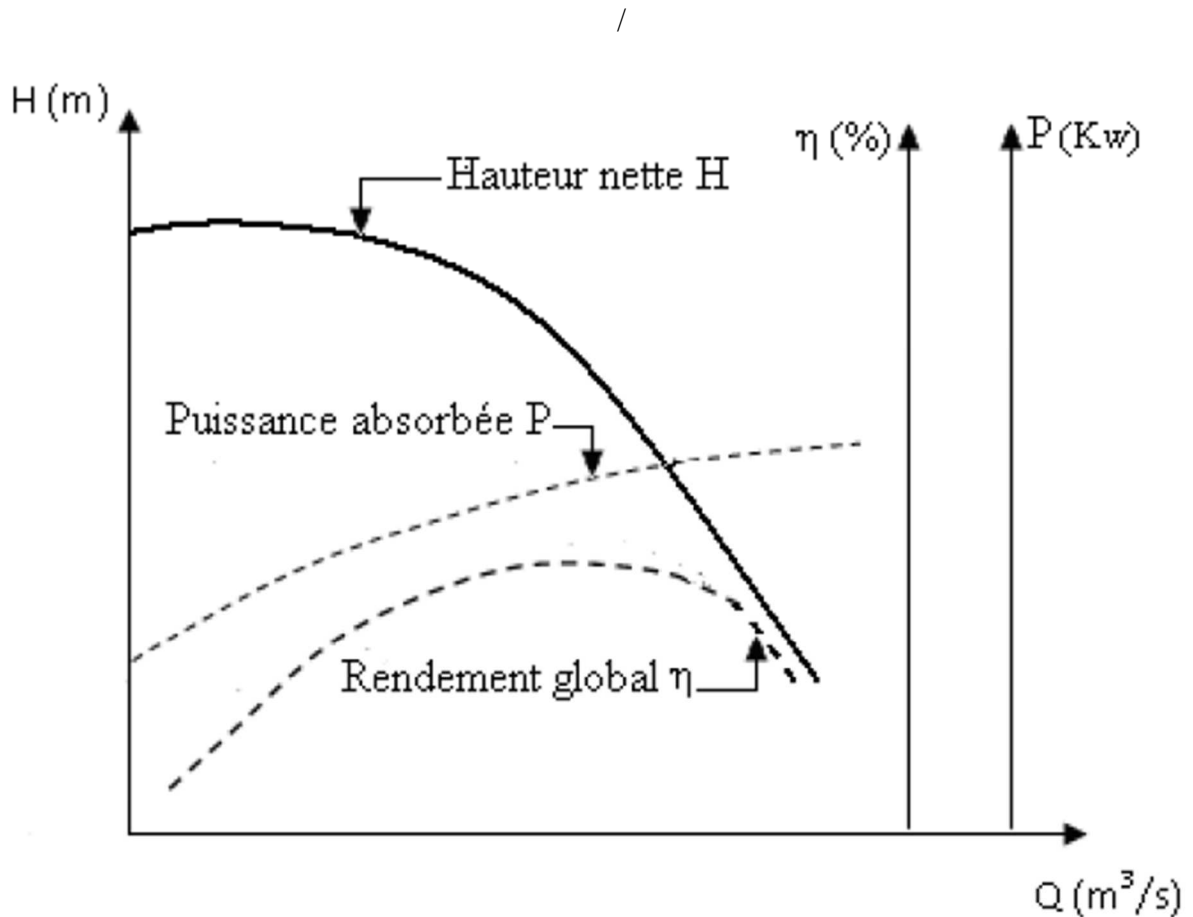


Figure (V.2) : La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge.

V.6.2. Courbes caractéristiques de la conduite

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une hauteur et un débit (Figure V.2). La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (V.5)$$

- H_g : hauteur géométrique en (m) ;
- RQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m) ;
- Q : débit (m^3/j) ;
- H_c : charge totale en fonction du débit en (m) ;
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \quad (V.6)$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite en (m) ;
- L : longueur de la conduite en (m) ;

- g : accélération de la pesanteur ($g= 9.81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

V.7. Le point de fonctionnement de la pompe

La conduite de refoulement ayant été déterminée par des conditions économiques (le diamètre et la longueur sont connues), on peut tracer sa courbe caractéristique.

En portant sur le même graphe la courbe caractéristique du réseau et celle de la pompe, le point d'intersection des deux courbes est le point de fonctionnement de l'ensemble (P). Ce point détermine donc un débit Q et une hauteur H .

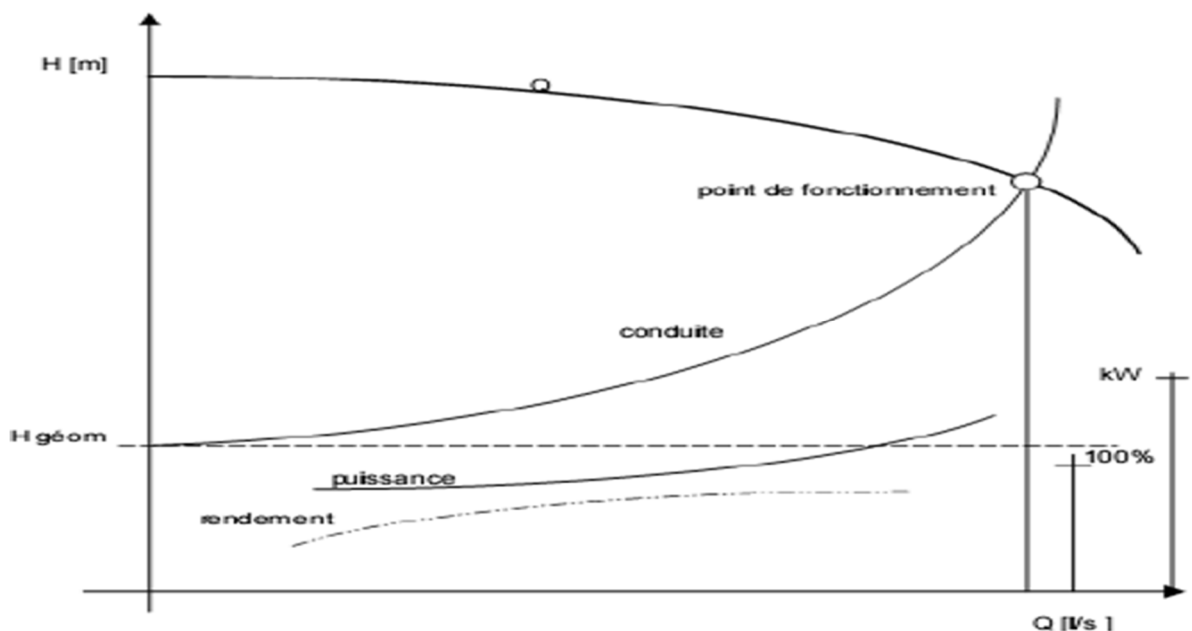


Figure (V.3) : Point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ainsi obtenu, ne coïncide pas avec le point désiré, alors on procèdera à la modification de l'un des paramètres du fonctionnement de la pompe dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. et ça suivant quatre variantes :

V.7.1. Première variante : "Réduction ou augmentation du temps de pompage"

Dans le cas où le débit correspondant au point de fonctionnement obtenu est supérieur au débit appelé (désiré), on opte pour la diminution du temps de pompage en conservant le même volume à pomper, ce temps se calcule comme suit :

$$T = \frac{T' \cdot Q_{\text{app}}}{Q_{\text{pf}}} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

- T'' : Le nouveau temps de pompage (h) ;
- T' : Le temps de pompage prévu (h), pour notre cas, il est de 20 h ;
- Q_{app} : Débit désiré à refouler en m^3/s ;
- Q_{pf} : Débit de point de fonctionnement de la pompe en m^3/s .

V.7.2. Deuxième variante "Régulation par étouffement (Le vannage)"

On accepte la caractéristique de la pompe $H_{mt} = f(Q)$, et on place une vanne sur la conduite de refoulement pour créer des pertes de charge de refoulement pour créer des pertes de charge de façon à obtenir le débit appelé (désiré). Dans ce cas la puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_{app} \times H}{\eta} \quad (V.8)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h$$

- h : Pertes de charge engendrées par le vannage (m) ;
- H_1 : La hauteur manométrique totale correspondant au débit appelé en m ;
- η : Le rendement en (%)
- H' : La distance qui sépare le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe en m.

V.7.3. Troisième variante "Rognage de la roue "

Pour faire passer la courbe $H = f(Q)$ de la pompe par le point désiré, la solution consiste à diminuer le diamètre de la roue pour la même vitesse de rotation. On aura alors [5,9]:

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{0.5} = \frac{D_1}{D_2} \quad (V.9)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D_1 : Diamètre de la roue avant rognage (m) ;
- D_2 : Diamètre de la roue après rognage (m).

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = (1 - m) \times 100 \text{ (\%)}$$

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule [13]:

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (kw)} \quad (V.10)$$

V.7.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 dans la figure (V.4) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3), on aura alors La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_3} \tag{V.11}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} \text{ (kw)} \tag{V.12}$$

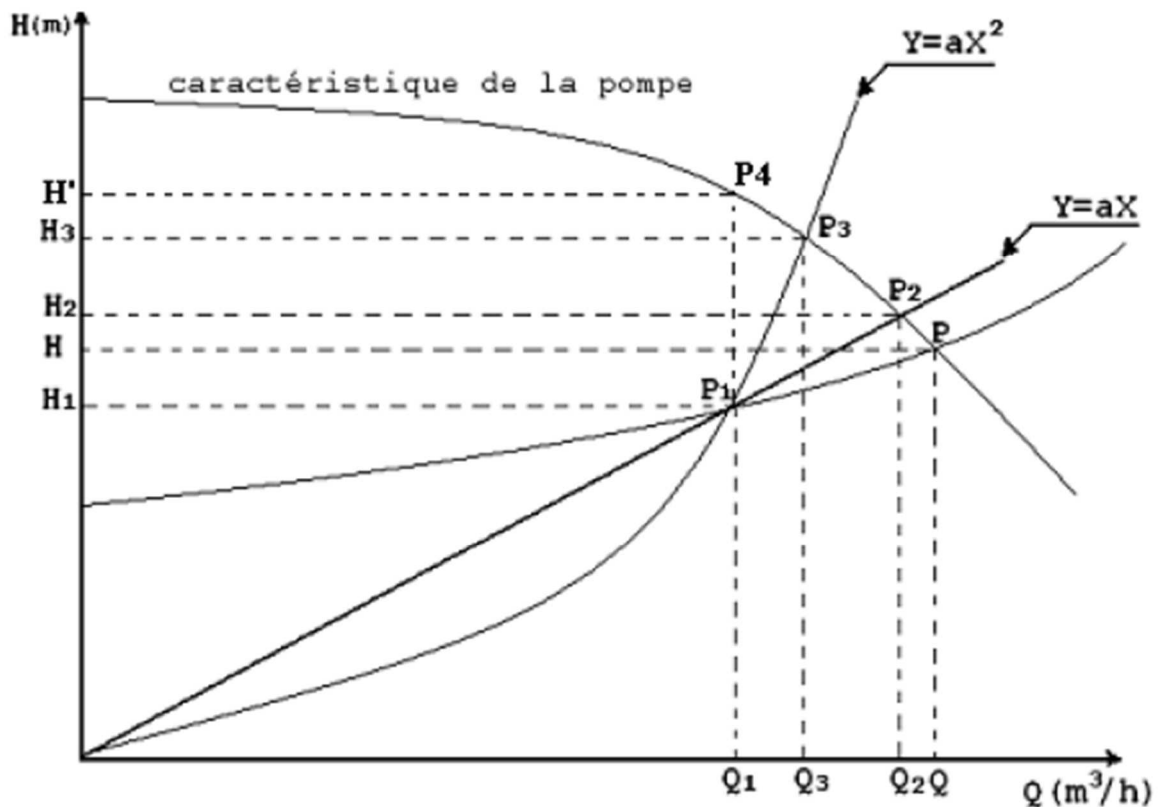


Figure (V.4) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.

V.8. Modes de couplage des pompes

Dans certains cas, les besoins ($H_{mt} - Q$) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes.

Dans ce cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon le but recherché, soit d'augmenter la hauteur ou bien le débit [14].

Les couplages existants sont : les couplages en parallèle et les couplages en série

V.8.1.Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement, dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

IV.8.2.Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

V.9.Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, elle se produit quand la pression absolue du liquide s'abaisse au-dessous de sa pression de vapeur saturante. La pression de vapeur saturante est fonction de la nature du fluide et de sa température.

Le phénomène de cavitation correspond à une vaporisation du liquide qui se traduit par l'apparition de bulles de gaz au sein du liquide ou contre les parois. La cavitation apparaîtra donc dans les zones où la pression est minimale, donc pour une vitesse maximale. Ces zones se situent à l'entrée de la roue au voisinage du bord d'attaque des aubes.

Les effets de la cavitation se manifestent par une baisse des performances de la pompe, par une érosion des pièces métalliques et par de fortes vibrations très préjudiciables à la longévité de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH) d (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH) r (donnée par le constructeur) :

$$\text{NPSHd} > \text{NPSHr}$$

Le phénomène de la cavitation est représenté dans figure (V.5) suivante :



Figure (V.5) : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge.

Le NPSH disponible (NPSHd) est la charge nette d'aspiration disponible, il 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.

Le NPSH requis (NPSHr) est la charge d'aspiration requise par le constructeur, c'est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend de :

- Type de la pompe,
- Point de fonctionnement.

V.10. Calculs hydrauliques

V.10.1. Détermination du point de fonctionnement

Nous avons une station de pompage :

En premier lieu on tracera la courbe caractéristique de la conduite et puis celle de la pompe.

-Refoulement : Station de pompage-réservoir Données de base :

$$L = 3135,42 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 125 \text{ m}$$

$$H_g = 80,29 \text{ m}$$

$$Q_{app} = 8,00 \text{ l/s} = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.10.2.Choix des pompes

Après avoir déterminé les caractéristiques de la conduite de refoulement, on utilise le catalogue des pompes caprari, afin de choisir le type et le nombre de pompes qu'il faut pour notre station de pompage.

D'où on déterminera le point de fonctionnement résultant de l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite avec la courbe caractéristique de la pompe.

Ainsi, on compare les débits et les HMT donnés et on décidera de retenir ou de charge de pompe.



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P6C/3/20/16D	
Caractéristiques requises	
Débit	8 l/s
Hauteur de refoulement	125 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	8,64 l/s
Hauteur de refoulement	135 m
Puissance absorbée	15,8 kW
Rendement	73,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	173 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	Sur dem. kg

Caractéristiques de fonctionnement					UNISO 2543/C
Q [l/s]	H [m]	P [KW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm
C = 5313
D = 605

Dans notre cas, il nous faut deux pompes en série et une en secours.

On choisit la courbe de pompe **P6C/ 3/20/16D** ayant les caractéristiques suivantes :

- vitesse de rotation : **N= 2900 tr/mn**
- rendement : **74%**
- diamètre de la roue : **Φ=80 mm**
- puissance : **P=37 KW**
- le débit total à refouler est de : **8l/s**

-la hauteur de refoulement : 125 m

V.10.3.Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de l’installation de refoulement

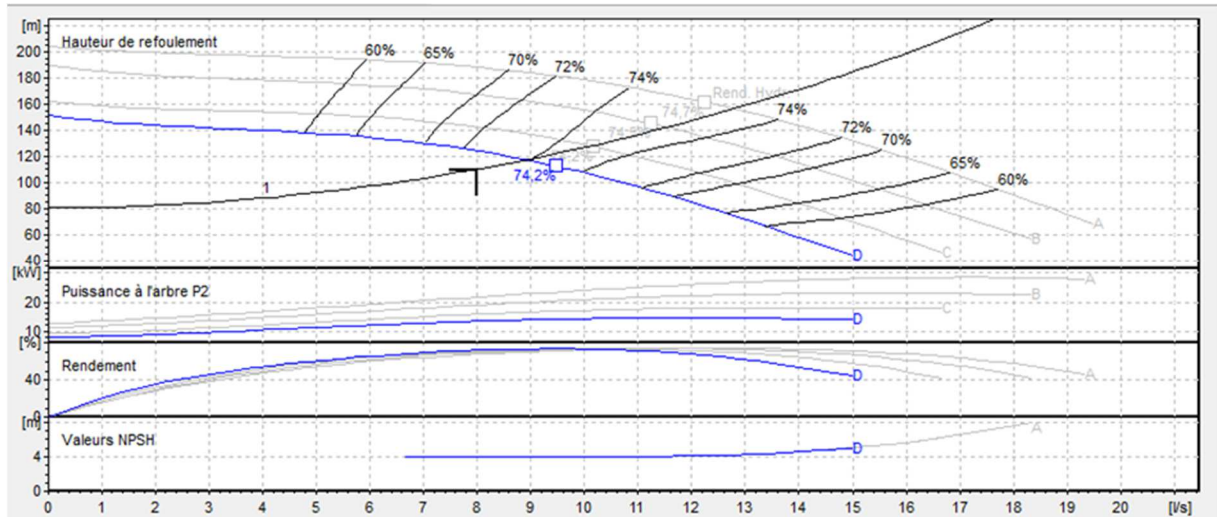


Figure (V.6) : Caractéristique de la pompe P6C/ 3/20/16D.

V.11.Conclusion

Pour cette installation, nous avons choisi une pompe afin d'obtenir il nous a donné le fonctionnement optimal du réseau d'alimentation et le point de fonctionnement

Les valeurs de débit ($Q_{pnt} = 0,008 \text{ m}^3/\text{sec}$) et de hauteur ($HMT = 82 \text{ m}$), ces valeurs sont très sévères proche des valeurs souhaitées que l'on peut faire sans aucune modification possible.

Chapitre VI
Protection
des conduites

VI.1.Introduction

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dues à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

Dans ce chapitre nous allons mentionner les différents types de pose des conduites selon le lieu et les obstacles qui peuvent être rencontrés et aussi les méthodes de protection des conduites.

VI.2.Pose des conduites**VI.2.1.Généralités**

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessous du sol, sur les ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, sont posées en tranchées afin d'être protégées et d'être des obstacles à la circulation [8].

VI.2.2.Différentes poses de la canalisation**VI.2.2.1.Pose en terre**

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.6 m, permettant aux ouvriers d'y accéder [8].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non.

Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :

Du gravier dans les terres ordinaires ;

Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;

- Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger.

Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres. La figure (VI.1) suivante illustre une coupe transversale d'une conduite enterrée

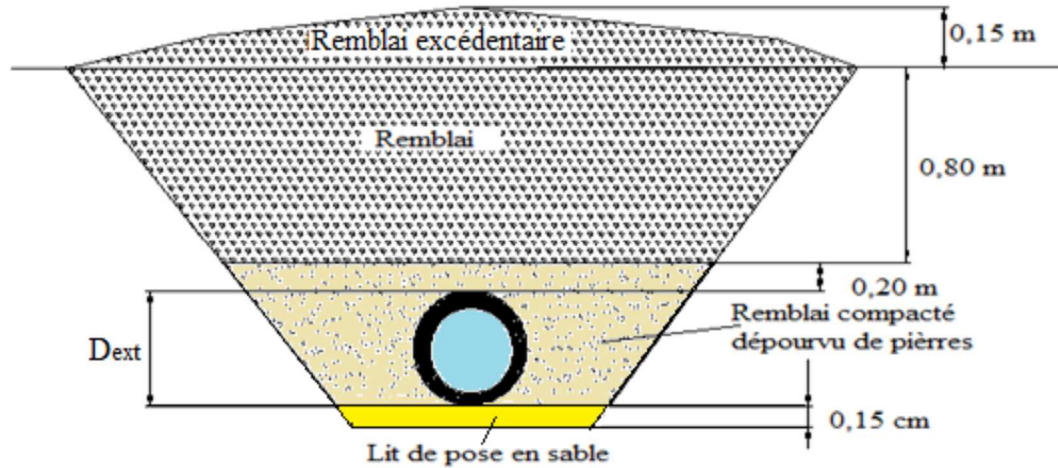


Figure (VI.1) : Coupe transversale d'une conduite enterrée.

Le choix du matériau du remblaiement utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations.

Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permette une meilleure stabilisation de la conduite, tel que le sable ou le gravier.

Un grand soin doit être apporté lors de la pose des conduites afin d'éviter certains chocs à la canalisation : des chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure impliquant une fragilisation de la conduite à la corrosion.

VI.2.2.2. Traversée des oueds ou des rivières

Pour le passage des oueds, la conduite peut emprunter les caniveaux qui ont été réservés sur le trottoir d'un pont s'il existe, sinon elle peut être posée dans le lit même des oueds, dans ce dernier cas il est nécessaire d'établir une fouille dans laquelle la conduite sera posée et recouverte de béton. La traversée des oueds ou des rivières est représenté dans la figure (VI.2) suivante [8] :

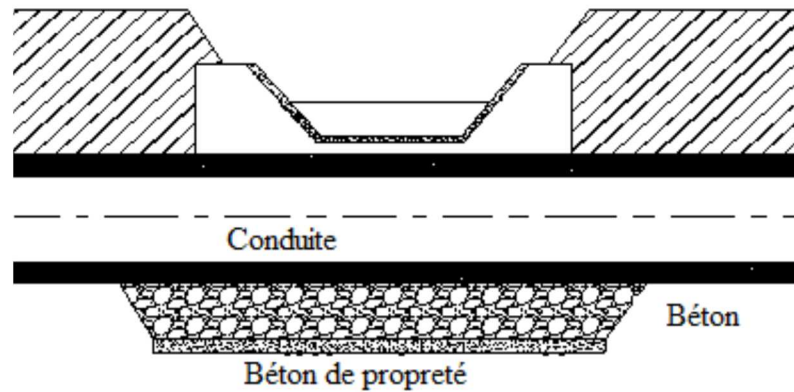


Figure (VI.2) : Traversée d'un oued ou d'une rivière.

VI.2.2.3. Passage d'une route

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite des fissures. La figure (VI.3) suivante représente un passage d'une route.

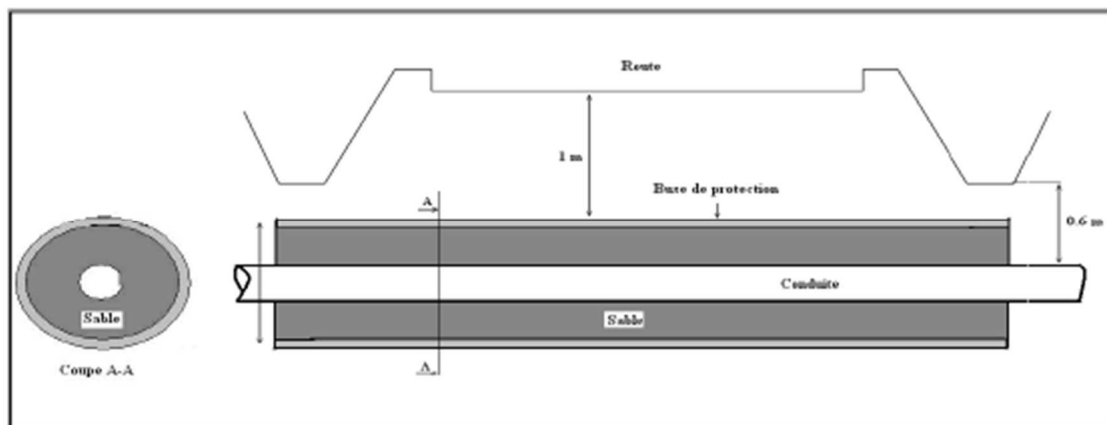


Figure (VI.3) : Traversée d'une route.

VI.2.2.4. Butées et ancrages des conduites

A cause de la poussée de l'eau, il y'a risque d'un déboitement des joints dans les parties soudées ou la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction [8].

Pour remédier à ce type de problème, on construit des massifs en béton, qui s'opposent aux déboitements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associés à des fers d'amarrage, nécessaires même pour les conduites à joints soudés ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige.

On distingue :

- Butée sur un branchement, qui est représenté dans la figure (VI.4) ;
- Butée sur un coude horizontal, qui est représenté dans la figure (VI.5) ;
- Butée sur un coude vertical, qui est représenté dans la figure (VI.6) ;
- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique.

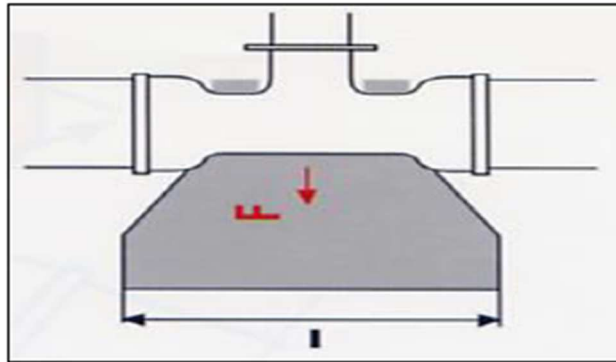


Figure (VI.4) : Butée sur un branchement.

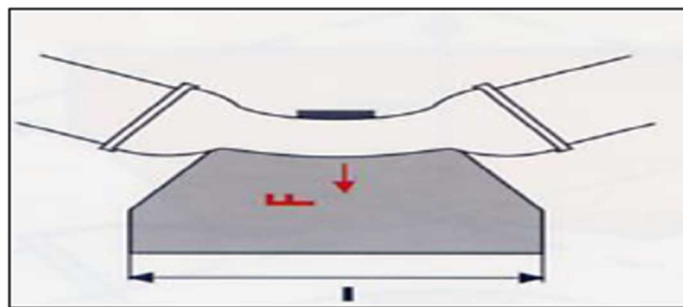


Figure (VI.5) : Butée sur un coude horizontal.

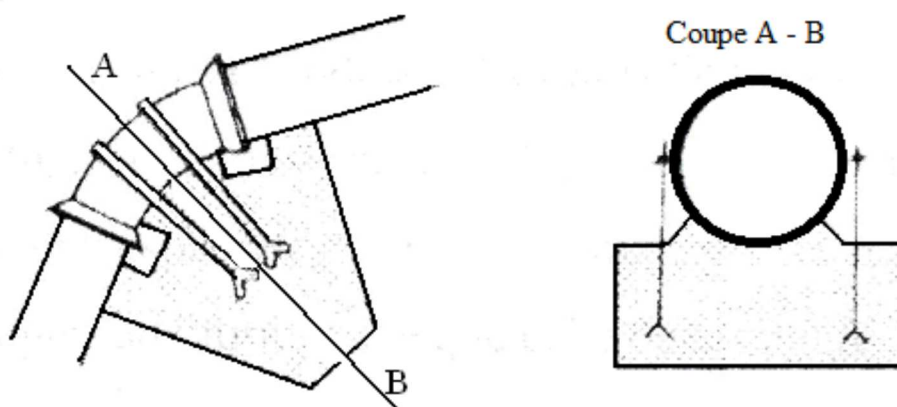


Figure (VI.6) : Butée sur un coude vertical.

VI.2.2.5. Désinfection des conduites

Une fois les travaux de pose des conduites sont achevés, la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après une désinfection totale du réseau. Cette opération peut s'effectuer selon les instructions du laboratoire, soit au clore ou au permanganate de potassium. Après la désinfection, nous procéderons au rinçage de la conduite avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [8].

VI. 3. Protection contre le coup de bélier

VI.3.1. Définition

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre la surpression et la dépression), un écoulement non permanent (transitoire) apparaît dans une conduite lorsque on fait varier brusquement le débit à l'extrémité aval de celle-ci.

Ce phénomène peut provoquer des effets plus nocifs à la canalisation, il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

VI.3.2. Causes du phénomène [8]

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants :

- ✓ Arrêt brutal, par disjonction inopiné, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- ✓ Démarrage ou arrêt d'une ou plusieurs pompes ;
- ✓ Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction ;
- ✓ Vibration des accessoires de contrôle comme les vannes ;
- ✓ Une variation brusque de la vitesse d'un liquide.

VI.3.3. Conséquences du phénomène

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par :

- ✓ Emission de bruit ;
- ✓ Usure rapide des matériels, voire quelque fois leur détérioration brutale ;
- ✓ Détérioration des joints par suite fuites aux raccords ;
- ✓ Usure rapide des matériels, voire quelquefois leur détérioration brutale ;
- ✓ Eclatement de la conduite du à la surpression ;

- ✓ Ecrasement du à la dépression.

VI.3.4.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.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

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

VI.3.4.1.Le volant d'inertie

Son principe est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

C'est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment du l'arrêt du moteur, il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. La figure (VI.7) nous représente un schéma général d'un volant d'inertie.

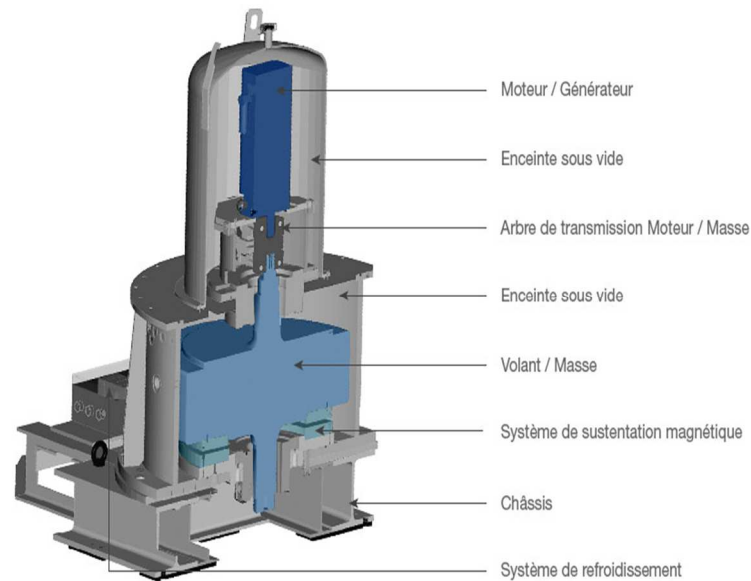


Figure (VI.7) : Schéma générale d'un volant d'inertie.

Portant ce système est généralement peut ou non utilisable vu que [15]:

- 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 considérable, par conséquent le système sera couteux ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissible ;
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyenne qui n'accède pas quelque centaines de mètres.

VI.3.4.2.Soupape de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% de la pression maximale de fonctionnement normal. Son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive. La figure (VI.8) nous représente un schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.

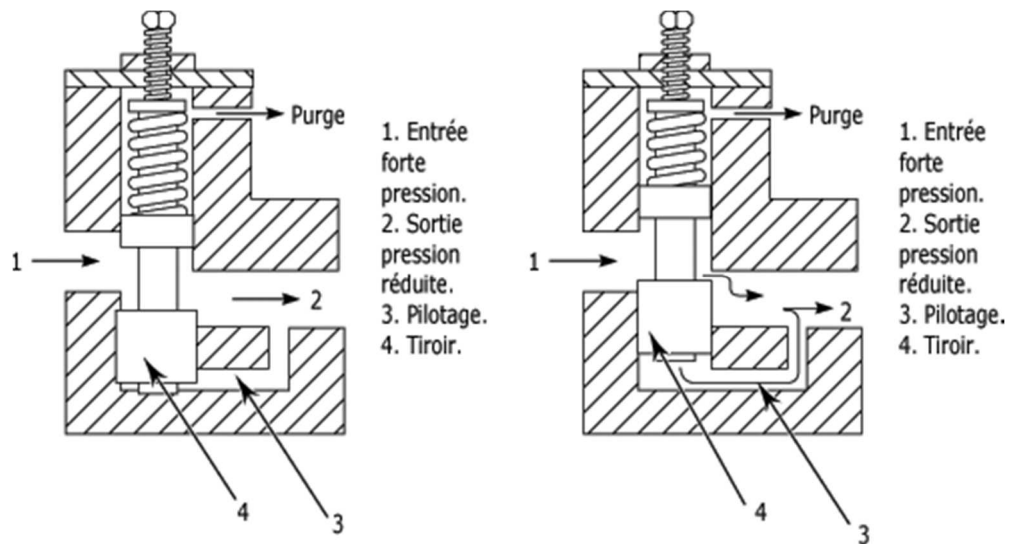


Figure (VI.8) : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.

VI.3.4.3. Les ventouses

Dans la majorité des cas, les ventouses sont à double effet, elles fonctionnent comme des purgeurs automatiques : lorsqu'une poche d'air arrive, elles s'ouvrent pour l'extraire à l'extérieur, et lorsqu'une dépression se produit, elles s'ouvrent et permettent l'entrée d'air extérieur, cet air reste dans l'installation, mais le collapsé de la tuyauterie a été évité [14].

La figure (VI.9) suivant nous représente un schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse :

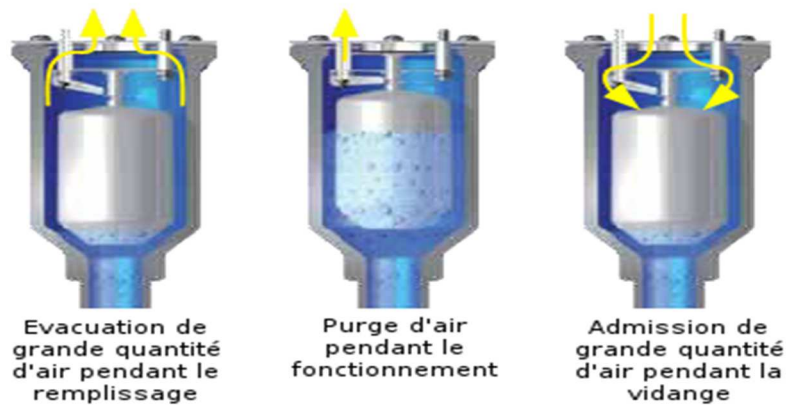


Figure (VI.9) : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.

VI.3.4.4. Cheminées d'équilibre

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont. Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement [8].

Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir :

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

La figure (VI.10) suivante nous représente une cheminée d'équilibre

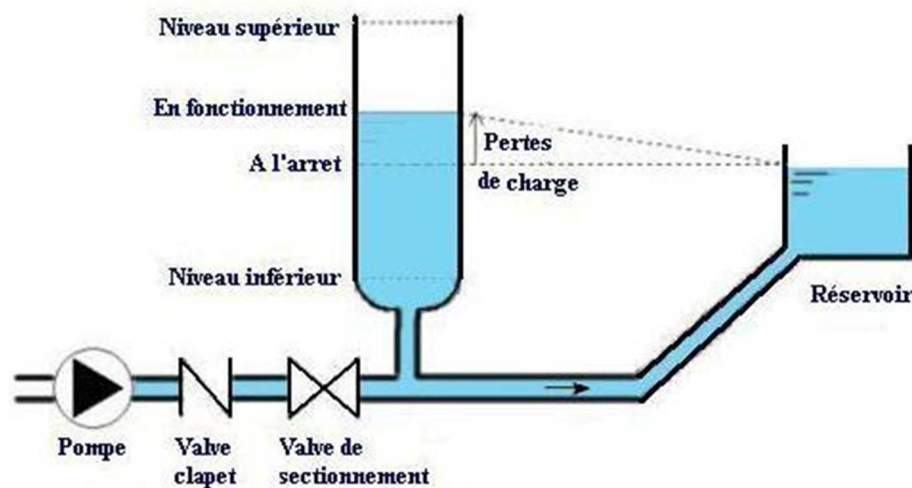


Figure (VI.10) : Cheminée d'équilibre.

VI.3.4.5. Les réservoirs d'air

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet contenant de l'eau et de l'air sous pression, la pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite en cas de coup de bélier. Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air), ainsi il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. A cause de sa simplicité et son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau [14].

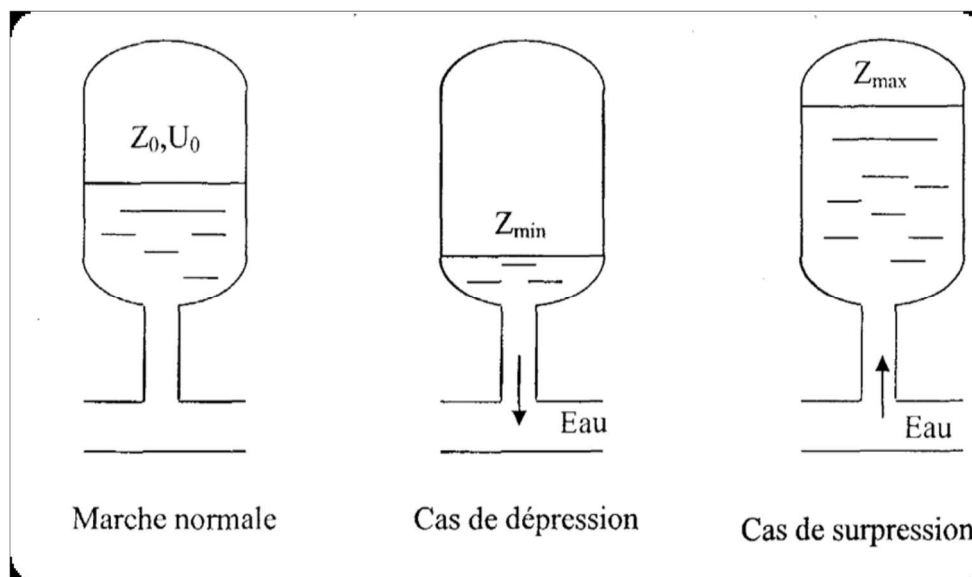


Figure (VI.11) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.

VI.3.5. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier

Les avantages et les inconvénients des appareils anti-bélier sont représenté dans le tableau (VI.1) suivant :

Tableau (VI.1) : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier.

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - Cout limité. - Entretien et réglage facile - Ne consomme pas d'énergie. - Indépendant d'une installation électrique. 	<ul style="list-style-type: none"> -Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) -Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement. 	utilisé comme protection contre la surpression
cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> - bon fonctionnement (ne comporte pas d'organe mécanique susceptible de fonctionnement défectueux - Importante durée de vie Indépendante 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilités d'installations limitées - ouvrage couteux (hauteur généralement très développée 	utilisé comme protection contre la dépression et la surpression

	d'une installation électrique - pas de perte d'eau		
réservoir d'air	-bon fonctionnement - bonne sécurité - pas des pertes d'eau	- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié - cout élevé	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volent d'inertie	-Dispositif économique - Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent	-consommation d'énergie protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage - Inapproprié dans les stations à fortes fréquence de démarrage	Utilisé comme protection contre la dépression

VI.3.6.Etude du coup de bélier

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions (HS) et les dépressions (Hd) ainsi que la valeur du coup de bélier (B) dans les différents tronçons de notre réseau d'adduction, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service (PNS) [8].

VI.3.6.1.Calcul de la célérité d'onde

➤ données de calcul

Les données et caractéristiques des adductions Caractéristiques d'adduction forage et réservoir 500 m3

longueur	3135.2 ml
pression nominale	16 bars
diamètre nominale	125mm
épaisseur	PN16=11.4mm
niveau trop-plein réservoir 500 m3	103.3m

niveau radier réservoir 500m3	99.3 m
rugosité de la conduite de refoulement	k=0.001mm
vitesse d'écoulement	v= 0.783 m/s
perte de charge totale	$\Delta H_t = 16.81$ m.c.e
hauteur manométrique totale	HMT = 125 m.c.e.
hauteur géométrique	hg =80.29 m.

➤ **Calcul du coup de bélier**

Vitesse d'onde : La formule d'ALLIEVI donnant la vitesse "a" comme suite :

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

D : diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

a : vitesse d'onde en m/s ;

e : épaisseur du tuyau (m) ;

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau (VI.2) : Les différentes valeurs de K en fonction du matériau.

matériaux	k
Fonte grise	1
Fonte ductile	0,6
Acier	0,5
PVC	33
amiante ciment	4 ou 4,4
Polyéthylène basse densité	500
Polyéthylène haute densité	83
Béton	5
Plomb	5

Pour notre cas : PEHD (K = 83).

➤ **1er cas : Fermeture brusque :**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que $T < \frac{2 \times L_a}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad \text{(VII.2)}$$

Avec :

B : La valeur du coup de bélier (m),

a : La célérité de l'onde (m/s),

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),
 g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

➤ **2eme Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T < \frac{2 \times L \times a}{V_0}$

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

$$B = \frac{a \times L \times V_0}{g \times T} \tag{VII.3}$$

✚ **Valeur maximale de la surpression**

$$H_s = H_0 + B \tag{VII.4}$$

✚ **Valeur maximale de la dépression**

$$H_d = H_0 - B \tag{VII.1}$$

Tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \tag{VII.1}$$

Avec:

H_s : Valeur maximal de la surpression (m) ;

H_d : Valeur maximal de la dépression (m) ;

H_0 : La pression absolue dans la conduite (m).

VI.3.7. Calcul du coup de bélier pour la conduite de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier dans la conduite de refoulement sont données dans le tableau (VI.3) ci-dessous :

Tableau (VI.3) : Les valeurs du coup de bélier de la conduite de refoulement.

Tronçon	D (mm)	E (mm)	V_0 (m/s)	H_g (m)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	H_s (m)	H_d (m)	PN (bar)
Forage- R1	125	11,4	0,78	80	103,3	319,79	25,52	128,82	77,78	16

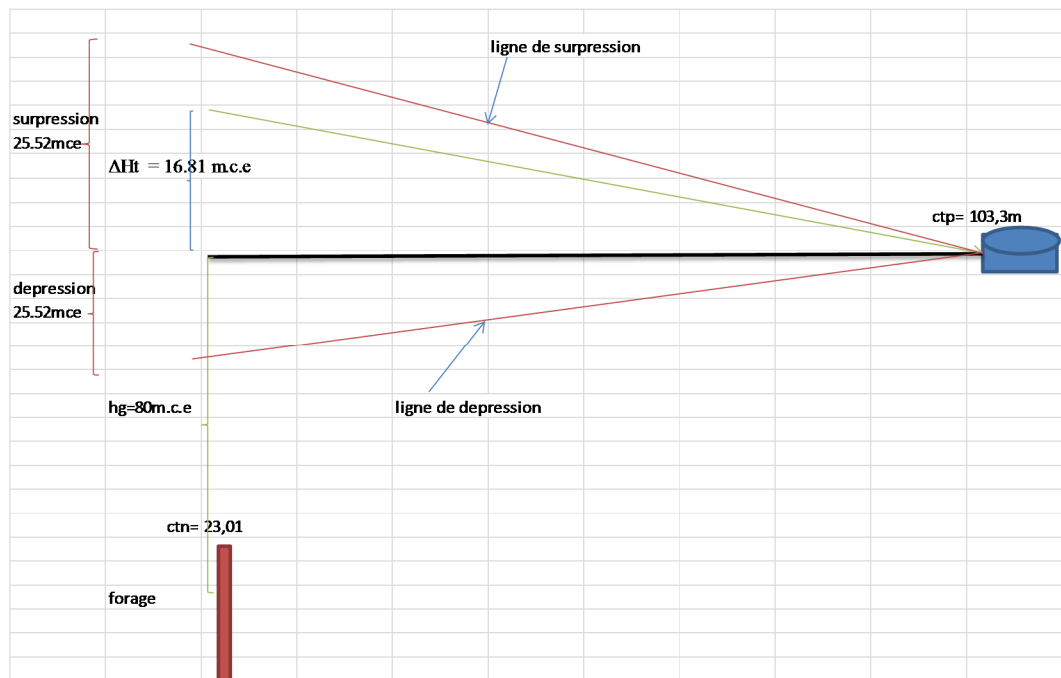


Figure (VI.12) : Schéma de calcul des valeurs maximum.

VI.3.8. Interprétation des résultats

D'après les résultats du calcul des valeurs du coup de bélier ; on remarque que cette conduite de refoulement est vérifiée la pression minimale de service en surpression et n'admette pas des valeurs négatives en dépression ; donc, la conduite ne nécessite pas une protection contre le coup de bélier. ($H_s < 160\text{m} \leftrightarrow 128,82 \text{ bar} < 16\text{bar}$).

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu la description du phénomène du coup de bélier ; leurs causes et leurs risques sur les conduites ainsi que les moyens de protection contre ce régime transitoire.

D'après les résultats obtenus ; et vu l'inexistence des valeurs de dépression et surpression, la conduite de refoulement ne nécessite pas la projection d'un moyen de protection contre le coup de bélier.

Chapitre VII
Réseau
de distribution

VII.1.Introduction

Les réseaux d'eau potable sont formés d'ensemble d'infrastructures qui doivent véhiculer jusqu'aux points prévus une eau de bonne qualité, en quantité suffisante et avec le moins de défaillance possible.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés.

VII.2.Type des réseaux d'A.E.P [16]

On distingue plusieurs types de réseaux, à savoir : les réseaux ramifiés, maillés, étagés et combinés.

VII.2.1. Réseaux ramifiés

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches), Il est caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

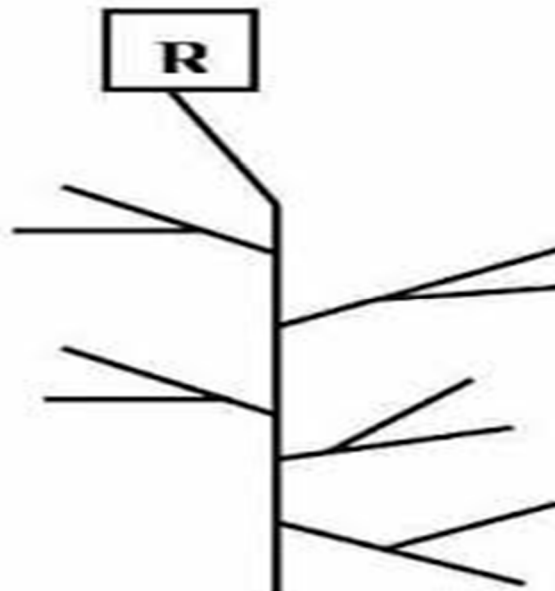


Figure (VII.1) : Schéma d'un réseau ramifié.

VII.2.2. Réseaux maillés

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

Le réseau maillé permet, une alimentation en retour, au contraire du réseau ramifié, une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

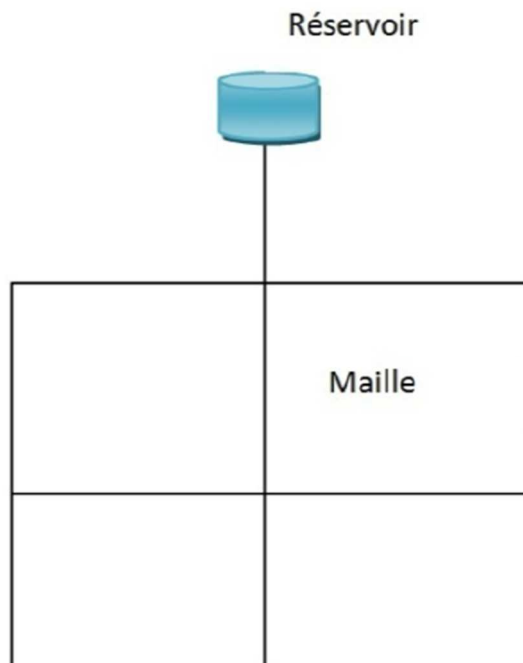


Figure (VII.2) : Réseaux maillés.

VII.2.3. Réseau mixte

Ce sont des réseaux constitués d'une partie ramifiée et d'une autre maillée, il est utilisé pour des agglomérations présentant des endroits plats et d'autres accidentés [16].

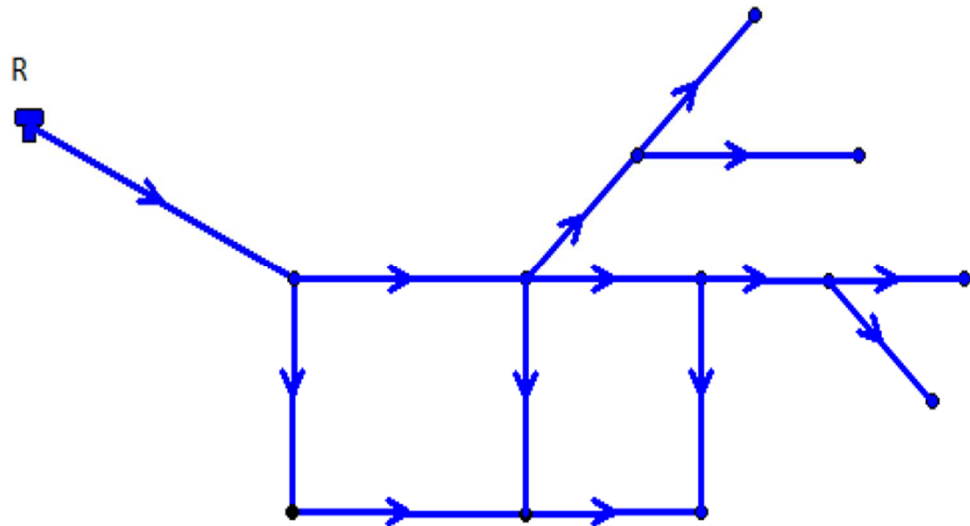


Figure (VII.3) : Schéma de réseau mixte.

VII.3.Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine ...) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes ...) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation ;

VII.4.Choix de type de matériaux

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants:

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

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD vu les caractéristiques mécanique et hydraulique que ce matériau présente, on peut citer :

- Sécurité.
- Facilité de pose (grande flexibilité) ;

- Solidité, résistance aux chocs et à l'abrasion;
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Disponibilité sur le marché.

VII.5.Paramètres du réseau

- Débit.
- Choix de diamètre.
- Pression.

VII.6.Equipement d'un réseau de distribution [16]

VII.6.1.Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont résumés ci-après :

- Les canalisations ;
- Robinets vannes ;
- Bouches ou poteau d'incendie ;
- Clapets ;
- Ventouses ;
- Régulateurs de pression ;
- Robinets de vidange (décharge).

VII.6.2.Pièces spéciales de raccord

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :

- Les Tés ;
- Les coudes ;
- Les cônes de réduction.

VII.7.Calcul hydraulique du réseau de distribution [16]

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

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

VII.7.1. Débit de pointe

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

Ainsi : $Q_P = Q_{\max.h}$
 $Q_{\max.h} = 25,1174 \text{ m}^3/\text{h}$
 Soit : $Q_P = 6,9771 \text{ l/s.}$

VII.7.2. Débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_P}{\Sigma L_l} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- Q_P = débit de pointe (l/s) ;
- ΣL_l = somme des Longueurs des tronçons du réseau.

VII.7.3. Débit en route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * L_{i,j} \quad (\text{VII.2})$$

Avec:

- Q_r : Débit en route (l/s) ;
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s) ;
- $L_{i,j}$: Longueur du tronçon [i-j] (m).

VII.7.4. Débits aux nœuds

Ils se calculent comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 * \Sigma Q_r(ni) \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- Q_{ni} : le débit au nœud 'i' ;
- ΣQ_r : Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i ;

VII.8.Dimensionnement du réseau

Pendant ce chapitre on peut déterminer les différents débits du réseau en utilisant le débit de point Q_p .

$$Q_p = Q_{\max.h}$$

$$Q_{\max.h} = 25,1174 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 6,9771 \text{ l/s.}$$

VII.8.1.Calcul le débit spécifique

$$Q_{sp} = \frac{6,9771}{2903,24}$$

$$Q_{sp} = 0,00240321 \text{ l/s}$$

VII.8.2.Calcul des débits en route et les débits aux nœuds de la zone Ghedir

Le réseau de distribution de notre zone d'étude prend une ossature ramifiée, les débits aux nœuds sont illustrés dans la figure (VII.4) et le tableau (VII.1) ci-après :

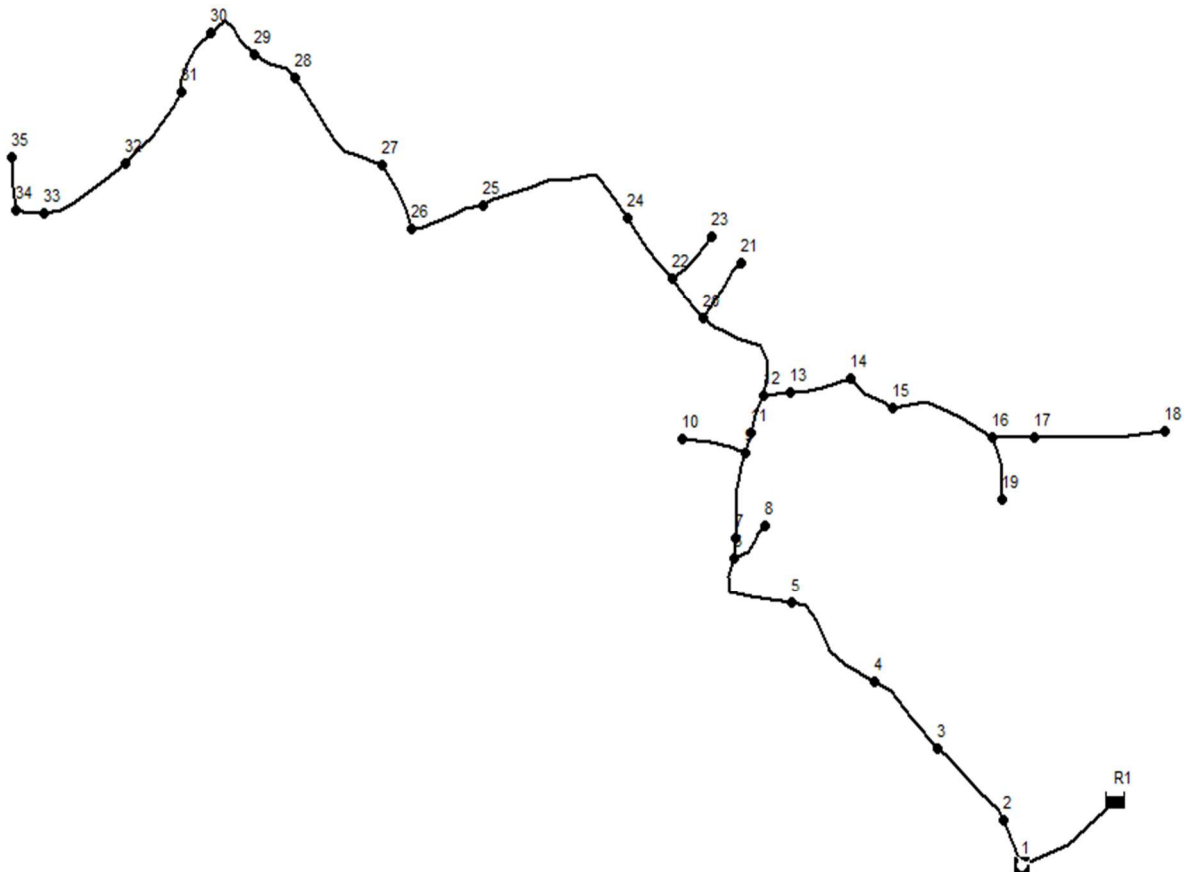


Figure (IV.4) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone Ghedir.

Tableau (IV.1) : Les débits aux nœuds et les débits en routes de la zone Ghedir.

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Q _n =0.5*ΣQ _r (l/s)
2	T2	77,18	0,00203387	0,157	0,215
	T3	134,1		0,273	
3	T3	134,1		0,273	0,264
	T4	124,89		0,254	
4	T4	124,89		0,254	0,296
	T5	166,33		0,338	
5	T5	166,33		0,338	0,310
	T6	137,03		0,279	
6	T6	137,03		0,279	0,231
	T7	65,18		0,133	
7	T8	24,84		0,051	0,139
	T9	111,69		0,227	
8	T7	65,18		0,133	0,066
	T9	111,69		0,227	
9	T11	27,59		0,056	0,235
	T10	52,4		0,186	
10	T10	52,4		0,186	0,093
11	T11	27,59		0,056	0,081
	T12	52,4		0,107	
12	T12	52,4		0,107	0,251
	T13	40,07	0,082		
13	T20	157,75	0,321	0,121	
	T13	40,07	0,082		
14	T14	78,91	0,161	0,157	
	T14	78,91	0,161		
15	T15	75,15	0,153	0,232	
	T16	152,94	0,311		

16	T16	152,94	0,00203387	0,311	0,305
	T17	61,13		0,124	
	T19	85,9		0,175	
17	T17	61,13		0,124	0,254
	T18	188,69		0,384	
18	T18	188,69		0,384	0,192
19	T19	85,9		0,175	0,087
20	T20	157,75		0,321	0,324
	T21	92,56		0,188	
	T22	68,35		0,139	
21	T21	92,56		0,188	0,094
22	T22	68,35		0,139	0,253
	T23	78,81		0,160	
	T24	101,81		0,207	
23	T23	78,81		0,160	0,080
24	T24	101,81		0,207	0,350
	T25	242,13		0,493	
25	T25	242,13		0,493	0,356
	T26	107,41		0,219	
26	T26	107,41		0,219	0,206
	T27	94,92		0,193	
27	T27	94,92		0,193	0,274
	T28	174,32		0,355	
28	T28	174,32		0,355	0,247
	T29	68,99		0,140	
29	T29	68,99		0,140	0,158
	T30	86,56		0,176	
30	T30	86,56		0,176	0,181
	T31	91,6		0,186	
31	T31	91,6		0,186	0,219
	T32	124,11		0,252	
32	T32	124,11		0,252	0,265
	T33	136,73	0,278		

33	T33	136,73	0,278	0,179
	T34	39,36	0,080	
34	T34	39,36	0,080	0,111
	T35	69,4	0,141	
35	T35	69,4	0,141	0,071

VII.9.Modélisation et simulation du réseau

VII.9.1.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 pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions 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 simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

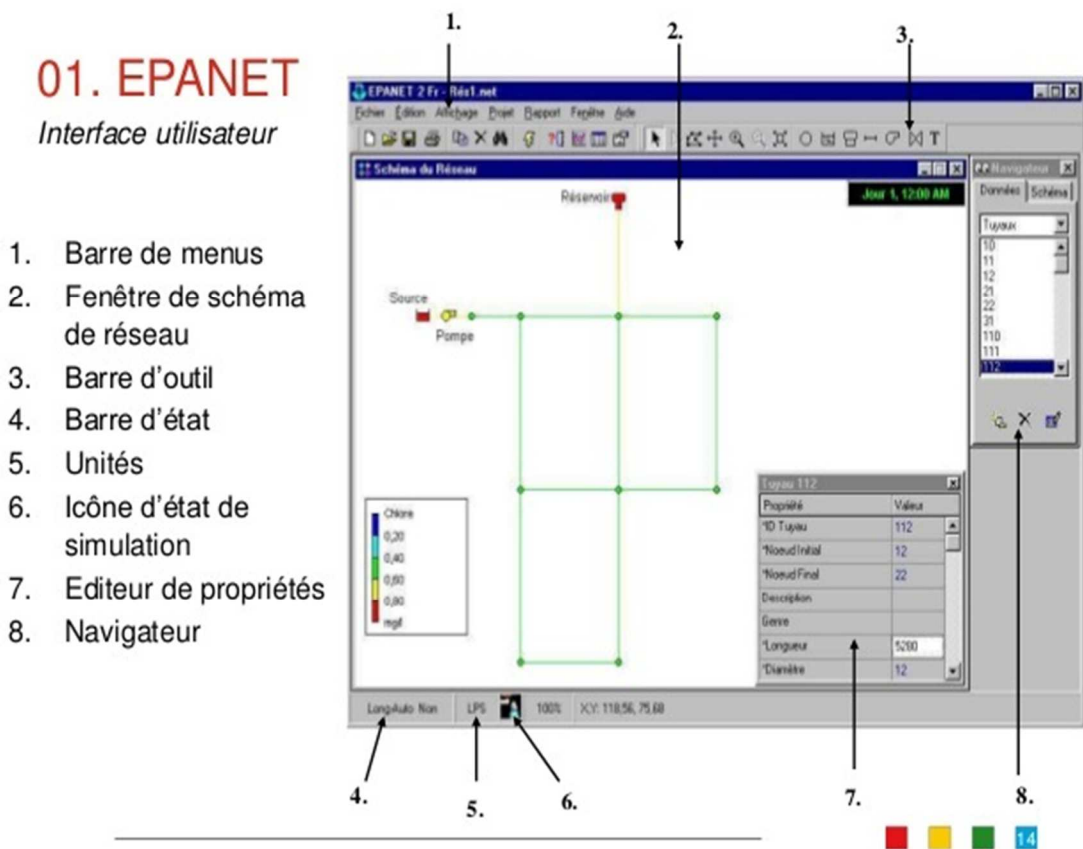


Figure (VII.5) : Interface de l'EPANET.

VII.9.2.Utilisation du logiciel EPANET

Les Etapes 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 enregistrée dans un fichier avec un format texte Métafichier ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.9.3.Modélisation du réseau

L'utilisation du logiciel de l'EPANET permet de modéliser le système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des baches, donc il doit suivre les étapes suivantes :

- Ramener le tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec l'EPANET;
- Choisir et définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base ;
- La modélisation consiste à en introduire les différentes données du réseau.

VII.9.4.La simulation du réseau avec EPANET

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Le logiciel EPANET analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydraulique (vitesse, débit, pression, charge).

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux (VII.2), (VII.3) ci-après

Tableau (VII.2) : Récapitulation des résultats pour chaque tronçon de la zone Ghedir.

	Longueur	Diamètre	Qr	Vitesse	Pert.Charge
Tuyaux	(m)	(mm)	(l/s)	(m/s)	(m/km)
tuyau 2	77.18	110	6.90	0.73	4.62
tuyau 3	134.10	90	6.68	1.05	11.38
tuyau 4	125.89	110	6.42	0.68	4.05
tuyau 5	166.33	110	6.12	0.64	3.72
tuyau 6	137.03	110	5.82	0.61	3.39
tuyau 7	65.18	20	0.07	0.21	4.56
tuyau 8	26.84	90	5.52	0.87	8.08
tuyau 9	111.69	90	5.38	0.85	7.72
tuyau 10	91.63	20	0.09	0.30	8.12
tuyau 11	27.59	90	5.05	0.79	6.90
tuyau 12	52.40	90	4.97	0.78	6.70
tuyau 13	40.07	50	1.35	0.69	10.96
tuyau 14	78.91	50	1.23	0.62	9.28
tuyau 15	75.15	50	1.07	0.55	7.30
tuyau 16	152.94	40	0.84	0.67	13.74
tuyau 17	61.13	32	0.45	0.55	13.13
tuyau 18	188.69	25	0.19	0.39	9.79
tuyau 19	85.90	20	0.09	0.28	7.28
tuyau 20	157.75	73	3.37	0.80	9.12
tuyau 21	92.56	20	0.09	0.30	8.27
tuyau 22	68.35	73	2.95	0.70	7.21
tuyau 23	78.81	20	0.08	0.26	6.29
tuyau 24	101.81	60	2.62	0.93	14.87
tuyau 25	242.13	60	2.27	0.80	11.52
tuyau 26	107.41	60	1.91	0.68	8.51
tuyau 27	94.92	63	1.71	0.55	5.52
tuyau 28	174.32	50	1.43	0.73	12.19
tuyau 29	68.99	50	1.18	0.60	8.72
tuyau 30	86.56	50	1.03	0.52	6.77

tuyau 31	91.60	40	0.84	0.67	13.93
tuyau 32	124.11	40	0.63	0.50	8.22
tuyau 33	136.73	32	0.36	0.45	9.05
tuyau 34	39.36	25	0.18	0.37	8.86
tuyau 35	69.40	20	0.07	0.22	5.07
tuyau 1	131	110	6.90	0.73	4.60

Tableau (IV.3) : Récapitulation des résultats pour chaque nœud de la zone Ghedir.

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	60.60	0.00	99.57	38.97
Nœud 2	65.27	0.22	99.21	33.94
Nœud 3	57.21	0.26	97.69	40.48
Nœud 4	49.02	0.30	97.18	48.16
Nœud 5	40.50	0.31	96.56	56.06
Nœud 6	39.33	0.23	96.09	56.76
Nœud 7	39.81	0.14	95.87	56.06
Nœud 8	40.84	0.07	95.79	54.95
Nœud 9	42.91	0.23	95.01	52.10
Nœud 10	43.02	0.09	94.27	51.25
Nœud 11	44.17	0.08	94.82	50.65
Nœud 12	45.65	0.25	94.47	48.82
Nœud 13	47.07	0.12	94.03	46.96
Nœud 14	50.82	0.16	93.30	42.48
Nœud 15	50.53	0.23	92.75	42.22
Nœud 16	45.61	0.31	90.65	45.04
Nœud 17	46.03	0.25	89.85	43.82
Nœud 18	50.28	0.19	88.00	37.72
Nœud 19	49.67	0.09	90.02	40.35

Nœud 20	48.84	0.32	93.03	44.19
Nœud 21	60.12	0.09	92.27	32.15
Nœud 22	47.14	0.25	92.54	45.40
Nœud 23	55.94	0.08	92.04	36.10
Nœud 24	38.62	0.35	91.03	52.41
Nœud 25	34.16	0.36	88.24	54.08
Nœud 26	32.49	0.21	87.32	54.83
Nœud 27	30.38	0.27	86.80	56.42
Nœud 28	26.83	0.25	84.67	57.84
Nœud 29	24.31	0.16	84.07	59.76
Nœud 30	23.77	0.18	83.49	59.72
Nœud 31	23.19	0.22	82.21	59.02
Nœud 32	22.48	0.27	81.19	58.71
Nœud 33	23.79	0.18	79.95	56.16
Nœud 34	25.16	0.11	79.60	54.44
Nœud 35	23.22	0.07	79.25	56.03
Réservoir R1	100.3	-6.90	100.30	0.00

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées sauf quelques conduites, les pressions aux nœuds sont aussi vérifier pour tous les nœuds.

Les sens d'écoulement et débit aux tronçons et les pressions aux nœuds du réseau de la zone étudié sont représentés dans la figure (VII.6) suivante :

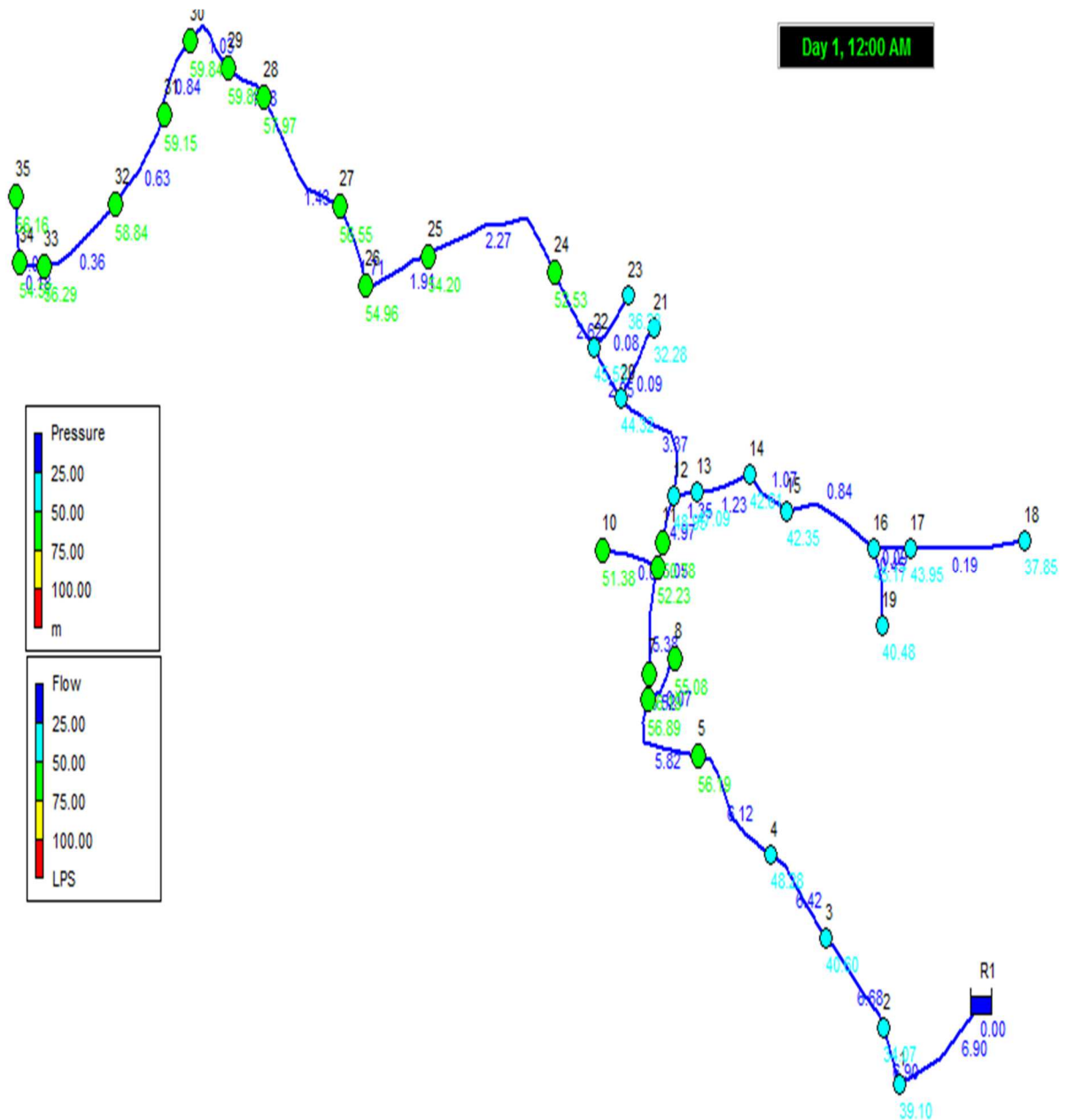


Figure (VII.6) : Sens d'écoulement et débit au niveau des tronçons et Pression au niveau des nœuds du réseau de la zone Ghedir.

La figure (VII.7) suivant donne le sens d'écoulement et les vitesses dans les conduites de distribution

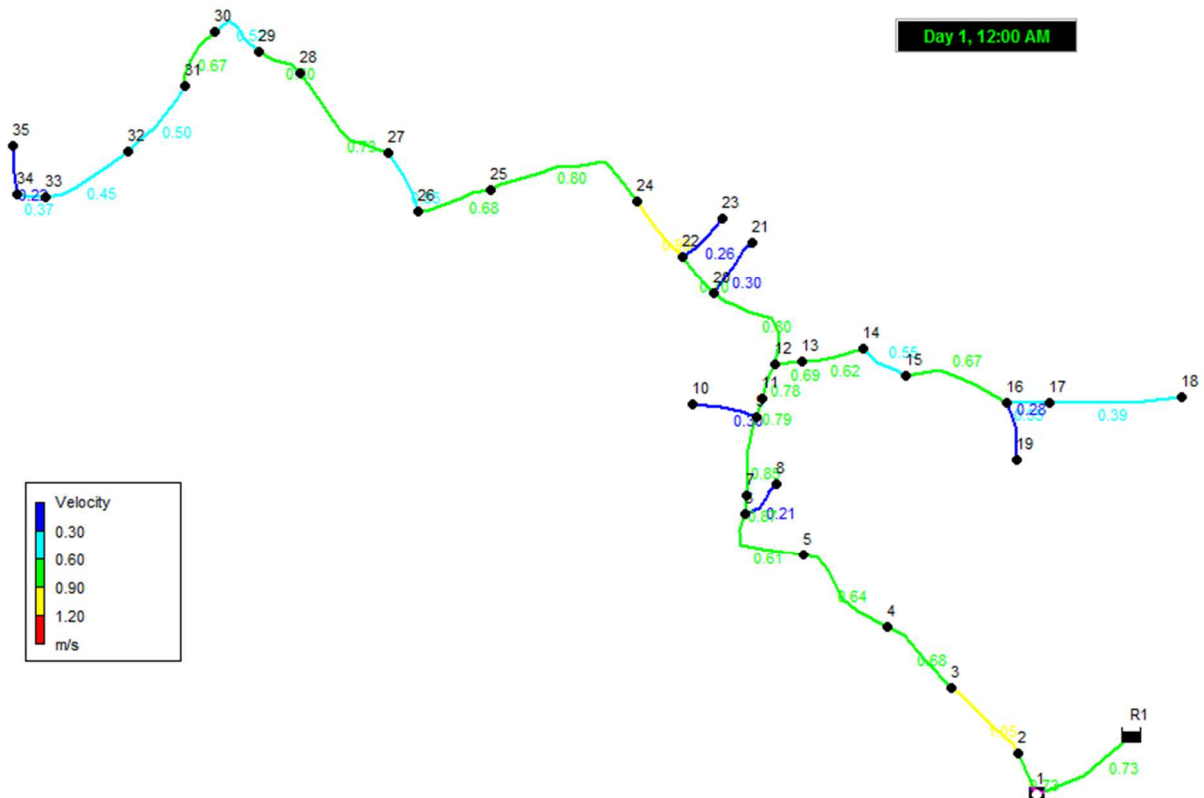


Figure (VII.7) : Sens d'écoulement et les vitesses du réseau de la zone Ghedir.

VII.10.Cas de pointe + incendie

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit d'incendie nécessaire qui est de 17 l/s donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable.

L'emplacement d'un poteau d'incendie se fait d'une manière respectant les critères suivants :

- Le débit de fonctionnement d'un poteau d'incendie doit être égal à 17 l/s pour une durée de 2 heures.
- La pression fournie au poteau d'incendie doit être supérieure à 1.5 bar.
- Le diamètre de la conduite d'alimentation du poteau d'incendies doit être supérieur à 100 (mm).

Pour ce cas, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 02

Donc le débit nodal dans N02 sera :

$$Q_{n02} = 0.21 + 17 = 17.22 \text{ (l/s)}.$$

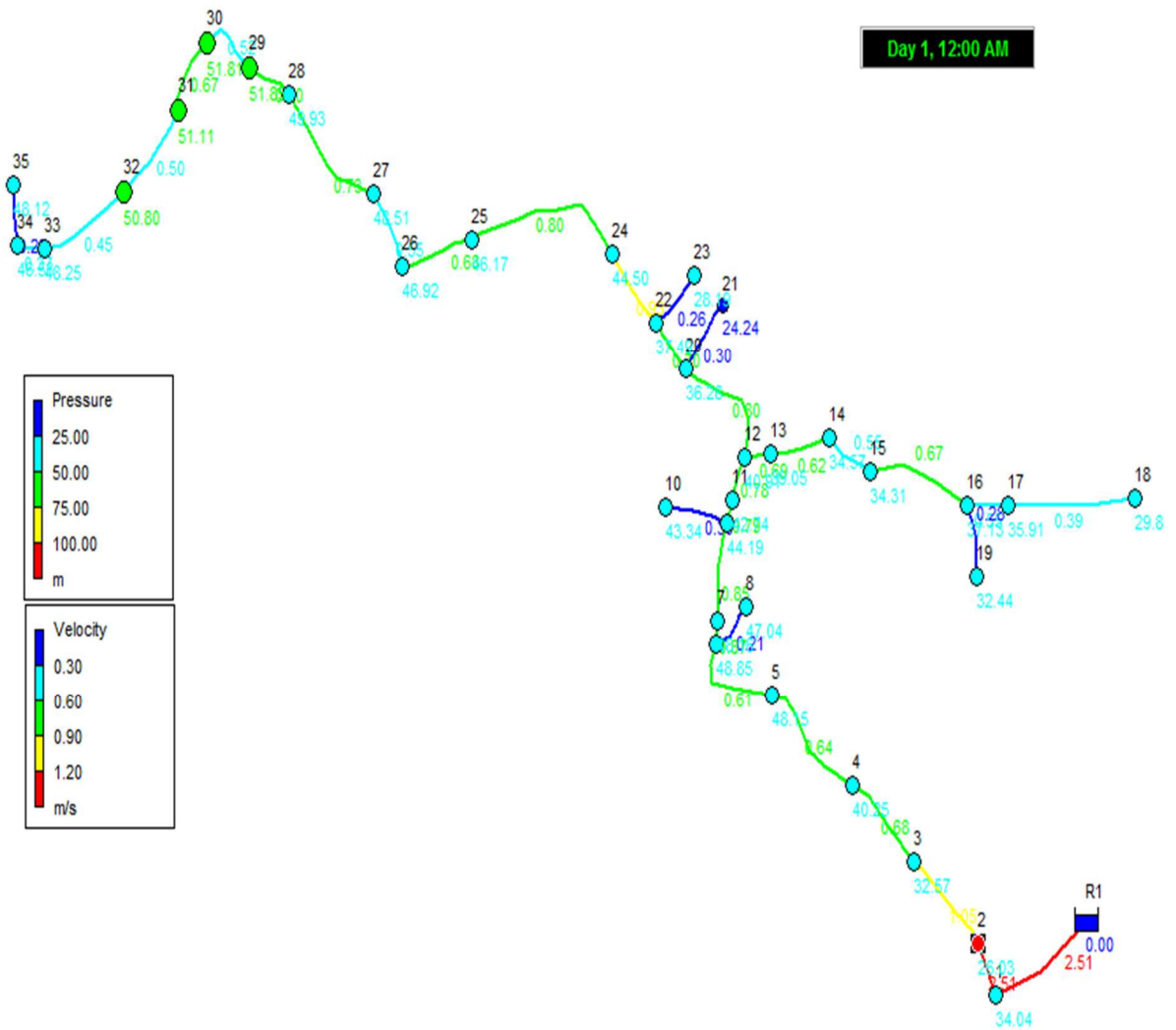


Figure (VII.8): Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 02.

VII.10.1. Interprétation des résultats (cas de pointe +incendie)

Après simulation au poteau d'incendie au nœud 02, nous avons remarqué que toutes les pressions aux nœuds sont dans les limites souhaitées, et qu'il y a des vitesses très élevées donc on va redimensionner les conduites ou la vitesse n'est pas celle voulus.

VII.10.2. Redimensionnement

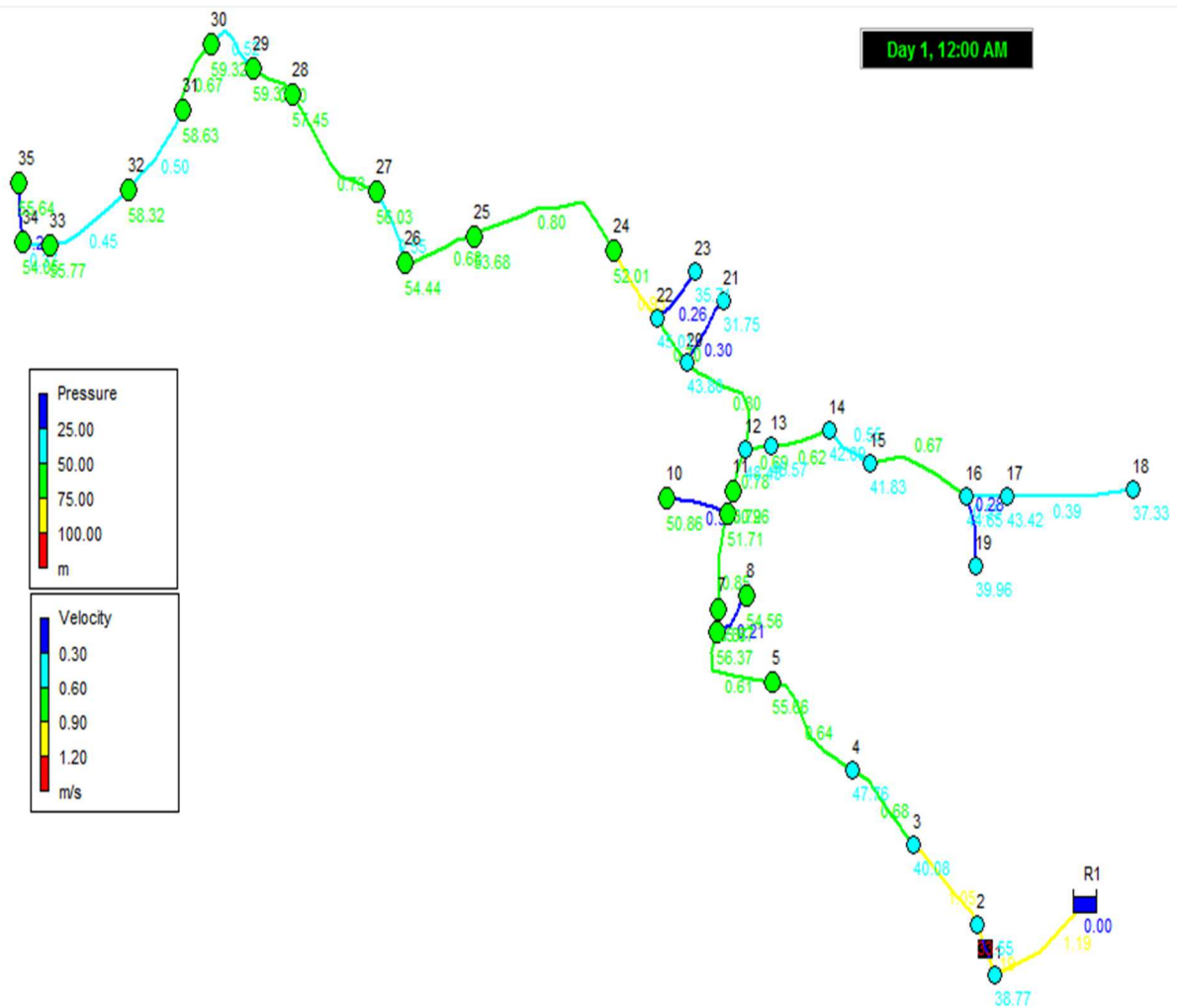


Figure (VII.9) : Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 02 après redimensionnement.

Tableau (VII.4) : Récapitulation des résultats pour chaque tronçon de la zone Ghedir après la simulation avec débit d'incendie.

Tuyaux	Longueur m	Diamètre mm	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
tuyau 2	77.18	160	1.19	7.11
tuyau 3	134.10	90	1.05	11.38
tuyau 4	125.89	110	0.68	4.05
tuyau 5	166.33	110	0.64	3.72
tuyau 6	137.03	110	0.61	3.39
tuyau 7	65.18	20	0.21	4.56
tuyau 8	26.84	90	0.87	8.08

tuyau 9	111.69	90	0.85	7.72
tuyau 10	91.63	20	0.30	8.12
tuyau 11	27.59	90	0.79	6.90
tuyau 12	52.40	90	0.78	6.70
tuyau 13	40.07	50	0.69	10.96
tuyau 14	78.91	50	0.62	9.28
tuyau 15	75.15	50	0.55	7.30
tuyau 16	152.94	40	0.67	13.74
tuyau 17	61.13	32	0.55	13.13
tuyau 18	188.69	25	0.39	9.79
tuyau 19	85.90	20	0.28	7.28
tuyau 20	157.75	73	0.80	9.12
tuyau 21	92.56	20	0.30	8.27
tuyau 22	68.35	73	0.70	7.21
tuyau 23	78.81	20	0.26	6.29
tuyau 24	101.81	60	0.93	14.87
tuyau 25	242.13	60	0.80	11.52
tuyau 26	107.41	60	0.68	8.51
tuyau 27	94.92	63	0.55	5.51
tuyau 28	174.32	50	0.73	12.19
tuyau 29	68.99	50	0.60	8.72
tuyau 30	86.56	50	0.52	6.77
tuyau 31	91.60	40	0.67	13.93
tuyau 32	124.11	40	0.50	8.22
tuyau 33	136.73	32	0.45	9.05
tuyau 34	39.36	25	0.37	8.86
tuyau 35	69.40	20	0.22	5.07
tuyau 1	131	160	1.19	7.11

Tableau (VII.5) : Récapitulation des résultats pour chaque nœud de la zone Ghedir après la simulation avec débit d'incendie.

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	60.60	0.00	99.37	38.77
Nœud 2	65.27	17.21	98.82	33.55
Nœud 3	57.21	0.26	97.29	40.08
Nœud 4	49.02	0.30	96.78	47.76
Nœud 5	40.50	0.31	96.16	55.66
Nœud 6	39.33	0.23	95.70	56.37
Nœud 7	39.81	0.14	95.48	55.67
Nœud 8	40.84	0.07	95.40	54.56
Nœud 9	42.91	0.23	94.62	51.71
Nœud 10	43.02	0.09	93.88	50.86
Nœud 11	44.17	0.08	94.43	50.26
Nœud 12	45.65	0.25	94.08	48.43
Nœud 13	47.07	0.12	93.64	46.57
Nœud 14	50.82	0.16	92.91	42.09
Nœud 15	50.53	0.23	92.36	41.83
Nœud 16	45.61	0.31	90.26	44.65
Nœud 17	46.03	0.25	89.45	43.42
Nœud 18	50.28	0.19	87.61	37.33
Nœud 19	49.67	0.09	89.63	39.96
Nœud 20	48.84	0.32	92.64	43.80
Nœud 21	60.12	0.09	91.87	31.75
Nœud 22	47.14	0.25	92.15	45.01
Nœud 23	55.94	0.08	91.65	35.71
Nœud 24	38.62	0.35	90.63	52.01
Nœud 25	34.16	0.36	87.84	53.68
Nœud 26	32.49	0.21	86.93	54.44
Nœud 27	30.38	0.27	86.41	56.03
Nœud 28	26.83	0.25	84.28	57.45
Nœud 29	24.31	0.16	83.68	59.37

Nœud 30	23.77	0.18	83.09	59.32
Nœud 31	23.19	0.22	81.82	58.63
Nœud 32	22.48	0.27	80.80	58.32
Nœud 33	23.79	0.18	79.56	55.77
Nœud 34	25.16	0.11	79.21	54.05
Nœud 35	23.22	0.07	78.86	55.64
Réservoir R1	100.3	-23.90	100.30	0.00

VII.11. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le dimensionnement du réseau de distribution de la zone Ghedir dont le réseau est de type ramifié, nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau de ces tronçons et des nœuds. La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel EPANET.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

Notre étude a englobée tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la zone Ghedir

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

L'évaluation des différents besoins en eau de la zone d'étude à l'horizon 2055 où la population atteindra 1551 habitant.

Après estimation des besoins futurs, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 260,02 m³/j soit 22.23 l/s.

Vu le nombre de la population, la consommation moyenne journalière : $Q_{\text{moy.J}} = 232,65$ m³/j Soit 64.63 l/s

La consommation maximale journalière : $Q_{\text{maxj}} = 358,82$ m³/j soit 99.67 l/s.

Le calcul nous a conduits à projeter un réservoir de 200 m³.

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, on a choisi le diamètre le plus économique D= 125 mm avec une vitesse acceptable.

La nature des conduites est en PEHD PN16.

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 allant de 20mm à 160mm.

Bibliographiques

[1] Données de région d'étude : Bureau d'Etudes en Hydraulique, APC EL KENNAR W.JIJEL.

[2] : Office National de la météorologie de Jijel (ONM) – Aéroport Ferhat Abbes.

[3] : Règlement Parasismique Algérien (RPA), version 2003.

[4] : **Amel Assous** «2009 », mémoire de fin d'étude « Alimentation en eau potable de la commune d'Oued Fragha.

[5] : **DUPONT.A**, «Hydraulique Urbaine», Tome II : Ouvrage de transport-élévation et Distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 484 pages, 1979.

[6] : **DJADOUNE, S.GUIRI,O.** : « Etude de renforcement de la chaine d'adduction de la commune de Béni Douala et ses environs (WILAYA DE TIZI OUZOU) à partir du barrage TASKABET ».Mémoire de fin d'étude université de Bejaia, 2015.

[7] : **AYDALI.W, TIGHZER.L.**, Etude en alimentation potable de la commune de BOUDJLIL. Mémoire fin d'étude de master 2, université de Béjaia, 2016.

[8] : **ALILECHE.D, DERRAR, N**, Etude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'AIT BOUADDOU, Mémoire fin d'étude Master2, Université de Béjaia, 2016.

[9] **DUPONT, A.** :« Hydraulique urbaine ».Tome II : ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris, 1979.

[10] **AOUMER, C.et BITOUT, F.**, Etude d'alimentation en eau potable de la cité GOUTALI ville d'EL EULMA W.SETIF à partir du champ de captage DHAMCHA, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2013.

[11] **FOUGHALIA, I et KAHLA, M.**, Etude de réseau d'AEP des villages AIN EL BAIDA, HERICHE, SEDARI et SEBIKIA, W.MILA, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2015.

[12] : **BOUMERIDJA. M, DJEDAOUN. F**, Etude d'alimentation en eau potable des villages Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait khetal, commune de Beni Mauche, Wilaya de Bejaia, Promotion 2010.

[13] : J. Bonnin « 1977 » : hydraulique urbaine.

[14] : A. Dupont « 1974 » : hydraulique urbaine commune d'Oued Fragha.

[15] Hydraulique urbaine tome II, page 239 par A. Dupont.

[16] **BENRADOUANE.N, BEZAID.Y**, mémoire de fin d'étude. Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un réseau d'assainissement des eaux usés de la région d'ALI MESBAH commune d'EL HAROUCH (W.SKIKDA), master université Abderrahmane Mira, Algérie 72 page juin 2015.

Les annexes

Les annexes

ANNEXE 01: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	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	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.4	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.4	6
20-21	4.5	4	4.5	4.4	6
21-22	3	3	4.8	3.8	3
22-23	2	2	4.6	3.8	2
23-24	1	1.5	4.3	3.8	1

ANNEXE 02 : prix tubes PEHD eau PN16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2,0	40,74
25	2,3	59,87
32	3,0	99,14
40	3,7	153,50
50	4,6	238,07
63	5,8	376,64
75	6,8	529,43
90	8,2	691,61
110	10,0	1026,15
125	11,4	1316,19
160	14,6	2151,15
200	18,2	3378,11
250	22,7	5226,50
315	28,6	8026,99
400	36,3	12966,67
500	45,4	19569,51
630	57,2	31072,20

ANNEXE 03 : les caractéristiques de la pompe



SÉLECTION INDICATIVE; contacter nos services commerciaux pour un projet complet.

P6C/3/20/16D

Caractéristiques requises	
Débit	5 l/s
Hauteur de refoulement	125 m
Fluide	Eau potable
Température	200 K
Type d'installation	Pompe seule
Nb. de pompes	1

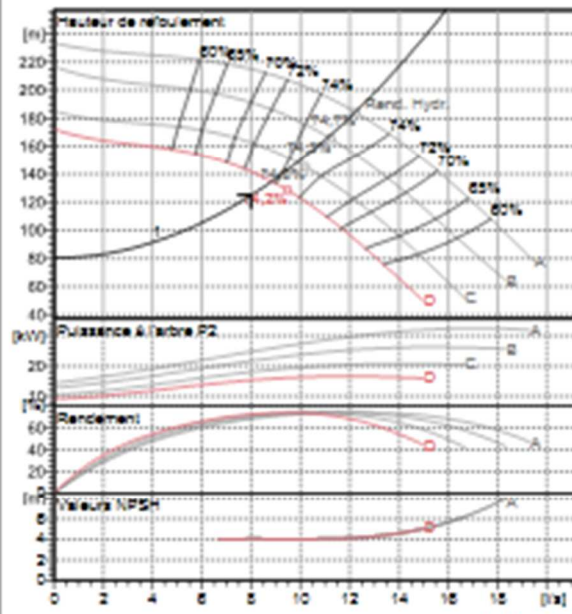
Caractéristiques de la pompe	
Débit	5,54 l/s
Hauteur de refoulement	125 m
Puissance absorbée	15,5 kW
Rendement	73,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	173 m
DNf. de refoulement	50 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3-
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h. max.	20
Température max. du liquide pompé	212 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	995 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s

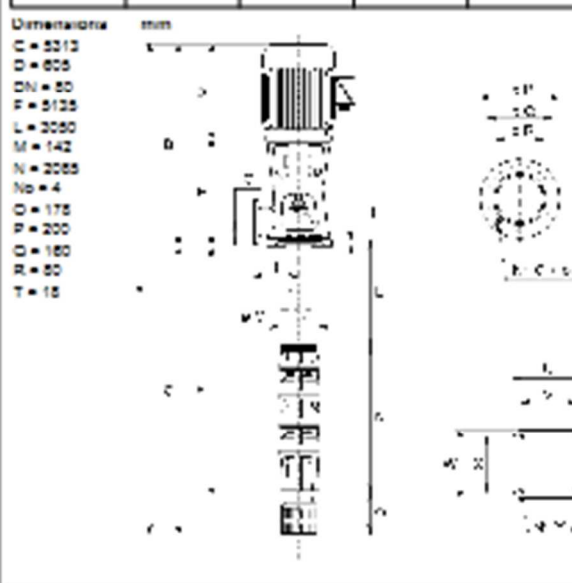
Caractéristiques générales	
Poids	Sur dem. kg

Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'échappement	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Peller	Cesulchouc
LIGNE D'ARRIÈRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier chromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Cesulchouc
GRUPPE COMANDE	
Box	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépène	Acier galvanisé



Caractéristiques de fonctionnement UNISO 2545/C

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



Notes:			
Date	Page	Crite n°	Pos. N°
14.07.2021	1		

Résumé

Dans ce mémoire de fin de cycle, nous avons traité le projet d'alimentation en eau potable de la zone Ghedir (Commune D'El-Kennar), à partir de forage DJIMAR.

L'étude a été menée sur 6 étapes principales: la présentation du site et l'estimation des besoins, le dimensionnement des réservoirs de stockage, l'adduction, le choix des pompes, le dimensionnement du réseau de distribution et enfin la protection des canalisations.

Mots clés : pompage, adduction, coup de bélier, distribution

Abstract

In this work, we have to address the drinking water supply system for the region of GHEDIR, KENNAR Municipality, and so out of located DJIMAR.

The study was conducted on six main stages: the presentation of the site and the estimation of needs, sizing storage tanks and supply, the selection of pumps and sizing of the distribution network and finally the protection of pipelines.

Keywords: pumping, adduction, water hammer, distribution.

ملخص

خلال مذكرة التخرج هذه، قمنا بدراسة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمنطقة لغدير (بلدية القنار)، إنطلاقاً من بئري جيمار.

الدراسة تمت على ستة مراحل : استعراض الموقع و تقدير الاحتياجات ، حساب صهاريج التخزين، قنوات الإيراد، إختيار المضخات الملائمة ، حساب شبكة التوزيع و أخيراً حماية القنوات.

الكلمات المفتاحية: الضخ، التزويد، المطرقة المائية، التوزيع.