

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



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r BOULAMRI Mohamed Lamine

M^r BEN NARA Ahmed

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**AEP DE LA LOCALITE TILIOUINE, COMMUNE DE
LAKHDARIA, WILAYA DE BOUIRA**

Soutenu le **28/09/2022** devant le jury composé de :

- Présidente : M^{me} BOUNAB
- Examineur : M^r HAMMOUCHE Abderrahmane
- Promoteur : M^r HAMCHAOUI Samir

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciement

Nous remercions ALLAH le tout-puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

Nous voudrions tout d'abord adresser toute notre reconnaissance au maître de ce mémoire, Monsieur HAMCHAOUI Samir, pour son accueil, le temps passé ensemble et le partage de ses connaissances. Il fut d'une aide très précieuse dans les moments les plus délicats.

Nos remerciements sont destinés aussi aux membres du jury M^r HAMMOUCHE Abderrahmane ainsi que M^{eme} BOUNAB de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.

Nous désirons aussi remercier les professeurs et le cadre administratif d'Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

Dédicace :

*Je dédie ce travail en signe de respect,
reconnaissance et de remerciement à mes
chers parents BULAMRI.M et GUENNOUN.N
et mes sœurs pour leur amour, leur soutien
inconditionnel et leurs prières tout au long de
mes études.*

*À mon binôme Ahmed et mes chers amis, pour
leurs appuis et leurs encouragements.*

*Afin de n'oublier personne, mes vifs
remerciements s'adressent à tous ceux qui
m'ont aidée à la réalisation de ce modeste
mémoire.*

Mohamed Lamine

Dédicace :

*Je dédie ce travail en signe de respect,
reconnaissance et de remerciement à mes chers
parents BEN NARA.B et NARA.M a mon grand
père et ma grande mère et mon frère Massoud et
mes sœurs Fatna et Massouda pour leur amour,
leur soutien inconditionnel et leurs prières tout au
long de mes études.*

*À mon binôme Mohamed lamine et mes chers amis
Rabeh Soheib Mabrouk Abdellah Abderahman
Mahdi Djafaar et. Ahlam. mohamed Mohand Aziz,
pour leurs appuis et leurs encouragements.*

*Afin de n'oublier personne, mes vifs remerciements
s'adressent à tous ceux qui m'ont aidée à la
réalisation de ce modeste mémoire.*

Ahmed

SOMMAIRE

Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de site d'étude	
I-INTRODUCTION	2
I.1- SITUATION GEOGRAPHIQUE	2
I.1.1-Wilaya de BOUIRA	2
I.1.2-Commune de Lakhdaria	4
I.1.2.1-Situation climatique	4
I.1.2.2 La géomorphologie.....	5
I.1.2.3. Topographique	6
I.1.2.4- Hydrographie	6
I.1.2.5. Zone de travaille Tiliouine	7
I.1.2.6. Présentation hydraulique	7
CONCLUSION.....	8
Chapitre II : Estimation des besoins En eau	
II.1. INTRODUCTION.....	9
II.2. ESTIMATION DES BESOINS EN EA..	9
II.2.1 Estimation des besoins futurs.....	9
II.2.2. Estimation des besoins domestique	9
II.2.3 L'évaluation de la consommation moyenne journalière	10
II.3.1. CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE DES EQUIPEMENT	10
II.3.2 Les besoins scolaires	11
II.3.3 Les besoins socioculturels	11
II.3.3.4 Besoin administratif	11
II.3.3.5 Les besoins sanitaires	12
II.3.3.6 Besoin commerciaux	12
II.3.4 CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE TOTALE	12
II.4 MAJORATION DE LA CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE:	13
II.5 VARIATION DE CONSOMATION JOURNALIERE :	14
II.5.1. Consommation maximale journalière (Qmax, j) :	14

II.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min, j}$) :	15
II.6 VARIATION DE LA CONSOMATION HORAIRE :	15
II.6.1. Débit major horaire :	17
II.6.2. Détermination du débit maximum horaire :	17
II.6.3. Détermination du débit minimum horaire :	18
II.7. EVALUTION DE LA CONSOMATION HORAIRE EN FONCTION D'HABITANTS :	18
.....	18
CONCLUSION :	20

Chapitre III : Réservoirs

III.1 INTRODUCTION :	21
III.2 UTILITE DES RESRVOIR :	21
III.2.1. Fonctions techniques :	21
III.2.2 Fonctions économiques :	21
III.3 L'EMPLACEMENT DES RESRVOIR :	21
III.4. CLASSIFICATION DES RESRVOIRS :	22
III.4.1. Selon la nature des matériaux de construction :	22
III.4.2. Selon la situation des lieux :	22
III.4.3. Selon la forme géométrique :	23
III.4.4 Selon l'usage :	23
III.4.5 Selon la situation par rapport à la distribution :	23
III.5 LES FACTEURS INTERVENANTS SANS LE CHOIX DE TYPE DE RESRVOIR :	23
.....	23
III.6. EQUIPEMENT DU RESRVOIR :	23
III.6.1. Conduite d'arrivée :	23
III.6.2. Conduite de départ ou de distribution :	24
III.6.3. Conduite de vidange :	24
III.6.4. Conduite de trop-plein	24
III.6.5. Système de matérialisation d'incendie :	25
III.6.6. Conduite by-pass :	25
III.7 CAPACITE DU RESRVOIR :	26
III.7.1. Méthode graphique :	26
III.7.2. Méthode analytique :	26
III.7.2.1. Détermination de la valeur de P_{max} :	26
III.7.3. Le volume total du réservoir :	27

III.7.4. Dimensionnement du réservoir projeté :	27
CONCLUSION :	30

Chapitre IV : Adduction

IV.1. INTRODUCTION :	31
IV.2. LES TYPES D'ADDUCTION :	31
IV.2.1. Adduction gravitaire :	31
IV.2.2. Adduction par refoulement :	31
IV.3. CHOIX DU TRACE :	31
IV.3.1. Choix du type des conduites :	32
IV.4. DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES :	33
IV.4.1. Calcul du diamètre économique :	33
IV.4.2. Calcul de la vitesse :	34
IV.4.3. Calcul des pertes de charge :	34
IV.4.3.1. Pertes de charge singulières (ΔH_s) :	34
IV.4.4.2. Pertes de charge linéaires (ΔH_L) :	34
IV.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt) :	36
IV.4.4.1-Puissance absorbée par la pompe :	37
IV.4.4.2-Energie consommée par la pompe :	37
IV.4.4.3-frais d'exploitation :	37
IV.4.4.4-Frais d'amortissement :	37
IV.4.5-Calcul du bilan :	38
IV.4.6-Prix des conduites :	38
IV.5. ORGANES ET ACCESSOIRES DE L'ADDUCTION :	39
IV.5.1. Organes de sectionnement :	39
IV.5.1.1 Robinet vanne à opercule :	39
IV.5.1.2 Robinet vanne papillon :	39
IV.5.2. Organes de protection :	40
IV.5.2.1 Ventouse :	40
IV.5.2.2 Clapet anti retour :	40
IV.5.2.3 Vanne de vidange :	41
IV.5.2.4 Crépines :	41
IV.5.3 Organes de régulation :	41
IV.5.3.1 Vanne de régulation du débit :	41

IV.5.3.2 Vanne de régulation de la pression amont :	42
IV.5.3.3 Vanne de régulation de la pression aval :	42
IV.5.4 Organes de branchement :	42
IV.5.4.1 Coudes :	42
IV.5.4.2 Tés :	42
IV.5.4.3 Cônes :	42
IV.6. DIMENSIONNEMENT DE DIAMETRE D'ADDUCTION :	43
IV.6.1. CALCUL DE DIAMETRE ECONOMIQUE :	43
IV.6.2. CALCUL DE LA HMT :	43
IV.6.3. Calcul des frais d'exploitation :	44
IV.6.4. Calcul des frais d'amortissement :	45
IV.6.4. Bilan global des frais du tronçon d'adduction :	45
CONCLUSION :	47

Chapitre V : Pompes

V.1. INTRODUCTION :	48
V.2. CHOIX DES POMPES :	48
V.3. DEFINITION D'UNE POMPE IMMERGEE :	48
V.3.1. Type de pompe Immergée :	48
V.3.1.1 Une pompe immergée plane :	48
V.3.1.2. Une pompe immergée à haute pression :	48
V.4. LES COURBES CARACTERISTIQUE D'UNE POMPE :	49
V.4.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ » :	49
V.4.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ » :	49
V.4.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ » :	49
V.4.4. La courbe de la charge nette d'aspiration requise – débit :	49
V.4.5. Couplage d'une pompe à un réseau :	49
V.4.6. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :	49
V.4.6.1. Première variante : Réduction où augmentation du temps de pompage :	49
V.4.6.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage) :	50
V.4.6.3. Troisième variante : Rognage de la roue :	51
V.4.6.4. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation :	51
V.5. COUPLAGE DES POMPES :	51
V.5.1. Couplage en parallèle :	51
V.5.2. Couplage en série :	52

V.6. ETUDE DE PHENOMENE DE CAVITATION :	52
V.7.CHOIX DU TYPE DES POMPES :	53
V.7.1. Forage 1 :	53
V.7.1.1. Caractéristiques de la conduite :	53
V.7.1.2. Caractéristique de la pompe :	53
V.7.1.3. MODIFICATION DU TEMPS DE POMPAGE :	54
V.7.2. Forage 2 :	55
V.7.2.1. Caractéristiques de la conduite :	55
V.7.2. 2.Caractéristique de la pompe :	55
V.7.2.3. MODIFICATION DU TEMPS DE POMPAGE :	55
V.7.3. Forage 3 :	57
V.7.3.1. Caractéristiques de la conduite :	57
V.7.3. 2.Caractéristique de la pompe :	57
V.7.3.3. MODIFICATION DU TEMPS DE POMPAGE :	57
CONCLUSION :	59

Chapitre VI : Coup de bélier

VI.1. INTRODUCTION :	60
VII.2. DEFINITION DE COUP DE BELIER :	60
VI.3. CAUSES DUCOUP DE BELIER :	60
VI.4. LES RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER :	60
VI.4.1. CAS DE SURPRESSION :	61
VI.4.2. CAS DE DEPRESSION :	61
VI.4.3 FATIGUE DE LA CANALISATION :	61
VII.5. LA CELERITE D'ONDE :	61
VI.6. VALEUR NUMERIQUE DU COUP DE BELEIR :	62
VI.6.1. CAS DE LA FERMETURE BRUSQUE :	62
VI.6.2. CAS DE FERMETURE LENTE :	62
VI.7. MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER :	63
VI.7.1. LE ROLE DES MOYENS DE PROTECTION :	63
VI.7.2. LES MOYENS LES PLUS UTILISES :	63
VI.7.2.1. Les volants d'inertie :	63
VI.7.2.2. Les soupapes de décharge :	63
VI.7.2. 3. Les cheminées d'équilibre :	63
VI.7.2.4. Les ventouses (Les reniflards) :	63

VI.7.2.4. Les réservoirs d'air :	64
VI.8. CACLUL HYDRAULIQUE DE COUP DE BELIER :	65
VI.8.1 FORAGE 1 :	65
VI.8.1.1.Coup de bélier :	66
VI.8.2. FORAGE 2 :	66
VI.8.2 Coup de bélier :	67
VI.8.3. FORAGE 3 :	67
VI.8.3.1 Coup de bélier :	68
CONCLUSION :	68

Chapitre VII : Distribution

VII.1. INTRODUCTION :	69
VII.2. CLASSIFICATION DES RESEAUX DE DISTRIBUTION :	69
VII.2.1 Réseau ramifié :	69
VII.2.2 Réseau maillé :	70
VII.2.3 Réseau mixte :	70
VII.3. CONCEPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION :	70
VII.3.1 Choix du tracé :	71
VII.4. CHOIX DE TYPE DES CONDUITES :	71
VII.5. PARAMETRES DES RESEAUX :	71
VII.5.1. Débits :	71
VII.5.2. Choix des diamètres :	71
VII.5.3. La vitesse :	71
VII.5.4. Pression de service :	72
VII.6. EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION (APPAREILS ET ACCESSOIRES) :	72
VII.6.1. Les canalisations :	72
VII.6.2. Robinets vannes :	72
VII.6.3. Bouches ou poteau d'incendie :	72
VII.6.4. Clapets antiretours :	72
VII.6.5. Ventouses :	72
VII.6.6. Régulateurs de pression :	73
VII.6.7. Robinets de vidange (Décharge) :	73
VII.6.8. Pièces spéciales de raccord :	73
VII.6.8.1. Les Tés :	73

VII.6.8.2. Les coudes :.....	73
VII.6.8.3. Les cônes de réduction :	73
VII.7. DESCRIPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION :.....	73
VII.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :	74
VII.6.1. Débit de pointe :.....	74
VII.6.2. Débit spécifique :	74
VII.6.3. Débit en route :.....	74
VII.6.4. Débit en nœud :.....	75
VII.9 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU :.....	75
VII.9.1. Calcul des différents débits :.....	75
VII.9.1.1 Débit spécifique :.....	75
VII.9.2.2 Débit en route :.....	75
VII.9.3.3 Débit au nœud :.....	75
VII.10. CONFIGURATION ET SIMULATION DE RESEAU HYDRAULIQUE :.....	78
VII.10.1. PRESENTATION DU LOGICIEL EPANET :	78
VII.10.2. Utilisation d'EPANET :.....	78
VII.10.3. Modélisation du réseau :	78
VII.10.4. Simulation du réseau :.....	79
CONCLUSION :.....	83
CONCLUSION GENERAL :.....	84

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de BOUIRA.....	2
Figure I.2 : Limites géographiques de BOUIRA.....	3
Figure I.3 : Localisation du site.....	7
Figure III.1 : Coupe transversale d'un réservoir de stockage d'un type semi-enterré.....	22
Figure III.2 : Adduction avec chute libre.....	24
Figure III.3 : Conduite de distribution.....	24
Figure III.4 : Trop plein et vidange	25
Figure III.5 : By-pass d'un réservoir.....	25
Figure IV.1 : Adduction gravitaire.....	31
Figure IV.2: Adduction par refoulement.....	31
Figure IV.3 : tracé des conduites d'adduction des forages vers réservoir.....	33
Figure IV.4 : Robinet vanne à opercule.....	39
Figure IV.5. : Robinet vanne papillon.....	39
Figure IV.6 : Ventouse automatique.....	40
Figure IV.7 : Clapet.....	40
Figure IV.8: Crépine.....	41
Figure IV.9. : Vanne de régulation du débit	42
Figure IV.10. : Vanne de régulation de la pression.....	42
Figure IV.11. : coudes, Tés, Cônes.....	43
Figure V.1: courbe caractéristique de la pompe (F1).....	51
Figure V.2 : courbe caractéristique de la pompe (F2).....	53
Figure V.3 : courbe caractéristique de la pompe (F3).....	55
Figure VI.1 : Schéma de ventouse à trois fonctions.....	62
Figure VI.2 : Schéma d'un réservoir d'air.....	62
Figure VII.1 : Schéma d'un réseau ramifié.....	67
Figure VII.2 : Schéma d'un réseau maillé.....	68
Figure VII.3 : Schéma descriptif de la distribution de la localité de Tiliouine.....	71
Figure VII.4 : Etat des arcs (conduites) du réseau.....	80
Figure VII.5 : Etat des nœuds du réseau.....	80

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Moyennes mensuelles des températures période 1986-2010.....	4
Tableau I.2: les précipitations période 1986-2010.....	5
Tableau I.3: classification des pentes	6
Tableau II.1. Évaluation de la population actuelle et future.....	9
Tableau II.2. Besoin en eau domestique actuels et futurs.....	10
Tableau II.3. Besoin en eau scolaires actuels et futurs.....	11
Tableau II. 4 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	11
Tableau II.5 : Estimation des besoins administratif.....	12
Tableau II.06 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	12
Tableau II.7 : Estimation des besoins commerciaux.....	12
Tableau II.8 : Consommation moyenne journalière totale.....	13
Tableau II.9 majoration de la consommation moyen journalier actuelle et future.....	13
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{maj j}$; $Q_{max j}$...	15
Tableau II.11 : β max en fonction du nombre d’habitants.....	16
Tableau II.12 : β min en fonction du nombre d’habitants.....	17
Tableau II.13: Tableau récapitulatif des consommations horaires $Q_{min h}$; $Q_{maj h}$; $Q_{max h}$.	18
Tableau II.14 : Variation des débits horaires.....	19
Tableau II.15: billon des ressources pour l’horizon (m ³ /h).....	20
Tableau III.1 : Dimensionnement du réservoir.....	28
Tableau III.2 : Tableau donnant la capacité finale du réservoir.....	28
Tableau IV.1 : prix de revient des conduits	38
Tableau IV.2 : calcul de la HMT du tronçon forage 1 réservoir.....	43
Tableau IV.3 : calcul de la HMT du tronçon forage 2 réservoir.....	44
Tableau IV.4 : calcul de la HMT du tronçon forage 3 réservoir.....	44
Tableau IV.5 : frais d’exploitation des tronçons des 3 forages réservoir.....	44
Tableau IV.6 : calcule des frais d’amortissement des tronçons.....	45
Tableau IV.7 : calcule des frais des tronçons d’adduction.....	45
Tableau IV.8 : Récapitulatif des résultats obtenus.....	45
Tableau V.1 : Caractéristiques de la pompe du forage N°01.....	53
Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe du forage N°02.....	55

Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe du forage N°03.....	57
Tableau V.4 : tableau des frais d'exploitation.....	59
Tableau VI.1 : Tableau des caractéristiques de la conduite d'adduction.....	65
Tableau VI.2 : Tableau des caractéristiques de la conduite d'adduction (F1 R)	66
Tableau VI.3 : Tableau des caractéristiques de la conduite d'adduction.....	67
Tableau VII.1 : Tableau des débits au nœud.....	76
Tableau VII.2 : Tableau des vitesses et des pertes de charges.....	80
Tableau VII.3 : Tableau des pressions et des charges au niveau des nœuds.....	81

Liste des symboles

N° : numéro.

mm : millimètre.

Nbr : nombre

°C : degré Celsius.

Max : maximum.

Min : minimum

RPA : Règlement Parasismique Algérien.

P : population future.

P0 : Population actuel.

T : taux de croissance.

n : nombre des années.

L/j/hab : litre par jour par habitant.

hab : habitant.

Qmoy j : Débit moyenne journalier.

D : dotation moyenne journalier.

Nc : Nombre des consommateurs.

Be : Besoin en eau.

NO : Nombre d'occupants de l'équipement.

l/j/élève : litre par jour par élève.

m³/j : mètre cube par jour.

l/j/eff : litre par jour par effectif.

l/j/établissement : litre par jour par établissement.

l/j : litre par jour.

% : pour cent.

Qmoy j maj : Débit moyenne journalier majoré.

Kf : Coefficient de majoration.

l/s : litre par seconde.

Kmaxj : Coefficient d'irrégularité maximal.

Kminj : Coefficient d'irrégularité minimal.

Kmaxh : Coefficient d'irrégularité horaire maximal.

Kminh : Coefficient d'irrégularité horaire maximal.

amax : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements l'agglomération.

βmax : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

amin : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

βmin : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

P % : pourcentage du régime de consommation horaire.

Qh : Débit horaire (m³/h).

m³/h : mètre cube par heure.

VR : Volume de réservoir.

ΔV_{max} : Surplus en (m^3).

ΔV_{min} : Déficit en (m^3).

ΔV_{inc} : Réserve d'incendie.

$P\%$: Pourcentage de volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

R^+ : Valeur maximale dans le réservoir (%).

R^- : Valeur minimale dans le réservoir (%).

Vt : Volume total de réservoir.

VU : Volume utile de réservoir.

PEHD : polyéthylène haute densité.

ΔHL : pertes de charge linière.

ΔHS : pertes de charge singulière.

ΔHT : pertes de charge totale.

λ : coefficient des pertes de charge.

L : longueur de la conduite.

K : coefficient de rugosité.

Re : nombre de Reynolds.

ν : viscosité cinématique du liquide.

HMT : hauteur manométrique totale.

Hg : hauteur géométrique.

Pa : Puissance absorbé de la pompe.

η : rendement de la pompe.

E : énergie consommée par la pompe.

.t: nombre d'heure de pompage.

F_{exp} : Frais d'exploitation.

F_{amor} : Frais d'amortissement.

.e : prix unitaire d'un KWh.

P_u : Prix unitaire de la conduite.

.i : taux d'anuité.

D_{ext} : Diamètre extérieur.

D_{int} : Diamètre intérieur.

PN : pression nominale.

H_a : La hauteur géométrique d'aspiration.

H_r : La hauteur géométrique de refoulement.

J_r : Les pertes de charge au refoulement.

J_a : Les pertes de charge à l'aspiration.

Pa : Pascal.

KW : Kilo watt.

H_c : Charge totale en fonction du débit en (m).

TF : Temps d'aller et retour de l'onde.

a : La célérité d'onde (m/s)

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau, source de la vie et de développement, Cela est prouvé par les activités de tous les jours, qui nous montrent que sans eau la vie est pratiquement impossible. Il n'y pas de vie humaine digne sans accès à l'eau de qualité en quantité suffisante.

De ce point, l'eau prend une autre importance plus que les besoins de l'être humain et devient de plus en plus une richesse menacée à cause de la mauvaise gestion de cette dernière. Nous nous intéressons spécifiquement à l'alimentation en eau potable dont les besoins de la population s'accroissent quantitativement d'un jour à l'autre suite au développement socio-économique de la vie.

En se basant sur ces considérations, l'objectif du présent mémoire est l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la localité de Tiliouine commune de Lakhdaria, Wilaya de BOUIRA. A cet effet, on vise à élaborer une étude détaillée du réseau où les grands axes seront la chaîne d'adduction et la distribution ; pour cela, le plan de travail s'articule autour des points suivants.

Un premier chapitre, qui sera consacré à la présentation globale du site d'étude et un deuxième chapitre pour l'estimation des besoins en eau, de la population de notre région d'étude qui nous a permis de déterminer les capacités des réservoirs de stockage que nous allons traiter dans le troisième chapitre. Ensuite, dans le quatrième chapitre nous allons étudier la partie adduction de projet et le cinquième chapitre est pour le choix de la pompe et un sixième chapitre pour le phénomène de coup de bélier. Vient par la suite le septième chapitre, dans lequel nous avons fait le dimensionnement du réseau de distribution de notre localité, A la fin, on terminera par une conclusion générale ainsi qu'une bibliographie.

Chapitre I :

Présentation du site d'étude

I-INTRODUCTION

L'objectif de notre étude et le transport, le stockage et la distribution d'eau potable destiné à la localité de Tiliouine commune de Lakhdaria wilaya de BOUIRA.

Ce chapitre fera l'objet d'une présentation de la wilaya de BOUIRA, et la commune de lakhdaria des points de vue climatique, géomorphologique, hydrographique, topographique et hydraulique.

II.1. Situation Géographique

II.1.1. Wilaya de BOUIRA

La wilaya de BOUIRA est située dans la partie nord du pays, au sud-est de la capitale.

« Région de Kabylie », elle est bordée par les chaînes montagneuses du Djurdjura et des Bibans.

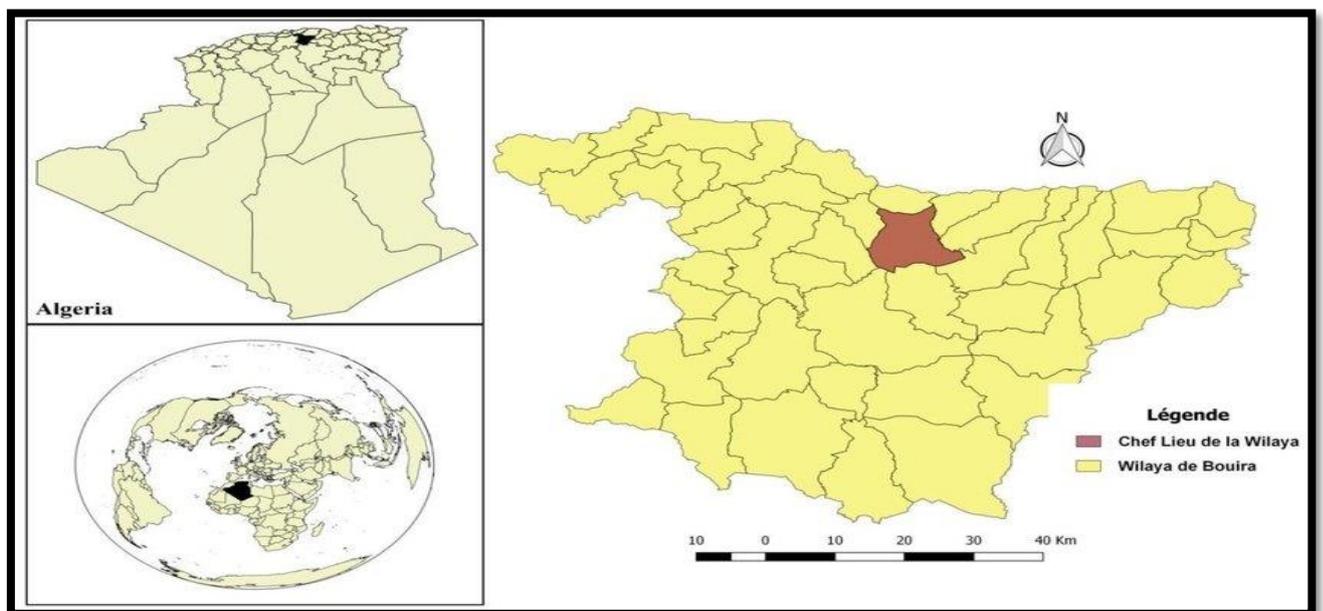


Figure (I.1) : Situation géographique de la wilaya de BOUIRA.

La wilaya de BOUIRA s'étend sur une superficie de 4454 Km², représentant 0,19% du territoire national et qui appartient au bassin hydrographique ALGEROIS, elle est délimitée :[1]

- Au nord par les deux wilayas de BOUMERDES et de TIZI OUZOU ;
- À l'est par les deux wilayas de BEJAÏA et de BORDJ BOU ARRERIDJ ;
- Au sud par la wilaya de M'SILA ;

À l'ouest par les deux wilayas de BLIDA et de MEDEA.

La grande chaîne du Djurdjura d'une part, et les montagnes de Dirah d'autre part, encadrent la wilaya qui s'ouvre de l'ouest vers l'est sur la vallée de la Soummam. Le territoire de la wilaya de BOUIRA est caractérisé par quatre (04) grands espaces géographiques :

- La terminaison orientale de l'atlas Blidéen,
- Le versant sud du Djurdjura,
- La chaîne des Bibans et les hauts reliefs du sud,
- La dépression sud Bibanique.



Figure (I.2) : Limites géographiques de BOUIRA.

II.1.2. Commune de Lakhdaria

Dans son contexte régional, la commune Lakhdaria se situe à l'ouest du chef-lieu de wilaya, son chef-lieu de commune se positionne au Sud de la commune, et constitue le point de convergence de la plupart des localités à travers le territoire communal. Ce dernier couvre une superficie de 9178 Ha avec une population de 59009 habitant selon le RGPH 2008.

La commune se trouve limitée comme suit :

- **Au Nord** : Par la wilaya de BOUMERDES.
- **Au Sud** : Par la commune de Kadiria.
- **A l'Est** : Par les communes de Kadiria et Maala.
- **A l'Ouest** : Par la commune de Bouderbala.

II.1.2.1. Situation climatique

Le climat est de type méditerranéen humide, à tendance continentale, le relief caractéristique lui confère des extrêmes pendant les deux saisons d'hiver et été, les hivers sont très rigoureux et rudes alors que les étés sont secs, chauds et étouffants.

Les vents maritimes n'accèdent pas jusqu'à à la cuvette, ne pouvant ainsi jouer le rôle de régulateur de température.

A. Les températures

Tableau des Moyennes mensuelles des températures de la Commune de Lakhdaria, période 1986-2010

Tableau (I-1) : Moyennes mensuelles des températures période 1986-2010

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
T _{min} (°C)	1.8	5.3	5.9	8.2	11.2	15	17.3	18	15.7	12	7.9	5.7
T _{max} (°C)	13.2	14.9	18.1	20.3	25.3	31.9	35.2	35	29.6	25.1	17.7	14.1
T _{moy} (°C)	7.5	10.1	12	14.2	18.2	23.4	26.2	26.5	22.6	18.55	12.8	9.9

- **T_{moy}** : Température moyenne en °C.
- **T_{max}** : Température maximale moyenne en °C.
- **T_{min}** : Température minimale moyenne en °C.

B. Les précipitations

Tableau des précipitations de la Commune de Lakhdaria, période 1986-2010 :

Tableau (I-2): les précipitations période 1986-2010

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Août
P _{max} (mm)	30	37	85	125	130	80	65	51	34	14	1	1
P _{min} (mm)	4	6	10	10	10	9	10	8	6	3	1	1

➤ P_{max} : précipitations maximales moyenne en (mm).

➤ P_{min} : précipitations minimales moyenne en (mm).

II.1.2.2. La géomorphologie

Le territoire communal est constitué de trois principales formations distinctes l'une de l'autre :

A) Des ensembles montagneux au Nord et au Sud dont l'altitude varie entre 500 et 600 m. le couvert végétal y sont appréciables. Dans ces zones de montagnes se situent les principaux villages de la commune suivant des bandes distinctes l'une de l'autre :

- Ainsi l'extrême Nord, Nord-Est et Nord-Ouest se sont les villages de Ighil Zaafen, Taaouint, Guer gour supérieur, Bouigdad, Belazem, les Hazama, Ouled El Hadj, Sidi Mahdi, Sidi Abed El Aziz et Tiliouine haut qui s'accrochent sur les versants Sud de cette chaîne de montagne moyenne.
- Au Sud, Sud-Ouest une deuxième bande de village s'accrochent difficilement aux flancs abrupts de ces montagnes Sud, principalement sur le versant nord. Leur nombre est plus important et leur répartition est plus lâche que la bande précédente et ce en raison du relief qui est un peu plus accidenté et en pentes.
- Ils sont plus concentrés au Sud-Ouest (villages de barkat, sebt, mesmoulat, mahouane, mouali, takoucht, tassalaht), qu'au Sud-est (talghount et boumellah) où le relief est plus difficile par rapport à celui du Sud-Ouest.
- Les versants de cette deuxième zone en montagnes sont abrupts et plus ravines.

B) Des collines aux centres de la commune d'où l'altitude varie de (150 à 300) m

C) La vallée centrale de l'oued Isser a une altitude inférieure à l'égalité à 150 m.

Entre ces deux éléments se développent les principales agglomérations de la commune telles que l'ACL (agglomération chef-lieu de commune) et les AS (agglomérations secondaires de la

commune) La vallée de l'oued Isser est un peu mieux protégée de l'urbanisation que celle de l'oued Bouaamoud ou malheureusement une série de villas et de lotissement voient le jour sur terres agricoles très riches (zone Draa el khamis et des différents ex : Caper)

II.1.2.3. Topographique

A. Les pentes

Les pentes sont en majorité supérieures à 25% et correspondent aux zones montagneuses Nord et Sud qui occupent une surface de 3796 ha soit 31% du territoire communal. Dans les basses collines entre Tilouine et Sidi El Mahdi par exemple, les pentes varient entre (10 à 20) % occupe près de 2769 Ha soit 42 % de la commune, puis inférieur à 10 % au niveau d'oued Isser, elle occupe une superficie de 2474 Ha soit 27 % de l'ensemble des terrains communaux.

Vu l'importance de la topographie pour une opération de l'urbanisation (intégration au site), nous avons procédé au calcul des pentes et à leur classification.

Tableau (I-3): classification des pentes

(0 -15) %	<i>Favorable à l'urbanisation</i>	L'influence de la pente et mineure sur le coût Et la conception des projets.	<u>Situation</u> Au sud, au nord et centre
(15 -25) %	<i>Moyennement favorable à l'urbanisation</i>	L'influence de la pente sur le coût et la conception des projets sont relativement importantes	A l'Est, au Nord-Ouest et au Centre
Sup. 25%	<i>Difficilement favorable à l'urbanisation</i>	L'influence de la pente sur le coût et la conception des projets et importante.	Aux abords du cours d'eaux Sud et aux Nord-Est

II.1.2.4. Hydrographie

La diversité de ces pentes contribue à l'esthétique de la région et la rend plus attirante. Ce qui fait sa beauté c'est justement cette caractéristique de zone montagneuse creusée au centre par la profonde vallée de l'oued Isser suivant une diagonale Est Ouest traversant tout le centre du territoire communal.

Ce qui nous mène à parler de l'hydrographie du site qui est composé de :

Le réseau hydrographique du commun est composé principalement d'une partie ;

D'oued Isser (un des principaux oueds de l'Algérie) qui traverse en effet une partie du centre de la commune pour se retourner vers le Nord au niveau des gorges de palestro. Il constitue le couloir le plus riche de la commune, puisqu'il a donné naissance à l'une de ses principales vallées comme le montre le profil en long sur la figure 03.

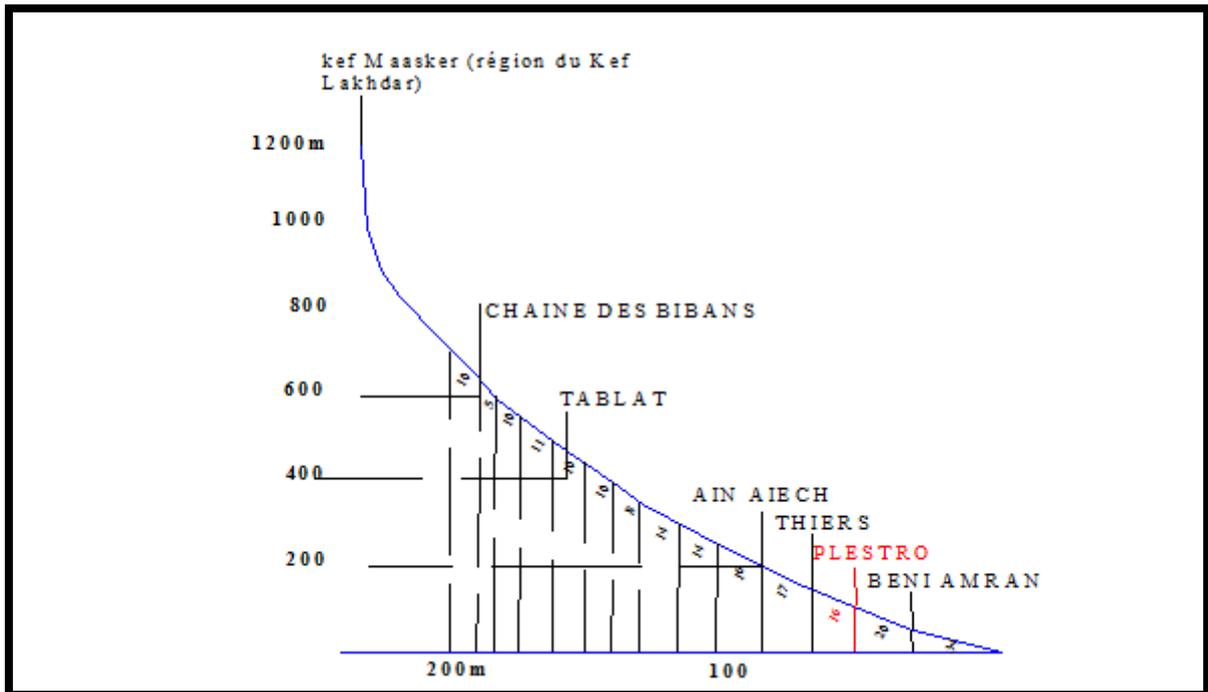


Figure (I.3) : profil en long de l'Oued Isser

II.1.2.5. Zone de travaille Tiliouine

Présentation de la zone de travaille à partir d'une figure qu'est prise de Google Earth :



Figure (I.4) : Localisation du site [4]

II.1.2.6. Présentation hydraulique [3]

A. Réseau d'AEP actuel

Le réseau d'AEP existant est caractérisé par la vétusté de son état

et le sous dimensionnement de ses conduites. Ses conduites sont en acier, ajoutée à cela la mauvaise répartition de la ressource entre les différents consommateurs. Celui-ci est loin de satisfaire les besoins en eau actuels et futurs. Il présente de nombreux problèmes dus à son âge avancé.

B. Ouvrage de stockage : Réservoir de Tiliouine ($V=200 \text{ m}^3$)

Ce réservoir est en béton armé de forme circulaire (semi enterré). Il se trouve à la cote de 465 m et d'une capacité de 200 m^3 .

C. Source d'eau

La localité est alimentée par deux forages.

- F1 : débit de 10 l/s, sa profondeur est de 25 m.
- F2 : débit de 15 l/s, sa profondeur est de 35 m.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons décrit notre étude de point de vue Géomorphologique, hydrographique, topographique, climatique et hydraulique.

Comme nous l'avons constaté, ce réseau est ancien et présente de nombreux problèmes, tels que, les fuites, la mauvaise gestion, une baisse de pression dans certains endroits, la vie de certaines conduites a dépassé les 30 ans et la rouille entraîne des contaminations, etc....

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable, afin de résoudre tous les problèmes liés à l'eau potable de la localité.

Chapitre II :

Estimation des besoins En eau

I. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va étudier l'estimation des besoins en eau potable de la localité de Taliouine d'ici 30 ans.

Cette étude dépend de l'évaluation de la population et de l'équipement sanitaire, de niveau de vie de la population, entreprise, commerce, et utilisation publique.

II.1. Estimation des besoins en eau

II.1.1. Estimation des besoins futurs

D'après les données de projet d'étude selon (URBA) de BOUIRA la population de la localité Taliouine l'année 2008 est de 5428 habitants

Le calcul de la population future (agglomération future) se fait par la formule des intérêts composés suivante

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

Avec

- P : La population à l'horizon.
- P₀ : La population actuelle.
- T : Taux d'accroissement démographique égal à 1.99%
- n : Nombre d'années séparant l'année d'étude et à l'horizon d'étude 30ans.

Tableau (II-1) : Évaluation de la population actuelle et future

Localité	Taux d'accroissement moyen %	Population en (2008)	Population actuelle (2022)	Population future (2052)
Taliouine	1.99%	5428	7152	12916

II.1.2. Estimation des besoins domestique

Cette estimation utilisée par la population pour plusieurs usages comme la lessive ... etc.

Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement du niveau de vie de cette agglomération Pour une agglomération urbaine on peut citer par approximation, ces chiffres ci-après :

- Ville de 5000 à 20000 hab. 150 à 200 (l/hab/j).
- Ville de 20000 à 100000 hab.200 à 300 (l/hab/j).
- Plus de 100000 hab.300 à 400 (l/hab/j) .

De ce fait, nous adopterons pour cette région une dotation de 150 (l/hab/j).

Pour estimer les besoins des Equipement a l'horizon voulu, en fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques de notre localité suivant la formule

$$\frac{Q_{\text{équi,actuel}}}{Q_{\text{équi,futur}}} = \frac{Q_{\text{dom,actuel}}}{Q_{\text{dom,futur}}} \quad (\text{II.2})$$

- **Q équi, actuel** : besoin des équipements actuels.
- **Q équi, futur** : besoin des équipements à l'horizon de 2052.
- **Q dom, actuel** : besoin domestique actuel.
- **Q dom, futur** : besoin domestique à l'horizon de 2052.

II.2.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{1}{1000} \times D_i \times N_i \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II.3})$$

Avec

- **Q_{moy,j}** : consommation moyenne journalière en (m³/j).
- **D_i** : dotation journalière en 150 (l/j/hab).
- **N_i** : nombre de consommateurs.

Tableau (II-2) : Besoin en eau domestique actuels et futurs.

Localité	Population en 2022	Population en 2052	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)	
				2022	2052
Tiliouine	7152	12916	150	1072.8	1937.4

II.2.1. Consommation moyenne journaliers des équipement

Les besoins des différents équipements (scolaires, sanitaires, administratifs commerciaux) recueillis au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont estimés par deux méthodes

Soit par le nombre d'occupation :

Nous utilisons l'expression suivante :

$$Be = No \times D \quad (\text{II.4})$$

Avec

- **Be** : Besoin en eau (m^3 /j).
- **No** : Nombre d'occupants de l'équipement.
- **D** : Dotation de la consommation (l/j/occupant).

II.2.2 Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau de cette localité sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (II-3) : Besoin en eau scolaires actuels et futurs

Equipement	Nombre	Unité	Nombre d'élève	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	
					2022	2052
Ecole primaire	2	Elève	480	10	4.8	8.67
C.E.M	1		720	15	10.8	19.5
Total					15.6	28.17

II.2.3 Les besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau (II-4) : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Equipement	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)	
				2022	2052
Mosquée	01	1500	10	15	27.09
Total				15	27.09

II.2.3.4 Besoin administratif :

Le tableau suivant représente les besoins administratifs :

Tableau (II-5) : Estimation des besoins administratif.

Equipement	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)	
				2022	2052
Annexe APC	01	15	15	0.225	0.406
PTT	1	30	15	0.45	0.812
Total				0.675	1.218

II.2.3.5 Les besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires de cette localité sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau (II-6) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Equipements	Unité (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)	
			2022	2052
Centre de soin	100	200	20	36.11

II.2.3.6 Besoin commerciaux :

Le tableau suivant représente les besoins commerciaux :

Tableau (II-7) : Estimation des besoins commerciaux.

Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)	
			2022	2052
Café	6	500	3	5.42
Restaurant	8	500	4	7.22
Alimentation	12	100	1.2	2.16
Boucherie	3	500	1.5	2.7
Boulangerie	4	800	3.2	5.78
Station lavage	1	2000	2	3.61
Total			14.9	26.89

II.3.4 Consommation moyenne journalière totale

On peut définir la consommation moyenne journalière comme étant la somme des différentes consommations de l'agglomération.

Tableau (II-8) : Consommation moyenne journalière totale.

Localité	Catégorie des besoins	Besoin en eau (m ³ /j)	
		2022	2052
Taliouine	Domestiques	1072.8	1937.4
	Scolaire	15.6	28.17
	Sanitaire	20	36.11
	Socioculturelle	15	27.09
	Administratif	0.675	1.218
	Commercial	14.9	26.89
TOTAL		1813.30	2056.88

II.4 Majoration de la consommation moyenne

On effectue une majoration de 20% 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, cela, afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

La majoration des consommations moyennes journalières est calculée comme suit :

$$Q_{\text{fuites}} = Q_{\text{moy, j}} * 0.2$$

$$Q_{\text{major}} = Q_{\text{moy}} + Q_{\text{fuites}}$$

Tableau (II-9) : majoration de la consommation moyen journalier actuelle et future.

Localité	Besoin (m ³ /j)		Q _{fuites}		Besoin majorée (m ³ /j)	
	2022	2052	2022	2052	2022	2052
Tiliouine	1813.30	2056.87	362.66	411.38	2175.96	2468.26

II.5 Variation de consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularités maximale et minimale.

Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max, j}$) :

L'irrégularité de la consommation au cours de la journée, qui dépend du rapport de $Q_{\max, j}$ sur le $Q_{\text{maj}, j}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport.

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{\max, j}$ Avec:

- $Q_{\max, j}$: Débit de consommation maximum journalier.
- $Q_{\text{maj}, j}$: Débit de consommation majoré journalier.

La valeur de $K_{\max, j}$ varie entre 1,1 et 1,3.

Pour notre cas on prend $K_{\max, j} = 1,2$

Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min, j}$) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne.

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier $K_{\min, j}$ varie de (0,7) à (0,9) Pour notre cas on prend $K_{\min, j} = 0,8$.

II.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max, j}$) [6]

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} \times Q_{\text{maj}, j} \quad (\text{II.05})$$

Donc $Q_{\max, j} = 1,2 \times Q_{\text{maj}, j}$

II.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min, j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\max j} \quad (\text{II.06})$$

Donc : $Q_{\min j} = 0,8 \times Q_{\max j}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées par le tableau (II-10).

Tableau (II-10) : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\max j}$; $Q_{\text{moy j}}$

Localité	$Q_{\text{moy j}}$ (m ³ /j)		$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m ³ /j)		$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	
	2022	2052		2022	2052		2022	2052
Tiliouine	2175.96	2468.25	0.8	1740.77	1974.61	1.2	2611.15	2961.91

II.6 Variation de consommation horaire

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularités maximale et minimale.

➤ Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max, h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée.

C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant:

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II.07})$$

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

➤ β_{\max} : coefficient étroitement lié avec la population. Le tableau (II.09) donne

Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II-11) : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	02	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Le nombre d'habitants total de la ville est de 12973 à l'horizon de 2052.

Pour cela le coefficient β_{\max} nécessaire est de :

- Pour 10000 habitants : $\beta_{\max 1} = 1.3$.
- Pour 20000 habitants : $\beta_{\max 2} = 1.2$.

On détermine β_{\max} pour 12973 :

$$\beta_{\max} = ((\beta_{\max 1} \times (P - P_2)) + (\beta_{\max 2} \times (P_1 - P)) / (P_1 - P_2))$$

Application numérique :

$$\beta_{\max} = (1.3 \times (12916 - 20000)) + (1.2 \times (10000 - 12916)) / (10000 - 20000)$$

$$\beta_{\max} = 1.27$$

Donc : $K_{\max, h} = 1.2 \times 1.27 = 1.524$

- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min, h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation:

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II.08})$$

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération, il varie de 0.4 à 0.6

Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.4$

- β_{\min} : coefficient étroitement lié avec la population. Le tableau (II-12) donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II-12) : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Le nombre d'habitants total de la ville est de 12916 à l'horizon de 2052.

β_{\min} nécessaire est de :

- Pour 10000 habitants : $\beta_{\min 1} = 0.4$.
- Pour 20000 habitants : $\beta_{\min 2} = 0.5$

On détermine **β_{\min}** pour 12916 :

$$\beta_{\min} = (\beta_{\min 1} \times (P - P_2)) + (\beta_{\min 2} \times (P_1 - P)) / (P_1 - P_2)$$

$$\beta_{\min} = (0.4 \times (12916 - 20000)) + (0.5 \times (10000 - 12916)) / (10000 - 20000)$$

Pour notre cas nous avons un nombre d'habitants de 12916 donc $\beta_{\min} = 0.429$

$$K_{\min, h} = 0.4 \times 0.429 = 0.1716$$

II.6.1. Débit majoré horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{maj, h}} = \frac{Q_{\text{maj, j}}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II.09})$$

Avec:

- $Q_{\text{maj, h}}$: débit majoré horaire en (m^3/h).
- $Q_{\text{maj, j}}$: débit majoré journalier en (m^3/j).

II.6.2. Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{\text{max, h}} = K_{\text{max, h}} \times Q_{\text{maj, h}} \quad (\text{II.10})$$

II.6.3. Détermination du débit minimum horaire :

Il correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Il est calculé comme suit :

$$Q_{\min, h} = K_{\min, h} \times Q_{\text{maj}, h} \quad (\text{II.11})$$

Tableau (II-13): Tableau récapitulatif des consommations horaires $Q_{\min, h}$; $Q_{\text{maj}, h}$; $Q_{\max, h}$

Localité	$Q_{\min, h}$ (m ³ /h)		$K_{\min, h}$	$Q_{\text{maj}, h}$ (m ³ /h)		$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h}$ (m ³ /h)	
	2022	2052		2022	2052		2022	2052
Tiliouine	90.66	102.84	0.1716	90.665	102.84	1,524	138.17	156.73

II.7 Evaluation de la consommation horaire en fonction d'habitants

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Le coefficient maximum horaire est de l'ordre de 1,4 à 1,7 pour les agglomérations à caractère domestique.

En prend $K_{\max, h} = 1.5$

Les valeurs permettent de choisir le régime de consommation horaire pour notre agglomération suivant le tableau de répartition horaire (voir Annexe 01).

Tableau (II-14) : Variation des débits horaires.

Heure	Consommation totale actuel (2022)		Consommation totale futur (2052)	
	$Q_{\max j} = 2611.15 \text{ m}^3/\text{j}$		$Q_{\max j} = 2961.91 \text{ m}^3/\text{j}$	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0—1	1.5	39.167	1.5	44.429
1—2	1.5	39.167	1.5	44.429
2—3	1.5	39.167	1.5	44.429
3—4	1.5	39.167	1.5	44.429
4—5	2.5	65.279	2.5	74.048
5—6	3.5	91.390	3.5	103.667
6—7	4.5	117.502	4.5	133.286
7—8	5.5	143.613	5.5	162.905
8—9	6.25	163.197	6.25	185.119
9—10	6.25	163.197	6.25	185.119
10—11	6.25	163.197	6.25	185.119
11—12	6.25	163.197	6.25	185.119
12—13	5	130.558	5	148.096
13—14	5	130.558	5	148.096
14—15	5.5	143.613	5.5	162.905
15—16	6	156.669	6	177.715
16—17	6	156.669	6	177.715
17—18	5.5	143.613	5.5	162.905
18—19	5	130.558	5	148.096
19—20	4,5	117.502	4.5	133.286
20—21	4	104.446	4	118.476
21—22	3	78.335	3	88.857
22—23	2	52.223	2	59.238
23—24	1.5	39.167	1.5	44.429
Totale	100	2611.15	100	2961.91

Tableau (II-15): bilan des ressources pour l'horizon (m^3/h)

Les ressources (m^3/h)	Besoins 2022 (m^3/h)	Billon 2022 (m^3/h)	Besoins 2052 (m^3/h)	Billon 2052 (m^3/h)
90	138.17	-48.17	156.73	-66.73

CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons calculé les besoins en eau potable pour les différentes catégories de consommateurs rencontrées dans notre zone d'étude d'une façon estimative et approchée, le total des besoins en eau à l'horizon 2052 est évalué à $2961.91 \text{ (m}^3/\text{j)}$,

Pour satisfaire les besoins de notre localité à l'horizon de 2052 on doit projeter un 3em forage avec un débit qui dépasse $66.73 \text{ (m}^3/\text{h)}$.

Chapitre III :

Réservoirs

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on abordera une étude des ouvrages et de la capacité de stockage nécessaire pour notre localité.

Le réservoir C'est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau ; destiné à la consommation publique ou à l'eau à l'usage industriel, et il permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés

III.2. Utilité des réservoirs

les réservoirs présents deux utilités (technique et économique) par les multiples fonctions qu'il remplit :

III.2.1. Fonctions techniques

- La régulation du débit pour tous les ouvrages qui se situent en amont et en aval de lui.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- La régulation de la pression dans le réseau de distribution.
- L'assurance de la continuité de l'approvisionnement en cas de panne dans les ouvrages situés dans la partie amont.
- La participation au traitement (utilisation de réactifs).

III.2.2. Fonctions économiques

- La réduction des investissements sur tous les autres ouvrages du réseau d'A.E.P.
- La réduction des coûts de l'énergie.

III.3. L'emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre ; pour cela nous devons tenir compte de certaines considérations techniques et économiques qui sont les suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques ; il est préférable que le remplissage se fera d'une manière gravitaire, ce qui implique qu'on puisse 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.

- La présence des reliefs dans la région peut faciliter l'emplacement d'un réservoir, qui sera toujours plus économique (réservoir semi enterré mieux qu'un château d'eau).
 - La nature du sol joue aussi un rôle important dans le choix de l'emplacement d'un réservoir, il est indispensable, en effet d'établir un réservoir sur un sol parfaitement résistant.
 - Il est avantageux qu'un réservoir soit réalisé le plus près possible de l'agglomération.
- [9]

III.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon plusieurs critères

III.4.1. Selon la nature des matériaux de construction

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint. [9]

III.4.2. Selon la situation des lieux

ils peuvent être :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés sur tour.

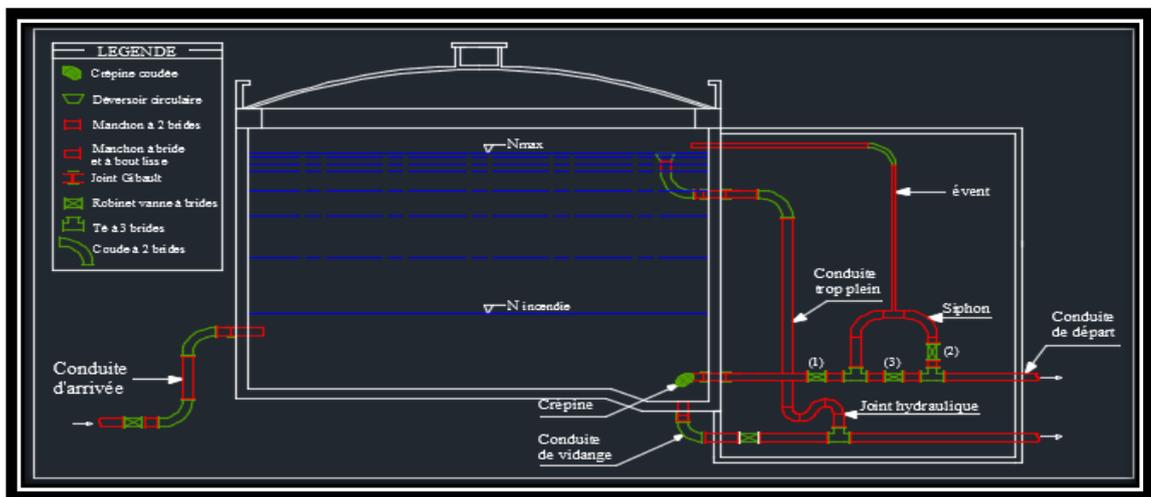


Figure (III.1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage d'un type semi-enterré.

III.4.3. Selon la forme géométrique

- Les réservoirs circulaires.
- Les réservoirs rectangulaires.

- Les réservoirs de forme quelconque.

III.4.4. Selon l'usage

- Les réservoirs d'accumulation et de stockage.
- Les réservoirs d'équilibre.
- Les réservoirs de traitement.

III.4.5. Selon la situation par rapport à la distribution

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

III.5. Les facteurs intervenants sans le choix de type de réservoir [9]

Il existe plusieurs facteurs qui influencent sur le choix entre les différents types de réservoir d'eau utilisé dans un projet d'AEP, parmi ces facteurs on trouve :

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

III.6. EQUIPEMENT DU RESRVOIR Equipement du réservoir [5]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé de

III.6.1. Conduite d'arrivée

C'est la conduite provenant de la source gravitaire ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir. Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve.

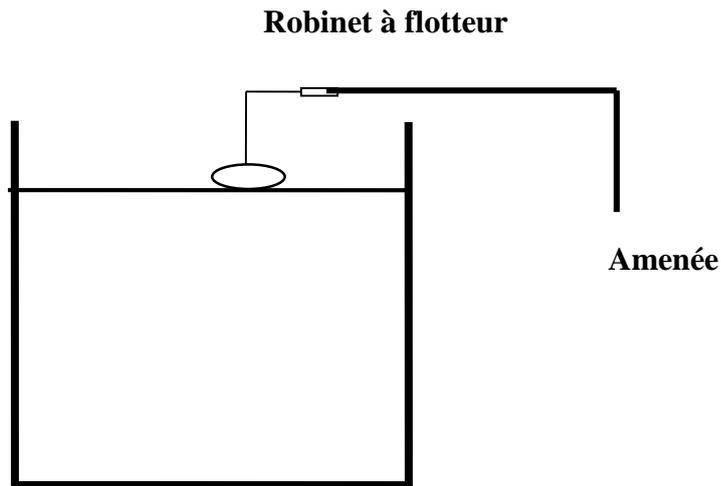


Figure (III.2) : Adduction avec chute libre.

III.6.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier 15 à 20 (cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension.

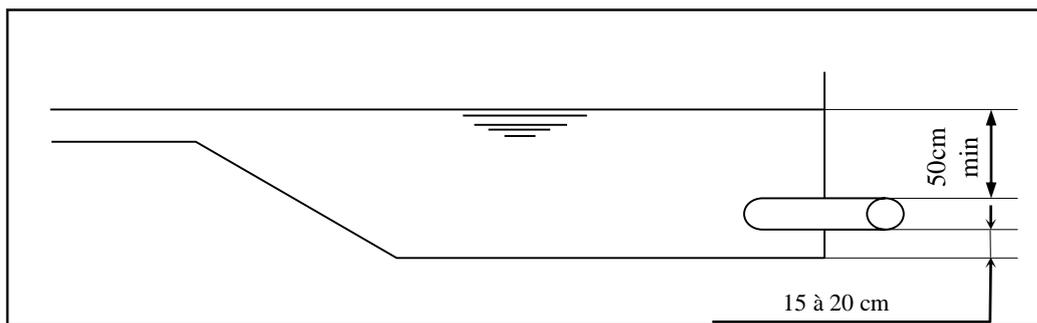


Figure (III.3) : Conduite de distribution.

III.6.3. Conduite de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de répartition.

III.6.4. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas.

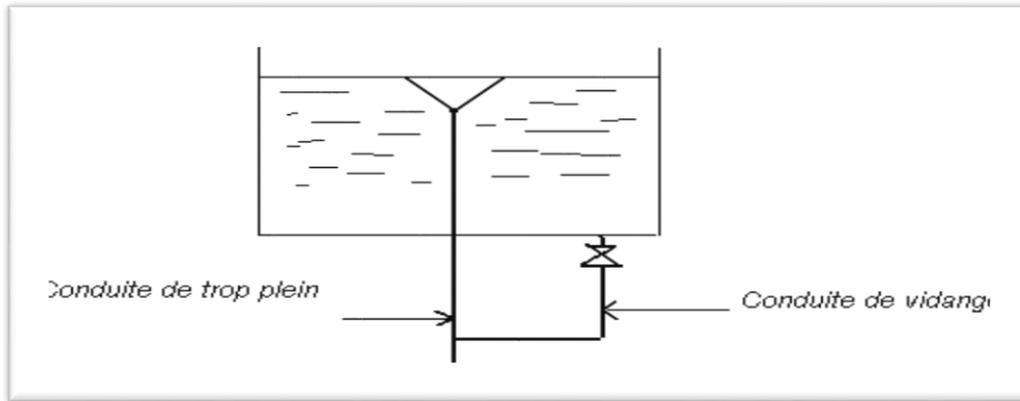


Figure (III.4) : Trop plein et vidange.

III.6.5. Système de matérialisation d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela nous avons intérêt à équiper l'ouvrage d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle effectuée sur place ou distance en cas d'incendie.

III.6.6. Conduite by-pass

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

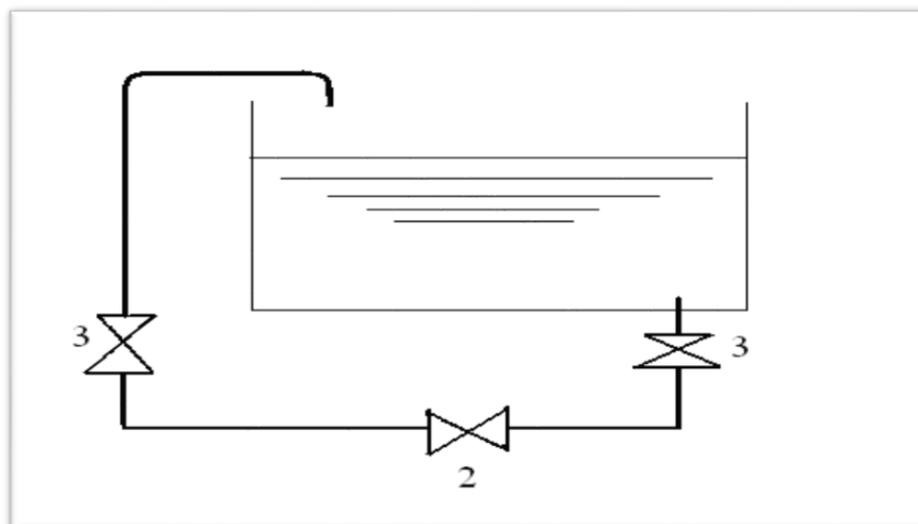


Figure (III.5) : By-pass d'un réservoir.

Toutes ces conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

III.7. Capacité du réservoir [5]

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations des débits entrant et sortant, en d'autres termes, du mode d'adduction (apport) et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode graphique
- Méthode analytique

III.7.1. Méthode graphique

La méthode graphique se détermine en traçant sur le même graphe la courbe de consommation totale et la courbe cumulée des débits d'apport en fonction du temps. Le volume de stockage du réservoir s'obtient en additionnant la valeur absolue des écarts des deux entre les deux courbes.

III.7.2. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III.1})$$

- V_r : Capacité résiduelle (m^3).
- $P\%$: Résidu maximum dans le réservoir (%).
- $Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

III.7.2.1. Détermination de la valeur de P_{\max}

Connaissant les valeurs de α_{\max} et β_{\max} , on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{\max} par la relation suivante :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{III.2})$$

La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir Annexe I)

On repartit ensuite le débit de pompage le long de la journée.

La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{\max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| \quad (\text{III.3})$$

- R_{\max}^+ : Résidu maximum positif (%).
- R_{\max}^- : Résidu maximum négatif (%).

III.7.3. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir (V_T) sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120m^3 (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures).

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.4})$$

III.7.4. Dimensionnement du réservoir projeté

Le réservoir assure une distribution pour la population de la localité de **Tiliouine** par le système gravitaire.

$$\alpha_{\max} = 1,2 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,27$$

$$K_{\max} = 1,2 * 1,293 = 1,524$$

Donc on prend : $K_{\max} = 1,5$ (D'après l'annexe I)

Tableau (III-1) : Dimensionnement du réservoir.

Heures (H)	Refoulement d'eau (%)	Consommation (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0--1	5	1,5	3,5	/	3,5
1--2	5	1,5	3,5	/	7
2--3	5	1,5	3,5	/	10,5
3--4	5	1,5	3,5	/	14
4--5	5	2,5	2,5	/	16,5
5--6	5	3,5	1,5	/	18
6--7	5	4,5	0,5	/	18,5
7--8	5	5,5	/	0,5	18
8--9	5	6,25	/	1,25	16,75
9--10	5	6,25	/	1,25	15,5
10--11	5	6,25	/	1,25	14,25
11--12	5	6,25	/	1,25	13
12--13	5	5	0	0	13
13--14	5	5	0	0	13
14--15	5	5,5	/	0,5	12,5
15--16	5	6	/	1	11,5
16--17	5	6	/	1	10,5
17--18	5	5,5	/	0,5	10
18--19	0	5	/	5	5
19--20	0	4,5	/	4,5	-0,5
20--21	0	4	/	4	-3,5
21--22	0	3	/	3	-6,5
22--23	5	2	3	/	-3,5
23--24	5	1,5	3,5	/	0
Total	100	100			

D'après le (Tableau III.1) on a

$$P_{\max} = |18.5| + |-6.5| \%$$

$$P_{\max} = 25 \%$$

$$V_{\max} = P_{\max} * Q_{\max j} / 100 = 25 * 2961.91 / 100 \longrightarrow V_{\max} = 740.478 \text{ m}^3$$

Donc :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 740.478 + 120 \longrightarrow V_T = 860.478 \text{ m}^3$$

Afin de normaliser la capacité du réservoir, on prendra un volume de 1000 m³.

Tableau (III-2) : Tableau donnant la capacité finale du réservoir.

Réservoir	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	α_{\max}	β_{\max}	K_{\max}	P_{\max} (%)	V_{inc} (m ³)	V_T (m ³)	V_{\max} (m ³)	Volume Standard (m ³)
R1	2961.91	1.2	1.293	1.5	25	120	740.478	860.478	1000

On choisira un volume standard de 1000 (m³), vu l'existence d'un réservoir de capacité 200 (m³), donc le volume du réservoir projeté sera de 800 (m³).

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on calcule ses dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$\phi_R = \sqrt{4V/\pi h} \longrightarrow V = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{(III.5)}$$

D'où :

$$\phi_R = \sqrt{4 * 800 / 3,14 * 5} = 14.2766 \text{ (m)}$$

On adopte pour un diamètre de $\phi_R = 14.5 \text{ (m)}$.

Avec :

- ϕ_R : Diamètre du réservoir (m) .
- V : Volume du réservoir (m³) .
- H : C'est la hauteur de l'eau dans le réservoir, tel que : $4 \text{ (m)} \leq h \leq 6 \text{ (m)}$

On prend : $h = 5 \text{ (m)}$.

CONCLUSION

D'après nos calculs, l'ouvrage de stockage d'eau est insuffisant. A cet effet, nous avons projeté la réalisation d'un autre réservoir d'une capacité de 800 m^3 , un diamètre de $\varnothing_R=14.5(\text{m})$. et une hauteur de $h = 5(\text{m})$, qui sera jumelé au réservoir existant de 200 m^3 , pour satisfaire les besoins des consommateurs.

Chapitre IV :

Adduction

IV.1. INTRODUCTION

L'adduction et l'amener de l'eau du point de captage soit barrage, forge ou bien ressource naturelle, jusqu'au réservoir de stockage ou de distribution.

IV.2. Les type d'adduction [6]

Il y a deux types d'adduction

IV.2.1. Adduction gravitaire

Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de stockage de l'alimentation en eau pour l'agglomération, donc l'écoulement de l'eau se fait par la force de gravitation.

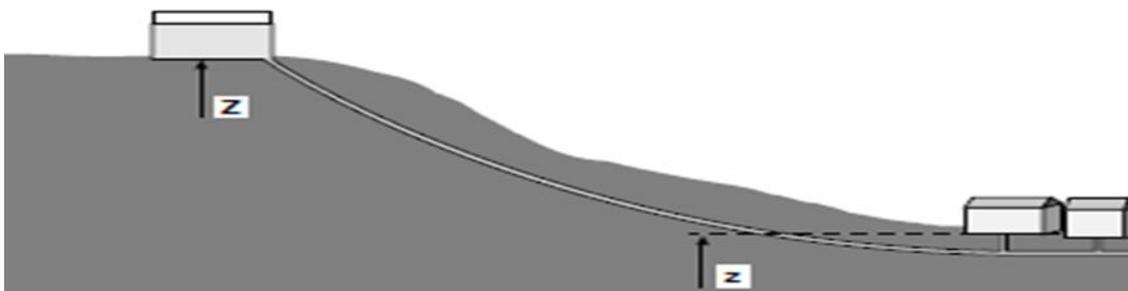


Figure (IV.1) : Adduction gravitaire.

IV.2.2. Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à une altitude inférieure à celle du réservoir d'accumulation. Ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes.

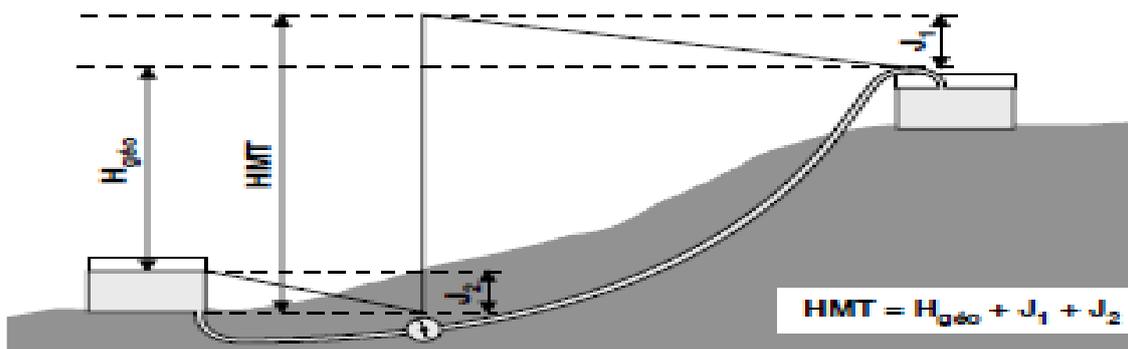


Figure (IV.2): Adduction par refoulement.

IV.3. Choix du tracé

Le choix du tracé de la conduite de refoulement dépend de certains impératifs d'ordre techniques et économiques qu'on est obligé de respecter à savoir :

- Choisir le tracé le plus court et le plus direct afin de minimiser les frais d'investissement.

- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer, et aussi une excavation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements des canalisations.
- Il faudra aussi éviter la traversée des obstacles et des endroits susceptibles d'engendrer des pertes de charges importantes.
- Etablir un tracé de préférence le long des routes ou des voies publiques, pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tout dommage subi par l'installation), et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.
- La mise en place d'une ventouse automatique est nécessaire au point haut Du tracé : évacuation de l'air dissous et en cas de remplissage de la conduite, et entrée d'air à la vidange de la conduite.
- Lors de la mise en place des conduites, il faut prévoir des butées (massifs en béton) qui, par leur poids, doivent supporter la poussée exercée par l'eau dans les parties coudées, dans les branchements et dans les pièces coniques. Des ceintures en fers amarront solidement la conduite sur ces massifs (c'est l'amarrage).

IV.3.1. Choix du type des conduites [6]

Pour choisir le type d'une conduite il faut prendre en considération de :

- Le prix d'achat.
- Les frais de réalisation.
- La pression de service.
- La nature du terrain.
- La longueur des conduites.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en Polyéthylène à haute densité (PEHD) vu les avantages qu'il présente :

- Longue durée de vie (30 - 50 ans à 20 (°C)).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Fiable au niveau des branchements.
- Résiste à l'entartrage.
- Permet des rayons de courbures inférieurs à ceux des réseaux traditionnels.
- Disponibilité sur le marché.

IV.4. Dimensionnement des conduites [5]

Tracé des conduites d'adduction des forages vers réservoir :



Figure (IV.3) : tracé des conduites d'adduction des forages vers réservoir. [4]

IV.4.1. Calcul du diamètre économique

Le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter. Cette dernière est entre (0,5 et 1,5 (m/s)). Ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS. Ces formules sont données comme suit :

➤ Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ (IV.1)

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

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

IV.4.2. Calcul de la vitesse

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

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

Ainsi :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

- **V** : Vitesse moyenne d'écoulement dans la conduite (m/s).
- **Q** : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite (m).

IV.4.3. Calcul des pertes de charge

IV.4.3.1. Pertes de charge singulières (ΔH_s)

Les pertes de charges singulières sont celles qui apparaissent dans les singularités (coudes, vannes, branchement, etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaires pour les conduites en (PEHD).

$$\Delta H_s = 0.1 \times \Delta H_L \quad (\text{IV.4})$$

IV.4.4.2. Pertes de charge linéaires (ΔH_L)

Elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach [7] :

$$\Delta h_{lin} = J \times L \quad (\text{IV.5})$$

- **L** : Longueur géométrique de la conduite (m).
- **J** : Gradient de perte de charge qui est donné par la relation.

La formule de calcul des pertes de la charge linéaire, est donnée par l'équation suivante :

$$J = \frac{\lambda}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- **J** : Perte de charge par frottements en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m).
- **V** : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).
- **g** : Accélération de la pesanteur $g = 9,81$ (m/s²).
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

A : Calcul du coefficient des pertes de charge λ

Le calcul du coefficient de frottement se fait comme suit

En première approximation, la valeur de (λ) est déterminée par la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left[1,14 - \left(0,86 * \ln k/D \right) \right]^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

- **K** : Rugosité de la conduite en (mm).
- **D** : Diamètre de la conduite (mm).

Par des itérations successives, on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \log \left[\left(k/3,75D \right) + \left(2,5 / Re\sqrt{\lambda} \right) \right] \quad (\text{IV.8})$$

B : Etude de la rugosité

Coefficient (K) de rugosité équivalente de la paroi (pour les tubes en PEHD).

- $k = 0,01$ (mm).  $D \leq 200$ (mm).
- $k = 0,02$ (mm).  $D > 200$ (mm).

C : Vérification du régime (nombre de REYNOLDS) [4]

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante :

$$Re = V * D / \delta \quad (\text{IV.9})$$

- R_e : Nombre de REYNOLDS.
- V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
- δ : Viscosité cinématique de l'eau. $\delta = 10^{-6}$ (m²/s) à une Température de 20(°C).

Donc les pertes des charges linéaires se calculent comme suit :

$$\Delta H_{lin} = \left(\frac{V^2}{D} \right) * \left(\frac{\lambda}{2g} \right) * L \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.10})$$

Remarque :

Les pertes des charges singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses et les changements de directions ou de sections ...etc.

Elles sont généralement estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_{sig} = 0,1 * \Delta H_{lin} \quad (\text{IV.11})$$

Par suite la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sig} \quad (\text{IV.12})$$

Alors : $\Delta H_{tot} = 1,1 * \Delta H_{lin}$

IV.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) : [4]

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.

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (\text{IV.13})$$

- H_g : la hauteur géométrique.
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement.
- ΔH_t : pertes de charge totales.

IV.4.4.1-Puissance absorbée par la pompe : [5]

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \cdot HMT \cdot Q}{\eta} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

- **P_a** : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- **η** : Rendement de la pompe en % (entre 0.7 et 0.8) on prend 0.75.

IV.4.4.2. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{KW h / an}) \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- **t** : Le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas t =20 (h).
- **P** : Puissance de pompage en (KW).

IV.4.4.3. frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = E \times e' \quad (\text{DA}) \quad (\text{IV.16})$$

Avec:

- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh).
- **e'** : Prix unitaire du (K.W.h). fixé par la SONELGAZ (**4.472 DA**).

IV.4.4.4.Frais d'amortissement

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

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{DA}) \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- **P_u** : Le prix unitaire de la conduite (DA/ml).

- **L** : Longueur de la conduite en m .

A : Annuité

*Calcul de l'amortissement annuel :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

- **A** : L'amortissement annuel (Annuité).
- **i** : Taux d'annuité = 8 %.
- **n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n =30 ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.08)^{30} - 1} + 0.08 = 0.088827 = 8.88 \%$$

Soit : $A = 0.0888$

IV.4.5.Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

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

IV.4.6.Prix des conduites [6]

Tableau (IV-1) : Prix de revient des conduites PN16.

Type du tube	Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA/ml)
PN 16	90	8,2	571,69
	110	10,0	844,30
	125	11,4	1093,08
	160	14,6	1786,51
	200	18,2	2805,48
	250	22,7	4340,56

IV.5. ORGANES ET ACCESSOIRES DE L'ADDUCTION Organes et accessoires de l'adduction [11]

IV.5.1. Organes de sectionnement

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

Nous citons

IV.5.1.1. Robinet vanne à opercule

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 (mm).



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

IV.5.1.2. Robinet vanne papillon

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.



Figure (IV.4) : Robinet vanne papillon.

IV.5.2. Organes de protection

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

IV.5.2.1. Ventouse

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air qui s'accumule dans la conduite. L'air compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux.



Figure (IV.5) : Ventouse automatique.

IV.5.2.2. Clapet 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'aspirations (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau)

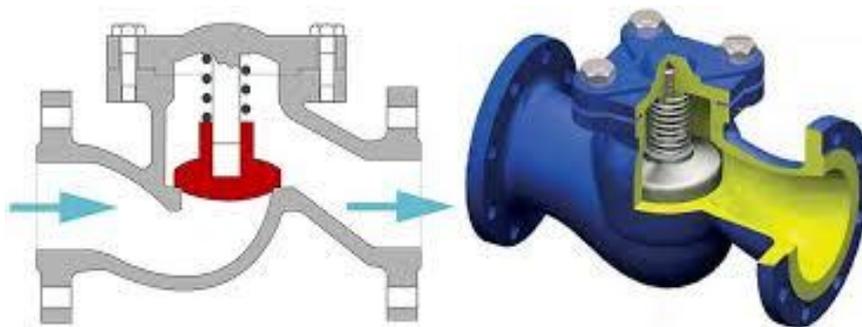


Figure (IV.6) : Clapet.

IV.5.2.3. Vanne de vidange

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas des canalisations pour permettre la vidange de la conduite en cas de besoins. Ces robinets doivent être facilement accessibles pour faciliter la tâche.

IV.5.2.4. 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.



Figure (IV.7): Crépine

IV.5.3. Organes de régulation

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

IV.5.3.1. Vanne de régulation du débit

Limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.



Figure (IV.8) : Vanne de régulation du débit

IV.5.3.2. Vanne de régulation de la pression amont

Maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

IV.5.3.3. Vanne de régulation de la pression amont

Son but est de fournir une pression l'aval constante.



Figure (IV.9) : Vanne de régulation de la pression

IV.5.4. Organes de branchement

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

IV.5.4.1. Coudes

Destinés pour le changement de direction.

IV.5.4.2. Tés

Raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.

IV.5.4.3. Cônes

Joignent des conduites de diamètres différentes.



Figure (IV.10) : coudes, Tés, Cônes.

IV.6. Dimensionnement de diamètre d'adduction

IV.6.1. Calcul du diamètre économique

Notre tronçon est alimenté à partir des 3 forages, l'écoulement se fait par refoulement.

Données :

A. Forage 01 :

- Le débit de forage : $Q = 0.01 \text{ (m}^3/\text{s)}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 50 \text{ (m)}$.
- Longueur du tronçon : $L = 1194.57 \text{ (m)}$.
- DBONNIN : $D = \sqrt{0.01} = 0.100 \text{ (m)} = 100 \text{ (mm)}$.
- DBRESS : $D = 1.5 * \sqrt{0.01} = 0.150 \text{ (m)} = 150 \text{ (mm)}$.

On donne la variation entre hauteur manométrique totale en fonction des diamètres normalisés 110 (mm) et 125 (mm).

Tableau (IV-2) : calcul de la HMT du tronçon forage 1 réservoir.

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_T	HMT (m)
110	90	1.572	141480	0.01746	1194,57	32.1079	82.1079
125	102,2	1,2196	124399.2	0.01778		17.33083	67.3308

B. Forage 02 :

- Le débit de forage : $Q = 0.015 \text{ (m}^3/\text{s)}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 59 \text{ (m)}$.
- Longueur du tronçon : $L = 1242.25 \text{ (m)}$.
- DBONNIN : $D = \sqrt{0.015} = 0.122 \text{ (m)} = 122 \text{ (mm)}$.
- DBRESS : $D = 1.5 * \sqrt{0.015} = 0.184 \text{ (m)} = 184 \text{ (mm)}$.

On donne la variation entre hauteur manométrique totale en fonction des diamètres normalisés 125 (mm) et 160 (mm).

Tableau (IV-3) : calcul de la HMT du tronçon forage 2 réservoir.

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH _T	HMT (m)
125	102.2	1.8294	186964.68	0.01657	1242.25	37.7912	96.7912
160	130.8	1.1168	146077.44	0.01715		11.3542	70.3896

B. Forage 03 :

- Le débit de forage : $Q = 0.014 \text{ (m}^3 \text{/s)}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 87 \text{ (m)}$.
- Longueur du tronçon : $L = 1052.6 \text{ (m)}$.
- DBONNIN : $D = \sqrt{0.014} = 0.118 \text{ (m)} = 118 \text{ (mm)}$.
- DBRESS : $D = 1.5 * \sqrt{0.014} = 0.177 \text{ (m)} = 177 \text{ (mm)}$.

On donne la variation entre hauteur manométrique totale en fonction des diamètres normalisés 125 (mm) et 160 (mm).

Tableau (IV-4) : calcul de la HMT du tronçon forage 3 réservoir.

D _{ext} (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔHT	HMT (m)
125	1.707	174455.4	0.01676	1052.6	28.1998	115.1998
160	1.0424	136345.9	0.01736		08.5107	95.5107

IV6.3. Calcul des frais d'exploitation

On donne les frais d'exploitation après le calcul dans le tableau suivant :

Tableau (IV-5) : frais d'exploitation des tronçons des 3 forages réservoir.

	D _{ext} (m)	Q (l/s)	HMT (m)	Pa (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA)
F1	110	10	82.1079	10.7397	78399.81	350603.95
	125		67.3308	8.8068	64289.64	287503.27
F2	125	15	96.7912	18.9904	138629.92	619953.00
	160		70.3896	13.8104	100815.92	450848.79
F3	125	14	115.1998	21.0953	153995.69	688668.72
	160		95.5107	17.4899	127676.27	570968.27

IV6.4. Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-6) : calcule des frais d'amortissement des tronçons.

	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	Prix ml (DA)	L (m)	A	F _{amrt} (DA)
F1	110	90	844.3	1194,57	0.0888	89561.50
	125	102,2	1093.08		0.0888	115951.53
F2	125	102,2	1093.08	1242.25	0.0888	120579.62
	160	130,8	1786.51		0.0888	197073.13
F3	125	102,2	1093.08	1052.6	0.0888	102171.14
	160	130,8	1786.51		0.0888	166986.66

IV6.4. Bilan global des frais du tronçon d'adduction

Tableau (IV-7) : calcule des frais des tronçons d'adduction.

Forage	D _{ext} (m)	F _{exp} (DA)	F _{amrt} (DA)	Totale
F1	110	350603.95	89561.50	440165.45
	125	287503.27	115951.53	403454.80
F2	125	619953.00	120579.62	740532.62
	160	450848.79	197073.13	647921.92
F3	125	688668.72	102171.14	790839.86
	160	570968.27	166986.66	737954.93

Tableau (IV-8) : Récapitulatif des résultats obtenus

Tronçon	Débit (l/s)	Hg (m)	Langueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Conduite
F₁-R	10	50	1194.57	125	1,2196	PEHD
F₂-R	15	59	1242.25	160	1.1168	PEHD
F₃-R	14	87	1052.6	160	1.0424	PEHD

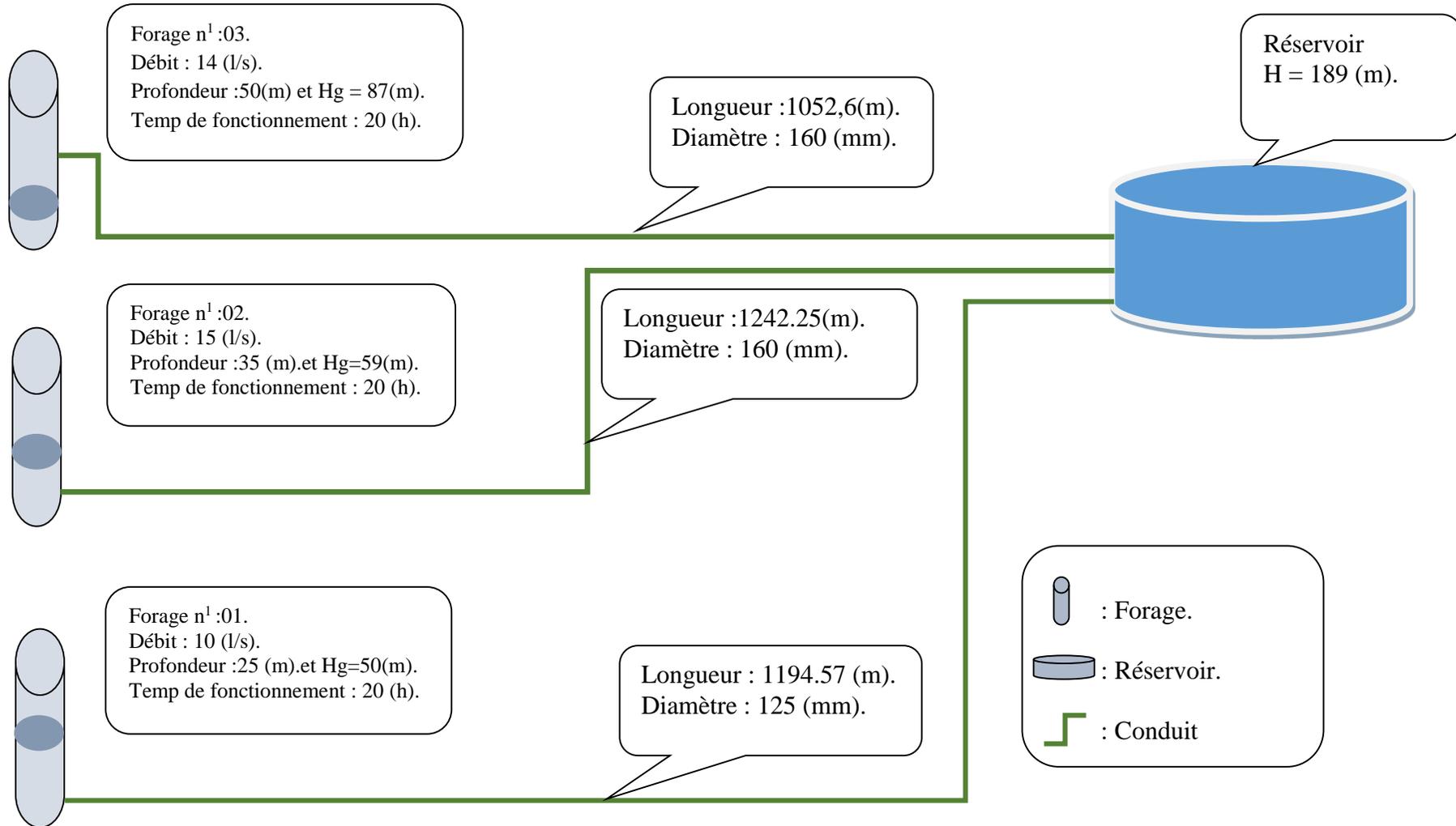


Figure (IV.11) : schéma descriptive d'adduction.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les différents paramètres hydrauliques de notre conduite d'adduction à savoir diamètre, vitesse et pertes de charges. Ceci, afin de choisir le diamètre le plus économique répondant à toutes les exigences requises qu'est 125 (mm) de PEHD PN16 pour le tronçon de forage 1 réservoir et 160 (mm) de PEHD PN16 pour les deux tronçons forages (2 et 3) réservoir.

Chapitre V :

Pompes

V.1.INDRODUCTION

Pour fournir une alimentation en eau potable de forage au réservoir de stockage, nous sommes obligés de faire un pompage on utilise des pompes. Les pompes sont autorisées à transférer l'énergie entre les fluides et les dispositifs mécaniques appropriés. Suivant les conditions d'utilisation, ces machines communiquent au fluide soit principalement de l'énergie potentielle par accroissement de la pression en aval, soit principalement de l'énergie cinétique par la mise en mouvement du fluide.

V.2. Choix des pompes

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

- Le débit à refouler.
- La hauteur d'élévation d'eau (HMT).
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.
- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.
- Pour le forage on adaptera une pompe immergée vu les avantages qu'elle présente.

Savoir :

- Fiabilité.
- Amorçage automatique.
- Rendement élevé.
- Absence de bruit.

V.3. Définition d'une pompe immergée

Les pompes immergées sont des électropompes multicellulaires destinées à puiser de l'eau à plus de 8 m de profondeur. Ce sont donc des **pompes de puits** ou des **pompes de forage**, dont le profil effilé est conçu pour une installation dans des espaces très étroits.

V.3.1. Type de pompe Immergée :

Il existe plusieurs types de pompes immergées

V.3.1.1 Une pompe immergée plane

Elle aspire l'eau par le bas, ce qui est idéal pour un niveau d'eau peu élevé. L'entrée de ce type de pompe se trouve à quelques millimètres du sol seulement, de manière à pomper l'eau au millimètre près.

V.3.1.2. Une pompe immergée à haute pression

Bénéficie de plus de puissance qu'une pompe immergée classique. Ces pompes à haute pression sont utilisées comme pompes d'irrigation ou comme connexion à un nettoyeur haute pression. Le marché de la pompe comporte également d'autres pompes, destinées à pomper l'eau potable ou les eaux usées

V.4. Les courbes caractéristique d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes :

V.4.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

V.4.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ »

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

V.4.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

V.4.4. La courbe de la charge nette d'aspiration requise – débit $NPSHR = f(Q)$

Elle représente la variation de la charge nette d'aspiration requise en fonction du débit.

V.4.5. Couplage d'une pompe à un réseau

Lorsqu'une pompe alimente un réseau, le débit qui la traverse est le même que celui qui entre dans le réseau, l'énergie fournie par la pompe est égale à celle consommée par le réseau.

V.4.6. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ». Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$HC = H_g + R * Q^2 \quad (V.1)$$

Avec :

- **H_g** : La hauteur géométrique.
- **R** : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite, il est déterminé comme suit :

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

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite(m).
- **L** : La longueur de conduite(m).
- **g** : L'accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}$).
- **λ** : Coefficient de frottement.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées, à savoir :

V.4.6.1. Première variante : Réduction où augmentation du temps de pompage

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant. Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est de :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 20 \times Q \quad (\text{V.3})$$

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

$$Q \times T = 20 \times Q_1 \quad (\text{V.4})$$

D'où :

$$T = 20 * \frac{Q_1}{Q}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$p = \frac{g * Q * H}{\eta} \quad (\text{V.5})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{V.6})$$

Où :

- h : Perte de charge engendrée par vannage en (m).
- H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le. Même point avec la caractéristique de la pompe.
- η : Le rendement de la pompe.

V.4.6.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage)

Cette méthode se fait en acceptant la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$, et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré. La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{V.7})$$

$$H' = H_1 + h$$

Avec :

- H_1 : Distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe .
- H' : Perte de charge engendrée par le vannage (m).
- η : Rendement (%).

- **Pa** : Puissance absorbée par la pompe.
- **Q1**: Débit au désiré.

V.4.6.3. Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P2 (Q_2, H_2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

- **m** : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$R = 1 - m \text{ (\%)} \quad (\text{V.9})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

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

V.4.6.4. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera 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 et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3), on aura alors:

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{Tr/min}) \quad (\text{V.11})$$

V.5. Couplage des pompes

Dans bien des cas, les besoins (H-Q) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes.

V.5.1. Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsque l'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe. Il est souvent bien avantageux d'utiliser deux pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement de

l'ensemble. Il faudra de toute façon utiliser des pompes ayant une caractéristique constamment plongeante afin d'éviter le risque de faire barboter une des pompes.

V.5.2. Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsque l'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Ce cas se rencontre par exemple sur des forages où une pompe immergée relève l'eau jusqu'à la surface, ou elle est reprise par une pompe de surface. Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes.

V.6. Etude de phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,) et l'érosion des matériaux au niveau 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). Le NPSH requis (NPSH)_r est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

- Type de la pompe.
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit. Le NPSH disponible (NPSH)_d est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe. Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Pour l'alimentation en charge :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a - (H_a + H_v) \quad (V.13)$$

Pour l'alimentation en dépression :

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - H_a - (\Delta H_a + H_v) \quad (\text{V.14})$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m).
- ΔH_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).
- $\frac{P_0}{g \cdot \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).
- H_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée .

V.7. Choix du type des pompes

V.7.1. Forage 1

V.7.1.1. Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q=10$ (l/s).
- La hauteur géométrique : $H_g = 50$ (m).
- La hauteur manométrique totale : $HMT= 67.3308$ (m).

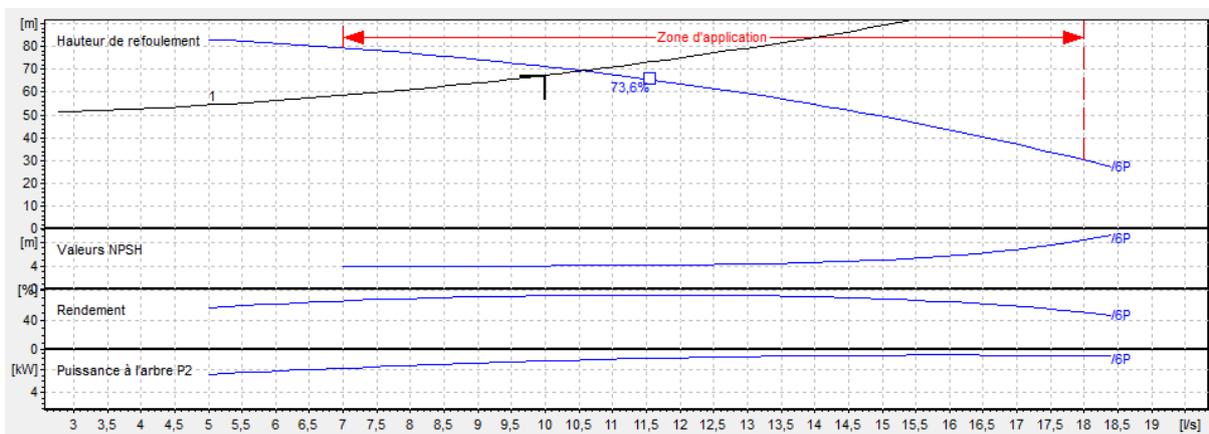
V.7.1.2. Caractéristique de la pompe

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe immergée de type « E6S55/6P + MC615 » avec :

Tableau (V-1) : Caractéristiques de la pompe du forage N°01

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSHr (m)
2900	73,2	9,78	4,04

- Le point de fonctionnement [10.6 l/s ; 69.3m].
- Le point désiré [10 l/s ; 67.3308m].



Figure(V.1) : courbe caractéristique de la pompe (F1)

D'après la figure (V.1), le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

V.7.1.3. Modification du temps de pompage

$$T_2 = (Q_1 / Q_2) * T_1 \quad \longrightarrow \quad T_2 = 18,87 \text{ (h)}.$$

A. La puissance absorbée sera

$$P_a = 9.8445 \text{ (KWh)}.$$

B. Les frais d'exploitation seront

$$F_{\text{exp}} = 9.8445 * 365 * 18.87 * 4.472 = 303221.6613 \text{ (DA)}.$$

C. Régulation par étouffement (vannage)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 69,3 - 67,3308 = 1.9692 \text{ (m)}.$$

- H' = la hauteur au point de fonctionnement.
- H_1 = la hauteur au point désiré.

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = (9.81 * 0.01 * 69.3) / 0.732 = 9.2873 \text{ (KWh)}.$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 9.2873 * 365 * 18.87 * 4.472 = 286059.2752 \text{ (DA)}.$$

D. Modification de la vitesse de la rotation de la pompe

$$N_2 = (Q_1 / Q_2) * N_1 \quad \longrightarrow \quad N_2 = 2735.8490 \text{ (tr/min)}.$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = (H_1 / Q_1^2) * Q^2 \quad \longrightarrow \quad H_3 = 0.6733 * Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H_p = a * Q^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ (l/s). , } H = 83 \text{ (m)}. \\ Q = 10,6 \text{ (l/s). , } H = 69,3 \text{ (m)}. \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \text{D'où, } 69,3 = a \times (10,6)^2 + 83 \text{ , } a = -0.1219.$$

$$\text{Ce qui donne : } H_p = -0.1219 * Q^2 + 83$$

$$\text{Et : } H_3 = 0.6733 * Q^2$$

$$\text{On pose : } H_p = H_3$$

$$0.6733 * Q^2 = -0.1219 * Q^2 + 83$$

$$\text{On trouve : } Q_3 = 10,2164 \text{ (l/s)} \quad \longrightarrow \quad H_3 = 70,2765 \text{ (m)}.$$

Les coordonnées de troisième point sont : [10,2164 L/s ; 70.2765m].

$$N_2 = (N_1/Q_2) * Q_1 \quad \longrightarrow \quad N_2 = 2838.5732 \text{ (tr/min).}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = (g * Q * h) / \eta$$

$$Pa = (9.81 * 0.010 * 67.3308) / 0.732 = 9.0234 \text{ (KWh).}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = E * e \quad \longrightarrow \quad F_{exp} = 9.0234 * 20 * 365 * 4.472 = 294574.303 \text{ (DA).}$$

V.7.2. Forage 2

V.7.2.1. Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : Q = 15 (l/s).
- La hauteur géométrique : Hg = 59 (m).
- La hauteur manométrique totale : HMT = 70.3896 (m).

V.7.2.2. Caractéristique de la pompe

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe immergée de type « E6S64/8A + MC620 » avec :

Tableau (V-2) : Caractéristiques de la pompe du forage N°01

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSHr (m)
2900	75.7	13.9	3.98

- Le point de fonctionnement [15,21 l/s ; 70.7m].
- Le point désiré [15 l/s ; 70.3896 m].

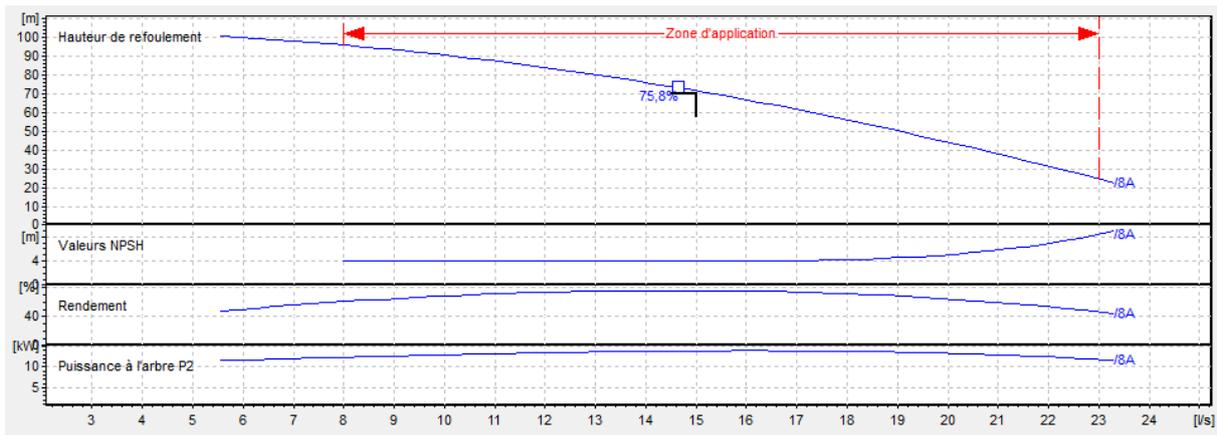


Figure (V.2): courbe caractéristique de la pompe (F2)

D'après la figure (V.2), le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

V.7.2.3. Modification du temps de pompage

$$T_2 = (Q_1 / Q_2) * T_1 \quad T_2 = 19.72 \text{ (h)}.$$

A. La puissance absorbée sera

$$P_a = 13.9354 \text{ (KWh)}.$$

B. Les frais d'exploitation seront

$$F_{\text{exp}} = 13.9354 * 365 * 19.72 * 4.472 = 448560.4813 \text{ (DA)}.$$

C. Régulation par étouffement (vannage)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 70,7 - 70,3896 = 0.3104 \text{ (m)}.$$

- **H'** : la hauteur au point de fonctionnement.
- **H₁** : la hauteur au point désiré.

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = (9.81 * 0.015 * 70.7) / 0.757 = 13.7430$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 13.7430 * 365 * 19.72 * 4.472 = 442409.2472 \text{ (DA)}.$$

D. Modification de la vitesse de la rotation de la pompe

$$N_2 = (Q_1 / Q_2) * N_1 \quad \longrightarrow \quad N_2 = 2859.9605 \text{ (tr/min)}.$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = (H_1 / Q_1^2) * Q^2 \quad \longrightarrow \quad H_3 = 0.3128 * Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H_p = a * Q^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ (l/s)}, & H = 101 \text{ (m)}. \\ Q = 15.21 \text{ (l/s)}, & H = 70,7 \text{ (m)}. \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \text{D'où, } 70,7 = a \times (15,21)^2 + 101, \quad a = -0.1309.$$

$$\text{Ce qui donne :} \quad H_p = -0.1309 * Q^2 + 101$$

$$\text{Et :} \quad H_3 = 0.3128 * Q^2$$

$$\text{On pose :} \quad H_p = H_3$$

$$0.3128 * Q^2 = -0.1309 * Q^2 + 101$$

$$\text{On trouve :} \quad Q_3 = 15,08 \text{ 74 (L/s)}, \quad H_3 = 71,2030 \text{ (m)}.$$

Les coordonnées de troisième point sont : [15,08L/s ; 71,2030 m].

$$N_2 = (N_1 / Q_2) * Q_1 \quad \longrightarrow \quad N_2 = 2883.2005 \text{ (tr/min)}.$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = (g * Q * h) / \eta$$

$$Pa = (9.81 * 0.015 * 70.3896) / 0.757 = 13.6827 \text{ (KWh)}.$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = E * e \quad \longrightarrow \quad F_{exp} = 13.6827 * 20 * 365 * 4.472 = 446679.9511 \text{ (DA)}.$$

V.7.3. Forage 3

V.7.3.1. Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé : $Q=14 \text{ (l/s)}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 87 \text{ (m)}$.
- La hauteur manométrique totale : $HMT=95.51075 \text{ (m)}$.

V.7.3.2. Caractéristique de la pompe

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe immergée de type «E8R40/6 + MCH630» avec :

Tableau (V-3) : Caractéristiques de la pompe du forage N°01

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSHr (m)
2900	73,8	19,1	3,79

- Le point de fonctionnement [14,89 l/s ; 96,6 m].
- Le point désiré [14l/s ;95,51 m].

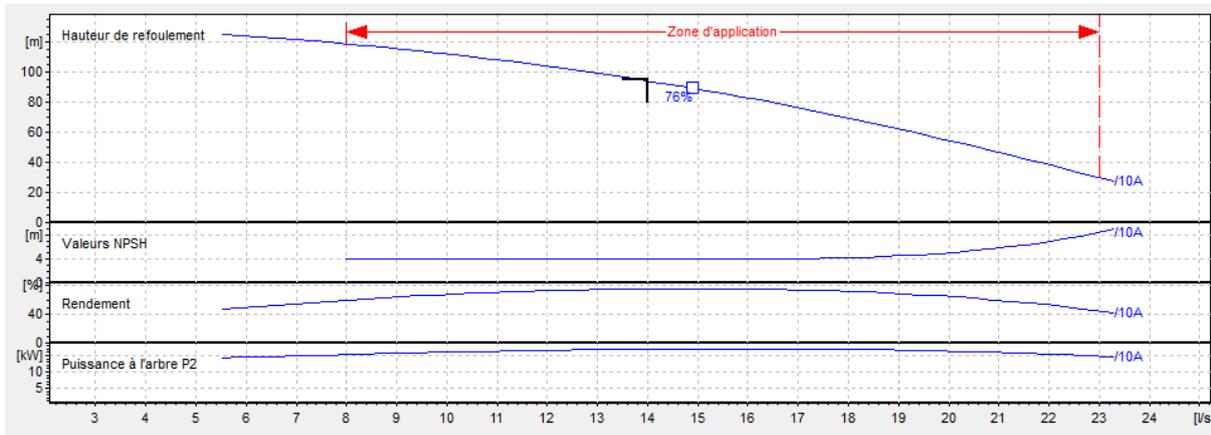


Figure (V.3) : courbe caractéristique de la pompe (F3)

D'après la figure (V.3), le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

V.7.3.3. Modification du temps de pompage

$$T_2 = (Q_1 / Q_2) * T_1 \quad \longrightarrow \quad T_2 = 12,22 \text{ (h)}.$$

A. La puissance absorbée sera

$$P_a = 19.1198 \text{ (KWh)}.$$

B. Les frais d'exploitation seront

$$F_{\text{exp}} = 19.1198 * 365 * 12.22 * 4.472 = 381372.3565 \text{ (DA)}.$$

C. Régulation par étouffement (vannage)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 96.6 - 95.51 = 1.09 \text{ (m)}.$$

- **H'** : la hauteur au point de fonctionnement.
- **H₁** : la hauteur au point désiré.

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = (9.81 * 0.014 * 96.6) / 0.738 = 17.9770 \text{ (KWh)}.$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 17.9770 * 365 * 12.22 * 4.472 = 358577.5402 \text{ (DA)}.$$

D. Modification de la vitesse de la rotation de la pompe

$$N_2 = (Q_1 / Q_2) * N_1 \quad \longrightarrow \quad N_2 = 2726.6621 \text{ (tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = (H_1 / Q_1^2) * Q^2 \quad \longrightarrow \quad H_3 = 0.4872 * Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H_p = a * Q^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ (l/s). , } H = 131 \text{ (m).} \\ Q = 14,89 \text{ (l/s). , } H = 96,6 \text{ (m).} \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \text{D'où, } 96,6 = a \times (14,89)^2 + 131 \quad a = -0.1551$$

$$\text{Ce qui donne :} \quad H_p = -0.1551 * Q^2 + 131$$

$$\text{Et :} \quad H_3 = 0.4872 * Q^2$$

On pose $H_p = H_3$

$$0.4872 * Q^2 = -0.1551 * Q^2 + 131$$

$$\text{On trouve :} \quad Q_3 = 14.2812 \text{ l/s} , H_3 = 799,36.3666 \text{ (m)}.$$

Les coordonnées de troisième point sont : [14.2812 L/s ; 99.3666m].

$$N_2 = (N_1 / Q_2) * Q_1 \quad \longrightarrow \quad N_2 = 2842.8983 \text{ (tr/min)}.$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = (g * Q * h) / \eta$$

$$Pa = (9.81 * 0.014 * 95,51) / 0.738 = 17.7741 \text{ (KWh)}.$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E * e \quad \longrightarrow \quad F_{\text{exp}} = 17.7741 * 20 * 365 * 4.472 = 580246.159 \text{ (DA)}.$$

Tableau (V-4) : tableau des frais d'exploitation

Forage	F.E après (modification de temps de pompage) DA	F.E après (le vannage) (DA)	F.E après (modification de la vitesse de rotation de la roue) DA
F1	303221.6613	286059.2752	294574.3030
F2	448560.4813	442409.2472	446679.9511
F3	381372.3565	358577.5402	580246.1590

Notre choix se portera sur la modification de vannage qui présente la variante la plus économique.

Vérification de la cavitation :

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à 0.5 m au-dessous de niveau dynamique, donc la cavitation est vérifiée.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué le choix des pompes nécessaires pour transférer l'eau des trois forages à notre réservoir en procédons par une étude technico-économique.

Dans notre cas, nous avons choisi trois pompes immergées de type (« E6S55/6P + MC615 », « E6S64/8A + MC620 », « E8R40/6 + MCH630 »).

Chapitre V : Coup de bélier

VI.1. INTRODUCTION

Le phénomène de coup de bélier constitue un risque probable sur les équipements d'adduction d'où la nécessité de tenir compte dans notre projet dont le but principal est de sauvegarder les équipements des détériorations éventuelles.

VII.2. Définition de coup de bélier

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme. [22]

VI.3. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes

- La fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine. [22]

VI.4. Les risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou surpression engendrée par les manœuvres brusques. [23]

VI.4.1. Cas de surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints. [24]

VI.4.2. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau. [24]

VI.4.3. Fatigue de la canalisation

En régime transitoire, les alternances des surpressions et dépressions qui sont des conséquences inévitables du phénomène provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VII.5. La célérité d'onde

La célérité est la vitesse de propagation des ondes, elle est calculée par la formule d'ALLIVI : [25]

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

Avec :

- D : diamètre intérieur de la conduite (m).
- e : épaisseur de la conduite (m).
- K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.
- K= 0.5 pour l'acier.
- K= 1 pour la fonte.
- K= 5 pour le plomb et le béton.
- K= 33 pour le PVC.
- K= 83 pour le PEHD.

VI.6. VALEUR NUMERIQUE DU COUP DE BELEIR :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

VI.6.1. Cas de la fermeture brusque :

Si le temps de fermeture est inférieur à $2L/a$, la valeur maximale du coup de bélier peut atteindre : [25]

$$\mathbf{T_F} < \frac{2L}{a} \quad (\text{VII.2})$$

➤ $\mathbf{T_F}$: Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- \mathbf{a} : La célérité d'onde (m/s) .
- $\mathbf{V_0}$: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
- \mathbf{g} : Accélération de la pesanteur $g = 9,819 \text{ (m/s}^2\text{)}$.

La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$\mathbf{H_{Surpression}} = \mathbf{H_0} + \mathbf{B} \quad (\text{VII.4})$$

La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$\mathbf{H_{Dépression}} = \mathbf{H_0} - \mathbf{B} \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

$\mathbf{H_0}$: La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

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

Tel que :

- $\mathbf{H_g}$: Hauteur géométrique de refoulement en (m).
- $\mathbf{10}$: Pression atmosphérique en (m).

VI.6.2. CAS DE FERMETURE LENTE

Si le temps de fermeture est supérieur à $2L/a$,

$$\mathbf{T} > \frac{2L}{a} \quad (\text{VII.7})$$

La valeur maximale du coup de bélier est calculée par la formule de **MICHAUND** :

$$\mathbf{b} = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot T} \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.8})$$

\mathbf{L} : La longueur de la conduite (m).

VI.7. Moyens de protection contre le coup de bélier

VI.7.1. Le rôle des moyens de protection :

Les installations anti- bélier devront avoir pour effet essentiel :

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

VI.7.2. Les moyens les plus utilisés

VI.7.2.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de 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.

Les caractéristiques géométriques du volant d'inertie (R , m) sont déterminées en fonction de la puissance de la pompe et du temps d'arrêt minimum pour limiter suffisamment la valeur du coup de bélier. [25]

VI.7.2.2. Les soupapes 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.

VI.7.2. 3. Les cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé une cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air. Ils sont très rarement utilisés, puisque leur hauteur devrait être énorme. [25]

VI.7.2.4. Les ventouses (Les reniflards)

On distingue des ventouses à trois fonctions (Figure (VI.1)), à savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts du circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouses à fonction unique (Figure (VI.2)), en l'occurrence, l'évacuation des poches d'air seulement. Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte. [25]

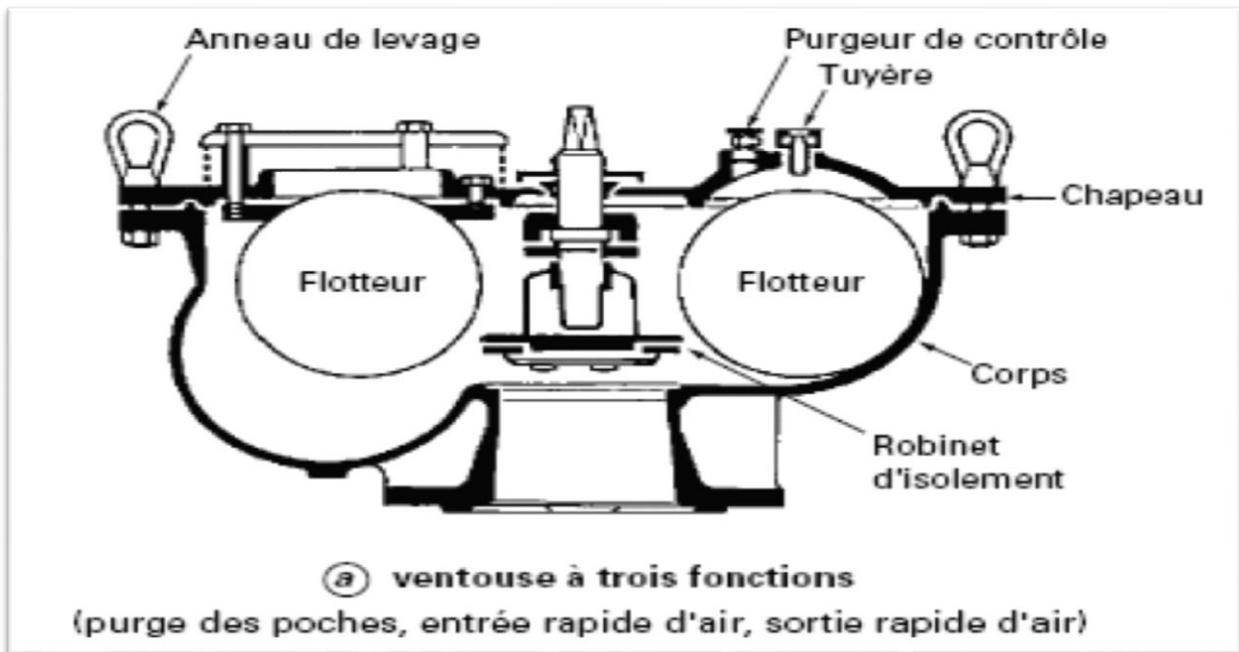


Figure (VI.1) : Schéma de ventouse à trois fonctions.

VI.7.2.4. Les réservoirs d'air

C'est un réservoir placé sur la conduite et 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 de 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.

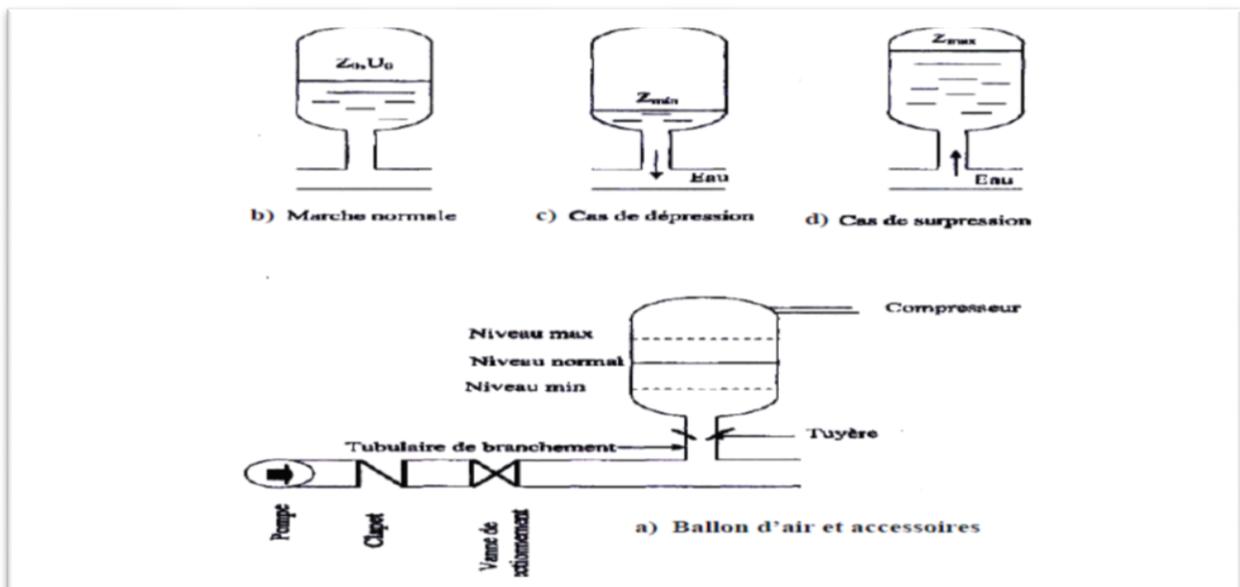


Figure (VI.2) : Schéma d'un réservoir d'air.

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

On calcule :

1- La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (\text{VII.09})$$

2- La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = PN + 10 \quad (\text{VII.10})$$

3- Le rapport $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ et $\frac{h_0}{Z_0}$ avec :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \quad (\text{VII.11})$$

4- A partir de l'Abaque de **VIBERT** on détermine :

$$\frac{U_0}{LS} \text{ et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{VII.12})$$

5- Le calcul du volume d'air maximal par la relation :

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \quad \longrightarrow \quad U_{\max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{\min}} \quad (\text{VII.13})$$

VI.8. Calcul hydraulique du coup de bélier

VI.8.1 Forage 1

- La hauteur géométrique : $Hg = 50$ (m).
- Le débit : $Q = 10$ (l/s).
- La longueur de la conduite (Forage- Réservoir) : $L = 1194.57$ (m).
- $K = 83$ pour le (PEHD).

On utilise la fermeture brusque

Tableau (VI-1) : Tableau des caractéristiques de la conduite d'adduction

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	Re	ΔH_s (m)	ΔH_L (m)	ΔH_T
125	102,2	0.01	1,2196	1194.57	124399.2	1.57553	15.7553	17.3308

On a le diamètre 125 mm

. Calcul de la Célérité d'onde

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII.14})$$

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \cdot \frac{0.1022}{0.0114}}} \quad (\text{VII.15})$$

$$\alpha = 351.6951 \text{ (m)}.$$

VI.8.1.1. Coup de bélier

A. La valeur numérique du coup de bélier

$$B = \frac{\alpha \cdot v_0}{g} \quad (\text{VII.16})$$

$$B = (351.6951 \cdot 1,2196) / 9.81 = 43.7234 \text{ (m)}.$$

B. La valeur maximale de la pression-surpression est

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII.17})$$

$$H_0 = 60 \text{ (m)}.$$

$$H_{\text{Surpression}} = H_0 + B \quad (\text{VII.18})$$

$$H_{\text{Surpression}} = 103.7234 \text{ (m)}.$$

C. La valeur maximale de la pression-dépression est

$$H_{\text{Dépression}} = H_0 - B \quad (\text{VII.19})$$

$$H_{\text{Dépression}} = 16.2765 \text{ (m)}.$$

On trouve que H surpression inférieure à 160 m et H dépression supérieure à 0 m, Donc on n'a pas des problèmes de coup de bélier.

VI.8.2. Forage 2

- La hauteur géométrique : $H_g = 59 \text{ (m)}$.
- Le débit : $Q = 15 \text{ (l/s)}$.
- La longueur de la conduite (Forage- Réservoir) : $L = 1242.25 \text{ (m)}$.
- $K = 83$ pour le (PEHD).

On utilise la fermeture brusque

Tableau (VI-2) : Tableau des caractéristiques de la conduite d'adduction (F₁-R)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	Re	ΔH _S (m)	ΔH _L (m)	ΔH _T
160	130.8	0.05	1,1168	1242.25	146077.44	1.03542	10.3542	11.3542

On a le diamètre 160 (mm).

. Calcul de la Célérité d'onde :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}}$$

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \cdot \frac{0.1308}{0.0146}}}$$

$$\alpha = 351.8058 \text{ (m)}$$

VI.8.2.1 Coup de bélier

A. La valeur numérique du coup de bélier

$$B = \frac{\alpha \cdot v_0}{g}$$

$$B = 40.0506 \text{ (m)}$$

B. La valeur maximale de la pression-surpression est

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_0 = 69$$

$$H_{\text{Surpression}} = H_0 + B$$

$$H_{\text{Surpression}} = 109.0506 \text{ (m)}$$

C. La valeur maximale de la pression-dépression est

$$H_{\text{Dépression}} = H_0 - B$$

$$H_{\text{Dépression}} = 28.9494 \text{ (m)}$$

On trouve que H surpression inférieure à 160 m et H dépression supérieure à 0 (m),
Donc on n'a pas des problèmes de coup de bélier.

VI.8.3. Forage 3

- La hauteur géométrique : $H_g = 87 \text{ (m)}$.
- Le débit : $Q = 14 \text{ (l/s)}$.
- La longueur de la conduite (Forage- Réservoir) : $L = 1052,6 \text{ (m)}$.
- $K = 83$ pour le (PEHD).

On utilise la fermeture brusque

Tableau (VI-3) : Tableau des caractéristiques de la conduite d'adduction

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	Re	ΔH _s (m)	ΔH _L (m)	ΔH _T
160	130,8	0.014	1.0424	1052.6	136345.92	0.773704	7.73704	8.51075

On a le diamètre 160 (mm).

. Calcul de la Célérité d'onde :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}}$$

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \cdot \frac{0.1308}{0.0146}}}$$

$$\alpha = 351.8058 \text{ (m)}.$$

VI.8.3.1 Coup de bélier

A. La valeur numérique du coup de bélier

$$B = \frac{\alpha \cdot v_0}{g}$$

$$B = 37.3825 \text{ (m)}.$$

B. La valeur maximale de la pression-surpression est

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_0 = 97 \text{ (m)}.$$

$$H_{\text{Surpression}} = H_0 + B$$

$$H_{\text{Surpression}} = 134.3825 \text{ (m)}.$$

C. La valeur maximale de la pression-dépression est

$$H_{\text{Dépression}} = H_0 - B$$

$$H_{\text{Dépression}} = 59.1675 \text{ (m)}.$$

On trouve que H surpression inférieure à 160 m et H dépression supérieure à 0 m, Donc on n'a pas des problèmes de coup de bélier.

CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons vu une description physique du phénomène du coup de bélier, et les causes qui produisent le problème, après avoir fait les calculs hydraulique (les valeurs de la surpression et de la dépression) on a déduit que la protection anti bélier n'est pas nécessaire.

Chapitre VII :

Distribution

VII.1. INTRODUCTION

L'eau est distribuée à partir de réservoir dans un réseau de canalisation sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

VII.2. Classification des réseaux de distribution

Il existe plusieurs types des réseaux, dans les principes :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau étagé.

VII.2.1 Réseau ramifié

Le réseau ramifié dans lequel les conditions de desserte ne comportent aucune alimentation de retour, il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval en alimentation en eau.

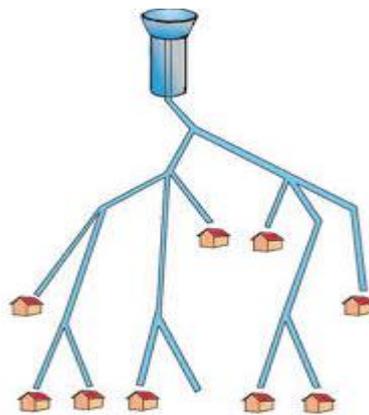


Figure (VII.1) : Schéma d'un réseau ramifié.

VII.2.2 Réseau maillé

Le réseau dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation en retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications. Ce type de réseau présente les avantages suivants :

- Plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture des conduites, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval sont alimentés par les autres conduites).
- Une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.

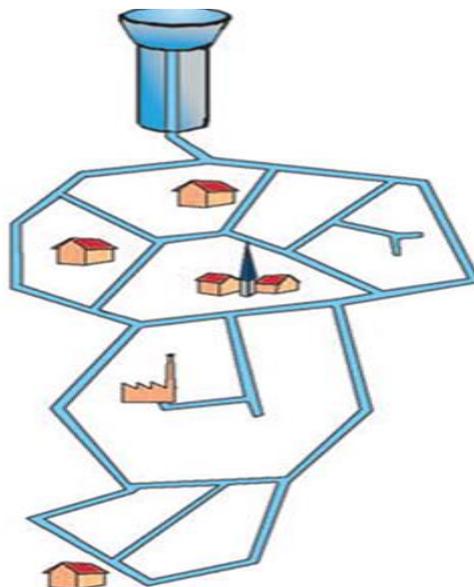


Figure (VII.2) : Schéma d'un réseau maillé.

VII.2.3 Réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier constitue une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

VII.3. Conception du réseau de distribution

Il y a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau. Les plus importants sont l'emplacement des consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. La distribution se fait gravitairement à partir d'un réservoir.

VII.3.1 Choix du tracé

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

- Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine... ;
- Éviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée .
- Préférer les zones accessibles : le long des chemins existants par exemple .
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problèmes fonciers ;
- Au niveau de la communauté, le tracé est généralement dicté par les contraintes liées à l'occupation des sols (jardins, maisons...).

VII.4. Choix de type des conduites

On a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution le PEHD en raison des Caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite.
- Durée de vie 50 ans prouvé par l'expérience et les tests de vieillissement.
- Coefficient de la rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartage.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique.

VII.5. Paramètres des réseaux

VII.5.1. Débits

Les conduites doivent supporter les plus grands débits instantanés ainsi que le débit de pointe.

VII.5.2. Choix des diamètres

Après avoir calculé les diamètres théoriques, il faudrait se referer aux catalogues où on expose les diamètres normalisés et commerciales.

VII.5.3. La vitesse

Sachant que les fortes vitesses d'écoulements qui est supérieur à 1.5 (m/s) favorisent la dégradation des parois internes de la conduite, et que les faibles vitesses qui inférieure à 0.5 (m/s) favorisent la formation des dépôts dans les conduites.

Donc il est nécessaire que la vitesse d'écoulement dans la conduite doive être comprise entre 0,5 et 1,5 (m/s).

VII.5.4. Pression de service

Cette pression ne peut être inférieure à 1 bar afin d'assurer le fonctionnement de certains appareils (chauffe bain instantané par exemple).

VII.6. Equipement du réseau de distribution (appareils et accessoires)

Le réseau de distribution est doté des accessoires cités ci-après qui devront être utilisés pour l'équipement :

VII.6.1. Les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués de :

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

VII.6.2. Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé, celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VII.6.3. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 1 bar. Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

VII.6.4. Clapets antiretours

Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu.

VII.6.5. Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses sont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

VII.6.6. Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

VII.6.7. Robinets de vidange (Décharge)

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange, et seront posé à l’intérieur d’un regard en maçonnerie.

VII.6.8. Pièces spéciales de raccord

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

VII.6.8.1. Les Tés

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

VII.6.8.2. Les coudes

Utilisés en cas de changement de direction.

VII.6.8.3. Les cônes de réduction

Ce sont des organes de raccord en cas d’existence des diamètres différents [14].

VII.7. Description du réseau de distribution

Schéma descriptif de la distribution de la localité de Tiliouine :

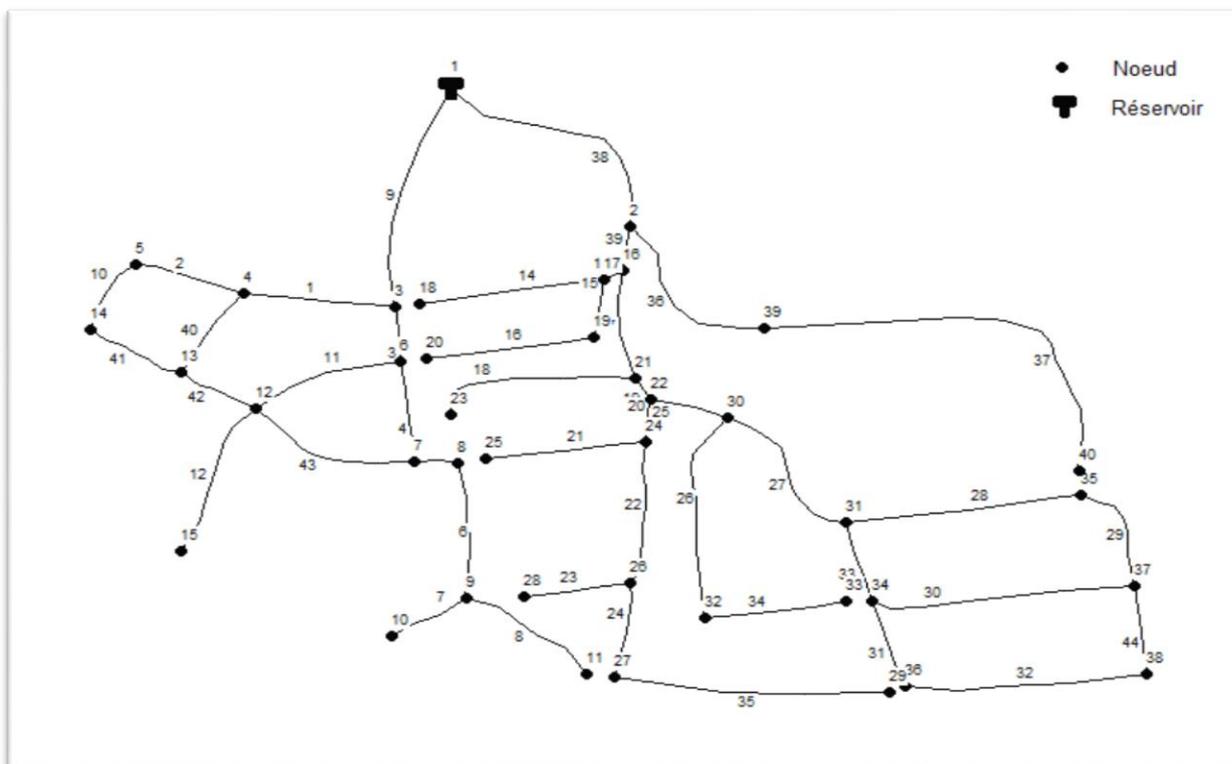


Figure (VII.3) : Schéma descriptif de la distribution de la localité de Tiliouine.

VII.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution [5]

VII.6.1. Débit de pointe

Le débit de pointe représente le débit de dimensionnement du réseau de distribution, il représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée, il est donné par la formule suivante

$$Q_p = k_{\max h} * Q_{\max j} / 24 \quad (\text{VI.1})$$

- Q_p : Débit de pointe (m^3/h).
- $Q_{\max. J}$: Débit maximum journalier (m^3/j).
- $K_{\max. h}$: Coefficient de variation horaire.

VII.6.2. Débit spécifique

Défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde :

$$Q_{sp} = Q_p / \Sigma L \quad (\text{VI.2})$$

- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).
- Q_p : Débit de pointe (l/s).
- ΣL : Somme des longueurs des tronçons du réseau.

VII.6.3. Débit en route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier. Il se calcule par :

$$Q_r = Q_{sp} * L_{ij} \quad (\text{VI.3})$$

- Q_r : Débit en route de tronçon (l/s).
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).

VII.6.4. Débit en nœud

C'est le débit concentré en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour des moitiés des tronçons des conduites ayant en commun le nœud considéré.

Se détermine suivant la relation :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri} \quad (\text{VI.4})$$

- Q_{ni} : Débit de nœud (l/s).
- $\sum Q_{ri}$: La somme des débits de route (l/s).

VII.9 Dimensionnement du réseau

VII.9.1. Calcul des différents débits

VII.9.1.1 Débit spécifique

Débit de pointe : $Q_p = 156.73 \text{ (m}^3\text{/h)} = 43.5361 \text{ (l/s)}$.

Somme des longueurs des tronçons du réseau : 9731,86 (m).

Alors que Débit spécifique est :

$$Q_{sp} = \frac{43.5361}{9731.86} = 0.004474 \text{ (L/s.m)}$$

VII.9.2.2 Débit en route

On calcule le débit en route du tronçon (1-2) :

$$Q_r = 0.004474 * 214.9 = 0.961463 \text{ (L/s)}$$

VII.9.3.3 Débit au nœud

On calcule le débit nodal pour le nœud n° : 01

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri} = 0.5 * (0.961463 + 0.913322) = 1.9607 \text{ (L/s)}$$

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (VII-1) : Tableau des débits au nœud.

Nœud	Tronçon	Longueur	Q (spécifique)	Q (route)	Q (Nœud)
1	1-2	214.9	0,004474	0,961463	0,5703679
	1-3	204.14	0,004474	0,913322	
2	2-16	40.07	0,004474	0,179273	0,9220467
	2-39	157.21	0,004474	0,703358	
	1-2	214.9	0,004474	0,961463	
3	3-4	118.8	0,004474	0,531511	0,8319179
	3-6	48.95	0,004474	0,219002	
	1-3	204.14	0,004474	0,913322	
4	4-5	87,71	0,004474	0,392415	0,6567608
	4-13	87,08	0,004474	0,389596	
	3-4	118,8	0,004474	0,531511	
5	5-14	70,6	0,004474	0,315864	0,3541395
	4-5	87,71	0,004474	0,392415	
6	6-7	90,82	0,004474	0,406329	0,5886889
	6-12	123,39	0,004474	0,552047	
	3-6	48,95	0,004474	0,219002	
7	7-8	33,33	0,004474	0,149118	0,5931182
	7-12	140,99	0,004474	0,630789	
	6-7	90,82	0,004474	0,406329	
8	8-9	121,52	0,004474	0,54368	0,3463995
	7-8	33,33	0,004474	0,149118	
9	9-10	68,22	0,004474	0,305216	0,6901145
	9-11	118,76	0,004474	0,531332	
	8-9	121,52	0,004474	0,54368	
10	9-10	68,22	0,004474	0,305216	0,1526081
11	9-11	118,76	0,004474	0,531332	0,2656661
12	12-13	67,11	0,004474	0,30025	0,7451671
	12-15	142,61	0,004474	0,638037	
	6-12	123,39	0,004474	0,552047	
13	4-13	87,08	0,004474	0,389596	0,525091
	14-13	80,54	0,004474	0,360336	
	12-13	67,11	0,004474	0,30025	
14	14-13	80,54	0,004474	0,360336	0,3381002
	5-14	70,6	0,004474	0,315864	
15	12-15	142,61	0,004474	0,638037	0,3190186
16	16-17	17,04	0,004474	0,076237	0,3466008
	16-21	97,83	0,004474	0,437691	
	2-16	40,07	0,004474	0,179273	
17	17-18	145,89	0,004474	0,652712	0,4796128
	17-19	51,47	0,004474	0,230277	
	16-17	17,04	0,004474	0,076237	
18	17-18	145,89	0,004474	0,652712	0,3263559
19	19-20	132,31	0,004474	0,591955	0,4111159
	17-19	51,47	0,004474	0,230277	
20	19-20	132,31	0,004474	0,591955	0,2959775

21	21-22	22,93	0,004474	0,102589	0,638328
	21-23	164,59	0,004474	0,736376	
	16-21	97,83	0,004474	0,437691	
22	22-24	38,36	0,004474	0,171623	0,2746812
	22-30	61,5	0,004474	0,275151	
	21-22	22,93	0,004474	0,102589	
23	23-21	164,59	0,004474	0,736376	0,3681878
24	24-25	125,57	0,004474	0,5618	0,6537856
	24-26	128,33	0,004474	0,574148	
	22-24	38,36	0,004474	0,171623	
25	24-25	125,57	0,004474	0,5618	0,2809001
26	26-27	85,45	0,004474	0,382303	0,6652391
	26-28	83,6	0,004474	0,374026	
	24-26	128,33	0,004474	0,574148	
27	27-29	215,89	0,004474	0,965892	0,6740976
	26-27	85,45	0,004474	0,382303	
28	26-28	83,6	0,004474	0,374026	0,1870132
29	27-29	215,89	0,004474	0,965892	0,4829459
30	30-31	142,87	0,004474	0,6392	0,8798792
	30-32	188,96	0,004474	0,845407	
	22-32	61,5	0,004474	0,275151	
31	31-34	73,96	0,004474	0,330897	0,8993411
	31-35	185,2	0,004474	0,828585	
	30-31	142,87	0,004474	0,6392	
32	32-33	110,77	0,004474	0,495585	0,670496
	30-32	188,96	0,004474	0,845407	
33	32-33	110,77	0,004474	0,495585	0,2477925
34	34-36	79,77	0,004474	0,356891	0,8087426
	34-37	207,8	0,004474	0,929697	
	31-34	73,96	0,004474	0,330897	
35	35-37	101,4	0,004474	0,453664	0,6411242
	31-35	185,2	0,004474	0,828585	
36	36-38	189,98	0,004474	0,849971	0,6034308
	34-36	79,77	0,004474	0,356891	
37	37-38	79,95	0,004474	0,357696	0,8705286
	35-37	101,4	0,004474	0,453664	
	34-37	207,8	0,004474	0,929697	
38	37-38	79,95	0,004474	0,357696	0,6038334
	36-38	189,98	0,004474	0,849971	
39	39-40	351,49	0,004474	1,572566	1,1380961
	2-39	157,27	0,004474	0,703626	
40	39-40	157,27	0,004474	0,703626	0,351813

VII.10. Configuration et simulation de réseau hydraulique

VII.10.1. Présentation du logiciel EPANET [21]

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif 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 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 divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution.

VII.10.2. Utilisation d'EPANET

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

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.10.3. Modélisation du réseau

Le logiciel EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues au frottement, il dispose des formules d'Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning.

- Il inclut les pertes de charge singulière aux coudes, aux tés, ... etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme les clapets anti-retours, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt, ...etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (Le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes au nœud, chacune avec une modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression.
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simple, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou complexes.

VII.10.4. Simulation du réseau

A l'aide du logiciel EPANET, on introduit les débits de Nœud et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque arc (conduite). Après on lance la simulation du réseau. Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN10 joint en annexe. Les résultats de simulation des arcs obtenus sont regroupés dans le tableau (VII.2).

Tableau (VII-2) : Tableau des vitesses et des pertes de charges.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre extérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge (m/km)
Tuyau 1	118,80	50	1,76	1,24	39,51
Tuyau 2	87,71	40	0,58	0,64	16,20
Tuyau 3	48,95	110	3,81	0,52	3,00
Tuyau 4	90,82	75	2,40	0,75	9,77
Tuyau 5	33,33	50	1,45	1,02	27,88
Tuyau 6	121,52	50	1,11	0,78	17,13
Tuyau 7	68,22	20	0,15	0,76	56,34
Tuyau 8	118,76	25	0,27	0,77	40,59
Tuyau 9	204,14	125	6,41	0,67	4,08
Tuyau 10	70,60	25	0,23	0,66	31,50
Tuyau 11	123,39	40	0,82	0,90	29,52
Tuyau 12	142,61	25	0,32	0,92	56,16
Tuyau 13	17,04	50	1,51	1,06	29,93
Tuyau 14	145,89	32	0,33	0,56	16,88
Tuyau 15	51,47	40	0,71	0,78	22,74
Tuyau 16	132,31	32	0,30	0,51	14,22
Tuyau 17	97,83	125	10,32	1,08	9,68
Tuyau 18	164,59	32	0,37	0,63	20,88
Tuyau 19	22,93	125	9,31	0,98	8,03
Tuyau 20	38,36	75	2,94	0,92	14,08
Tuyau 21	125,57	25	0,28	0,81	44,82
Tuyau 22	128,33	75	2,01	0,63	7,09
Tuyau 23	83,60	25	0,19	0,54	21,90
Tuyau 24	85,45	50	1,16	0,81	18,49
Tuyau 25	61,50	110	6,09	0,83	6,98
Tuyau 26	188,96	40	0,79	0,87	27,61
Tuyau 27	142,87	90	4,43	0,90	10,34
Tuyau 28	185,20	50	0,96	0,68	13,36
Tuyau 29	101,40	32	0,32	0,56	16,59
Tuyau 30	207,80	50	0,86	0,60	10,93
Tuyau 31	79,77	50	0,89	0,63	11,66
Tuyau 32	189,98	32	0,29	0,50	13,71
Tuyau 33	73,96	63	2,56	1,14	25,48
Tuyau 34	110,77	32	0,25	0,43	10,42
Tuyau 35	215,89	40	0,48	0,53	11,57
Tuyau 36	157,21	50	1,49	1,05	29,11
Tuyau 37	351,49	32	0,35	0,61	19,28
Tuyau 38	214,90	200	14,59	0,60	1,87
Tuyau 39	40,07	125	12,18	1,28	13,09
Tuyau 40	87,08	40	0,52	0,58	13,38
Tuyau 41	80,54	20	0,11	0,54	30,79
Tuyau 42	67,11	20	0,11	0,55	30,84
Tuyau 43	140,99	32	0,36	0,61	19,54
Tuyau 44	79,95	32	0,31	0,54	15,78

La simulation a donné les résultats des pressions et des charges au niveau des nœuds, qui sont représentés dans le tableau (VII.3) et les figures (VII.4) (VII.5) ci-dessous :

Tableau (VII-3) : Tableau des pressions et des charges au niveau des nœuds

Nœuds	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 02	179	0,9220	193,60	14,60
Nœud 03	172	0,8319	193,17	21,17
Nœud 04	172	0,6567	188,47	16,47
Nœud 05	172	0,3541	187,05	15,05
Nœud 06	169	0,5886	193,02	24,02
Nœud 07	168	0,5931	192,13	24,13
Nœud 08	170	0,3463	191,20	21,20
Nœud 09	168	0,6901	189,12	21,12
Nœud 10	165	0,1526	185,28	20,28
Nœud 11	167	0,2656	184,30	17,30
Nœud 12	165	0,7451	189,38	24,38
Nœud 13	166	0,5250	187,31	21,31
Nœud 14	169	0,3381	184,83	15,83
Nœud 15	159	0,8319	193,17	21,17
Nœud 16	176	0,3466	193,07	17,07
Nœud 17	174	0,4796	192,56	18,56
Nœud 18	172	0,3263	190,10	18,10
Nœud 19	174	0,4111	191,39	17,39
Nœud 20	169	0,2959	189,51	20,51
Nœud 21	175	0,6383	192,13	17,13
Nœud 22	175	0,2746	191,94	16,94
Nœud 23	170	0,3681	188,69	18,69
Nœud 24	174	0,6537	191,40	17,40
Nœud 25	169	0,2809	185,77	16,77
Nœud 26	172	0,6652	190,49	18,49
Nœud 27	167	0,6740	188,91	21,91
Nœud 28	168	0,1870	188,66	20,66
Nœud 29	166	0,4829	186,41	20,41
Nœud 30	175	0,8798	191,51	16,51
Nœud 31	175	0,8993	190,04	15,04
Nœud 32	171	0,5404	186,30	15,30
Nœud 33	173	0,2477	185,14	12,14
Nœud 34	170	0,8087	188,15	18,15
Nœud 35	174	0,6411	187,56	13,56
Nœud 36	168	0,6034	187,22	19,22
Nœud 37	171	0,8705	185,88	14,88
Nœud 38	171	0,6038	184,62	13,62
Nœud 39	170	1,1380	189,02	19,02
Nœud 40	170	0,3518	182,25	12,25
Réservoir 1	189		194,00	5,00



Figure (VII.4) : Etat des arcs (conduites) du réseau.

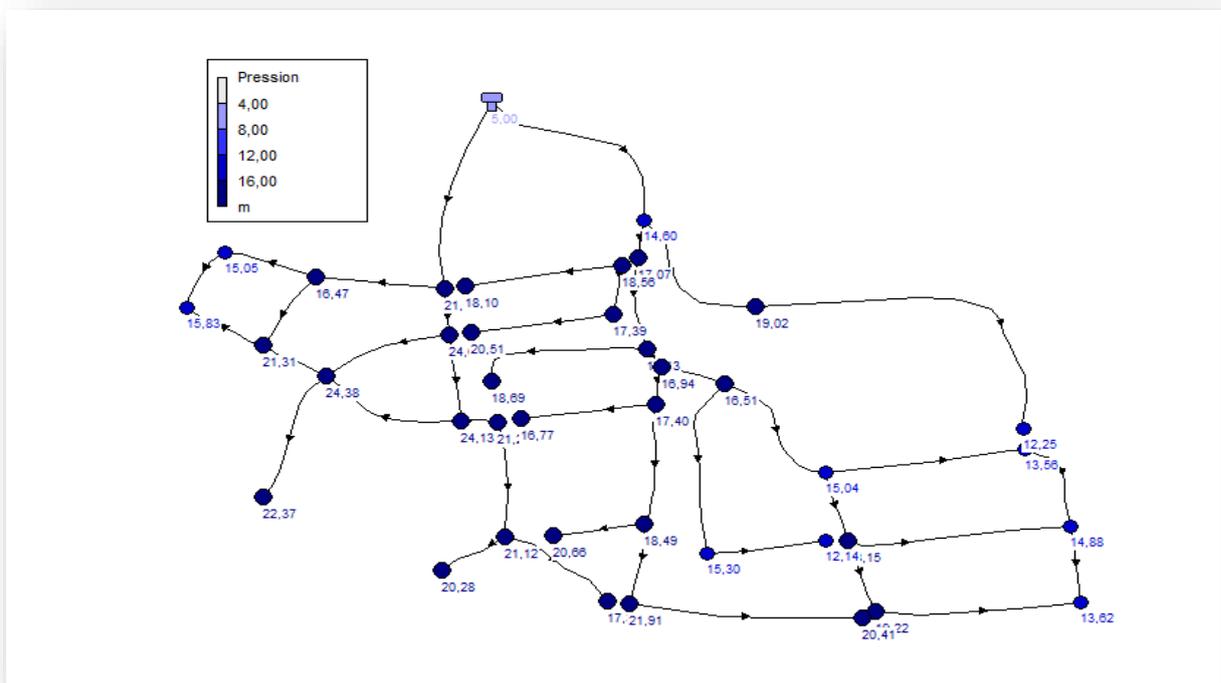


Figure (VII.5) : Etat des nœuds du réseau.

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons dimensionné le réseau d'alimentation en eau potable de la localité de Tiliouine. La détermination des paramètres hydrauliques comme le débit, le diamètre et la pression ont été réalisés à l'aide du logiciel EPANET. Les vitesses sont acceptables ainsi que la pression aux points les plus bas pour assurer l'alimentation d'eau de ce village.

CONCLUSION GENERAL

Au cours de ce travail, nous avons proposé le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la localité de Tiliouine commune de Lakhdaria wilaya de BOUIRA, ou ce dernier souffre d'un manque exorbitant en eau, vu la vétusté du réseau et l'extension des zones d'habitation avec l'évolution démographique que connaît cette région.

Après avoir présenté les caractéristiques de la localité de Tiliouine et ses ressources, lors des calculs pour estimer leurs besoins en eau nous avons trouvé un déficit à l'horizon 2052 et afin de combler ce déficit nous avons envisagé d'implanter un nouveau forage.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, on a ajouté un réservoir jumel, d'une capacité de **800 (m³)** au réservoir existant de **200 (m³)**. Ils sont implantés à une altitude de **189 (m)**.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables entre $0.5\text{m/s} \leq V \leq 1.5\text{m/s}$.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au réservoir, a été réalisé par le logiciel CAPRARI, qui donne des résultats plus précis que l'utilisation d'un catalogue.

Concernant les matériaux des conduites, nous avons opté pour le polyéthylène haute densité (PEHD), pour les avantages qu'il présente.

La dernière étape de la conception de ce projet est la distribution. Le réseau mixte est pris comme mode de distribution avec des conduites en PEHD.

Il est simulé à l'aide du logiciel EPANET 2.0V. La simulation du réseau a été effectuée sur 24 heures, on a choisi les diamètres toutes en respectent les pressions et les vitesses d'écoulement dans les limites souhaitées.

Bibliographie

- [1] Données géographique, Service d'APC de la commune de BOUIRA, Wilaya de BOUIRA.
- [2] Données démographique et climatiques et géographique, Service d'APC de la commune de Lakhdaria, Wilaya de BOUIRA.
- [3] Centre d'Etude et Réalisation en Urbanisme URBA.BOUIRA
- [4] Google Earth
- [5] **AHSENE L.** : Alimentation en eau potable (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2015.
- [6] **BENARIBA M.** : Alimentation en eau potable de la ville de CHEbli (W. Blida), Mémoire de Fin d'Etude, Ingénieur d'état en hydraulique, Université Abou Baker Belkaid de Tlemcen, 2012-2013.
- [7] **OULBANI Kh., GHERBI H.** : Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ouled Sidi Brahim (W. Bordj Bou Arreridj), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2018.
- [8] **ALILECHE D., DERDAR N.** : Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ait Bouaddou (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2016.
- [9] **BENDAHMANE.I et OUBELGHA.N** : <<Renforcement de l'AEP de Ouadhais et Taguemount EL Djedid à partir de Takhoukt (Wilaya de Tizi Ouzou) >> Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia 2007.
- [10] **Bonnin, J.** : "Hydraulique urbaine", Tome I : Captage-Réseau d'adduction-Réservoir-Réseaux de distribution-Equipements-Pompes-Petites centrales hydraulique.
- [11] Catalogue PEHD, STMP CHIALI.
- [12]-**H.AYA, Alimentation en eau potable, 2009.** <http://www.scribd.com/doc/35885451/Aliment-at-Ion-en-Eau-Potable>
- [13]-**cours en ligne hydraulique urbaine** <http://www.scribd.com/doc/40106751/cours-hydraulique-hurbain>
- [14] <https://docplayer.fr/14227721-Differents-types-de-pompes.html>

[15] **KACET, A. et NAIT OUSLIMANE, S.** : Etude de renforcement du réseau d'AEP de centre Bourached et ses environs, Wilaya d'Ain Defla. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.

[16] **BENRADOUANE, N. et 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 usées de la région d'ALI MESBAH commune d'EL HAROUCH (W.SKIKDA), master université Abderrahmane Mira, Algérie 72 page juin 2015.

[17] Google Earth

[18] **BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N.** : ''Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMOUNT EL DJEDID à partir de THAKHOUKHT, wilaya de Tizi Ouzou''. Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2007.

[19] **HAMDAOUI, H. et MERZOUGUI, K.** : " Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Sedouk à partir du transfert Akbou—Bejaia à partir du barrage Tchi-Haf ". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2010.

[20] **REMINE HAYAT.** : ''Renforcement de l'alimentation en eau potable des communes de la daïra de chemini (bejaia)'' . Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2015.

[21] **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine", Tome II : ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris 216, 1979. Chapitre des pompes : docplayer France. Types déferents des pompes

[22] **LEZOUL, B. et CHEKAOUI, L.** : Etude d'ape des six communes sud de la wilaya de Bejaïa et distribution du chef-lieu de Tazmalt, Wilaya Bejaïa, Mémoire de Fin d'Etude, Master ; Université A-Mira Béjaia. 102 pages, 2015.

[23] Manuel d'utilisation du logiciel Epanet, fournit avec le CD d'installation.

[24]-**Cherfawi Ismail**, MFE, coup de bélier, ENSH, 2003

[25]-**M.ESCAND.L** " Hydraulique générale", Tome II Edition, paris 1971.

[26]-**M.MEUNIER** "Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau, Paris 1980.

[27]-**Mahmoud Moussa**, Alimentation en eau potable, Tunisie, 2002

<http://www.lmhe-enit.com/assets/Poly-Alimentation-en-Eau%20Potable%20-Moussa%20-%202002.pdf? PHPSESSID=f9842f9cc68528dc9c95f37049ba9b38>

[28] : **Catalogue PAM Adduction d'eau** : « canalisation pour l'eau potable et l'irrigation, tuyaux et raccordement ». Saint-Gobain 2010.

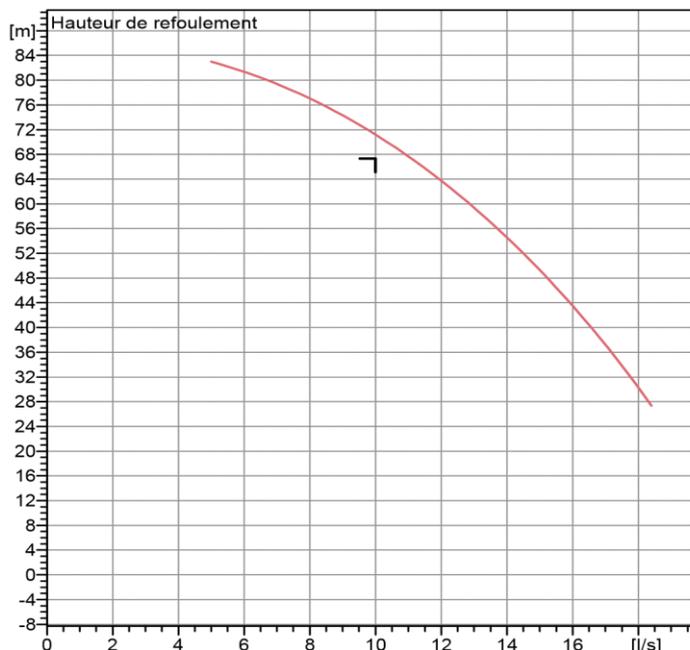
Annexe (I) : Les caractéristiques de la pompe E6S55/6P+MC615



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E6S55/6P + MC615	
Caractéristiques requises	
Débit	10 l/s
Hauteur de refoulement	67,3 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule 1
N.be de pompes	
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10,6 l/s
Hauteur de refoulement	69,3 m
Puissance absorbée	9,78 kW
Rendement	73,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	88 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	11 kW
Courant nominal	24,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	40 g/m ³
Teneur maximum en matières solides	998 kg/m ³
Densité max.	1
Viscosité maxi.	mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	112 kg

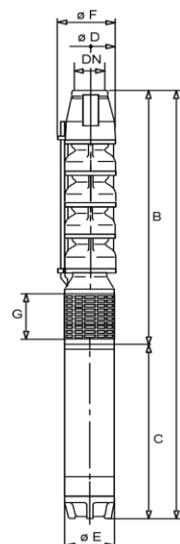


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 1834
- B = 1072
- C = 762
- D = 141
- DN = G3"
- E = 143
- F = 150
- G = 124



Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre Roue	Acier inox
Bague d'usure	Fonte
Crépine	Caoutchouc
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	·
	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator Butée (6")	Acier inox
Butée (4") Para-sable	Type Michell
	Acier
	Caoutchouc

Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
21.09.2022	1		

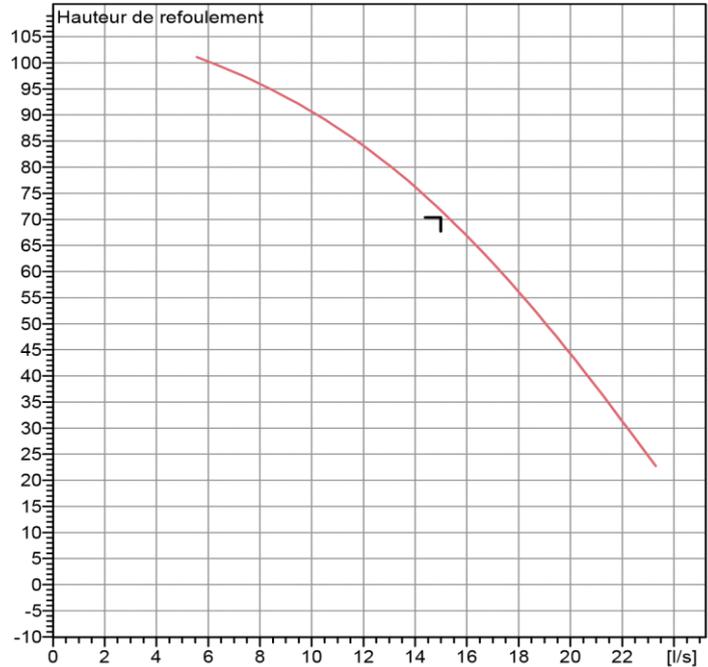
Annexe (II) : Les caractéristiques de la pompe E6S64/8A+MC620

caprari

Motors - Pumps

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E6S64/8A + MC620	
Caractéristiques requises	
Débit	15 l/s
Hauteur de refoulement	70,4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	15,2 l/s
Hauteur de refoulement	70,7 m
Puissance absorbée	13,9 kW
Rendement	75,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	111 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
de pôles	2
Puissance nominale P2	15 kW
Courant nominal	34,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	40 g/m ³
Teneur maximum en matières solides	998 kg/m ³
Densité max.	1 mm ² /s
Viscosité maxi.	131 kg
Caractéristiques générales	
Poids	131 kg



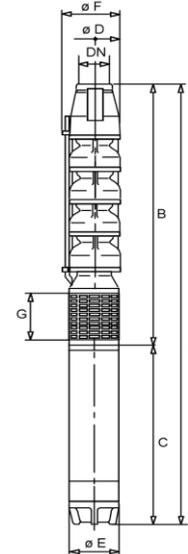
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2124
- B = 1302
- C = 822
- D = 143
- DN = G3"
- E = 143
- F = 150
- G = 124



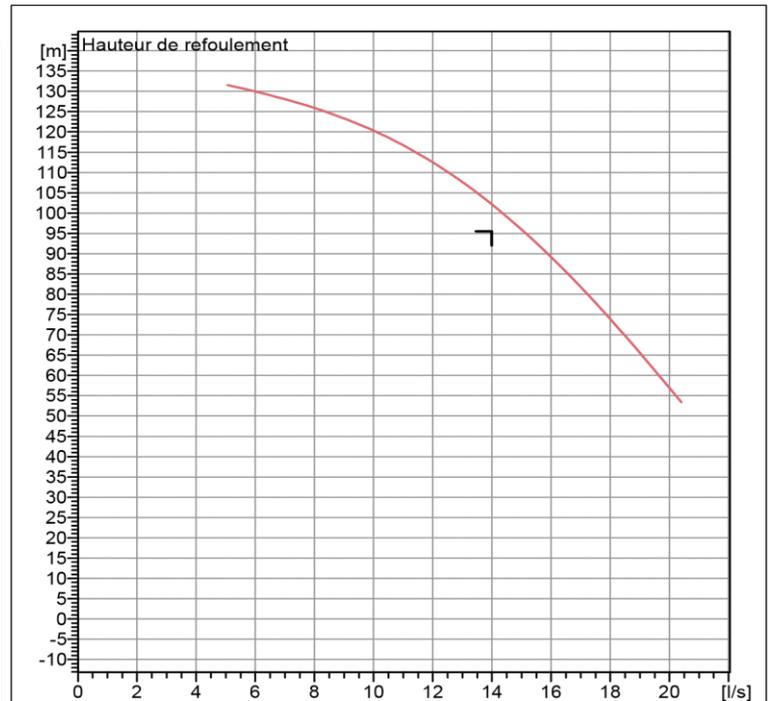
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre Roue	Acier inox
Bague d'usure	Fonte
Crépine	Caoutchouc
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator Butée (6")	Acier inox
Butée (4") Para-sable	Type Michell
	Acier
	Caoutchouc

Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
21.09.2022	1		

Annexe (III) : Les caractéristiques de la pompe E8R40/6+MCH630

E8R40/6 + MCH630	
Caractéristiques requises	
Débit	14 l/s
Hauteur de refoulement	95,5 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	14,9 l/s
Hauteur de refoulement	96,6 m
Puissance absorbée	19,1 kW
Rendement	73,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	144 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale Nombre de pôles	2900 1/min 2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	47 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	40 g/m ³
maximum en matières solides	998 kg/m ³
Densité max.	1
Viscosité maxi.	mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	163 kg

Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Roue	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

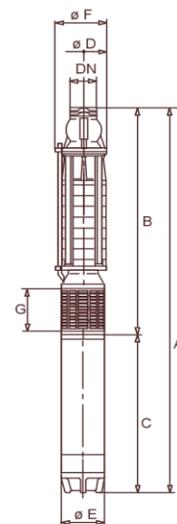


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2111
- B = 968
- C = 1143
- D = 188
- DN = G3"
- E = 143
- F = 193
- G = 198

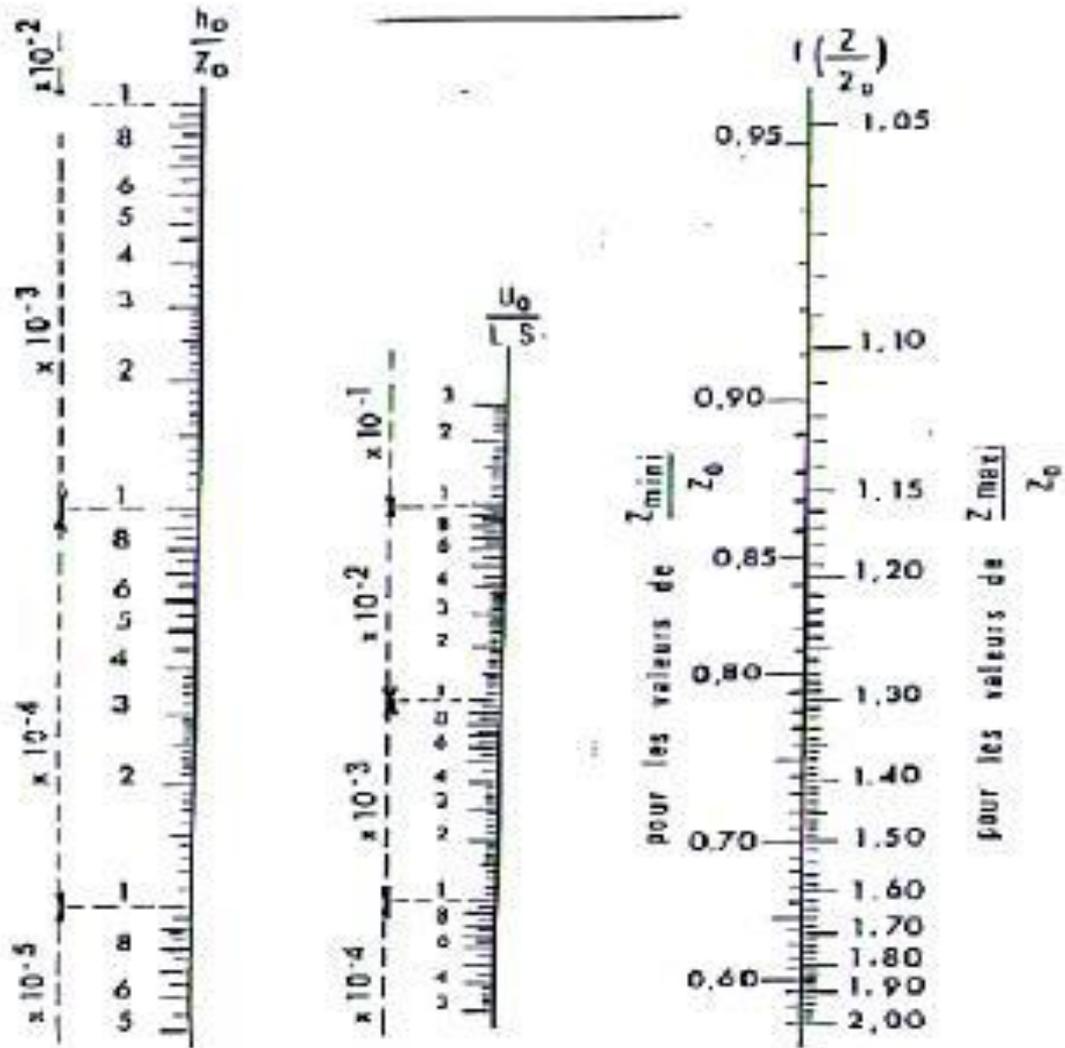


Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
21.09.2022	1		

ABAQUE DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR



PLANCHÉ XXVII

Annexe (IV) : Abaque de Vebert

Annexe (V) : Prix de revient des conduites PN16

Type du tube	Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA/ml)
PN 16	90	8,2	571,69
	110	10,0	844,30
	125	11,4	1093,08
	160	14,6	1786,51
	200	18,2	2805,48
	250	22,7	4340,56
	315	28,6	6881,37
	400	36,3	11116,05
	500	45,4	17335,76
	630	57,2	26341,10

Annexe (VI) : Régime de consommation des agglomérations

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

ملخص:

شهدت بلدية تيليوين نموا سكانيا كبيرا في السنوات الأخيرة، مما أدى الى نقص متزايد في مياه الشرب بالإضافة الى ذلك قادتنا الحالة المتدهورة لشبكة توزيع المياه الى تصميم شبكة جديدة. من اجل تحقيق اهداف هذا المشروع، قمنا بجمع أكبر قدر من المعلومات لتقييم الاحتياجات المائية التي يجب تلبيتها على المدى الطويل، وقد انتهينا من انشاء خزان بسعة 800 متر مكعب بجانب خزان موجود مسبقا بسعة 200 متر مكعب تتم تغذيتهم من ثلاث آبار بواسطة ثلاث مضخات غاطسة. أخيرا، قمنا بإعادة تصميم ومحاكات شبكة توزيع المياه بواسطة برنامج (EPANET) وتعديل الضغط و السرعة داخل الشبكة وفقا للمعايير المعمول بها.

Résumé :

La localité de Tiliouine a connu ces dernières années un accroissement démographique important, ce qui a provoqué un manque accru en eau potable. De plus, l'état dégradé du réseau nous a amené à dimensionner un nouveau réseau d'AEP.

Afin d'atteindre les objectifs de ce projet, nous avons collecté un maximum d'informations pour évaluer les besoins en eau qui doivent être satisfaits à long terme, et nous avons conclu la mise en place d'un réservoir jumel d'une capacité de 800 (m³) à un réservoir existant d'une capacité de 200(m³) alimentés du trois forages par trois pompes émergées.

Enfin, nous avons fait la distribution à l'aide de logiciel EPANET et on a réglé les pressions et les vitesses selon les normes.

Abstract:

The settlement of Tiliouine has experienced in recent years a significant demographic growth, which has caused an increased lack of drinking water. Moreover, the degraded state of the system has brought us to dimension a new water supply system.

In order to achieve the objectives of this project, we collected a maximum of information to evaluate the water needs that must be provided in the long term, and we concluded the installation of a twin tank with a capacity of 800 m³ to an existing tank with a capacity of 200 (m³) fed from three boreholes by three emergent pumps.

Finally, the distribution was done using EPANET software and the pressures and velocities were adjusted according to the standards.