

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



Faculté Du technologie

Département d'hydraulique

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

- **BOUDJETTOU Mohamed**
- **SEMOUM Massinissa**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

Étude et élaboration d'un système d'information géographique (S.I.G) du réseau d'eau potable du village tadergount, commune de Darguina Wilaya De Bejaia

Soutenu le **28/09/2021** devant le jury composé de :

- Président : **Mr BENDADOUCHE.H**
- Promoteur : **Mr SAOU.A**
- Examineur : **Mr HAMCHAOUIS**

Année universitaire : 2020/2021

Remerciements

En premier lieu, je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, la volonté et la patience pour mener ce modeste travail.

Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et sincère remerciement à notre encadreur Mr SAOU A. Pour son orientation et son temps qu'il nous a accordé pour notre encadrement.

Nous remercions les membres de jury pour avoir accepté de lire et de juger notre modeste travail.

A tous les enseignants du département d'hydraulique qu'ont faite de leurs mieux pour former les futures cadres que nous somme.

Nous remercions toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin, merci.

Dédicace

Je dédie ce Modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

Mes très chers parents à qui je dois tout, je profite de les remercier pour leur encouragement, leur aide, le soutien qu'ils m'ont apporté et le sacrifice qu'ils ont fait pour moi, afin d'atteindre mon objectif, ainsi leur éducation qui est la monnaie courante dans ma vie, que dieu les protège et les entoures de sa bénédiction.

Dédicace à :

- Mon frère : Abdeslam Afin d'accomplir ce travail.*
- Mes sœurs : Kenza Hanan et Manal*
- A mes oncles : Azzedine, Laid et Abdelghani*
- Mon binôme Massinissa et sa famille.*
- Tous mes amis(es) sans exception.*
- Tous les étudiants du département D'hydraulique en particulier
Notre promotion.*

Mohamed

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

Mes très chers parents pour leur sacrifice, leur encouragement, leurs soutiens moral et financier tout au long de mon parcours scolaire.

Dédicace :

- *A mes chers frères :Abdelghani Faouzi et Lyes*
- *A mes sœurs :Karima et Nabila*
- *A tous mes amis sans exception, à ma chère amie Mouna merci d'être toujours là pour moi, Sans oublier mon binôme Mohamed et sa famille*
- *A toute personne ayant contribuéDe près ou de loin à la réalisation de ceprésent travail.*

Massinissa

Table de matières

Table de matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Etat des lieux et Estimation des besoins	
I.1.Introduction.....	2
I.2.Etat des lieux.....	2
I.2.1.Situation géographique	2
I.2.2. Situation topographique.....	2
I.2.3.Situation géologique et géomorphologique.....	2
I.2.4.Situation hydraulique.....	3
I.2.5. Situation climatique.....	3
I.3. Estimation des besoins.....	4
I.3.1. Estimation de la population future.....	4
I.3.2. Détermination des besoins en eau.....	4
I.3.2.1. Estimation des besoins domestique.....	4
I.3.3. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	5
I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	7
I.3.5. Variation de la consommation journalière.....	9
I.3.6. Variation de la consommation horaire.....	10
I.3.7. Bilan des consommations.....	13
I.4. Conclusion.....	13
Chapitre II : Ouvrages de stockage	
II.1. Introduction.....	14
II.2. Rôle des réservoirs.....	14
II.3. Emplacement des réservoirs.....	14
II.4. Classification des réservoirs.....	14
II.5. Equipement des réservoirs.....	15
II.5.1. Conduite 'adduction.....	15
II.5.2. Conduite de distribution.....	16
II.5.3. Conduite de trop plein.....	16
II.5.4. Conduite de vidange.....	16
II.5.5. Conduite de by-pass.....	17
II.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	17
II.6. Calcul de la capacité du réservoirs.....	18
II.6.1. Détermination de la valeur de P.....	19
II.6.2. Volume total du réservoir.....	19
II.7. Dimensionnement des réservoirs.....	19
II.7.1. Dimensionnement de STR1.....	19
II.7.2. Dimensionnement de la bache a eau.....	21
II.7.3. Dimensionnement de STR2.....	21
II.7.4. Dimensionnement de STR3.....	22
II.7.5. Dimensionnement du réservoir étagé.....	23

Table de matières

II.7.6. Dimensionnement du réservoir final	24
II.8. Conclusion	26

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction	27
III.2. Type d'adduction.....	27
III.2.1. Adduction gravitaire.....	27
III.2.2. Adduction par refoulement.....	27
III.2.3. Adduction mixte	27
III.3. Choix du tracé	27
III.4. Choix du type du matériau de la conduite.....	28
III.5. Description du schéma d'adduction	28
III.6. Etude technico-économique de la conduite.....	28
III.6. Etude technico-économique de la conduite.....	28
III.6.1. Calcul du diamètre économique	29
III.6.2. Calcul de la vitesse	30
III.6.3. Calcul de la perte de charge	30
III.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.....	31
III.6.5. La puissance absorbée par la pompe	32
III.6.6. L'énergie annuelle consommée par la pompe.....	32
III.6.7. Frais d'exploitation	32
III.6.8. Frais d'amortissement	32
III.6.9. Calcul du bilan	33
III.7. Calcul des diamètres économiques	33
III.7.1. Calcul du tronçon source (Mnina) - station de reprise 1 (El Mith).....	33
III.7.2. Calcul du tronçon station de reprise 1 – Bache (El Mith).....	34
III.7.3. Calcul du tronçon station de reprise 1 – station de reprise 2.....	35
III.7.4. Calcul du tronçon station de reprise 2 – station de reprise 3.....	35
III.7.5. Calcul du tronçon de station de reprise 3 – réservoir étagé.....	36
III.7.6. Calcul du tronçon de str3 – réservoir final	37
III.8. Conclusion.....	38

Chapitre IV : Pompes

IV.1. Introduction	39
IV.2. Classification des pompes	39
IV.2.1 Les pompes volumétriques	39
IV.2.2 Les turbo pompes	39
IV.3. Choix de la pompe	39
IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	40
IV.4.1. Hauteur manométrique	40
IV.4.2. La vitesse de rotation	40
IV.4.3. La puissance	40
IV.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe.....	40
IV.4.3.2. La puissance hydraulique ou utile	41
IV.4.4. Le rendement	41

Table de matières

IV.5. Courbe Caractéristique d'une pompe.....	41
IV.5.1.courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	41
IV.5.2. Courbes caractéristique de la conduite.....	42
IV.6. Couplage des pompes	42
IV.6.1. Couplage en parallèle	42
IV.6.2. Couplage en série	42
IV.7.Le point de fonctionnement	42
IV.7.1. Recherche du point de fonctionnement.....	42
IV.7.2. Réalisation du point de fonctionnement	43
IV.7.2.1. Réduction ou augmentation de temps de pompage	43
IV.7.2.2. Régulation par le vannage (par étouffement).....	44
IV.7.2.3. variation de la vitesse de rotation.....	44
IV.7.2.4. Rognage de la roue de la pompe	45
IV.8. Le phénomène de la cavitation	45
IV.9.Choix des pompes	47
IV.9.1. Tronçon station de reprise str1 _ str2.....	47
IV.9.2. Tronçon station de reprise str2 _ str3.....	48
IV.9.3. Tronçon station de reprise str3 _ Réservoir final.....	49
IV.10. Conclusion	50

Chapitre V : Protection des Conduites contre le Coup de Bélier

V.1. Introduction	51
V.2. Causes et conséquences du phénomène	51
V. 3.Moyens de protection contre le coup debélier	51
V.4. Etude du coup de bélier.....	52
V.4.1. Valeurs numérique du coup de bélier.....	52
V.5. Calcul du coup de bélier pour les différents tançons.....	53
V.5.1. Calcul du coup de bélier pour les tançons de refoulement.....	53
V.5.2. Calcul du coup de bélier pour les tançons gravitaires	54
V.7. Conclusion.....	55

Chapitre VI : Distribution

VI.1. Introduction.....	56
VI.2. Différents types de réseau	56
VI.2.1. Réseau ramifié.....	56
VI.2.2. Réseau maillés.....	57
VI.2.3. Réseau mixte	57
VI.2.4. Réseau étagé.....	57
VI.3. Choix du réseau à adopter	57
VI.3.1. Matériaux à utiliser	57
VI.3.2. Conception du réseau	58
VI.4. Dimensionnement du réseau de distribution.....	58
VI.4.1. Détermination des débits	58
VI.4.1.1. Débit de pointe	58
VI.4.1.2. Débit spécifique	58

Table de matières

VI.4.1.3. Débits en route	59
VI.4.1.4. Débits aux nœuds	59
I VI.4.1.5. Débits en chaque tronçon Qt.....	59
VI.4.2. Calcul des pertes de charge	59
VI.4.2.1. Pertes de charge linéaire.....	60
VI.4.2.2. Pertes de charges singulières.....	60
VI.4.3. Calcul des pressions de service du réseau (au sol).....	60
VI.5 Simulation du réseau hydraulique	61
VI.6. Dimensionnement du réseau	61
VI.6.1. Calcul des débits.....	61
VI.6.1.1. Les débits de pointe	61
VI.6.2. VI.6.2. Calcul des différents débits du réseau.....	61
VI.6.2.1 La zone I	61
VI.6.2.2 La zone II	67
VI.6.2.3 La zone III.....	68
VI.6.2.4 La zone III.....	70
VI .7. Conclusion	71

Chapitre VII : Elaboration d'un Systèmes d'Information Géographiques

VII.1. Introduction.....	72
VII.2. Présentation du système d'information géographique SIG	72
VII.2.1. Système d'information géographique	72
VII.2.2. Principales composantes d'un SIG	72
VII.2.3. Fonctionnalités d'un SIG	72
VII.3. Elaboration d'un SI	72
VII.3.1. Définition de MapInfo	74
VII.3.2. Création d'un SIG pour la zone de Tadergount.....	74
VII.3.2.1. Calage des cartes rasters	74
VII.3.2.2. Préparation des fonds de carte	75
VII.3.2.3. Création des tables	76
VII.3.2.4. La vectorisation du réseau d'AEP sur MapInfo	77
VII.3.2.5. Vectorisation de la chaine d'adduction.....	77
VII.3.2.6. Vectorisation du réseau de distribution	78
VII.4. La gestion du réseau d'alimentation en eau potable.....	81
VII.5.1. La gestion classique des réseaux d'AEP.....	81
VII.5.2. La gestion informatisée des réseaux d'AEP	82
VII.5.3. La gestion des réseaux d'AEP par SIG	82
VII.5.3.1. Requêtes SQL	82
VII.5.3.2. Analyse thématique	84
VII.6. Conclusion	85

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Potentiel hydrique de la commune	3
Tableau I.2 : ouvrages de stockage Tadergout	3
Tableau I.3 : Estimation de la population future	4
Tableau I.4 : Dotation prise en compte pour la consommation domestique	4
Tableau I.5 : Détermination des besoins domestiques actuels et futurs	5
Tableau I.6 : Besoins en eau des équipements du quartier IGHZERN'Dergout.....	6
Tableau I.7 : Besoins en eau des équipements du quartier TASSASTE	6
Tableau I.8 : Besoins en eau des équipements du quartier IKHEROUAN	6
Tableau I.9 : Besoins en eau des équipements du quartier IGUENANE	6
Tableau I.10 : Récapitulatif des différents besoins en eau de village Tadergout	7
Tableau I.11 : Débit moyen journalier majoré pour le village de Tadergout	8
Tableau I.12 : variation de la Consommation journalière par quartier en m^3/j	9
Tableau I.13 : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants	10
Tableau I.14 : Variation de β_{max} et de $K_{max.h}$ en fonction du nombre de la population actuelle	11
Tableau I.15 : Variation de β_{max} et de $K_{max.h}$ en fonction du nombre de la population à l'horizon2051	12
Tableau I.16 :Consommation moy, max horaire pour les différents horizons (m^3/h)	13
Tableau I.17 :bilan des ressources (m^3/j).....	13
Tableau II.1 :Dimensionnement de la SR1	20
Tableau II.3 :Dimensionnement de la SR2	21
Tableau II.3 :Dimensionnement de la SR3	22
Tableau II.4 :Dimensionnement du réservoir étagé	23
Tableau II.5 : Calcul des K max.h	24
Tableau II.6 :Vérification de la capacité du réservoir final	25
Tableau III.1 :Calcul des pertes de charge total	33
Tableau III.2 :Calcul de la hauteur manométrique totale.....	34
Tableau III.3 :Calcul des pertes de charge totales.....	35
Tableau III.4 :Calcul des frais d'exploitation.....	35
Tableau III.5 : Calcul des frais d'amortissement	35
Tableau III.6 :Calcul du bilan	35
Tableau III.7 :Calcul des pertes de charge totales.....	36
Tableau III.8 :Calcul des frais d'exploitation.....	36
Tableau III.9 :Calcul des frais d'amortissement	36
Tableau III.10 :Calcul du bilan	36
Tableau III.11 :Calcul de la hauteur manométrique totale.....	37
Tableau III.12 :Calcul des pertes de charge totales	37
Tableau III.13 :Calcul des frais d'exploitation.....	37
Tableau III.14 : Calcul des frais d'amortissement	38
Tableau III.15 :Calcul du bilan	38
Tableau IV.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	47
Tableau IV.2 : Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons derefoulement. 53	

Liste des tableaux

Tableau IV.3 : Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tançons gravitaires.....	54
Tableau VI.1 :Les débits de route et au nœud de chaque traçons.....	62
Tableau VI.2 :Les données du réseau après la simulation.....	64
Tableau VI.3 :Les données du réseau après la simulation.....	65

Liste des figures

Liste des figures

Figure I.1 : Découpage administratif de la wilaya de Bejaia	02
Figure II.1 : Conduite d'adduction	15
Figure II.2 : Conduite de distribution	16
Figure II.3 : trop plein et vidange	16
Figure II.4 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	17
Figure II.5 : Schéma général de réservoir.....	18
Figure IV.1 : Courbe caractéristique d'une pompe centrifuge.....	43
Figure IV.2 : Courbes caractéristiques d'une pompe.....	45
Figure IV.3 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge	48
Figure IV.4 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	48
Figure IV.5 : Les courbe caractéristique de la pompe 1	49
Figure IV.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe 2	50
Figure IV.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe 3	51
Figure VI.1 : Réseau ramifié.....	56
Figure VI.2 : Réseau maillé	57
Figure VI.3 : Etat du réseau après la simulation	65
Figure VI.4 : Etat du réseau avec réducteur après la simulation.....	67
Figure VI.5 : Etat du réseau après la simulation	68
Figure VI.6 : Etat du réseau après la simulation	69
Figure VI.7 : Etat du réseau avec réducteur après la simulation.....	69
Figure VI.8 : Etat du réseau après la simulation	70
Figure VI.9 : Etat du réseau avec réducteur après la simulation.....	71
Figure VII.1 : Organigramme d'utilisation d'un SIG	73
Figure VII.2 : Calage de la carte de la zone d'études	75
Figure VII.3 : Le fond de la carte après le calage.....	75
Figure VII.4 : Résultat de la vectorisation de la chaine d'adduction.....	77
Figure VII.5 : Table des réservoirs	78
Figure VII.6 : Table des conduites	78
Figure VII.7 : Résultat de la vectorisation du réseau de distribution	78
Figure VII.8 : Table des nœuds	79
Figure VII.9 : Table des conduites	80
Figure VII.10 : Informations attributaires des composantes du réseau	81
Figure VII.11 : Résultat de requête SQL pour les conduites de diamètre 28 mm.....	83
Figure VII.12 : Résultat de requête SQL pour les pressions ≤ 50 m	83
Figure VII.13 : Les étapes de l'analyse thématique (la vitesse dans les conduite).....	84
Figure VII.14 : Résultat d'analyse thématique (la vitesse dans les conduites).....	85

Liste des symboles

Liste des symboles

Symbole	Signification	Unité
A :	Amortissement annuel (Annuité)	x
Da		
a:	Célérité de l'onde	m/s
B :	Bilan	Da
b:	Valeur du coup de bélier	m
Ca:	Cote du plan d'aspiration	m
Cp :	Cote de l'axe de la pompe	m
c :	Coefficient de perte de charge	
c':	Coefficient de perte de charge	
D :	Diamètre de la tubulure	m
D :	Diamètre de la conduite	m
DN :	Diamètre normalisé	m
D'' :	Diamètre de la roue avant rognage	m
d :	Diamètre de la tuyère	m
d' :	Diamètre de la veine contracté ($d'=0,92d$)	m
d'' :	Diamètre de la roue après rognage	m
E :	Energie consommée par la pompe	Kwh
e:	Epaisseur de la conduite	mm
Fam :	Frais d'amortissement	Da
Fexp :	Frais d'exploitation	Da
g:	Accélération de la pesanteur	m/s^2
H:	Charge totale en fonction de débit	m
Ha :	Hauteur d'aspiration	m
Hg :	Hauteur géométrique	m
Hmt:	La hauteur manométrique totale	m/ml
Hr :	Hauteur de refoulement	m
Ht :	Pertes de charge totale	m
Hv :	La hauteur au point homologue du point désiré	m
H0 :	Hauteur géométrique de refoulement	m
H1:	Hauteur manométrique totale au point désiré	m
H2 :	La distance entre le point de travail et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la Caractéristique de la pompe	m
h:	Perte de charge engendré par le vannage	m
hv :	Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée	m
h₀ :	Pression absolue de la conduite	
i :	Taux d'annuité	%

Liste des symboles

J :	Perte de charge unitaire	m/ml
Jasp :	Perte de charge à l'aspiration	m
Jref :	Perte de charge au refoulement	m
K :	Coefficient de rugosité équivalente de la paroi	
Kmax.h:	Coefficient de variation de consommation maximum horaire.	
Kmax.j:	Coefficient d'irrégularité maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre 1.1 et 1.3	
Kmin.h:	Coefficient de variation de consommation minimum horaire.	
Kmin.j:	Coefficient d'irrégularité journalière minimale qui tient compte d'une éventuelle sous-consommation. Il est compris entre 0.7 et 0.9	
L :	Longueur de la conduite	m
-j :	Longueur du tronçon (i-j)	m
m:	Coefficient de rognage.	
N :	Vitesse de rotation de la pompe	tr/min
N :	Nombre d'habitant	hab
N1 :	La nouvelle vitesse de rotation	tr/min
n:	Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude (30 ans)	
n':	Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement.	
NPSH d:	Charge nette disponible à l'aspiration	m
NPSHr:	Charge nette minimale requise à l'aspiration	m
P :	Population à l'horizon d'étude (2050)	
p :	Prix d'un kwh selon le tarif fixé par SONALGAZ	Da
P% :	Résidu maximal dans le réservoir	%
P₀' :	Pression absolue.	
Pabs :	Puissance absorbée par la pompe	Kwh
Pu :	Puissance utile	Kwh
Ps :	Pression du sol	m
Pr:	Prix de revient de la chaque conduite	Da/ml
P' :	Débit aval	l/s
Q :	Débit dans la conduite	m ³ /s
Qni:	Débit au nœud i	l/s
Qp:	Débit de pointe	l/s
Qr:	Débit en route	l/s
Qs:	Débit spécifique	l/s
Qt :	Débit transite	l/s
Qmax.h:	Débit maximum horaire	m ³ /h
Qmax.j:	Consommation maximale journalière	m ³ /j
Qmix.h:	Débit maximum horaire	m ³ /h
Qmin.j:	Consommation minimale journalier	m ³ /j
Qmoy.j:	Consommation moyenne journalière	m ³ /j
Qmoy.h :	Débit moyen horaire	m ³ /h
Qmoy j maj:	Débit moyen majoré	m ³ /j
Q_{dom2021}:	Débit domestique actuel	m ³ /s
Q_{dom2051}:	Débit domestique à l'horizon 2051	m ³ /s

Liste des symboles

Q_{equip2021}:	Débit d'équipement actuel	m ³ /s
Q_{equip2051}:	Débit d'équipement à l'horizon 2051	m ³ /s
q:	Dotation moyenne journalière des consommateurs	l/j.hab
R :	Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite	m
RQ²:	Valeur de la perte de charge au point considéré	m
r:	Pourcentage de rognage	%
Re:	Nombre de Reynolds	
S :	Section de la conduite	m ²
T:	Taux d'accroissement annuel de la population	%
T_p :	Le nouveau temps de pompage	h
T₁ :	Temps de pompage	h
t :	Température de l'eau	C°
U :	Nouveau volume d'air	m ³
u₀ :	Vitesse d'écoulement	m/s
U₀ :	Volume initial de l'air dans le réservoir	m ³
V :	Vitesse d'écoulement	m/s
V_f :	Vitesse finale choisie	m/s
V_t:	Volume total du réservoir	m ³
V_{inc} :	Reserve d'incendie	m ³
VB :	Volume de la bâche	m ³
V_m:	Moyenne arithmétique de la vitesse choisie	
V_{res} :	Volume réservoir	m ³
V₀ :	Vitesse initiale de l'écoulement	m/s
Z :	Pression d'air dans le réservoir	bar
Z₀ :	Pression absolue	
ΔH :	Perte de charge linéaire	m
Δj :	Perte de charge singulière	m
∑Q_{ri} :	Somme des débits de route	l/s
∑Q_{ni} :	Somme des débits aux nœuds	l/s
∑Q_e :	Somme des débits entrant	l/s
∑Q_s:	Somme des débits sortant	l/s
α_{max} :	Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort	
β_{max}:	Coefficient qui dépend du nombre d'habitant	
η_G:	Rendement de la pompe	%
v :	Viscosité cinématique de l'eau	m ² /s
ρ :	Masse volumique de l'eau	Kg/m ³
ε :	Rugosité absolue pour le PEHD	
λ :	Coefficient de frottement de DARCY	
δ₀ :	Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal	
Ø :	Diamètre de la conduite	m
π:	3,14	
AEP	Alimentation En Eau Potable	
CNT	Cote Terrain Naturel en m	

Liste des symboles

PEHD	Polyéthylène Haute Densité
PNS	Pression Nominale de Service en Bar
SIG	Système d'Information Géographique
SP	Station de Pompage
SQL	Structured Query Language
SR	Station de Reprise
UMT	Universel Mtransverse Tercator

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

L'eau est l'un des éléments naturels que contient notre planète pour donner naissance à une vie sur terre.

Durant les quinze dernières années, l'état Algérien s'est investi énormément avec l'appui des partenaires au développement du secteur de l'eau potable. Assurer l'approvisionnement en eau potable des populations est l'une de ses premières préoccupations.

L'élaboration d'un système d'information géographique est l'un de nos objectifs dans ce présent travail qui consiste en la création d'une banque de données contenant toutes les informations du réseau de la localité Tadergount. C'est dans ce contexte que nous avons effectué les tâches qui suivent en vue d'enrichir cette banque de données qui sont énumérées comme suite.

Le premier chapitre sera consacré à la présentation du site et estimation des besoins actuels et à long terme du village de Tadergounte.

Dans le second chapitre, nous allons dimensionner les ouvrages de stockage servant à la distribution du différent village.

Le dimensionnement du réseau d'adduction par une étude technico-économique, fera l'objet Du troisième chapitre.

Le quatrième chapitre se portera sur le choix des pompes adéquates pour les différentes stations de pompage à l'aide du catalogue CAPRARI.

La protection de notre chaine d'adduction contre le phénomène du coup de bélier et prendre Les précautions nécessaires anti coup de bélier sera réalisée dans le chapitre cinq.

Un sixième chapitre portera sur l'étude du réseau du village de Tadergount et ceci en exploitant le logiciel EPANET.

Dans le septième chapitre, nous allons élaborer un système d'information géographique pour le réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'études servant de base de données destiné à faciliter la tâche de la gestion de ce patrimoine ainsi que l'utilisation de quelque technique par SIG.

Et on terminera avec une conclusion générale.

CHAPITRE I

ETAT DES LIEUX ET

ESTIMATION DES BESOINS

I.1.Introduction

Dans notre premier chapitre, nous allons décrire correctement la zone d'étude en tenant compte de ses limites géographiques, ses caractéristiques topographique, hydraulique, climatique, géologique et géomorphologique. Ce qui affecte la nature et la quantité des besoins en eau.

Par conséquent, une analyse de la zone d'étude est nécessaire pour estimer le débit à garantir.

I.2. Etat des lieux

I.2.1. Situation géographique

Tadergout, petit hameau perché sur les hauteurs de **Darguina**, situé au chef-lieu de la commune de **Darguina** et s'étend sur un périmètre d'environ 80 km (de Assif Ougerione a la Huit, de Adrar-amllal à ifoula-ouli à ashalhoudh).[1]

Elle est localisée comme suit (figure I.1) :

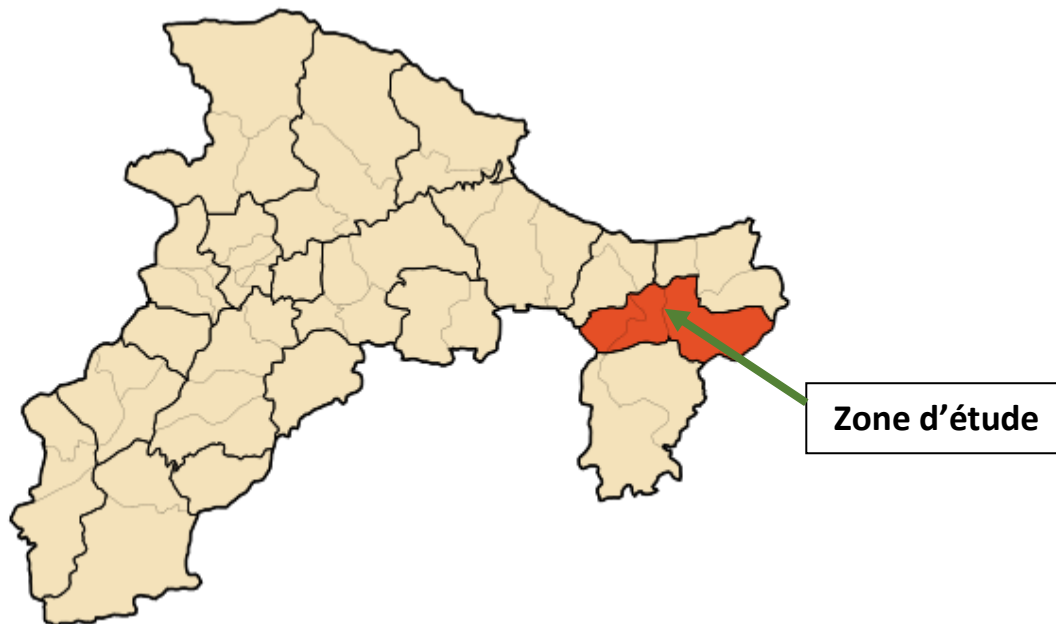


Figure I.1 : Découpage administratif de la wilaya de Bejaia.

I.2.2. Situation topographique

Son relief est très accidenté et très raide, il est constitué d'une cote de 7 km sur assif-ougrione et d'une succession de montagnes et de collines entrecoupées par des sites naturels exceptionnels. [1]

I.2.3. Situation géologique et géomorphologiques :

La région est caractérisée par des chaînes de montagnes et en une série d'anticlinaux et synclinaux. Les crêtes sont formées par des calcaires, et les vallées sont le résultat d'une érosion importante. [1]

I.2.4. Situation hydraulique

a. Ressources en eau

Le potentiel hydrique dont dispose le village étudié est illustré avec un débit total de 20 l/s

b. Système d'alimentation en eau potable

Le village de **Tadergount** est alimenté principalement par la source de **Mnina** dans la hauteur **d'Ighzer Oufdis** jusqu'au réservoir final situé au-dessus **d'Ait Braham**. Cette alimentation comporte trois parties :

- 1- Une conduite gravitaire en PEHD à partir de la source **Mnina** à la station de reprise 1 (**El Mith**).
- 2- Une conduite de refoulement en PEHD à partir de la station de reprise 1 (**El Mithà**) à la station de reprise 2 (**Achouche**).
- 3- Une conduite de refoulement en PEHD à partir de la station de reprise 2 (**Achouche**) à la station de reprise 3 (**Ighezer N'dargounte**)
- 4- Une conduite de refoulement en PEHD à partir de la station de reprise **Achouche** qui se termine dans le réservoir final.

c. Ouvrages de stockage

Le village dispose de plusieurs réservoirs qui sont mentionnés dans le tableau (I.2) :

Tableau I.1 : Ouvrages de stockage de Tadergount.

Lieu	Capacité (m ³)
El Mith(STR1)	150
El Mith(bache)	30
Achouche(STR2)	150
Tassast(RV E)	150
Ait Brahem(RV F)	150
Total	630

I.2.5. Situation climatique

La zone d'étude subit l'influence maritime exercée par le couloir de l'oued **Aguriuone** qui fait face à la mer méditerranée. Donc le climat de cette région est méditerranéen avec un été chaud et sec et un hiver froid et pluvieux. Les précipitations moyennes sont de l'ordre de 800 à 1200 mm par an. Elle est parmi les régions les plus pluvieuses en **Algérie**. [1]

I.3. Estimation des besoins

I.3.1. Estimation de la population future

L'évolution démographique de la population, se calcule par la formule des intérêts composés :

$$P = P_0(1 + T)^n \text{ (I.1)}$$

Avec :

- P : Population de l'horizon considéré
- P₀ : population de l'année de référence
- T : taux d'accroissement de la population (%)
- n : nombre d'années séparant P et P₀

Pour les différents horizons pris en compte dans notre étude, le taux d'accroissement est estimé à T = 1.5 %.

Tableau I.2 : Estimation de la population future.

Localité	2021	2051
Iguenane	258	404
Achouche	72	113
Ait Bourarou	162	254
Ighzer N'dergount	171	268
Tadoukart	101	157
Ait Abdellah	134	210
Ait Braham	101	157
Taurirt	193	302
Taassast	128	200
Aguemoune Ideki	131	205
Ighil Oughanim	373	583
Tifirissine	106	166
Boussil	86	135
Ait Youcef	132	207
Tagnite Ourar	104	163
Ikerouane	313	490
Tissmlal	147	230
Tagnit Ouroize	95	148
Ighil Ouderdar	116	182
El Mith(partie H)	138	216
El Mith(partie B)	95	149
Total	3156	4687

I.3.2. Détermination des besoins en eau

I.3.2.1. Estimation des besoins domestiques

C'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène, etc.

Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement de l'agglomération et de son niveau de vie.

➤ **Norme de consommation domestique**

La norme de consommation en eau dépend du nombre, du confort et des habitudes de la population à desservir. Dans notre cas :

Tableau I.3 : Dotation prise en compte pour la consommation domestique.

Année	2021	2051
Dotation q (l/j.hab)	150	150

I.3.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

A .Détermination de la consommation moyenne journalière domestique

La consommation moyenne journalière se détermine à l'aide de la formule :

$$Q_{\text{moy.j}} = q * N \quad (I.2)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière en (l /j).
- q : Dotation moyenne journalière en (l/j.hab).
- N : Nombre d'habitants.

Les besoins en eau pour le village de Tadergout sont donnés en (l/j) dans le tableau (I.5) :

Tableau I.4 : Détermination des besoins domestiques actuel et futur.

Horizon	2021		2051		
	Localité	Population	Q _{moy.j} (m ³ /j)	Population	Q _{moy.j} (m ³ /j)
	Iguenane	258	38.7	404	60.60
	Achouche	72	10.8	113	16.95
	Ait Bourarou	162	24.3	254	38.10
	Ighzer N'dergout	171	25.65	268	40.20
	Tadoukart	101	15.15	157	23.55
	Ait Abdellah	134	20.10	210	31.5
	Ait Braham	101	15.15	157	23.55
	Taurirt	193	28.95	302	45.3
	Taassast	128	19.20	200	30
	Aguemoune Ideki	131	19.65	205	30.75
	Ighil Oughanim	373	55.95	583	87.45
	Tifirissine	106	15.90	166	24.90
	Boussil	86	12.90	135	20.25
	Ait Youcef	132	19.80	207	31.05
	Tagnite Ourar	104	15.6	163	24.45

Ikerouane	313	46.95	490	73.50
Tissmlal	147	22.05	230	34.50
Tagnit Ouroize	95	14.25	148	22.20
Ighil Ouderdar	116	17.40	182	27.30
El Mith(partie H)	138	20.7	216	32.40
El Mith(partie B)	95	14.25	149	22.35
Total	3156	473.4	4687	703.05

B. Consommation moyenne journalière des équipements

Tableau I.5 : Besoins en eau des équipements du quartier **IGHZER N'Dergount.**

Equipement	Nombre	Capacité	Dotation (l/j.hab)	Besoin en eau (m³/j)
primaire	1	178	20	3.56
Unité de soins	1	50	20	1.00
Total	2	228	40	4.56

Tableau I.6 : Besoins en eau des équipements du quartier *Tassaste.*

Equipement	Nombre	Capacité	Dotation (l/j.hab)	Besoin en eau (m³/j)
Mosquée	1	200	20	4
Total	1	200	20	4

Tableau I.7 : Besoins en eau des équipements du quartier *Ikherouan.*

Equipement	Nombre	Capacité	Dotation (l/j.hab)	Besoin en eau (m³/j)
Mosquée	1	500	20	10
Ecole coranique	1	40	10	0.4
Primaire	1	142	20	2.84
Total	3	682	50	13.24

Tableau I.8: Besoins en eau des équipements du quartier *Iguenane*

Equipement	Nombre	Capacité	Dotation (l/j.hab)	Besoin en eau (m³/j)
Antenne APC	1	50	10	0.5
Total	1	50	10	0.5

Pour estimer les besoin d'équipement en 2051, on fait intervenir le rapport entre les besoins des équipements et les besoin domestique en appliquant la formule suivante

$$\frac{Q_{\text{futur, dom}}}{Q_{\text{actuel, dom}}} = \frac{Q_{\text{futur, equi}}}{Q_{\text{actuel, equi}}} \quad (I.3)$$

Où :

- $Q_{\text{futur, dom}}$: besoins domestique en 2051 ;
- $Q_{\text{actuel, dom}}$: besoins domestique actuels ;
- $Q_{\text{futur, equi}}$: besoins des équipements futurs ;

- $Q_{\text{actuel, equi}}$: besoins des équipements actuels ;

Le débit moyen journalier est donné dans le tableau (I.10).

Tableau I.9 : Récapitulatif des différents besoins en eau de village *Tadergount* pour les différents horizons.

Quartier	Type de besoins	Besoins en eau (m ³ /j)	
		2021	2051
Iguenane	Domestique	38.7	60.6
	Equipements	0.5	0.78
	Total	39.2	61.38
Achouche	Domestique	10.8	16.95
Ait bourarou	Domestique	24.3	38.10
Ighzer n'Dergount	Domestique	25.65	40.20
	Equipements	4.56	7.15
	Total	30.21	40.35
Tadoukart	Domestique	15.15	23.55
Ait abdellah	Domestique	20.10	31.5
Ait Brahem	Domestique	15.15	23.55
Taourirt	Domestique	28.95	45.3
Taassast	Domestique	19.20	30
	Equipements	4	6.25
	Total	23.20	36.25
Aguemoune Ideki	Domestique	19.65	30.75
Ighil Oughanim	Domestique	55.95	87.45
Tifirissine	domestique	15.9	24.90
Boussil	Domestique	12.9	20.25
Ait Youcef	Domestique	19.80	31.05
Tagnite Ourar	Domestique	15.60	24.45
Ikherouane	Domestique	46.95	73.50
	Equipement	13.24	20.72
	Total	60.19	94.22
Tisemlal	Domestique	22.05	34.50
Tagnit Ouroize	Domestique	14.25	22.20
Ighil Ouderdar	Domestique	17.40	27.30
El Mith(partie H)	Domestique	20.70	32.4
El Mith(partie B)	Domestique	14.25	22.35

I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

Dans une distribution, il faut prévoir toujours une majoration de 20 à 30% de la consommation moyenne journalière et ceci en raison de plusieurs facteurs à savoir :

Pertes : des pertes inévitables d'eau sont dues aux robinets non fermés, et principalement aux fuites qui dépendent de l'entretien des réseaux ; dans un réseau bien entretenu, les fuites sont

estimées à 25% de la consommation. Sinon, plus de 35% et même de 50% de la consommation.

Marge de sécurité : pour prévoir une évolution dans le mode de vie, le développement de la consommation individuelle et pour éviter une insuffisance de la distribution dans avant 25ans.

Dans une agglomération à caractère rural tel que **Tadergout**, on prend une majoration de 20%.

$$Q_{\text{moy.j.maj}} = Q_{\text{moy.j}} + (Q_{\text{moy.j}} * 0.2) \quad (\text{I.4})$$

Les résultats sont présentés dans le tableau (I.11)

Tableau I.10 : Débit moyen journalier majoré pour le village de Tadergout.

Désignation des hameaux	Année 2021		Année 2051	
	$Q_{\text{moy.j}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{moy.j.maj}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{moy.j}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{moy.j.maj}}(\text{m}^3/\text{j})$
Iguenane	38.7	46.44	60.6	72.72
Achouche	10.8	12.96	16.95	20.34
Ait Bourarou	24.30	29.16	38.10	45.72
Ighzer n'Dergout	25.65	30.78	40.20	48.24
Tadoukart	15.15	18.18	23.55	28.26
Ait Abdellah	20.10	24.12	31.50	37.8
Ait Braham	15.15	18.18	23.55	28.26
Taourirt	28.95	34.74	45.35	54.36
Taassast	19.20	23.04	30	36
Aguemoune Ideki	19.65	23.58	30.75	36.90
Ighil Oughanim	55.95	67.14	87.45	104.94
Tifirissine	15.90	19.08	24.90	29.88
Boussil	12.90	15.48	20.25	24.3
Ait Youcef	19.80	23.76	31.05	37.26
Tagnite Ouarar	15.6	18.72	24.45	29.34
Ikerouane	46.95	56.34	73.50	88.20
Tissemlal	22.05	26.46	34.50	41.4

Tagnit Ouroize	14.25	17.10	22.20	26.64
Ighil Ouderdar	17.40	20.88	27.30	32.76
El Mith(partie H)	20.70	24.84	32.40	38.88
El Mith(partie B)	14.25	17.10	22.35	26.82
TOTAL	473.40	568.08	740.9	880.02

I.3.5. Variation de la consommation maximale journalière

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Pour tenir compte de cette variation, on doit considérer le coefficient d'irrégularité journalière ($K_{max,j}$) définis comme suit :

$$k_{max,j} = \frac{\text{consommation journalière max imale}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}}$$

Donc :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j}$$

Avec :

$Q_{max,j}$: consommation maximale journalière en (m³/j)

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur est comprise entre : 1,1 et 1,3.

Pour le cas de notre zone d'étude, on prend $K_{max}=1.2$. Alors les débits maximum journaliers seront représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.11 : variation de la Consommation journalière par quartier en m³/j.

Quartier	Année 2021		Année 2051	
	$Q_{moy,j,majoré}$ (m ³ /j)	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{moy-maj}$ (m ³ /j)	Q_{max-j} (m ³ /j)
Iguenane	46.44	55.73	72.72	87.26
Achouche	12.96	15.55	20.34	24.41
Ait Bourarou	29.16	34.99	45.72	54.86
Ighzer n'Dergount	30.78	36.94	48.24	57.89
Tadoukart	18.18	21.82	28.26	33.91

Ait Abdellah	24.12	28.94	37.8	45.36
Ait Braham	18.18	21.82	28.26	33.91
Taourirt	34.74	41.69	54.36	65.23
Taassast	23.04	27.65	36	43.2
Aguemoune Ideki	23.58	28.30	36.90	44.28
Ighil Oughanim	67.14	80.57	104.94	125.93
Tifirissine	19.08	22.90	29.88	35.86
Boussil	15.48	18.58	24.3	29.16
Ait Youcef	23.76	28.51	37.26	44.71
Tagnite Ouarar	18.72	22.46	29.34	35.21
Ikerouane	56.34	67.61	88.20	105.84
Tissemlal	26.46	31.75	41.4	49.68
Tagnit Ouroize	17.10	20.50	26.64	31.97
Ighil Ouderdar	20.88	25.06	32.76	39.31
El Mith(partie H)	24.84	29.81	38.88	46.66
EL Mith(partie B)	17.10	20.52	26.82	32.18
TOTAL	568.08	681.65	880.02	1066.82

I.3.6. Variation de la consommation horaire

Le débit journalier est soumis à des variations horaires. Ces variations sont caractérisées par le coefficient $K_{max.h}$, dite respectivement, variation maximale horaire, défini comme suite :

$$\text{Consommation moyenne horaire : } Q_{moy.h} = \frac{Q_{moy.j}}{24} \quad (I.11)$$

$$\text{Consommation maximal horaire : } Q_{max.h} = K_{max.h} * \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (I.12)$$

$$\text{Consommation minimal horaire : } Q_{min.h} = K_{min.h} * \frac{Q_{min.j}}{24} \quad (I.13)$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{max.h}$ est défini comme suit :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.14)$$

Avec

- α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2- 1.4 ;

Dans notre cas (zone rurale et semi-rurale) ; On prend $\alpha_{max} = 1.2$.

- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (I.13) :

Tableau I.12 : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

N. d'habitants *(1000)	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Le résultat du calcul de β_{max} et de $K_{max.h}$ est donné dans les tableaux (I.14, I.15) :

Tableau I.13 : Variation de β_{max} et de $K_{max.h}$ en fonction du nombre de la population actuelle

Localité	Population	α max	β max	K max.h
Iguenane	258	1.2	2	2.4
Achouche	72	1.2	2	2.4
Ait Bourarou	162	1.2	2	2.4
Ighzer N'dergount	171	1.2	2	2.4
Tadoukart	101	1.2	2	2.4
Ait Abdellah	134	1.2	2	2.4
Ait Braham	101	1.2	2	2.4
Taurirt	193	1.2	2	2.4
Taassast	128	1.2	2	2.4
Aguemoune Ideki	131	1.2	2	2.4
Ighil Oughanim	373	1.2	2	2.4
Tifirissine	106	1.2	2	2.4
Boussil	86	1.2	2	2.4
Ait Youcef	132	1.2	2	2.4
Tagnite Ourar	104	1.2	2	2.4
Ikerouane	313	1.2	2	2.4
Tissmlal	147	1.2	2	2.4
Tagnit Ouroize	95	1.2	2	2.4
Ighil Ouderdar	116	1.2	2	2.4

El Mith(partie H)	138	1.2	2	2.4
El Mith(partie B)	95	1.2	2	2.4
Total	3156	1.2	1.55	1.86

Tableau I.14 : Variation de β_{max} et de $K_{max,h}$ en fonction du nombre de la population à

Localité	Population	α max	β max	K max.h
Iguenane	404	1.2	2	2.4
Achouche	113	1.2	2	2.4
Ait Bourarou	254	1.2	2	2.4
Ighzer N'dergount	268	1.2	2	2.4
Tadoukart	157	1.2	2	2.4
Ait Abdellah	210	1.2	2	2.4
Ait Braham	157	1.2	2	2.4
Taurirt	302	1.2	2	2.4
Taassast	200	1.2	2	2.4
Aguemoune Ideki	205	1.2	2	2.4
Maghiz-Ighil Oughanim	583	1.2	2	2.4
Tifirissine	166	1.2	2	2.4
Boussil	135	1.2	2	2.4
Ait Youcef	207	1.2	2	2.4
Tagnite Ourar	163	1.2	2	2.4
Ikerouane	490	1.2	2	2.4
Tissmlal	230	1.2	2	2.4
Tagnit Ouroize	148	1.2	2	2.4
Ighil Ouderdar	182	1.2	2	2.4
El Mith(partie H)	216	1.2	2	2.4
El Mith(partie B)	149	1.2	2	2.4
Total	4687	1.2	1.46	1.75

Tableau I.15 : Consommation moy, max horaire pour les différents horizons (m³/h)

Quartier	2021		2051	
	Q _{moy.h}	Q _{max.h}	Q _{moy.h}	Q _{max.h}
Iguenane	1.61	5.57	2.53	8.73
Achouche	0.45	1.56	0.71	2.44
Ait Bourarou	1.01	3.50	1.59	5.49
Ighzer N'dergount	1.07	3.69	1.68	5.79
Tadoukart	0.63	2.18	0.98	3.39
Ait Abdellah	0.84	2.89	1.31	4.54
Ait Braham	0.63	2.18	0.98	3.39
Taurirt	1.21	4.17	1.89	6.52
Taassast	0.80	2.76	1.25	4.32
Aguemoune Ideki	0.82	2.83	1.28	4.43
Maghiz-Ighil Oughanim	2.33	8.06	3.64	12.59
Tifirissine	0.66	2.29	1.04	3.59
Boussil	0.54	1.86	0.84	2.92
Ait Youcef	0.82	2.85	1.29	4.47
Tagnite Ourar	0.65	2.25	1.02	3.52
Ikerouane	1.96	6.76	3.06	10.58
Tissmlal	0.92	3.18	1.44	4.97
Tagnit Ouroize	0.59	2.05	0.93	3.20
Ighil Ouderdar	0.73	2.51	1.14	3.93
El Mith(partie H)	0.86	2.98	1.35	4.67
El Mith(partie B)	0.60	2.05	0.93	3.21
Total	19.09	68.17	30.88	106.69

I.3.7. Bilan des consommations

Pour calculer le bilan on utilise la formule suivante : $\text{Bilan} = Q(\text{Ressource}) - Q(\text{Besoins})$

Tableau I.16 : bilan des ressources (m³/j).

	2021	2051
Ressource (l/s)	20	20
Besoins (l/s)	7.89	12.35
Bilan (l/s)	12.11	7.65

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté le village Tadergount de la commune Darguina, ce qui nous a permis d'avoir une idée sur les différentes caractéristiques de cette zone et ses ressources en eau. Nous avons aussi estimé les besoins en eau potable de ce village en tenant compte des différentes consommations pour pouvoir dimensionner l'ensemble des ouvrages de stockage et de transport d'eau. Le débit maximum journalier est de 1066.82 m³/j avec un nombre de population de 4687 habitants.

CHAPITRE II
OUVRAGES
DE
STOCKAGE

II.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages très importants dans un réseau d'alimentation en eau potable ils servent à stocker temporairement l'eau en attendant sa distribution, ils permettent également de réguler la pression et le débit entre la phase de production et la phase de consommation.

II.2. Rôle des réservoirs :

On peut classer la fonction principale assurée par les réservoirs selon 2 points de vue, soit techniques ou économiques [2] :

✓ Du point de vue technique

Les réservoirs assurent la fonction suivante :

- la sécurité d'approvisionnement ;
- la simplification de l'exploitation ;
- la régulation de la pression.

✓ Du point de vue économique

Le réservoir permet la réduction :

- des dépenses d'énergie ;
- des investissements sur les réseaux de distribution ;
- des investissements sur les ouvrages de production.

II.3. emplacement des réservoirs [3] :

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème délicat à résoudre, car on doit tenir compte des considérations suivantes :

- l'emplacement des réservoirs doit être choisi de telles façons à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer la perte de charge) ;
- La distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

II.4. classification des réservoirs [3]

D'après la nature des matériaux on distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs maçonneries ;
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou en précontrainte.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés ;

- Semi enterrés ;
- Surélevés, sur tour (dit châteaux).

D'après l'usage, on trouve :

- Des réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
- Des réservoirs d'équilibre et du traitement.

D'après des considérations esthétiques, ils doivent :

- Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- S'intégrer au paysage.

On peut ajouter une autre classification selon la forme :

- Parallélépipédique ;
- Cylindrique ;
- Conique ;
- Sphérique ;
- Ou d'autre forme quelconque.

II.5 Equipements des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés [3] de :

II.5.1 Conduite d'adduction

L'eau arrive au réservoir par débordement afin de permettre son oxygénation. L'adduction doit s'obturer dès que l'eau atteint le niveau maximum du réservoir, cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur

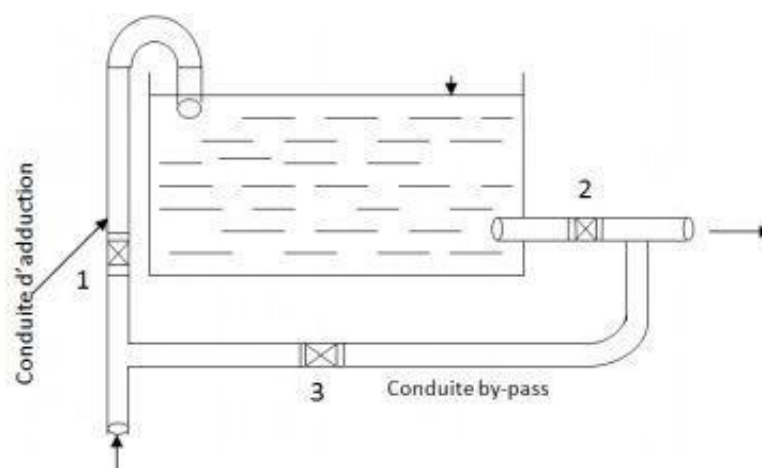


Fig. II.1 : Conduite d'adduction

II.5.2 Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution est effectué à 0.15 ou 0.20 m au-dessous du radier en vue d'éviter l'introduction. Dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

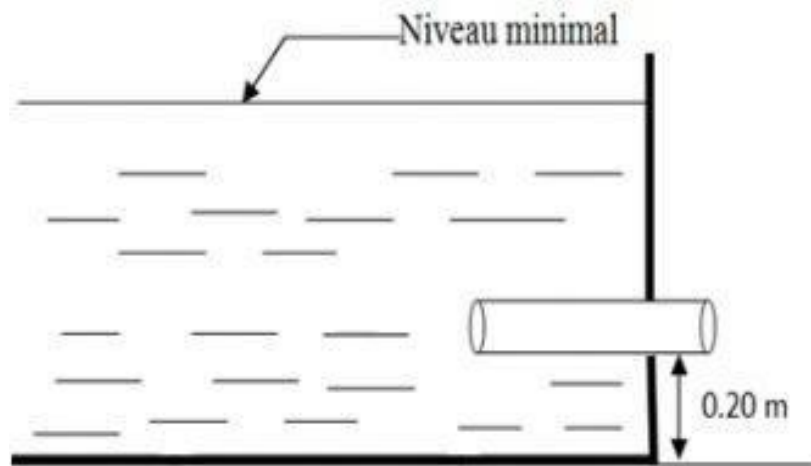


Figure. II- 2 : Conduite de distribution.

II.5.3 La conduite de trop plein

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Il est prévu en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage.

Pour éviter l'intrusion d'insectes ou des moustiques, on aménage un siphon dans la conduite de trop plein.

II.5.4 Conduite de vidange

On l'installe au bas du réservoir et on la raccorde avec la conduite de trop plein. Elle comporte un robinet vanne pour d'éventuels nettoyages ou réparation dans le réservoir.

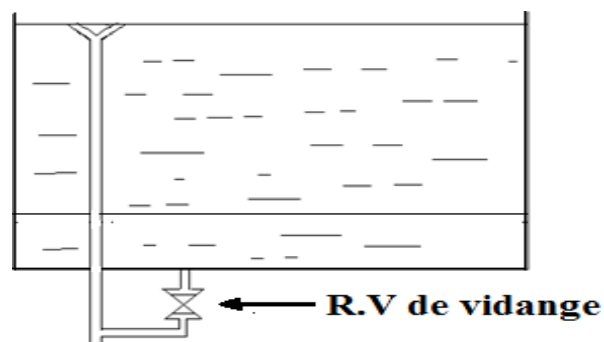


Figure. II.3 : trop plein et vidange

II.5.5 Conduite de by-pass

Ce dispositif relie l'adduction à la distribution. Il ne fonctionne qu'au moment du nettoyage ou de réparation du réservoir.

- En temps normal 1 et 2 sont ouvertes et 3 est fermée ;
- En by-pass on ferme 1 et 2 et on ouvre 3 (voir la figure (III-1)).

II.5.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut interdire son utilisation, pour cela, on utilise un système en siphon (voir la figure (III- 4)) (En temps normale:(1) est fermé et (2) est ouvert.

En cas d'incendie il suffit d'ouvrir le (1), la réserve dans ce cas est une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

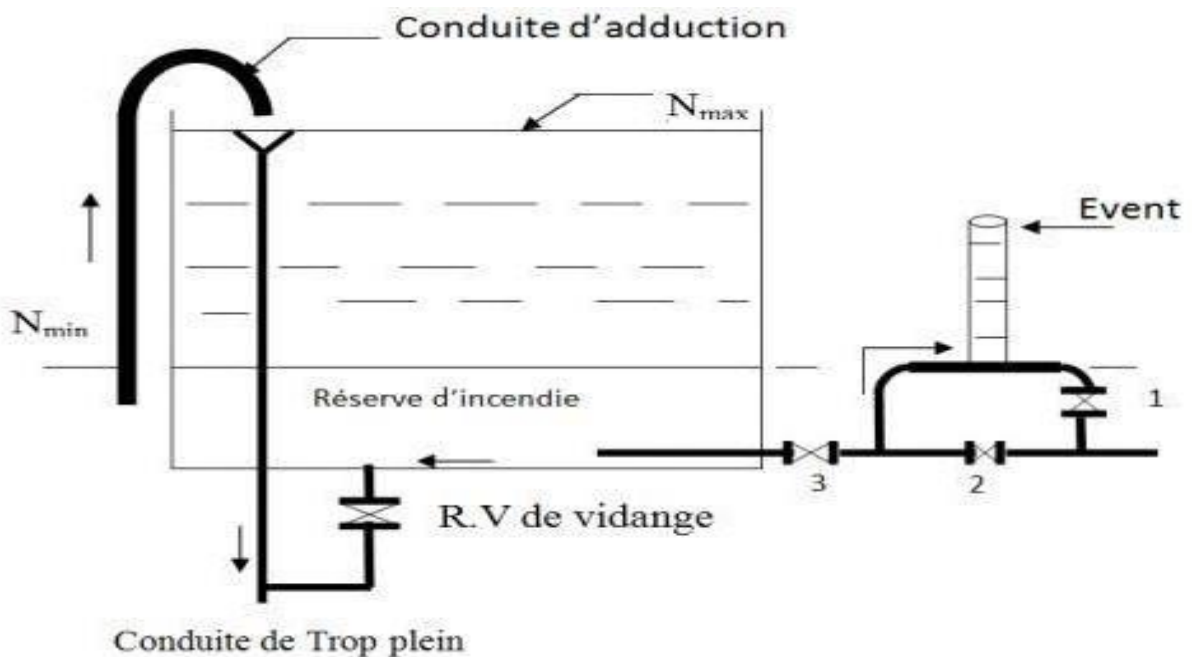


Figure. II- 4 : Matérialisation de la réserve d'incendie

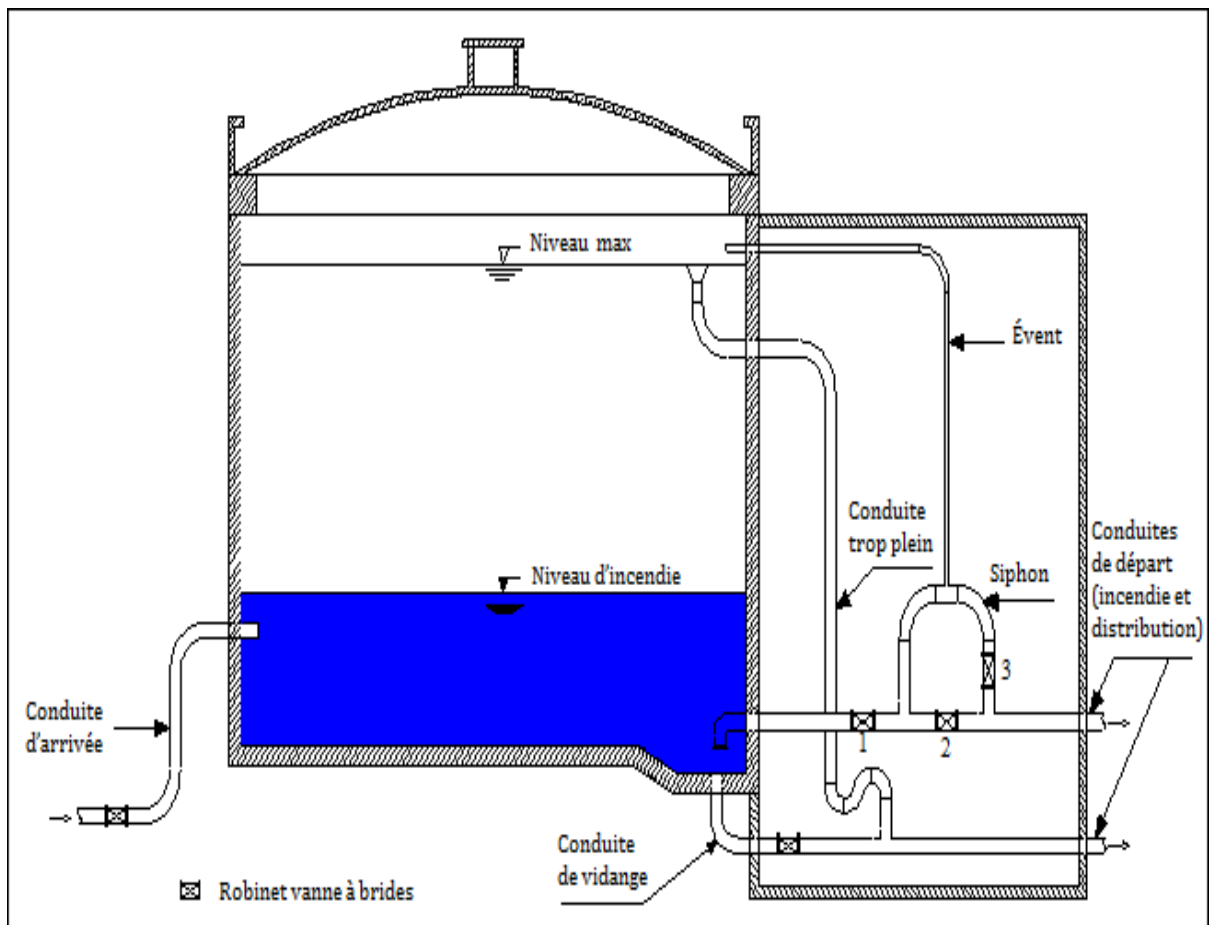


Figure. II .5:Schéma général de réservoir

II.6. Calcul de la capacité des réservoirs

Le réservoir doit avoir une capacité suffisante pour répondre aux besoins de stockage, elle est déterminée par la formule (II.1) :

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} \quad (II.1)$$

Avec :

- V_{res} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3
- $Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)
- $P\%$: Résidus maximal dans le réservoir.

II.6.1. Détermination de la valeur de P

$$P \% = V_{\max}(\text{II.2})$$

Pour les réservoirs de distributions :

- A partir de la population desservit par chaque réservoir, on calcule β puis on déduit $K_{\max,h}$;
- Pour chaque $K_{\max,h}$ correspond une distribution du débit journalier réparti sur les heures de la journée (annexe 1) ;
- La différence entre l'apport et la consommation pour chaque heure sera prise comme un surplus ou déficit ;
- Déterminer le résidu dans le réservoir pour chaque heure ;
- Déterminer P %.

Pour les réservoirs de Transit :

- L'apport et l'alimentation sont généralement constant le long de la journée, à cet effet la différence entre l'apport et la consommation pour chaque heure sera prise comme un surplus ou déficit ;
- Déterminer le résidu dans le réservoir pour chaque heure ;
- Déterminer P%.

II.6.2. Volume total du réservoir

Il est déterminé par la formule (II.3) :

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}}(\text{II.3})$$

Avec :

- V_t : Volume total ;
- V_{res} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 ;
- V_{inc} : Reserve d'incendie; $V_{\text{inc}}=120 \text{ m}$.

II.7. Dimensionnement des réservoirs

II.3.1. Dimensionnement de SR1

Le dimensionnement de la SR1 sera comme un réservoir par ce qu'elle est alimenter gravitairement (24/24h) a partir de la source **MNINA**, et refoule ver la SR2 .Elle assure aussi la distribution vers la partie basse (EL MITH), avec un débit de :

$$Q=32.18 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$k_{\max,h}=2.5$$

Le tableau (II.1) donne le calcul de la capacité de la SR1

Tableau II.1 :Dimensionnement de la STR1

Heure	Apport (%)	Refoulement (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	4.16	4.84	0.019		-0.699	-0.699
1-2	4.16	4.84	0.019		-0.699	-1.398
2-3	4.16	4.84	0.037		-0.717	-2.115
13-4	4.16	4.84	0.037		-0.717	-2.832
4-5	4.16	4.84	0.110		-0.79	-3.622
5-6	4.17	4.84	0.110		-0.78	-4.402
6-7	4.17	4.84	0.142		-0.812	-5.214
7-8	4.17	4.84	0.321		-0.991	-6.205
8-9	4.17	4.85	0.277		-0.957	-7.162
9-10	4.17	4.85	0.205		-0.885	-8.047
10-11	4.17	4.85	0.129		-0.809	-8.856
11-12	4.17	4.85	0.129		-0.809	-9.665
12-13	4.17	4.85	0.110		-0.79	-10.455
13-14	4.17	4.84	0.110		-0.79	-11.245
14-15	4.17	4.84	0.148		-0.818	-12.063
15-16	4.17	4.84	0.195		-0.865	-12.928
16-17	4.17	4.84	0.328		-0.998	-13.926
17-18	4.17	4.84	0.296		-0.966	-14.892
18-19	4.17	0	0.230	3.94		-10.952
19-20	4.17	0	0.050	4.12		-6.832
20-21	4.17	0	0.050	4.12		-2.712
21-22	4.16	0	0.032	4.128		1.416
22-23	4.16	4.84	0.019		-0.699	0.717
23-24	4.16	4.84	0.019		-0.699	0
Total	100	96.85	3.15	-	-	-

$$P\% = |1.416 + (-14.892)| = 16.308 \%$$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 16.308 * \frac{987.98}{100}$$

$$V_{res} = 161.12 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 161.12 + 120 = 281.119 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume normalisé de **300 m³**

Cette SR1 a une capacité de 150 m³, alors on doit projeter un réservoir de 150m³ qui sera jumelé avec l'ancien.

II.7.2. Dimensionnement de la bête a eau

$$Q_{\max,j}=46.66 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les bêtes sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 mn

$$V_B = Q_{\max} \cdot h * 0.5h = \frac{Q_{\max} \cdot j}{20} * 0.5h = \frac{46.66}{20} * 0.5 = 1.167 \text{ m}^3$$

La capacité de la bête **El Mithest** **1.167 m³**

II.7.3. Dimensionnement de la SR2

Le dimensionnement de la SR2 sera comme un réservoir par ce qu'elle est alimentée par refoulement à partir de la SR1(20/24h), et refoule vers la station de reprise 3. Elle assure aussi la distribution vers **ACHOUCHE** et **IGUENANE**, avec un débit de :

$$Q=111.67 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.3 : Dimensionnement de la STR2

Heure	Apport (%)	Refoulement (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	5	4.435	0.0678	0.4972		0.4972
1-2	5	4.435	0.0678	0.4972		0.9944
2-3	5	4.435	0.1469	0.4181		1.4125
3-4	5	4.435	0.1469	0.4181		1.8306
4-5	5	4.435	0.3955	0.1695		2.0001
5-6	5	4.435	0.3955	0.1695		2.1696
6-7	5	4.435	0.5198	0.0452		2.2148
7-8	5	4.435	1.1526		-0.5876	1.6272
8-9	5	4.435	0.9944		-0.4294	1.1978
9-10	5	4.435	0.7345		-0.1695	1.0283
10-11	5	4.435	0.4746	0.0904		1.1187
11-12	5	4.435	0.4746	0.0904		1.2091
12-13	5	4.435	0.3955	0.1695		1.3786
13-14	5	4.435	0.3955	0.1695		1.5481
14-15	5	4.435	0.5311	0.0339		1.582
15-16	5	4.435	0.7006		-0.1356	1.4464
16-17	5	4.435	1.1752		-0.6102	0.8362
17-18	5	4.435	1.0622		-0.4972	0.339
18-19	0	0	0.8362		-0.8362	-0.4972
19-20	0	0	0.1921		-0.1921	-0.6893
20-21	0	0	0.1921		-0.1921	-0.8814
21-22	0	0	0.113		-0.113	-0.9944
22-23	5	4.435	0.0678	0.4972		-0.4972
23-24	5	4.435	0.0678	0.4972		0
Total	100	88.7	11.30	-	-	-

$$P\% = |2.2148 + (-0.9944)| = 3.2092 \%$$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 3.2092 * \frac{987.8976}{100}$$

$$V_{res} = 31.70 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 31.70 + 120 = 151.70 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume normalisé de **170m³**

Cette SR2 a une capacité de 150 m³, alors on doit projeter un réservoir de 20 m³ qui sera jumelé avec l'ancien.

II.7.4. Dimensionnement de la station de reprise 3

Le dimensionnement de la SR3 sera comme un réservoir par ce qu'elle est alimentée par refoulement à partir de la SR2 (20/24h), et refoule vers le réservoir final (20/24h), et elle alimente le réservoir étagé par adduction projeté (gravitairement).

Tableau II.3 : Dimensionnement de la STR3

Heure	Apport (%)	Refoulement (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	5	2.8565	1.786	0.3575		0.3575
1-2	5	2.8565	1.786	0.3575		0.715
2-3	5	2.8565	1.786	0.3575		1.0725
3-4	5	2.8565	1.786	0.3575		1.43
4-5	5	2.8565	1.786	0.3575		1.7875
5-6	5	2.8565	1.786	0.3575		2.145
6-7	5	2.8565	1.786	0.3575		2.5025
7-8	5	2.8565	1.786	0.3575		2.86
8-9	5	2.8565	1.786	0.3575		3.2175
9-10	5	2.8565	1.786	0.3575		3.575
10-11	5	2.8565	1.786	0.3575		3.9325
11-12	5	2.8565	1.786	0.3575		4.29
12-13	5	2.8565	1.786	0.3575		4.6475
13-14	5	2.8565	1.787	0.3565		5.004
14-15	5	2.8565	1.787	0.3565		5.3605
15-16	5	2.8565	1.787	0.3565		5.717
16-17	5	2.8565	1.787	0.3565		6.0735
17-18	5	2.8565	1.787	0.3565		6.43
18-19	0	0	1.787		-1.787	4.643
19-20	0	0	1.786		-1.786	2.857
20-21	0	0	1.786		-1.786	1.071
21-22	0	0	1.786		-1.786	-0.715
22-23	5	2.8565	1.786	0.3575		-0.3575
23-24	5	2.8565	1.786	0.3575		0
Total	100	57.13	42.87	-	-	-

$$P\% = |6.43 + (-0.715)| = 7.145 \%$$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 7.145 * \frac{876.31}{100}$$

$$V_{res} = 62.61 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 62.61 + 120 = 182.61 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume normalisé de **200m³**

Cette STR3 a une capacité de 150 m³, alors on doit projeter un réservoir de 50 m³ qui sera jumelé avec l'ancien.

II.7.5. Dimensionnement du réservoir étagé

Ce réservoir reçoit les apports gravitairement (24/24h) et assure la distribution vers les quartiers suivant : **TagnitOuroize, Ikerouane, Tissmlal, TagniteOurar, Tifirissine, Boussil, Ait youcef, Tassast** avec un débit de :

$$Q = 375.63 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$K_{max.h} = 2$$

Tableau II-4 : Dimensionnement du Réservoir Etagé

Heure	Apport (%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	4.17	0.75	3.42		3.42
1-2	4.17	0.75	3.42		6.84
2-3	4.17	1	3.17		10.01
3-4	4.17	1	3.17		13.18
4-5	4.17	3	1.17		14.35
5-6	4.17	5.5		-1.33	13.02
6-7	4.17	5.5		-1.33	11.69
7-8	4.17	5.5		-1.33	10.36
8-9	4.17	3.5	0.67		11.03
9-10	4.17	3.5	0.67		11.7
10-11	4.17	6		-1.83	9.87
11-12	4.17	8.5		-4.33	5.54
12-13	4.17	8.5		-4.33	1.21
13-14	4.17	6		-1.83	-0.62
14-15	4.17	5		-0.83	-1.45
15-16	4.17	5		-0.83	-2.28
16-17	4.16	3.5	0.66		-1.62
17-18	4.16	3.5	0.66		-0.96
18-19	4.16	6		-1.84	-2.8
19-20	4.16	6		-1.84	-4.64
20-21	4.16	6		-1.84	-6.48
21-22	4.16	3	1.16		-5.32
22-23	4.16	2	2.16		-3.16
23-24	4.16	1	3.16		0
Total	100	100	-	-	-

$$P\% = |14.35 + (-6.48)| = 20.83\%$$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 20.83 * \frac{375.63}{100}$$

$$V_{res} = 78.244 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 78.244 + 120 = 198.244 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume normalisé de **200m³**

Ce réservoir étager a une capacité de 150 m³, alors on doit projeter un réservoir de 50 m³ qui sera jumelé avec l'ancien.

II.7.6. Dimensionnement du réservoir final

Le réservoir final est alimenté à partir de SR3 par refoulement (20/24h) et distribue vers **ighzer N'Dergount, Ait Bourarou, (maghiz-ighiloughanim), Thaourirth et Ait Brahem, Tadoukart, Ait abdella, AguemouneIdeki**. Avec un débit de :

$$Q = 500.68 \text{ m}^3/\text{j}$$

Pour vérifier la distribution de ces différents quartiers. Il faut chercher leur $k_{max.h}$.

Localité	Population	Q _{max.j} (m ³ /j)	α max	β max	K max.h
Ait Bourarou	254	54.86	1.2	2	2.4
Ait braham	157	33.91	1.2	2	2.4
Tadoukart	157	33.91	1.2	2	2.4
Ighzer N'dergount	268	57.89	1.2	2	2.4
Ait Abdellah	210	45.36	1.2	2	2.4
Agumouneideki	205	44.28	1.2	2	2.4
Ighiloudedar	182	39.31	1.2	2	2.4
Taourirt	302	65.23	1.2	2	2.4
Maghiz- IghilOughanim	583	125.93	1.2	2	2.4
Total	2318	500.68	1.2	1.63	1.9

Tableau II-5 : Vérification de la capacité du réservoir final

Heure	Apport (%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	5	0.85	4.15		4.15
1-2	5	0.85	4.15		8.3
2-3	5	0.85	4.15		12.45
3-4	5	1	4		16.45
4-5	5	2.7	2.3		18.75
5-6	5	4.7	0.3		19.05
6-7	5	5.35		-0.35	18.7
7-8	5	5.85		-0.85	17.85
8-9	5	4.5	0.5		18.35
9-10	5	4.2	0.8		19.15
10-11	5	5.5		-0.5	18.65
11-12	5	7.5		-2.5	16.15
12-13	5	7.9		-2.9	13.25
13-14	5	6.35		-1.35	11.9
14-15	5	5.2		-0.2	11.7
15-16	5	4.8	0.2		11.9
16-17	5	4	1		12.9
17-18	5	4.5	0.5		13.4
18-19	0	6.2		-6.2	7.2
19-20	0	5.7		-5.7	1.5
20-21	0	5.5		-5.5	-4
21-22	0	3		-3	-7.00
22-23	5	2	3		-4
23-24	5	1	4		0
Total	100	100	-	-	-

$$P\% = 26.15$$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 26.15 * \frac{349.27}{100}$$

$$V_{res} = 91.33 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 91.33 + 120 = 211.33 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume normalisé de **250 m³**

Ce réservoir final a une capacité de 150 m³, alors on doit projeter un réservoir de 100m³ qui sera jumelé avec l'ancien.

II.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu déterminer le manque d'eau existant concernant la capacité de stockage nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de toute la commune, ce qui nous a amené à l'implantation de nouveaux réservoirs. Les réservoirs à projeter sont :

- Un réservoir de 150 m³ à **STR01 El Mith**;
- Un réservoir de 20 m³ à **STR02 Achouche** ;
- Un réservoir de 50 m³ à **STR03** ;
- Un réservoir de 50 m³ à **Tassast** ;
- Un réservoir de 100 m³ au réservoir final.

Chapitre III

Adduction

III.1. Introduction

L'adduction est le procédé d'amener l'eau du point de captage (puits, source, forage) vers le réservoir de stockage ou de distribution. Selon le relief de la région a alimenté.

III.2. Type d'adduction

Les différents types d'adduction se distinguent selon la topographie du terrain mais aussi les répartitions des infrastructures de la ville à alimenter. Ils peuvent être classés en trois catégories :

III.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- À surface libre ;
- En charge.

III.2.2. Adduction par refoulement

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

III.2.3. Adduction mixte

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

III.3. Choix du tracé [4]

Le tracé exige les conditions suivantes :

- Le profile doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitable) afin de réduire les frais d'investissement ;
- Le profil sera étudier pour que l'aire puisse être évacué facilement ;
- Pour les conduites de longueurs importante (plissures kilomètre), il est utile de prévoir quelque robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter ;
- Il Ya lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butée importante. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.

III.4. Choix du type du matériau de la conduite

Le choix du type du matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques [5].

Le choix porté sur les différents types de conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installations
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD (polyéthylène à haute densité), et cela en raison des avantages qu'elles présentent :

- Très économiques
- Disponibilité sur le marché
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
- Résistances à des grandes pressions
- Réduction des pièces spéciales
- Une très faible rugosité
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités des deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante
- Longue durabilité

III.5. Description du schéma d'adduction

La chaîne d'adduction dans le présent projet sera alimentée à partir de la source **MNINA** en fonction des besoins calculés du village **Tadergounte**, l'eau sera acheminée vers la station de reprise 01 **El Mith**, la station de reprise 01 **El Mith** desservira les quartiers du village **Tadergounte**. Le schéma synoptique de l'adduction du village **Tadergounte** est présenté dans l'annexe 3.

III.6. Etude technico-économique de la conduite

Le choix du diamètre du refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre

qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation. Elle permettra de fixer la variante compromise pour le projet, et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans ces études sont :

- Le débit Q (m^3)
- Le diamètre D (m)
- La vitesse V (m/s)
- La perte de charge unitaire j (m/m)

III.6.1. Calcul du diamètre économique

Pour les conduites de refoulement : on utilise une première approche de la méthode de BONNIN et BRESS [5] :

$$\text{Formule de BONNIN : } D_1 = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Formule de BRESS : } D_2 = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- D_1, D_2 : diamètre de la conduite par la formule de BONNIN et BRESS respectivement en m.
- Q : débit transitant dans la conduite en m^3/s .

On prendra tous les diamètres commercialisés compris entre D_1 et D_2 mais notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre (0.5 - 1.5) m/s.

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

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_{max}}} \quad (\text{III.3})$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_{min}}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- D_{min} : diamètre minimal de la conduite en m
- D_{max} : diamètre maximal de la conduite en m
- Q : débit transitant dans la conduite en m^3/s .
- v_{max} : vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1.5 m/s.
- v_{min} : vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

III.6.2. Calcul de la vitesse

$$Q = V * S, \quad \text{d'où} \quad V = \frac{Q}{S} \quad (\text{III.5})$$

$$\text{Nous avons :} \quad S = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{III.6})$$

$$\text{Donc :} \quad V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

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

III.6.3. Calcul de la perte de charge

La perte de charge ou perte d'énergie le long d'un courant liquide est due aux frottements des molécules liquides entre elles et contre les parois du dispositif solide qui guide le courant.

Ces frottements interviennent dès que le mouvement se produit puisqu'il résulte de la viscosité du liquide et de la turbulence du régime : ils apparaissent aussi bien dans un écoulement rectiligne de section constante ou très progressivement variable que lorsqu'il se rencontre une singularité brusque dans la direction du courant ou dans la forme ou l'étendue de sa section transversale [6].

A. Perte de charge linéaire :

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH [6] :

$$\Delta j = JL = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- Δj : perte de charge linéaire en m ;
- J : perte de charge unitaire en m/ml ;
- L : longueur de la conduite en m ;
- D : diamètre de la conduite en m ;
- V : vitesse moyenne d'écoulement en m/s ;
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité des parois de la canalisation.

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

✓ **Régime turbulent rugueux :**

Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{k}{D} \right) \right)^{-2} \quad (\text{III.9})$$

✓ **Régime de transition :**

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left[\frac{k}{3.71 D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.10})$$

Résolution par approximations successives ; pour la valeur initiale λ_0 , on utilise la formule de NIKURADZE (III.9)

Avec :

- K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

. Pour les tubes en PEHD : $K = 0.01 \text{ mm}$ si $D \leq 200 \text{ mm}$

$K = 0.02 \text{ mm}$ si $D > 200 \text{ mm}$

- Re : nombre de Reynolds, donné par la formule (III.9) :

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{III.11})$$

- ν : viscosité cinématique de l'eau en m^2/s , calculé par la formule de stocks :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337t + 0.00221t^2} \quad (\text{III.12})$$

- t : température de l'eau en degré

À $t = 20^\circ\text{C}$ $\nu = 1.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

B. Perte de charge singulière :

Elles sont estimées à :

- 10 % des pertes de charges linéaire pour le PEHD :

$$\Delta H = 0.1 \Delta j \quad (\text{III.13})$$

C. Pertes de charges totales :

$$H_T = \Delta H + \Delta j \quad (\text{III.14})$$

- Pour le PEHD : $H_T = 1.1 \Delta j = 0.1 \text{ J L}$ (III.15)

III.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

$$\text{HMT} = H_g + H_T \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique en m ;
- H_T : perte de charge totale en m.

III.6.5. La puissance absorbée par la pompe

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

Avec :

- P_a : la puissance absorbée par la pompe en W ;
- η : le rendement globale de la pompe (généralement on prend 75%) ;
- g : l'accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- H_{mt} : la hauteur manométrique totale en m ;
- Q : le débit refoulé en m³/s.

III.6.6. L'énergie annuelle consommée par la pompe

$$E = P_{abs} * t * 365 \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe pendant une année en KWh ;
- P_{abs} : puissance absorbée par la pompe en KW ;
- t: temps de pompage par jour (20h, en évitant les heures de pointes fixer par la sonal-gaz).

III.6.7. Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E * p \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- F_{exp} : frais d'exploitation en DA ;
- E : énergie consommée par la pompe en KWh ;
- p : prix d'un KWh selon le tarif fixé par la sonalgaz (p = 4.67 DA)

III.6.8. Frais d'amortissement

Le frais d'amortissement est donné comme suit :

$$F_{am} = Pr * A \quad (\text{III.20})$$

Avec :

- F_{am} : frais d'amortissement en DA ;
- Pr : prix de revient de chaque conduite en DA/ml ;
- A : l'annuité :

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

- Taux d'annuité ($i = 8\%$) ;
- Durée d'amortissement de la conduite ($n = 30$ ans)

A N :

$$A = \frac{0.08}{(1 + 0.08)^{30} - 1} + 0.08$$

$$A = 0.0888 = 8.88\%$$

III.6.9. Calcul du bilan

$$B = F_{exp} + F_{am} \quad (III.22)$$

Avec :

- B : bilan en DA ;
- F_{exp} : frais d'exploitation en DA ;
- F_{am} : frais d'amortissement en DA ;

III.7. Calcul des diamètres économiques

III.7.1. Calcul du tronçon source (Mnina) - station de reprise 1 (El Mith)

La station de reprise 1 reçoit l'eau gravitairement à partir de la Source.

Données :

- Débit : $0.02 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique : 95 m
- Longueur du tronçon : 5063 m

D'après les formules (III.3) et (III.4) :

- $DN_{min} = 0.13 \text{ m}$
- $DN_{max} = 0.23 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 160, 200, 250 mm

Tableau III.1 : Calcul des pertes de charge totales.

D(mm)	DI(m)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J(m/m)	Ht (m)	Hmt(m)
160	0.1308	5063	1.48917196	194783.693	0.016312048	0.014095856	78.50405082	173.5040508
200	0.1636	5063	0.95190729	155731.705	0.01685067	0.004756882	26.49250292	121.4925029
250	0.2046	5063	0.60862401	124524.472	0.017488473	0.001613784	8.987647231	103.9876472

Pour que l'eau arrive à la station de reprise 1, il faut que $Ht \leq Hg$.

Pour satisfaire cette condition nous optons pour un diamètre de **200 mm**, puisque $Ht=26.49 \text{ m}$ est inférieure à la hauteur géométrique $Hg = 95 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0.951... m/s**

III.7.2. Calcul du tronçon station de reprise 1 – Bache (El Mith)

La bache reçoit l'eau gravitairement à partir de la station de reprise 1 (fermeture de la vanne pendant 30 mn).

Données :

- Débit : $0.02\text{m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique : 39 m
- Longueur du tronçon : 117 m

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- $\text{DN}_{\text{min}1} = 0.130 \text{ m}$
- $\text{DN}_{\text{max}2} = 0.225\text{m}$

Les diamètres normalisés sont : 160, 200, 250 mm

Tableau III.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

D(mm)	Di(m)	L(m)	V(m/s)	Re	λ	J(m/m)	Ht(m)	Hmt(m)
160	0.141	117	1.28151034	180692.957	0.016479498	0.009782956	1.259066437	40.25906644
200	0.1762	117	0,82063216	144595.386	0,017051965	0,003321747	0.427508838	39.427508838
250	0.204	117	0,52448994	115597.582	0,017479817	0,001636846	0.21066208	39.21066208

Pour que l'eau arrive à la bache, il faut que $\text{Ht} \leq \text{Hg}$.

Pour satisfaire cette condition nous optons pour un diamètre de **160 mm**, puisque $\text{Ht}=1.259.\text{m}$ est inférieure à la hauteur géométrique $\text{Hg} = 39 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1.28... m/s**

III.7.3. Calcul du tronçon station de reprise 1 – station de reprise 2

La station de reprise 1 refoule l'eau vers la station de reprise 2

Données :

- Débit : $0.0115 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique : 165 m
- Longueur du tronçon : 2300 m

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- $\text{DN}_1 = 0.107 \text{ m}$
- $\text{DN}_{\text{max}} = 0.160 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160, 200 mm

Tableau III.3 : Calcul des pertes de charge totales.

D(mm)	DI(m)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J(m/m)	Ht (m)	Hmt(m)
110	0.0854	2300	2.0086	171541.938	0.016944	0.04080	103.2318	268.2318
125	0.097	2300	1.55698	151027.645	0.017213	0.021926	55.47391	220.47391
160	0.1242	2300	0.94969	117952.347	0.017851	0.006607	16.71647	181.7164

Tableau III.4 : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	Q(m ³ /s)	P (kW)	E (kWh)	e (DA/kWh)	Fexp (DA)
110	0.0115	41.05326191	299688.812	4,67	1399546.752
125	0.0115	33.54297588	244863.7239	4,67	1143513.591
160	0.0115	27.44808729	200371.0372	4,67	935732.7438

Tableau III.5: Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix (DA/mL)	L (m)	A	Fam (DA)
110	1175.74	2300	0,0888	240133.1376
125	10490.20	2300	0,0888	304358.448
160	2423.58	2300	0,0888	494991.9792

Tableau III.6: Calcul du bilan.

D (mm)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
110	2.0086878	1399546.752	240133.1376	1639679.889
125	1.5569860.3	1143513.591	304358.448	1447872.039
160	0.94969684	935732.7438	494991.9792	1430724.723

Nous optons pour un diamètre de **160 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **0.949 m/s**

III.7.4. Calcul du tronçon station de reprise 2 – station de reprise 3

Le point de piquage reçoit l'eau par refoulement à partir de la station de reprise 2

ACHOUICHE

Données :

- Débit : 0.0101 m³/s
- Hauteur géométrique : 98 m
- Longueur du tronçon : 1420 m

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- $DN_{\min} = 0.1\text{m}$
- $DN_{\max} = 0.15\text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160, mm

Tableau III.7 : Calcul des pertes de charge totales.

D(mm)	Di(m)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J(m/m)	Ht (m)	Hmt(m)
110	0.09	1420	1.58842	142958.245	0.017425	0.024898	38.89162	136.89162
125	0.1022	1420	1.23182	125892.779	0,01773	0,013423	20.99695	118.99695
160	0.1308	1420	0.75203	98365.7648	0,018451	0,004066	6.351587	104.35158

Tableau III.8: Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	Q(m ³ /s)	P (kW)	E (kWh)	e (DA/kWh)	Fexp (DA)
110	0.0101	18.3180192	133721.5402	4,67	624479.5927
125	0.0101	15.8424762	115650.0763	4,67	540085.8563
160	0.0101	13.81111939	100821.1715	4,67	470834.8711

Tableau III.9 : Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix (DA/mL)	L (m)	A	Fam (DA)
110	840.88	2300	0,0888	106031.6045
125	1088.06	2300	0,0888	137275.6714
160	1779.29	2300	0,0888	224361.3518

Tableau III.10 : Calcul du bilan.

D (mm)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
110	1.58842494	624479.5927	106031.6045	730511.1972
125	1.23182759	540085.8563	137275.6714	677361.5276
160	0.75203184	470834.8711	224361.3518	695196.2229

Nous optons pour un diamètre de **125 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **1.2318 m/s**

III.7.5. Calcul du tronçon de station de reprise 3 – réservoir étagé

Le réservoir étagé reçoit l'eau gravitairement à partir du point de piquage

Données :

- Débit : 0.0043 m³/s
- Hauteur géométrique : 32 m
- Longueur du tronçon : 448 m

D'après les formules (III.3) et (III.4) :

- DN1 = 0.06 m
- DN2 = 0.1 m

Les diamètres normalisés sont : 63, 75, 90 ,110 mm

Tableau III.11 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

D(mm)	Di(m)	L(m)	V(m/s)	Re	λ	J(m/m)	Ht(m)	Hmt(m)
63	0.0554	448	1.78475	98875.5777	0,018944	0,055518	27.359382	59.359382
75	0.066	448	1.2575	82995.5607	0.019415	0,023709	11.68395	43.6839573
90	0.0792	448	0.87326	69162.9673	0.019990	0,009810	4.834598	36.8345981
110	0.0968	448	0.58458	56587.8823	0,020719	0,003728	1.864149	33.8641490

Pour que l'eau arrive au réservoir étagé, il faut que $H_t \leq H_g$.

Pour satisfaire cette condition nous optons pour un diamètre de **75 mm**, puisque $H_t=11.68...m$ est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 32m$, avec une vitesse acceptable de **1.257... m/s**

III.7.6. Calcul du tronçon de str3 – réservoir final

Le réservoir final reçoit l'eau par refoulement à partir du point de piquage

Données :

- Débit : 0.0058 m³/s
- Hauteur géométrique : 84 m
- Longueur du tronçon : 265 m

D'après les formules (III.1) et (III.2) :

- $DN_{\min} = 0.076$ m
- $DN_{\max} = 0.114$ m

Les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125mm

Tableau III.12 : Calcul des pertes de charge totales.

D(mm)	Di(m)	L(m)	V (m/s)	Re	Λ	J(m/m)	Ht (m)	Hmt (m)
90	0.0792	265	1.17789	93289.5837	0.01888	0,01686	4.915158	88.915158
110	0.0968	265	0.78851	76327.8412	0,01951	0,00638	1.861955	85.861955
125	0.1102	265	0,70738	72294.8633	0,01969	0,00491	1.432853	10,072

Tableau III.13 : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	Q(m ³ /s)	P (kW)	E (kWh)	e (DA/kWh)	Fexp (DA)
90	0.0058	6.762408811	49365.58432	4,67	230537.2788
110	0.0058	6.520252132	47597.84057	4,67	222281.9154
125	0.0058	6.486218946	47349.39831	4,67	221121.6901

Tableau III.14 : Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix (DA/mL)	L (m)	A	Fam (DA)
90	387.50	265	0,0888	9118.65
110	577.28	265	0,0888	13584.55296
125	735.44	265	0,0888	17306.37408

Tableau III.15: Calcul du bilan.

D (mm)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
110	1.17789878	230537.2788	9118.65	239655.9288
125	0.78851076	222281.9154	13584.55296	235866.4684
160	0,70738614	221121.6901	17306.37408	238428.0642

Nous optons pour un diamètre de **125 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **0.788 m/s**

III.8. Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons calculé les différents paramètres à savoir :

La vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, a fin de trouvé un résultat idéal du point de vue technico-économique.

CHAPITRE IV : ÉTUDE DU POMPAGE

IV.1. Introduction

Les pompes sont des machines hydrauliques qui génèrent une différence de pression entre les tubulures d'entrée et de sortie. Donc elles servent à aspirer des liquides d'une région à basse pression pour les refouler à une autre région à haute pression afin de transformer l'énergie Hydraulique en énergie mécanique.

IV.2. Classification des pompes

On distingue deux grandes catégories de pompes :

IV.2.1 Les pompes volumétriques : dans celle-ci, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

On distingue deux grands types de pompes volumétriques :

- ✓ Les pompes alternatives ou à piston ;
- ✓ Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

IV.2.2 Les turbo pompes :

Les turbopompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action. Leur principe de fonctionnement est de transformer l'énergie potentielle de l'eau en énergie cinétique dont une partie sera transformée en pression par réduction de vitesse.

On distingue trois types de pompe :

- pompes centrifuges ;
- pompes hélico-centrifuges ;
- pompes à hélice.

IV.3.Choix des pompes :

Les critères de choix du type de pompe sont [3] :

- ✓ Assurer le débit de refoulement ;
- ✓ La hauteur d'élévation à atteindre ;
- ✓ Une vitesse de rotation importante ;
- ✓ Le point d'aspiration.

IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

IV.4.1. Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique entre la station de pompage et le point d'arrivée de l'eau avec les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement, elle est donnée par la formule (IV.1) [3].

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \text{ (IV.1)}$$

Avec :

- HMT : hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : pertes de charge au refoulement en (m).

IV.4.2. La vitesse de rotation

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

IV.4.3. La puissance

On distingue deux types de puissances :

IV.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée (P_{abs}) qui est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe, Cette puissance est donnée par la loi suivante [3] :

$$P_{abs} = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta_G} \text{ (IV.2)}$$

Avec :

- P_{abs} : puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;
- η_G : Rendement de la pompe (%) .

IV.4.3.2. La puissance hydraulique ou utile

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

$$P_u = \rho * g * H * Q \quad (IV.3)$$

IV.4.4. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile (P_u) et la puissance absorbée de la pompe (P_a).

$$\eta_G = \frac{P_u}{P_{abs}} \quad (IV.4)$$

IV.5. Courbes caractéristiques d'une pompe

IV.5.1. Courbe caractéristique d'une pompe centrifuge

Pour utiliser une pompe centrifuge d'une manière optimale, il faut connaître ses courbes caractéristiques qui illustrent principalement la variation de la hauteur manométrique et du rendement en fonction du débit, la figure VI.1 nous montre cette variation :

- La courbe $H=f(Q)$ exprimant la variation des différentes hauteurs d'élévations en fonction du débit pompé ;
- La courbe $\eta=f(Q)$ exprimant la variation des différents rendements en fonction du débit pompé.

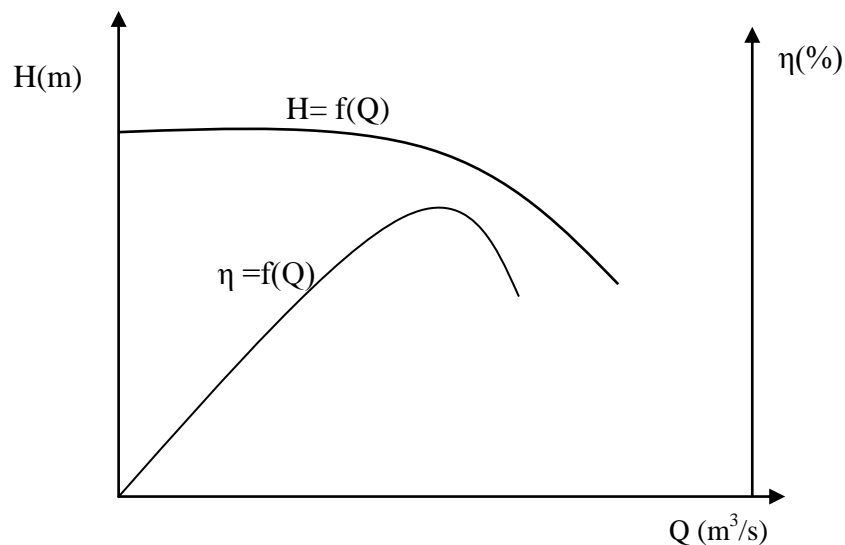


Figure IV.1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.5.2. Courbes caractéristique de la conduite

La caractéristique de la conduite représente la hauteur en fonction de débit selon la formule (IV.5) :

$$H = Hg + RQ^2 \quad (IV.5)$$

Avec :

- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;
- H : charge totale en fonction du débit (m) ;
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) .

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

Avec :

- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement de Darcy ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).

IV.6. Couplage des pompes

Dans certains cas la hauteur ou le débit ne peuvent pas être satisfaits avec une seule pompe, nous devons recourir à l'utilisation de plusieurs pompes.

IV.6.1 Couplage en parallèle

Il est utilisé pour garder une même hauteur et augmenter le débit pompé, il est préférable d'utiliser des pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement.

IV.6.2. Couplage en série

Il s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement, les caractéristiques de l'ensemble s'obtiennent en ajoutant au débit donné la hauteur de chaque pompe.

IV.7. le point de fonctionnement d'une pompe

IV.7.1. Recherche du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite. Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

IV7.2. Réalisation du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$, et la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(q)$. Comme elle représente la (Figure IV.2).

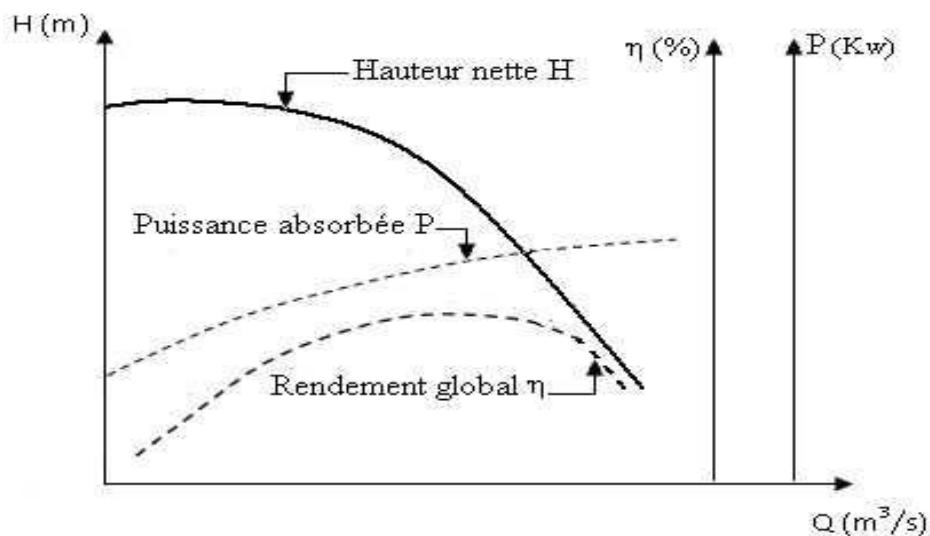


Figure IV.2 : Courbes caractéristiques d'une pompe.

II.7.2.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

Nous gardons les points de fonctionnement obtenus, et nous chercherons un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

Pour cela on utilise la formule (IV.7) :

$$T_p = \frac{T_1 * Q_1}{Q} \quad (IV.7)$$

- T_1 : le temps de pompage, pour notre cas égale 20h

Donc

$$20 * Q_1 = T_p * Q \quad (IV.8)$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T_p = 20 * \frac{Q_1}{Q} \quad (IV.9)$$

La puissance absorbée sera :

$$P_{\text{abs } 1} = \frac{g \cdot Q \cdot H_1}{\eta_G} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- η_G : rendement correspondant au point P1 (Q1, H1) en %

IV.7.2.2. Régulation par le vannage (par étouffement)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit

Q2. La puissance absorbée sera :

$$P_{\text{abs } 2} = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_2}{\eta_G} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

$$H_2 = H_1 + h \quad (\text{IV.12})$$

Où :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H_2 : la distance entre le point de travail désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe ;
- H_1 : la hauteur manométrique totale au point désiré ;
- η_G : rendement globale correspondant au point P (Q, H) en %.

IV.7.2.3. Variation de la vitesse de rotation

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

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (\text{IV.13})$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 (Q1, H1), et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue V (Qv, Hv), nous aurons alors d'après les lois de similitude [3]:

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_V}{Q_1} \quad (\text{IV.14})$$

D'où la nouvelle vitesse de rotation (N1) est :

$$N_1 = \left(\frac{Q_1}{Q_V} \right) * N \quad (\text{IV.15})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{\text{abs } 3} = \frac{g \cdot Q_V \cdot H_V}{\eta_G} \quad (\text{IV.16})$$

IV.7.2.4. Rognage de roue de la pompe

La solution à apporter consiste en le rognage de la roue de la pompe, et cela dans le but de ramener les deux points de fonctionnement (celui de la pompe et celui désiré) à la même position.

D'après les lois de similitude, nous aurons :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D''^2}{d''^2} \quad (\text{IV.17})$$

Où :

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

En posant $d = D * m$, avec m coefficient du rognage, nous aurons :

$$m = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}} \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

- m : coefficient de rognage ;

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m \quad (\text{IV.19})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{\text{abs } 4} = \frac{g * Q_3 * H_3}{\eta_G} \quad (\text{IV.20})$$

IV.8. Le phénomène de cavitation

C'est un phénomène physique qui se caractérise par la transformation de l'eau de l'état liquide en vapeur. Il se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide, là où des poches de vapeur se forment.

La cavitation génère du bruit et des vibrations dans l'écoulement lorsque les poches de vapeur atteignent les zones de haute pression absolue, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques [3].

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

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$$

Avec :

- NPSH_d : la charge nette d'aspiration disponible, calculée par l'utilisateur (m).
- NPSH_r : la charge nette d'aspiration requise par le constructeur (m).

➤ □ Pour une aspiration en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P'_0}{g*\rho} + Ha - (J_{asp} + hv) \quad (IV.21)$$

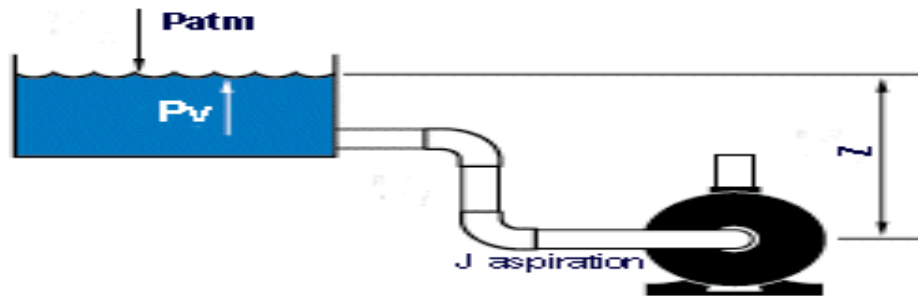


Figure IV.3 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.

➤ Pour une aspiration en dépression :

$$(NPSH)_r = \frac{P'_0}{g*\rho} - Ha - (J_{asp} + hv) \quad (IV.22)$$

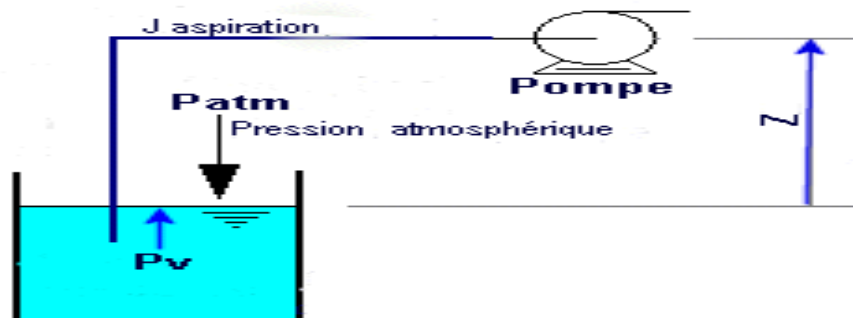


Figure IV.4 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.

Avec :

- Ha: Hauteur d'aspiration en (m) ;
- Jasp: Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- hv: pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (à t= 20°C, hv= 0.24m) ;
- $\frac{P'_0}{\rho * g}$: Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;

$$\frac{P'_0}{\rho * g} = 10.33 - (0.0012 * Ca)$$

Avec :

- Ca : la cote du plan d'aspiration

Tableau IV.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h_v	0	0.	0.	0	0	0	1	2	4	4	1
(m)	.06	083	125	.24	.43	.75	.26	.03	.1	.8	0.3

IV.9.Choix des pompes

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le logiciel « CAPRARI », au lieu des catalogues car il est plus pratique. Pour cela, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

IV.9.1. Tronçon station de reprise str1 _ str2

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- Q = 11.5/s ;
- Hmt = 181.7164741 m ;
- Hg = 165 m .

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (HMU50-1/6C) :

- Q = 11.5 l/s
- H = 182m
- Pa = 29.5 Kw
- (NPSH)_r = 2.4 m
- N = 2900 tr/min
- η = 68.6 %

Les courbes caractéristiques de la pompe de la str1 sont représentées dans la figure (IV.5), (les détails sont donnés dans l'annexe 4).

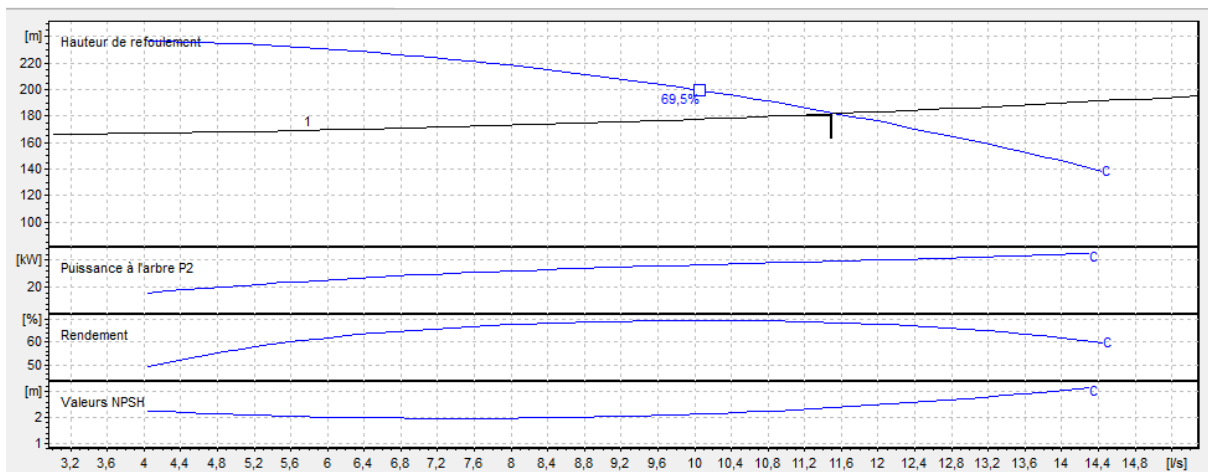


Figure IV.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe 1

D'après la figure (IV.4) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (11.5 ; 182) correspond avec le point désiré (11.5 ; 181.7164).

- Etude de la cavitation

On fixe $Ha = 1$ m; $J_{asp} = 0$ m.

$(NPSH)_r = 2.4$ m

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09$ m

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.9.2. Tronçon station de reprise str2 _ str3

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 10.142$ l/s.
- $H_{mt} = 118.9969$ m.
- $H_g = 98$ m.

➤ Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 80/ 9 A) :

- $Q = 10.1$ /s
- $H = 119$ m
- $Pa = 16.6$ KW
- $(NPSH)_r = 1.41$ m
- $N = 2900$ tr/min
- $\eta = 71.4$ %

Les courbes caractéristiques de la pompe de la str2 sont représentées dans la figure (IV.5), (les détails sont donnés dans l'annexe 5).

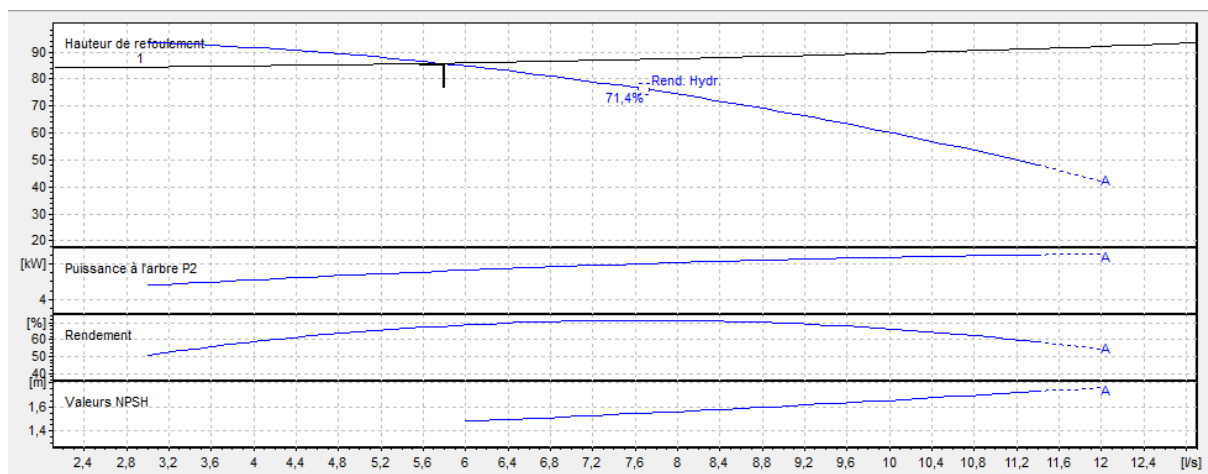


Figure IV.5 :Les courbes caractéristiques de la pompe 3.

D'après la figure (IV.5) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (5.8 ; 85.9) correspond avec le point désiré (5.8 ; 85.9).

- Etude de la cavitation

On fixe $H_a = 1$ m; DELTA $H_a = 0$ m.

$$(NPSH)_r = 2.94 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

IV.9.3. Tronçon station de reprise str3 _ Réservoir final

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 5.8$ l/s.
- Hmt = 85.9m.
- $H_g = 84$ m.

Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (HMU50-2/ 8A) :

- $Q = 5.8$ /s
- $(NPSH)_r = 1.47$ m
- $H = 85.9$ m
- $N = 1450$ tr/min
- $P_a = 7.18$ KW
- $\eta = 68$ %

Les courbes caractéristiques de la pompe de la str2 sont représentées dans la figure (IV.5), (les détails sont donnés dans l'annexe 6).

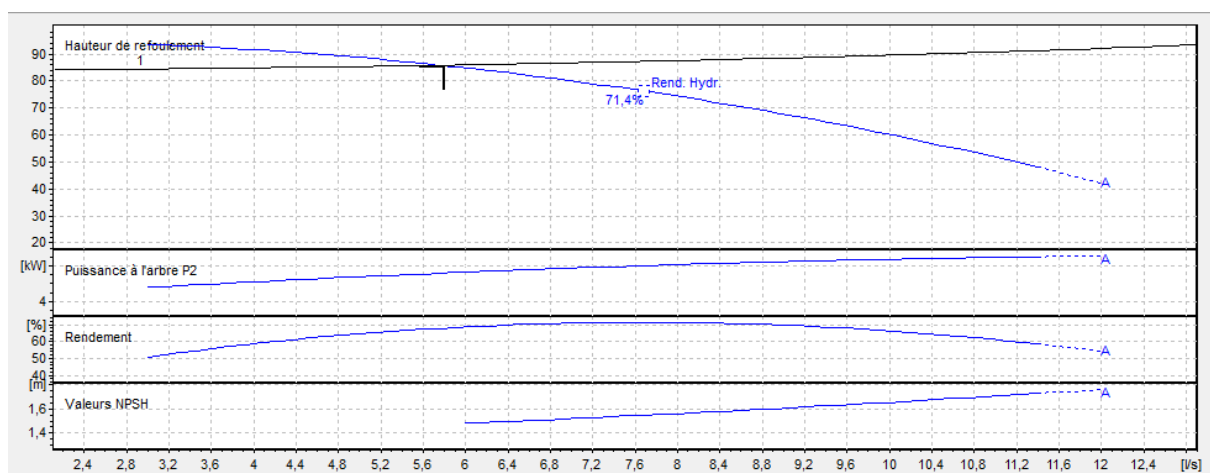


Figure 4.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe 3

D'après la figure (4.1) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (5.8 ; 85.9) correspond avec le point désiré (5.8 ; 85.9).

- Etude de la cavitation

On fixe $H_a = 1$ m; DELTA $H_a = 0$ m.

$(NPSH)_r = 2.94$ m

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

IV.10. Conclusion :

Dans ce chapitre, afin de choisir les pompes nous avons utilisé le logiciel CAPRARI PUMP.

On a opté pour le choix des pompes de type multicellulaires à l'axe horizontal. Enfin, nous avons vérifié la condition du non cavitation pour chaque pompe.

CHAPITRE V

PROTECTION DES

CONDUITES

CONTRE

LE COUP DE BÉLIER

V.1. Introduction

Le coup de bélier résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par ondes) ; le coup de bélier est donc un phénomène **oscillatoire** [6].

V.2. Cause et conséquence du Phénomène [7].

Les principales causes sont :

- Fermeture instantanée d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes de pompes, alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- Démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte.
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

Le phénomène du coup de bélier est caractérisé principalement par l'apparition de surpressions et/ou de dépressions qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables, ce qui aura pour conséquence la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement [6].

V.3. Moyens de protection contre le coup de bélier [7]

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir

Pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Les dispositifs les plus utilisés sont [7] :

- les volants d'inertie ;
- les soupapes de décharge ;
- les ventouses ;
- clapet by-pass ;
- les réservoirs d'air ;

- les cheminés d'équilibre ;
- vanne de fermeture lente.

V.4. Etude du coup de bélier

La célérité d'onde **a** est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K_e \frac{D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- **a** : vitesse en m/s ;
- **D** : diamètre intérieur de la conduite en m ;
- **e** : épaisseur du tuyau en m ;
- **K** : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation (pour le PEHD : $K=(83)$)

V.4.1. Valeurs numérique du coup de bélier

❖ Fermeture brusque :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps **t**, tel que :

$$t < 2 \frac{L}{a} \quad (\text{V.2})$$

La valeur maximale du coup de bélier est, donc :

$$b = a \frac{u_0}{g} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- **b** : valeur du coup de bélier en m ;
 - **a** : la célérité de l'onde en m/s ;
 - **u₀** : vitesse de l'écoulement en m/s ;
 - **g** : accélération de la pesanteur en m/s².
- La valeur maximale de la pression –surpression est :

$$\mathbf{H_s = H_0 + B}$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$\mathbf{H_d = H_0 - B}$$

Où :

H₀ : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, telle que : $\mathbf{H_0 = H_g + 10}$

Avec :

- **H_g** : hauteur géométrique de refoulement
- **10** : Pression atmosphérique
- **H₀** : Pression absolue de la conduite

❖ Fermeture lente :

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

$$t > 2 \frac{L}{a} \quad (\text{V.4})$$

Par conséquent, la valeur de la surpression sera donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = 2 \frac{u_0 L}{g T} \quad (\text{V.5})$$

Avec :

- b : valeur du coup de bélier en m ;
- u_0 : vitesse de l'écoulement en m/s ;
- L : longueur de la conduite en m ;
- g : accélération de pesanteur en m/s^2 ;
- T : temps de fermeture en s.

V.3. Calcul du coup de bélier pour différents tronçon

Cette partie consiste à calculer vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression maximale admissible de la conduite. Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

V.5.1. Calcul du coup de bélier pour les tançons de refoulement

Tableau V.1 : Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tançons de refoulement.

	Tronçon	STR1-STR2	STRS-STR3	STR3-R Final
Caractéristique De la conduite	L (m)	2300	1420	265
	D (m)	0.1242	0.1022	0.0968
	e (m)	0.0179	0.0114	0.01
	V₀	0.95	1.23	0.79
Pression absolue	H₀ (m)	175	108	94
La célérité de l'onde	a (m/s)	396.25	351.69	339.22
Valeur du coup de bélier	b(m)	38.372	44.09	27.32
Surpression maximale	H_s (m)	213.372	152.09	121.32
Dépression maximale	H_b(m)	136.628	63.91	66.68
Pression nominal	PN (bar)	20	16	10

Chapitre V Protection des Conduites Contre le Coup de Bélier

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V.1), nous remarquons que les tronçons **STR2-STR3** vérifient la pression nominale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression ; par contre les tronçons **STR1 – STR2** et **STR3-R Final** ne vérifient pas la pression nominale de service en surpression, donc, il devrait être protégé.

Remarque :

Les conduites **STR1-STR2** et **STR3-R Final** admettent Généralement un coefficient de sécurité allant de 10 à 20 % et parfois même 30 % pour certain type de conduite comme le PEHD.

- Si on prend un coefficient de sécurité de 10 % pour la conduite **STR1-STR2**, par conséquent Les conduites pn20 peut supporter une pression de $20+0.1 \times 20=22$ bar équivalent à 220 m. De ce fait le tronçon et protéger car la surpression est de $213 \text{ m} < 220\text{m}$.
- Si on prend un coefficient de sécurité de 30 % pour la conduite **STR3-R Final**, par conséquent Les conduites pn10 peut supporter une pression de $10+0.3 \times 10=13$ bar équivalent à 130 m. De ce fait le tronçon et protéger car la surpression est de $121 \text{ m} < 130\text{m}$.

V.5.2. Calcul du coup de bélier pour les tronçons gravitaires

Tableau V.2 : Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons gravitaires.

	Tronçon	Source-STR1	STRS-Bâche	STR3-R étagé
Caractéristique De la conduite	L (m)	5063	117	448
	D (m)	0.1636	0.141	0.066
	e (m)	0.0182	0.0095	0.0045
	V₀	0.95	1.28	1.26
Pression absolue	H₀ (m)	105	49	42
La célérité de l'onde	a (m/s)	351.25	192.35	278.28
Valeur du coup de bélier	b(m)	23.27	25.09	35.74
Surpression maximale	H_s (m)	128.27	74.09	77.74
Dépression maximale	H_b(m)	81.73	23.91	6.26
Pression nominal	PN (bar)	16	10	10

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V.2), nous remarquons que les valeurs de la surpression sont inférieures à la pression nominale de service de la conduite en PEHD, et pour les valeurs de dépression sont toutes positives, donc les conduites ne nécessitent pas un anti-bélier.

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons constaté que les tronçons STR1 – STR2 et STR3 - R **Final** présentent une surpression, après avoir étudié les valeurs du coup de bélier pour tous les tronçons, et pour cela nous avons pris des coefficients de sécurité de 10 % pour le premier tronçon et 30% pour le deuxième.

CHAPITRE VI
DISTRIBUTION

VI.1. Introduction

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau. A partir du réservoir, jusqu'aux consommateurs (abonnés), fournir le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

VI.2. Différents types de réseau [8]

On distingue plusieurs types de réseau de distribution

- Réseaux ramifiés.
- Réseaux maillés.
- Réseaux étagés.
- Réseaux mixtes.

VI.2.1. Réseau ramifié

Il est composé de conduites qui vont toujours en se divisant à partir du point d'alimentation sans jamais se refermer. Ce réseau présente l'avantage d'être économique à cause du linéaire réduit des canalisations posées et du nombre moins important des équipements hydrauliques mis en service. Mais il manque de souplesse et de sécurité, figure (VI.1)

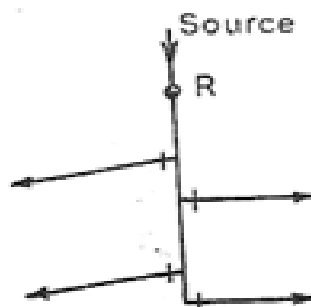


Figure VI.1 : Réseau ramifié

VI.2.2. Réseau maillé

Ils sont composés de conduites suivant des contours fermés permettant une alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinets peut isoler un tronçon accidenté tout en poursuivant l'alimentation des autres usagers. Il est utilisé généralement dans les zones urbaines pratiquement plates, figure (VI.2).

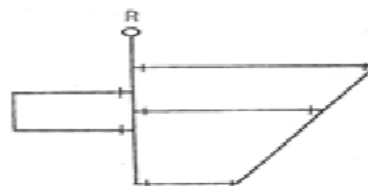


Figure VI.2 : Réseau maillé

VI.2.3. Réseau mixte

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

VI.2.4. Réseau étagé

Lorsqu'une agglomération présente des différences de niveaux importantes, la distribution par un seul réservoir n'est pas possible (fortes pression au point bas), on installe un réservoir intermédiaire alimenté par le premier pour régulariser les pressions.

VI.3. Choix du réseau à adopter

Comme toutes les côtes sont connues, le réseau de distribution projeté est ramifié. Le dimensionnement des différents tronçons est soumis aux principes simples de calcul du réseau ramifié.

VI.3.1. Matériaux à utiliser [9]

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD pour les avantages dont il dispose:

- Bonne élasticité ;
- Fiabilité au niveau des branchements ;
- Coefficient de rugosité faible ;
- Bonne résistance aux hautes températures ;
- Bonne résistance aux tensions ;
- Facilité de pose ;
- Bonne résistance à la corrosion ;
- Disponible sur le marché.

VI.3.2. Conception du réseau [9]

La conception d'un réseau de distribution est influencée par certains facteurs, tel que :

- Le relief ;
- La disposition du quartier ;
- Assurer un service souple et régulier ;
- L'emplacement des consommateurs principaux.

Le principe de la réalisation du tracé est comme suite :

- Choisir le lieu de consommation principal ;
- Déterminer le sens principal de l'écoulement ;
- Tracer les conduites maitresses.

VI.4. Dimensionnement du réseau de distribution

Le calcul du réseau ramifié se fait en général de l'aval vers l'amont ; une fois les débits de tous les tronçons du réseau sont connus (débits de route), on peut calculer le débit de dimensionnement de chaque conduite qui présente la somme algébrique du débit de route de la conduite elle-même et des débits de route des conduites qui lui sont raccorder à l'aval.

Après avoir déterminé les débits de dimensionnement de chaque conduite, on peut déterminer les diamètres correspondants. Ces diamètres doivent vérifier deux conditions essentielles :

- La vitesse doit être entre 0,5 et 1,50 m/s
- La pression de service au point critique du réseau doit être au minimum 10m

VI.4.1. Détermination des débits [9]

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

- Déterminer la longueur de chaque de tronçon ;
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe et celle d'incendie ;
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

VI.4.1.1. Débit de pointe

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

VI.4.1.2. Débit spécifique

Nous admettons l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau. Ce débit se calcul comme suit :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \text{ (VI.1)}$$

Avec :

- Q_s : débit spécifique (l/s/m)
- Q_p : Débit pointe (l/s).
- $\sum L_i$: somme des longueurs alimentées par le réseau (m).

VI.4.1.3. Débits en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule (VI.2) :

$$Q_r = Q_s * L_{i-j} \text{ (VI.2)}$$

Avec :

- Q_r : débit de route (l/s) ;
- Q_s : débit spécifique (l/s/m) ;
- L_{i-j} : la longueur de tronçon i-j (m) ;

VI.4.1.4. Débits aux nœuds

Le débit en chaque nœud correspond à la moitié de la somme des débits en route autour du nœud en ajoutant les débits localisés en ce nœud [3]

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{ri} + \sum Q_{con} \quad (VI.3)$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit au nœud i (l/s).
- $\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s).
- $\sum Q_{conc}$: Somme des débits localisés en nœud considéré (l/s).

VI.4.1.5. Débits en chaque tronçon Q_t

- **Cas d'un réseau maillé**

Le calcul des débits en chaque tronçon est basé sur la loi des mailles. Tout d'abord on calcule d'une manière approximative ces débits à l'aide de la loi des nœuds (la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants).

Nous allons commencer les calculs à partir du point critique, c'est-à-dire le nœud le plus éloigné du point d'alimentation, puis nous remonterons vers son amont.

- **Cas d'un réseau ramifié**

C'est le débit que la conduite du réseau ramifié doit transiter afin de répondre à la demande de ses propres branchements (service en route), et d'en assurer celui demandé par les conduites qui en dépendent (débit aval).

Le débit de transit est donné par la formule (VI.4) .

$$Q_t = 0.5 * Q_r + p' \quad (VI.4)$$

Avec :

- Q_t : débit transité par le tronçon (l/s) ;
- Q_r : débit en route (l/s) ;
- p' : debit aval (l/s);

VI.4.2. Calcul des pertes de charge

Dans les modes de calcul des pertes de charge qui existe dans le logiciel de simulation EPANET nous optons pour la formule de Darcy-Weisbach.

VI.4.2.1. Pertes de charge linéaire

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH [3] :

$$\Delta H_L = \frac{L * \lambda * V^2}{2 * g * D} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s)
- g : l'accélération de la pesanteur. (g = 9,81 m/s²)
- L : longueur de la conduite (m)
- D : diamètre intérieur de la conduite (m).
- λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge). donné par la formule de COLBROOK

$$\lambda = f * \left(Re, \frac{\varepsilon}{D} \right) \quad (\text{VI.6})$$

- Re : nombre de REYNOLDS
- ε : rugosité absolue pour le PEHD on prend $\varepsilon = 0,01 \text{ mm}$

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

- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- ν : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C ; $\nu = 1.01 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

VI.4.2.2. Pertes de charges singulières

Généralement les pertes de charge singulières sont estimées à 10-15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 15\% * \Delta H_l \quad (\text{VI.8})$$

Donc la formule des pertes de charge totale sera :

$$\Delta H_T = (1,15 * \Delta H_L) \quad (\text{IV.9})$$

VI.4.3. Calcul des pressions de service du réseau (au sol)

Pour que notre réseau soit convenable, il faut qu'il assure la pression minimale en tout point de ce dernier à alimenter. En pratique la pression peut être assurée dans une fourchette de (1bar – 6 bar). Avec une vitesse acceptable (0.5 – 1.5 m/s).

Connaissant les côtes des différents nœuds de notre réseau, ainsi que les pertes de charges, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_s = C_p - C_{TN} - J_T \quad (\text{IV.10})$$

Avec

- P_s : pression au sol (m).
- C_p : cote piézométrique(m).
- C_{TN} : côte de terrain naturel (m).
- J_T : perte de charge totale (m).

VI.5.Simulation du réseau hydraulique

A l'aide du logiciel EPANET qui est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique, et également d'un point de vue qualité de l'eau.

On fait entrer les débits et les altitudes de chaque nœud, ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite, après nous lançons la simulation du réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites, dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s – 1.5 m/s) pour chaque conduite, et aussi des pressions aux différents nœuds qui ne dépasse pas 100 m.c.e. Cependant, notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN 10.

VI.6. Dimensionnement du réseau

VI.6.1. Calcule des débits

VI.6.1.1. Les débits de pointe :

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas le débit de pointe est :

- Pour la Zone I (Ighil Oughanime, Tadoukart, Aguemoune ideki) : $Q_p=5,67$ l/s
- Pour la zone II (Taourirt, Ait Brahem, Tassaste) : $Q_p=3.952$ l/s
- Pour la zone III (Tagnit Ouroise) : $Q_p=0.88$ l/s
- Pour la zone IV (Ait youcef) : $Q_p=1.24$ l/s

VI.6.2. Calcul des différents débits du réseau

VI.6.2.1. La zone I

$$\text{On a : } Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

$$Q_p=5.67 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 2770 \text{ m}$$

$$\text{Alors } Q_s=0,00204693 \text{ l/s/m}$$

Les résultats du calcul des débits de route de chaque tronçon et les débits au nœud du réseau sont donnés dans les Tableau (VI.1).

Tableau VI.1: Les débits de route et au nœud de chaque traçons

Nœud	Trançon	Longueurs (m)	Debit spécifique (l/s/ml)	Debit de route (l/s)	Debit aux nœud
1	RF--1	150	0,00204693	0,30703971	0,55778881
	1--2	25		0,05117329	
	1--5	220		0,45032491	
2	2--1	25		0,05117329	0,15966065
	2--3	63		0,12895668	
	2--4	68		0,13919134	
3	3--2	63		0,12895668	0,06447834
4	4--2	68		0,13919134	0,06959567
5	5--1	220		0,45032491	0,5997509
	5--6	155		0,31727437	
	5--8	211		0,43190253	
6	6--5	155		0,31727437	0,29680505
	6--7	135		0,27633574	
7	7--6	135		0,27633574	0,13816787
8	8--5	211		0,43190253	0,52401444
	8--9	149		0,30499278	
	8--10	152		0,31113357	
9	9--8	149		0,30499278	0,15249639
10	10--8	152		0,31113357	0,46772383
	10--11	171	0,35002527		
	10--14	134	0,27428881		
11	11--10	171	0,35002527	0,39608123	
	11--12	168	0,34388448		
	11--13	48	0,09825271		
12	12--11	168	0,34388448	0,17194224	
13	13--11	48	0,09825271	0,04912635	
14	14--10	134	0,27428881	0,20264621	
	14--15	7	0,01432852		
	14--18	57	0,11667509		
15	15--14	7	0,01432852	0,18934116	
	15--16	136	0,27838267		
	15--17	42	0,08597112		
16	16--15	136	0,27838267	0,13919134	
17	17--15	42	0,08597112	0,04298556	
18	18--14	57	0,11667509	0,16477798	
	18--19	33	0,06754874		
	18--20	71	0,14533213		
19	19--18	33	0,06754874	0,03377437	

20	20--18	71	0,14533213	0,16068412
	20--21	34	0,06959567	
	20--22	52	0,10644043	
21	21--20	34	0,06959567	0,03479783
22	22--20	52	0,10644043	0,12076895
	22--23	41	0,08392419	
	22--24	25	0,05117329	
23	23--22	41	0,08392419	0,04196209
24	24--22	25	0,05117329	0,12076895
	24--25	55	0,11258123	
	24--26	38	0,07778339	
25	25--24	55	0,11258123	0,05629061
26	26--24	38	0,07778339	0,15863718
	26--27	22	0,04503249	
	26--28	95	0,19445848	
27	27--26	22	0,04503249	0,02251625
28	28--26	95	0,19445848	0,19138809
	28--29	42	0,08597112	
	28--30	50	0,10234657	
29	29--28	42	0,08597112	0,04298556
30	30--28	50	0,10234657	0,17501264
	30--31	21	0,04298556	
	30--32	100	0,20469314	
31	31--30	21	0,04298556	0,02149278
32	32--30	100	0,20469314	0,10234657
				5,67

Les résultats de simulation des tronçons sont regroupés dans les tableaux (VI.2, VI.3) et la figure (VI.3) :

Tableau VI.2. Les données du réseau après la simulation

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
1	150	96.8	5.67	0.77	5.98
2	25	28	0.29	0.48	11.96
3	63	16	0.06	0.32	12.40
4	68	16	0.07	0.35	14.12
5	220	96.8	4.82	0.65	4.48
6	155	28	0.43	0.71	23.71

7	135	16	0.14	0.69	45.82
8	211	79.2	3.78	0.77	7.60
9	149	16	0.15	0.76	54.36
10	152	66	3.11	0.91	12.80
11	171	35.2	0.62	0.63	14.74
12	168	16	0.17	0.86	66.96
13	48	16	0.05	0.24	7.73
14	134	66	2.02	0.59	5.97
15	7	28	0.37	0.60	18.00
16	136	16	0.14	0.69	46.41
17	42	16	0.04	0.21	5.40
18	57	55.4	1.45	0.60	7.63
19	33	16	0.03	0.17	2.67
20	71	55.4	1.25	0.52	5.88
21	34	16	0.03	0.17	2.89
22	52	44	1.05	0.69	13.06
23	41	16	0.04	0.21	5.02
24	25	44	0.89	0.59	9.72
25	55	16	0.06	0.28	9.85
26	38	32	0.71	0.89	30.01
27	22	16	0.02	0.11	1.46
28	95	28	0.53	0.87	33.89
29	42	16	0.04	0.21	5.40
30	50	21	0.30	0.86	48.27
31	21	16	0.02	0.11	1.39
32	100	16	0.10	0.51	27.31

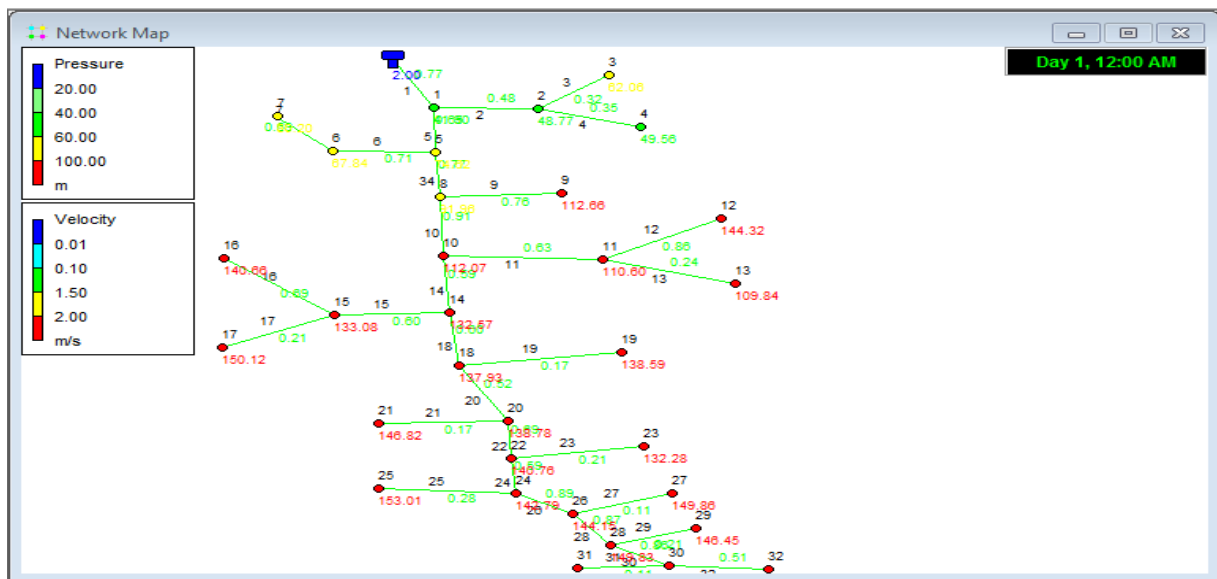


Figure.VI.3. Etat du réseau après la simulation

Les résultats des pressions et des charges au niveau des nœuds sont donnée dans le tableau VI.3

Tableau VI.3. Les données du réseau après la simulation

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Préssion (m)
1	577	0.56	41.90
2	569.83	0.16	48.77
3	555.76	0.06	62.06
4	568.08	0.07	49.56
5	543.3	0.60	74.62
6	546.4	0.30	67.84
7	527.86	0.14	80.20
8	524.35	0.52	91.96
9	495.56	0.15	112.66
10	502.3	0.47	112.07
11	501.25	0.40	110.60
12	456.28	0.17	144.32
13	501.64	0.05	109.84
14	481	0.20	132.57
15	480.36	0.19	133.08
16	466.47	0.14	140.66
17	463.1	0.04	150.12
18	475.20	0.16	137.93
19	474.46	0.03	138.59
20	473.94	0.16	138.78
21	465.8	0.03	146.82
22	471.28	0.12	140.76
23	479.55	0.04	132.28
24	469	0.12	142.79
25	458.24	0.06	153.01
26	466.5	0.16	144.15
27	460.76	0.02	149.86
28	457.6	0.19	149.83
29	460.76	0.04	146.45
30	457	0.18	148.02
31	458.27	0.02	146.72
32	458.24	0.10	144.05
Tank RF	617.8	-5.67	2.00

Après l'analyse des résultats de la simulation, on a observé que :

- ✓ La condition des vitesses est acceptable
- ✓ La condition des pressions n'est pas acceptable

Donc il faut placer un réducteur de pression.

Les résultats de la simulation après réducteur sont apparait dans la figure VI.4 est l'annexe 7 et 8

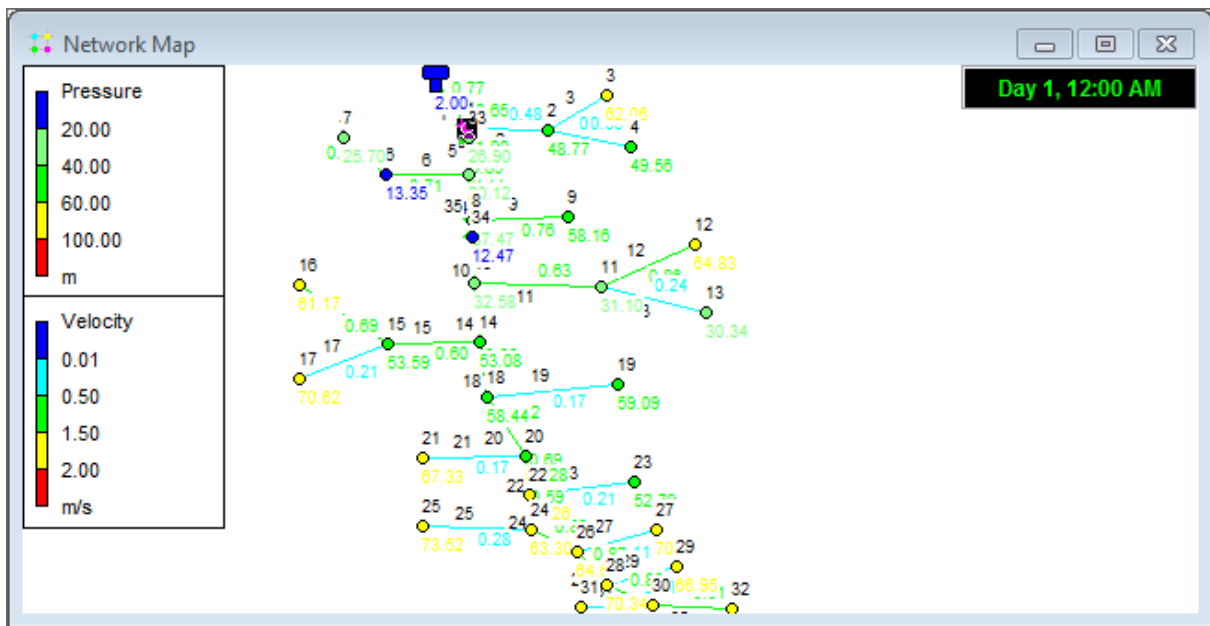


Figure.VI.4. Etat du réseau avec réducteur après la simulation

Après l'analyse des résultats de la simulation avec les deux réducteur, on a observé que :

- La condition des vitesses est acceptable ;
- La condition des pressions est acceptable.

VI.6.2.2 La zone II

$$\text{On a : } Q_S = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

$$Q_p = 3.952 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 2297 \text{ m}$$

$$\text{Alors } Q_s = 0,001720505 \text{ l/s/m}$$

Les résultats du calcul des débits de route de chaque tronçon et les débits au nœud du réseau sont donnés dans l'annexe (9).

Les résultats de simulation des tronçons sont dans l'annexe (10) et la figure (VI.5) :

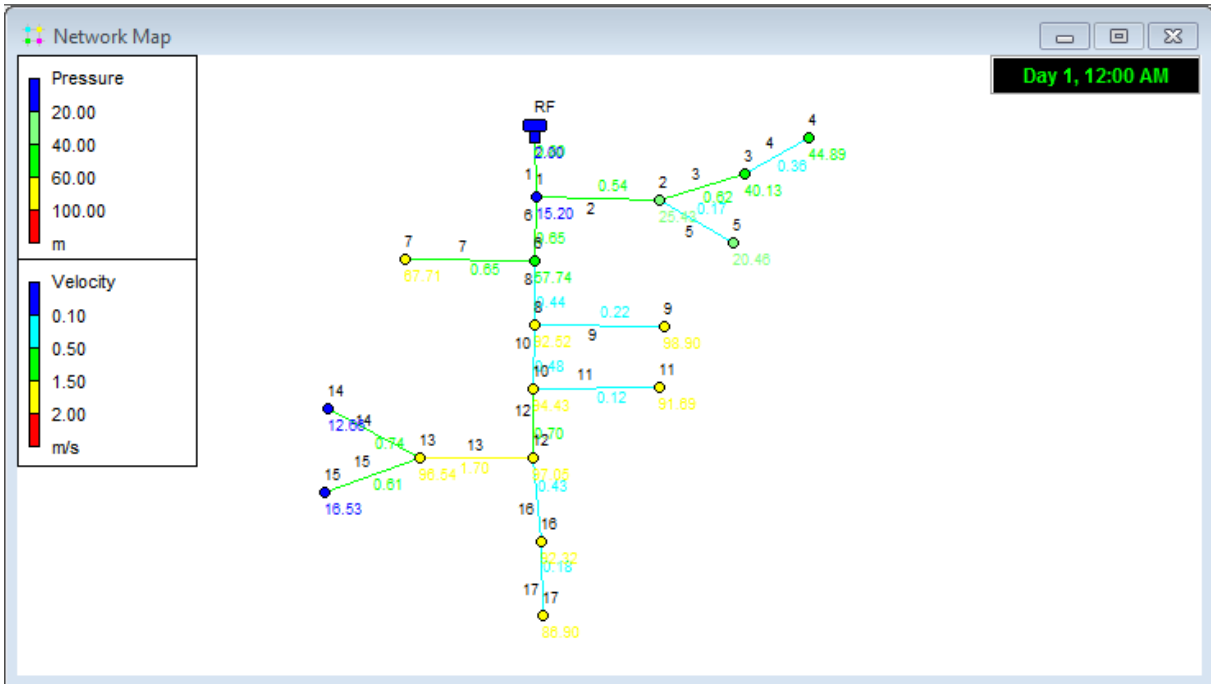


Figure.VI.5. Etat du réseau après la simulation

Après l'analyse des résultats de la simulation, on a observé que :

- La condition des vitesses est acceptable ;
- La condition des pressions est acceptable.

VI.6.2.3 La zone III

On a : $Q_s = \frac{Qp}{\sum L_i}$

$Qp=0.88$ l/s

$\sum L_i =2026$ m

Alors $Q_s = 0,00043435$ l/s/m

Les résultats du calcul des débits de route de chaque tronçon et les débits au nœud du réseau sont donnés dans l'annexe (11)

Les résultats de simulation des tronçons sont dans les annexes (12 ; 13) et la figure (VI.6) :

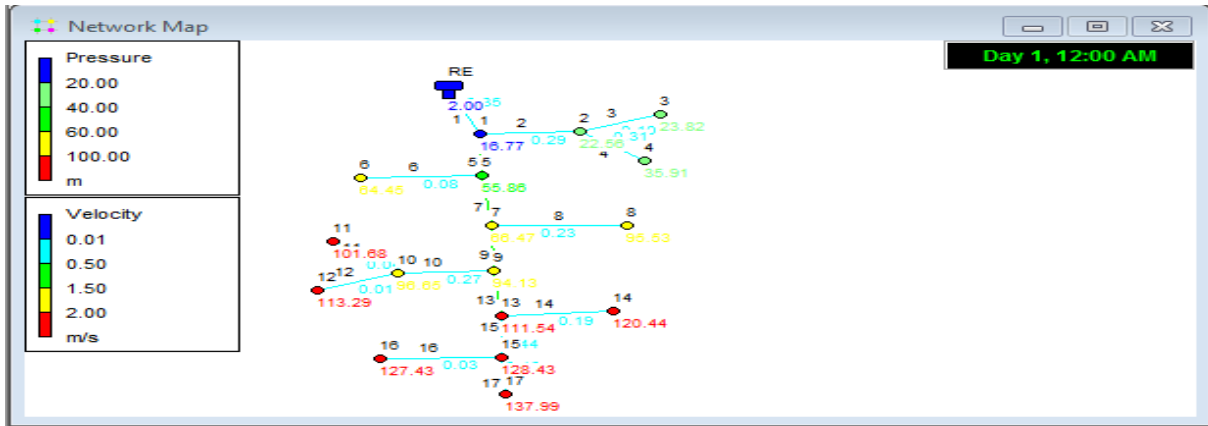


Figure.VI.6. Etat du réseau après la simulation

Après l’analyse des résultats de la simulation, on a observé que :

- La condition des vitesses est acceptable ;
- La condition des pressions n’est pas acceptable.

Alors il faut faire un réducteur de pression de 40m

Les résultats de la simulation après réducteur sont apparait dans la figure VI.7est l’annexe (14 ; 15)

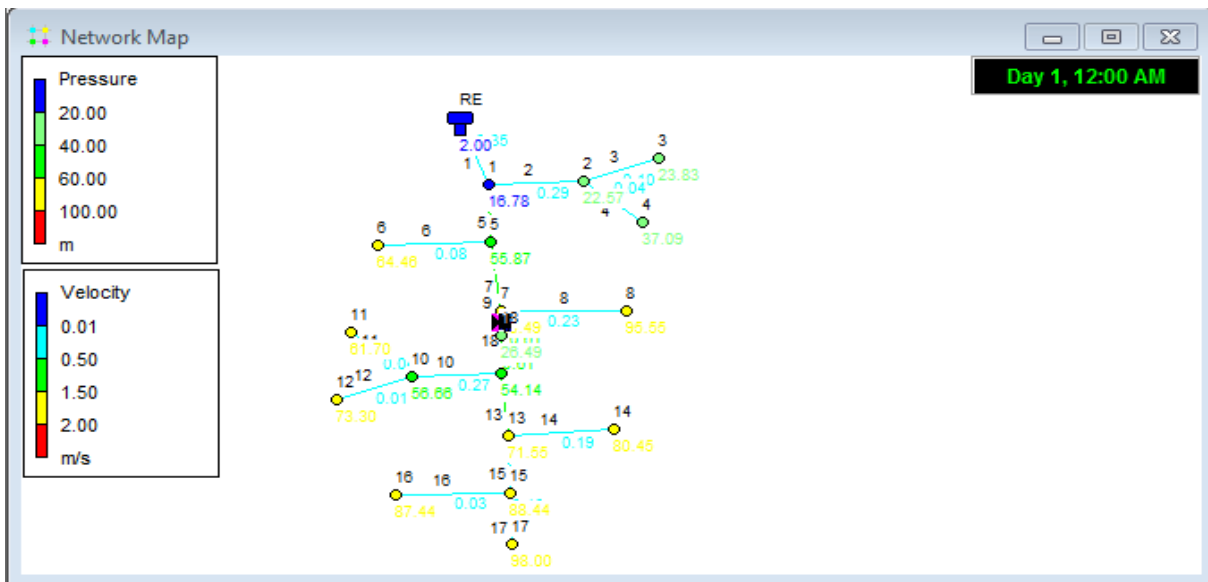


Figure.VI.7. Etat du réseau avec réducteur après la simulation

Après l’analyse des résultats de la simulation avec le réducteur, on a observé que :

- La condition des vitesses est acceptable ;
- La condition des pressions est acceptable.

VI.6.2.4 La zone IV

$$\text{On a : } Q_S = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

$$Q_p = 1.24 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 4343 \text{ m}$$

$$\text{Alors } Q_s = 0,00028552 \text{ l/s/m}$$

Les résultats du calcul des débits de route de chaque tronçon et les débits au nœud du réseau sont donnés dans l'annexe (16)

Les résultats de simulation des tronçons sont dans les annexes (17 ; 18) et la figure (VI.8) :

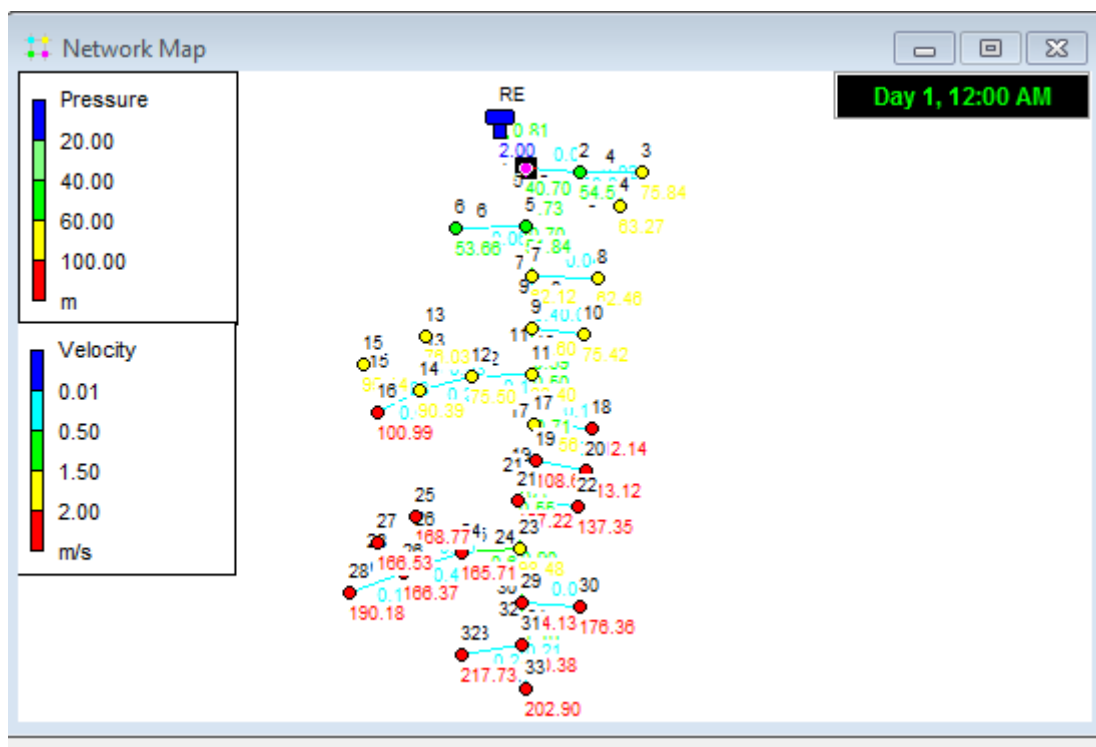


Figure.VI.8. Etat du réseau après la simulation

Après l'analyse des résultats de la simulation, on a observé que :

- La condition des vitesses est acceptable ;
- La condition des pressions n'est pas acceptable.

Alors il faut faire un réducteur de pression de 40m

Les résultats de la simulation après réducteur sont apparait dans la figure VI.9 est l'annexe (19 ; 20)

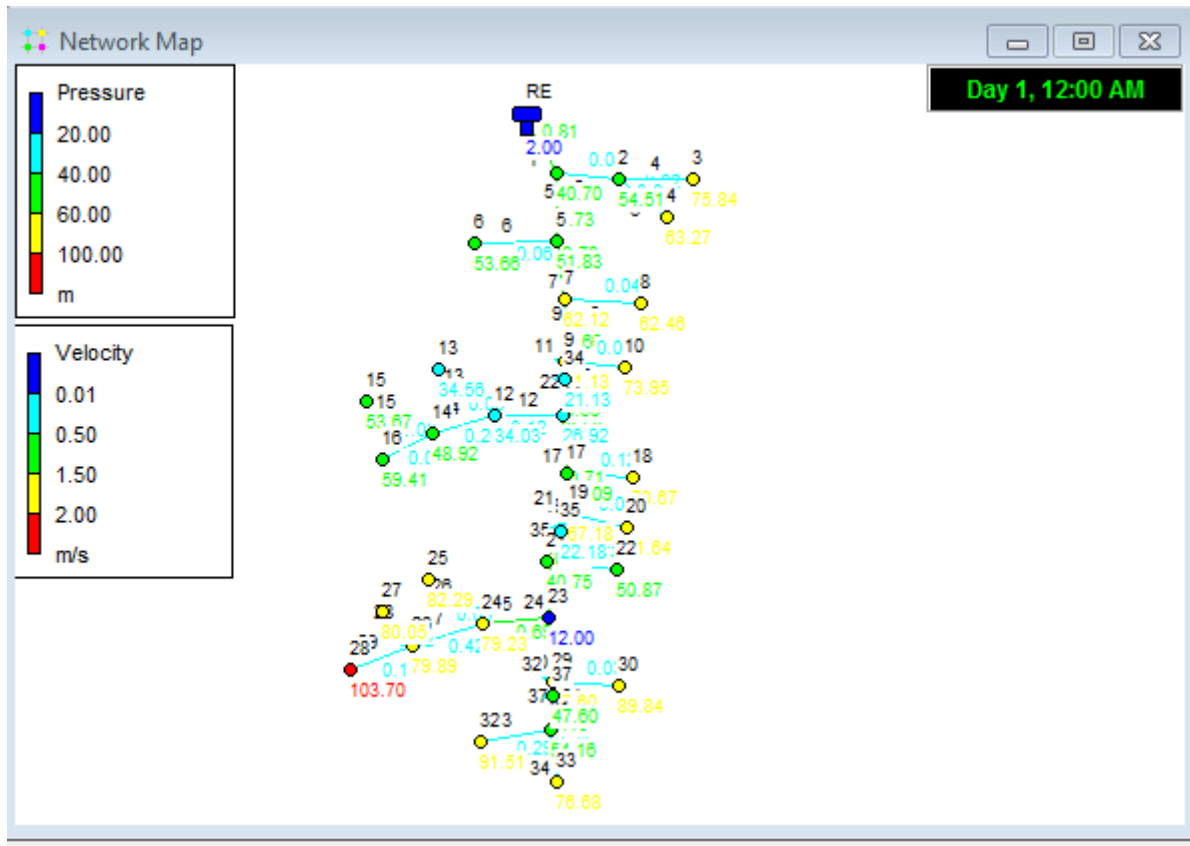


Figure.VI.9. Etat du réseau avec réducteur après la simulation

Après l'analyse des résultats de la simulation avec le réducteur, on a observé que :

- La condition des vitesses est acceptable ;
- La condition des pressions est acceptable.

VI .7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les réseaux de distribution des quatre zones.

Ces réseaux sont de type ramifié. On a déterminé à l'aide d'EPANET les diamètres de toutes les conduites, tout en vérifiant les conditions de pression au niveau des nœuds et les vitesses dans les conduites.

Nous avons remarqué des pressions très élevées au niveau des réseaux de la Zone I, la zone III, et la zone IV, de ce fait des réducteurs de pression seront nécessaires.

CHAPITRE VII
ELABORATION
D'UN SYSTÈME
D'INFORMATIONS
GÉOGRAPHIQUES

VII.1. Introduction

La géographie à toujours constitué une infrastructure importante et elle a offert un langage pour organiser et communiquer des concepts essentiels sur le monde. L'informatique permet de recueillir et de partager des connaissances par l'intermédiaire du réseau tel qu'internet.

Parallèlement, la technologie des systèmes d'information géographique (SIG) évolue sans cesse pour offrir une méthodologie permettant de comprendre, représenté, gérer et transmettre les différents aspects des paysage physique et humains afin de mieux appréhender la terre comme un système.

VII.2. Présentation du système d'information géographique SIG

VII.2.1. Système d'information géographique

Le système d'information géographique (SIG), est un système informatisé comprenant plusieurs bases de données géographiques, un logiciel de gestion et d'accès aux informations dont le but est d'organiser, gérer, manipuler, d'analyser et de représenter les données à références spatiales, afin de permettre la résolution des problèmes d'aménagement et de gestion [10].

VII.2.2. Principales composantes d'un SIG

Un SIG comprend 4 composantes essentielles (Figure.VII.1):

- Matériel informatique : ordinateur, scanner...
- Logiciel SIG: Map Info, Arc Gis, Arc View...
- Données : récupérable à partir du terrain, d'un rapport, d'une carte, ...
- Ressources humaines : opérateur formé.

VII.2.3. Fonctionnalités d'un SIG

- Abstraction : représentation du monde réel, elle se fait en deux étapes :
 - La construction du schéma conceptuel de données.
 - Trouver un logiciel qui soit capable de transcrire et de stocker le schéma.
- Acquisition : saisie des informations géographiques sous forme numérique.
- Archivage : stockage et gestion de base de données.
- Analyse : manipulation et interrogation des données géographiques, qui se base sur deux analyses :

- Analyse spatiale qui se base sur la description quantitative et qualitative d'un espace.
- Analyse spatiale géométrique qui se base sur la position de l'objet, sa forme, et les relations éventuelles entre ces objets.
- Affichage : mise en forme et visualisation [10].

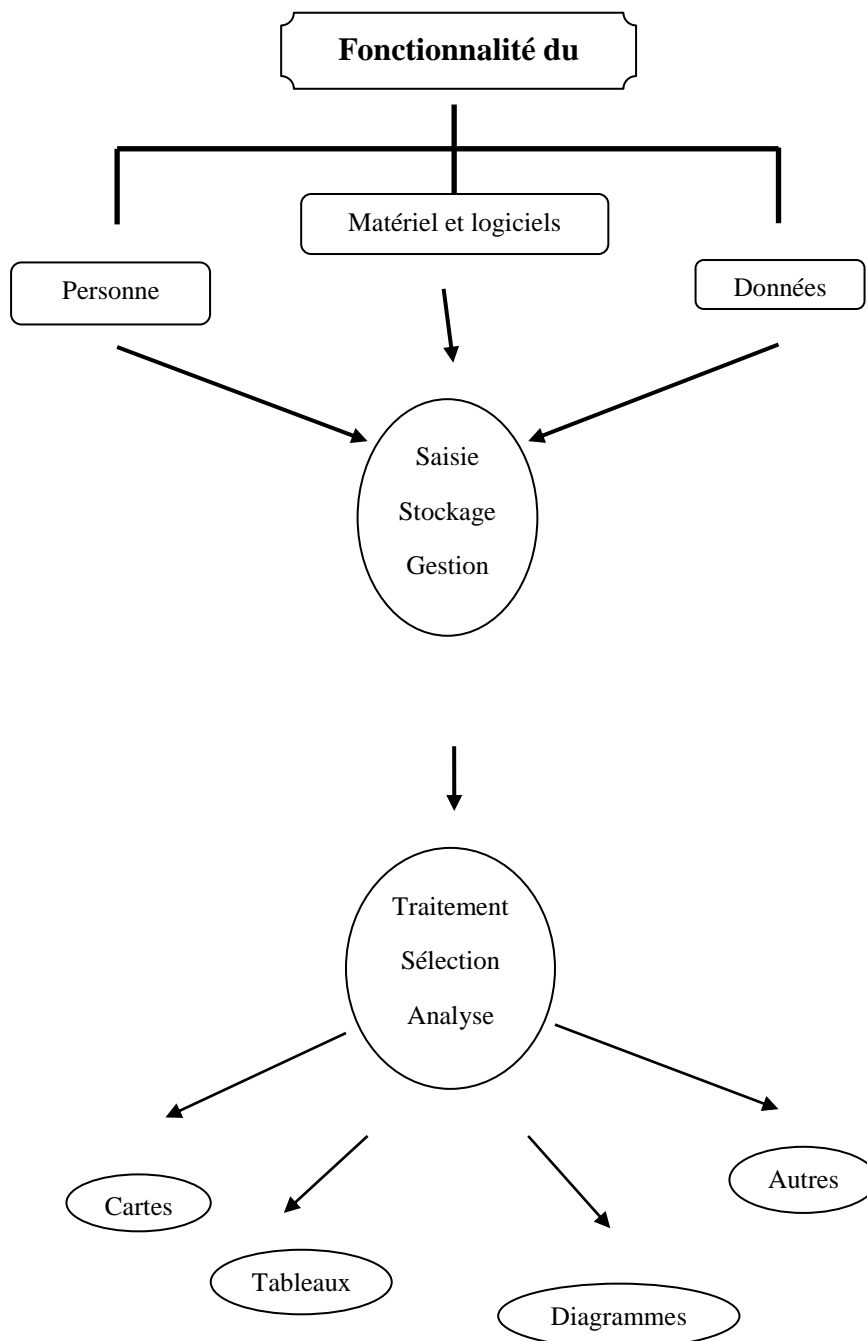


Figure VII.1 : Organigramme d'utilisation d'un SIG.

VII.3. Elaboration d'un SIG

Avant d'entreprendre la mise en place d'un SIG, il est primordial d'évaluer les besoins des futurs utilisateurs du système et c'est à partir de cette analyse que dépendra la structure de la base de données. Plusieurs opérateurs sont utilisés pour l'élaboration d'un SIG tel que [10] :

- Arc GIS ;
- Auto CAD Map 3D ;
- MapInfo...

Dans notre cas nous allons utiliser le logiciel MapInfo professionnel version 8.0

VII.3.1. Définition de MapInfo

Le MapInfo est un logiciel qui nous donne les moyens d'accéder et d'analyser des données d'intérêt organisationnel par la cartographie. Avec MapInfo nous serons rapidement en mesure de découvrir des relations, tendance ou modèle serait passée inaperçus [11].

Utiliser des solutions géographiques, c'est se permettre de voir entre les lignes et les colonnes d'un tableur ou d'un rapport qui provient d'une base de données.

VII.3.2. Création d'un SIG pour la zone de Tadergount

Pour mieux représenter notre travail on utilise plusieurs photos satellites obtenues sur Google-Earth avec le même zoom, ses photos doivent contenir les coordonnées des quatre points éloignés de chaque une pour le but de créer une seule carte bien précise et aussi représenter toute la zone d'études

VII.3.2.1. Calage des cartes rasters :

Pour permettre l'affichage correct d'une image importée sur MapInfo, il faut la caler (indiquer ses coordonnées) dans notre cas on prend les coordonnées en <<Longitude / Latitude (projection v 6.0 et Ulérieur) >>, North Sahara 1959, Après choisir le format de fichier Image Raster dans la boîte de dialogue 'ouvrir', Le système affiche la boîte de dialogue Calage de l'image permettant d'enregistrer les coordonnées correctes. Une fois l'image calée, Le fichier .Tab correspondant à cette image.

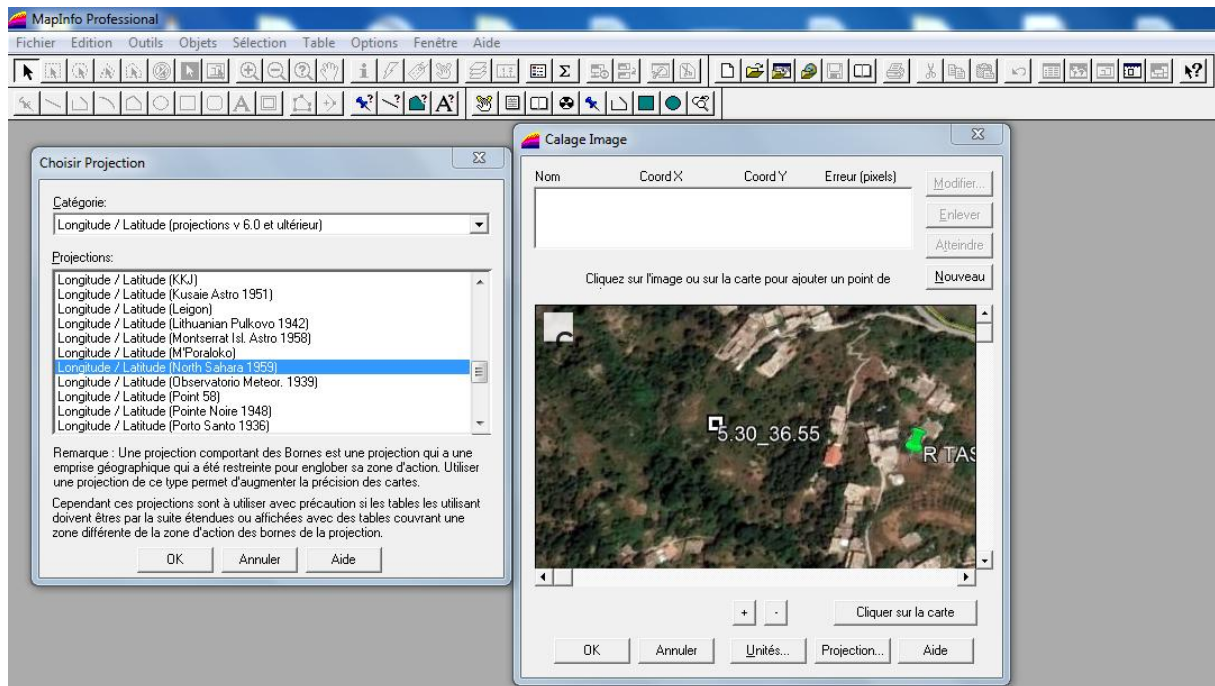


Figure VII.2 Calage de la carte de la zone d'études

VII.3.2.2. Préparation des fonds de carte

Après le calage de toutes les cartes raster on fait ouvrir tous les cartes dans une seule fenêtre on obtient la figure (VII.3) :

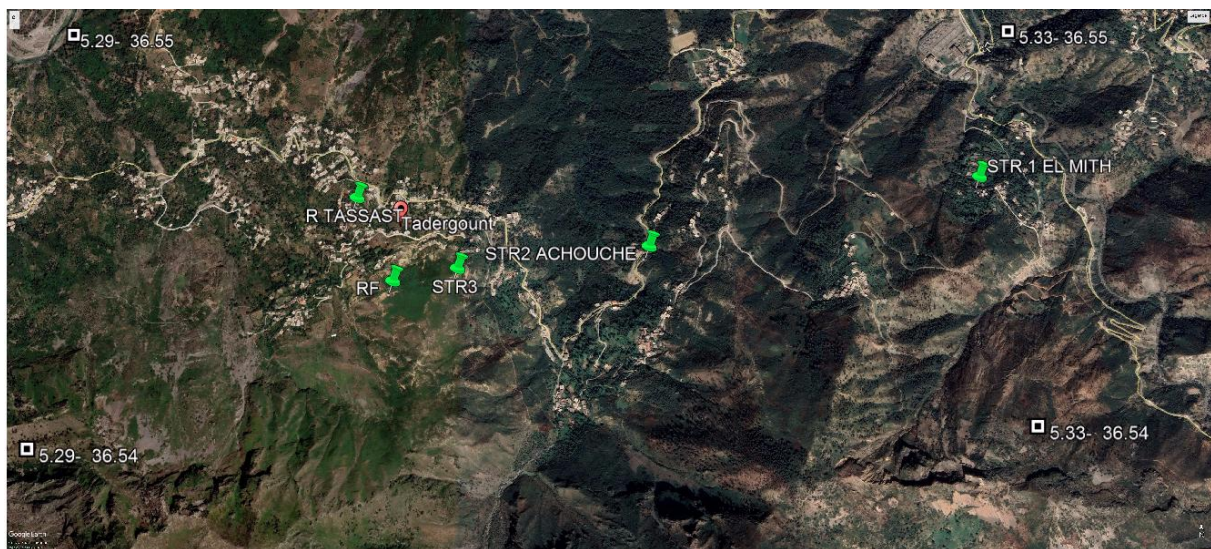


Figure VII.3. Le fond de la carte après le calage

VII.3.2.3. Création des tables

L'objectif principal de la création et la personnalisation des tables est de permettre d'extraire des données à partir des fonds de cartes et d'effectuer le remplissage et l'enrichissement des fenêtres des données [12].

Les structures des différentes tables sont les suivantes :

Structure de la table conduite :

- ID _ Conduite,
- Longueur _ m,
- Diamètre _ mm,
- Vitesse _ m par s,
- Type _ matériau,
- Perte _ de _ charge _m.

Structure de la table nœud :

- ID _ Nœud,
- Altitude _ nœud _ m,
- Pression _ m,
- Longitude,
- Latitude.

Structure de la table réservoir :

- ID _ Réservoir,
- Localisation,
- Côte _ radié _ m,
- Hauteur _ trop _ plein _ m,
- Hauteur _ m,
- Capacité _ m,
- Longitude,
- Latitude.

Structure de la table station de pompage :

- ID _ station _ de _ pompage,
- Altitude _ m,
- HMT _ m,
- Débit _ l _ par _ s,
- Longitude,
- Latitude.

VII.3.2.4. La vectorisation du réseau d'AEP sur MapInfo

La vectorisation du réseau consiste à attribuer aux données spatiales des données alphanumériques. Les données spatiales représentent des objets géographiques associés à leurs localisations dans le monde réel.

Les objets géographiques sont représentés sur les cartes par des points (nœuds), des lignes (conduites), des objets (réservoirs, captage, station de pompage...etc.).

Les données attributaires décrivent des propriétés particulières des objets géographiques [12].

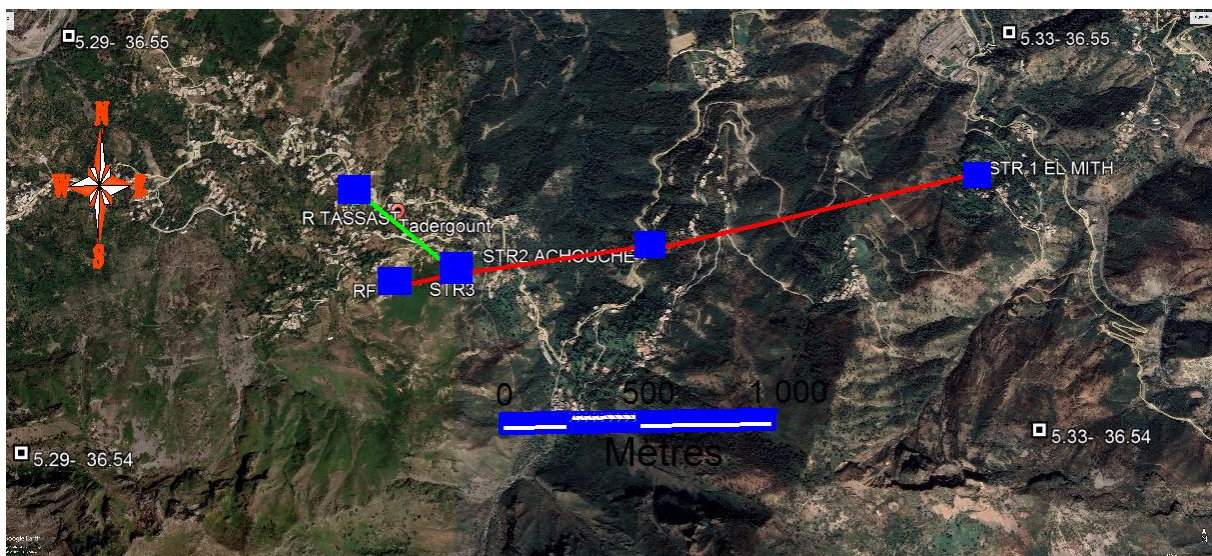
VII.3.2.5. Vectorisation de la chaîne d'adduction

Figure VII.4 : Résultat de la vectorisation de la chaîne d'adduction.

ID_Réservoir	Localisation	Cote_radier_m	Hauteur_trop_plein	Hauteur_réservoir	Capacité_m3	Longitude	Latitude
<input type="checkbox"/> STR1	EL_Mith	271,48	3	4	300	5,32804	36,5464
<input type="checkbox"/> STR2	Achouche	435,3	3	4	170	5,31471	36,5448
<input type="checkbox"/> STR3	Ighzer_der	534	3	4	200	5,30679	36,5443
<input type="checkbox"/> R_F	Ifalkan	617,8	3	4	250	5,30429	36,544
<input checked="" type="checkbox"/> R_E	Tassaste	501,92	3	4	200	5,30255	36,5462

Figure VII.5 : Table des réservoirs.

ID_Conduite	Longeur_m	Diamètre_m	Vitesse_m_par	Perte_de_charge	Type_de_materi
<input type="checkbox"/> STR1_STR2	2 300	124,2	0,949697	16,7165	PEHD
<input type="checkbox"/> STR2_STR3	1 420	102,2	1,23183	20,997	PEHD
<input type="checkbox"/> STR3_RF	265	90	0,788511	1,86196	PEHD
<input type="checkbox"/> STR3_RE	448	61,4	1,25751	11,684	PEHD

Figure VII.6 : Table des conduites.

VII.3.2.6. Vectorisation du réseau de distribution

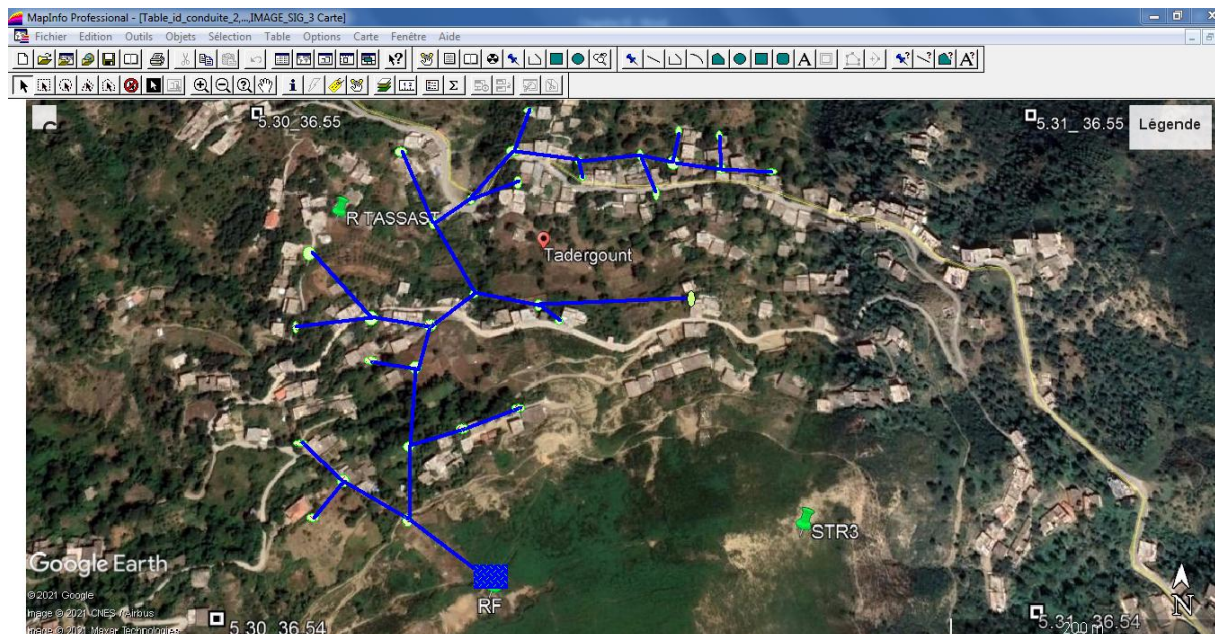


Figure VII.7 : Résultat de la vectorisation du réseau de distribution

	ID_Noed	Altitude	Pression	Longitude	Latitude
■	N1	577	41,9	5,30328	36,5408
□	N2	569,83	48,77	5,30221	36,5419
□	N3	555,76	62,06	5,30219	36,5434
□	N4	568,08	49,56	5,30286	36,5437
□	N5	543,3	20,12	5,30355	36,5441
□	N6	546,4	13,35	5,30138	36,5427
□	N7	527,86	25,7	5,30102	36,542
□	N8	524,35	37,47	5,30083	36,5435
□	N9	495,56	58,16	5,30225	36,545
□	N10	502,3	32,58	5,30168	36,5451
□	N11	501,25	31,1	5,30241	36,5458
□	N12	426,28	64,83	5,30167	36,5459
□	N13	501,64	30,34	5,30072	36,5458
□	N14	481	53,08	5,30086	36,5472
□	N15	480,36	53,67	5,30295	36,5464
□	N16	466,47	61,25	5,30377	36,5462
□	N17	463,1	70,71	5,30403	36,5459
□	N18	475,2	58,44	5,30241	36,5478
□	N19	474,46	59,09	5,30197	36,5493
□	N20	473,94	59,28	5,30287	36,5483
□	N21	465,8	67,33	5,30345	36,5486
□	N22	471,28	61,26	5,30338	36,5493
□	N23	479,55	52,79	5,30355	36,5501
□	N24	469	63,3	5,30421	36,5491
□	N25	458,24	73,52	5,30426	36,5487
□	N26	466,5	64,66	5,30497	36,5492
□	N27	460,76	70,37	5,30545	36,5496
□	N28	457,6	70,34	5,3054	36,549
□	N29	460,76	66,95	5,3052	36,5484
□	N30	457	68,53	5,30596	36,5495
□	N31	458,27	67,23	5,306	36,5489
□	N32	458,24	64,56	5,30663	36,5488

Figure VII.8 : Table des nœuds

MapInfo Professional - [Table_id_conduite_2 Données]

Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fenêtre Aide

	ID_conduite	Longueur_m	Diamètre_m	Vitesse_m_par_	Perte_de_charg	Type_de_matéri
<input type="checkbox"/>	T1	150	96,8	0,77	5,98	PEHD
<input type="checkbox"/>	T2	25	28	0,48	11,96	PEHD
<input type="checkbox"/>	T3	63	16	0,32	12,4	PEHD
<input type="checkbox"/>	T4	68	16	0,35	14,12	PEHD
<input type="checkbox"/>	T5	220	96,8	0,65	4,48	PEHD
<input type="checkbox"/>	T6	155	28	0,71	23,71	PEHD
<input type="checkbox"/>	T7	135	16	0,69	45,82	PEHD
<input type="checkbox"/>	T8	211	66	0,77	7,6	PEHD
<input type="checkbox"/>	T9	149	35,2	0,76	54,36	PEHD
<input type="checkbox"/>	T10	152	16	0,91	12,8	PEHD
<input type="checkbox"/>	T11	171	16	0,63	14,74	PEHD
<input type="checkbox"/>	T12	169	66	0,86	66,96	PEHD
<input type="checkbox"/>	T13	48	28	0,24	7,73	PEHD
<input type="checkbox"/>	T14	134	16	0,59	5,97	PEHD
<input type="checkbox"/>	T15	7	16	0,6	18	PEHD
<input type="checkbox"/>	T16	136	55,4	0,69	46,41	PEHD
<input type="checkbox"/>	T17	42	16	0,21	5,4	PEHD
<input type="checkbox"/>	T18	57	55,4	0,6	7,63	PEHD
<input type="checkbox"/>	T19	33	16	0,17	2,67	PEHD
<input type="checkbox"/>	T20	71	55,4	0,52	5,88	PEHD
<input type="checkbox"/>	T21	34	16	0,17	2,89	PEHD
<input type="checkbox"/>	T22	52	44	0,69	13,06	PEHD
<input type="checkbox"/>	T23	41	16	0,21	5,02	PEHD
<input type="checkbox"/>	T24	25	44	0,59	9,72	PEHD
<input type="checkbox"/>	T25	55	16	0,28	9,85	PEHD
<input type="checkbox"/>	T26	38	32	0,89	30,01	PEHD
<input type="checkbox"/>	T27	22	16	0,11	1,46	PEHD
<input type="checkbox"/>	T28	95	28	0,87	33,89	PEHD
<input type="checkbox"/>	T29	42	16	0,21	5,4	PEHD
<input type="checkbox"/>	T30	50	21	0,86	48,27	PEHD
<input type="checkbox"/>	T31	21	16	0,11	1,39	PEHD
<input type="checkbox"/>	T32	100	16	0,51	27,31	PEHD

Figure VII.9 : Table de conduite

Une fois la vectorisation est achevée on active l'icône information, et on pointe le curseur sur n'importe quel composant du réseau, une fenêtre d'information sera affichée contenant toutes les informations concernant l'objet que nous lui avons attribué précédemment.

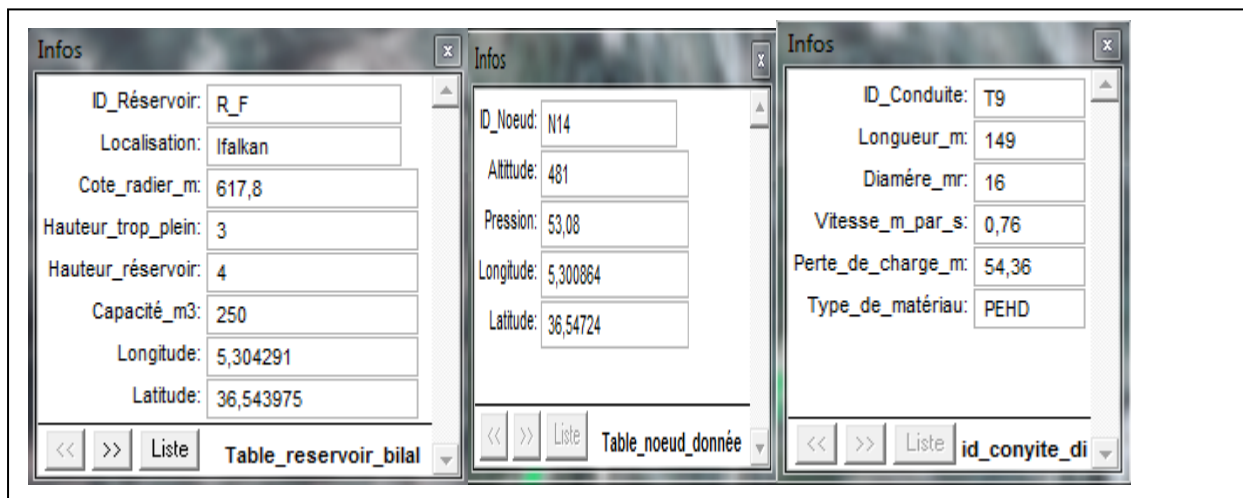


Figure VII.10 : Informations attributaires des composantes du réseau.

VII.4. La gestion du réseau d'alimentation en eau potable

La problématique des exploitants des réseaux d'AEP se pose en plusieurs points : une démographie galopante, une urbanisation mal contrôlée, des réseaux et par parties mal connus, un déficit de la ressource, une gestion administrative laborieuse et une consommation incontrôlée rendant nécessaire la mise en place de moyens modernes et efficaces.

L'objectif de la gestion d'un réseau d'AEP est d'assurer les fonctions de stockage, de distribution et de production. Et cela pour optimiser la consommation et minimiser les fuites dans le réseau [10]

VII.5.1. La gestion classique des réseaux d'AEP

La gestion classique des réseaux présente beaucoup d'inconvénients car les supports cartographiques sur lesquels sont portés les objets sont difficilement manipulables. Cette gestion est aussi très limitée. Ils présentent les problèmes suivants [10] :

- L'archivage des documents cartographiques et les fiches techniques du réseau en support papier,
- La perte de temps pour la recherche d'une information bien déterminé,
- La difficulté de la mise à jour,
- La facilité de perdre les informations à cause de la mémorisation et l'archivage anarchique.

VII.5.2. La gestion informatisée des réseaux d'AEP

Pour reprendre à toutes les difficultés trouvées dans la gestion classique des réseaux d'AEP, une gestion informatisée s'avère indispensable et cela est rendu possible grâce aux progrès de l'informatique [13].

Elle présente les avantages suivants :

- Améliorer la connaissance des réseaux étudiés,
- Détecter et comprendre le désordre pouvant se produire sur le réseau,
- Simuler sur une période d'au moins une journée le comportement du réseau afin d'en optimiser les ressources, les capacités de stockage, les pompages.
- Dimensionner les extensions, le renforcement ou les aménagements nécessaires pour satisfaire les nouveaux besoins.

VII.5.3. La gestion des réseaux d'AEP par SIG

Le SIG joue le rôle d'aide à la décision pour les gestionnaires des réseaux d'AEP et cette gestion est liée à la structure du réseau et aux conditions d'exploitation. Différentes techniques sont été développées pour la gestion des réseaux par SIG.

VII.5.3.1. Requêtes SQL

L'interrogation d'une base de données relationnelle se fait par l'intermédiaire d'un langage de requêtes SQL (structured Query Language) ; ce langage permet de formuler des requêtes sur une base de données en s'appuyant sur des opérateurs de l'algèbre.

La commande SQL, comprend les clauses Select, From et Where [12]

- Select (liste des attributs) : permet d'exprimer la projection sur la liste d'attributs.
- From (liste des tables) : permet de citer la liste des tables.
- Where (condition) : regroupe une ou plusieurs conditions, permettant d'exprimer l'objet de la restriction.

❖ Exemple de requêtes sur le SIG du réseau de distribution de la zone 1:

Nous avons analysé notre réseau selon les critères suivants :

- Les conduites ayant un diamètre de 28 mm :

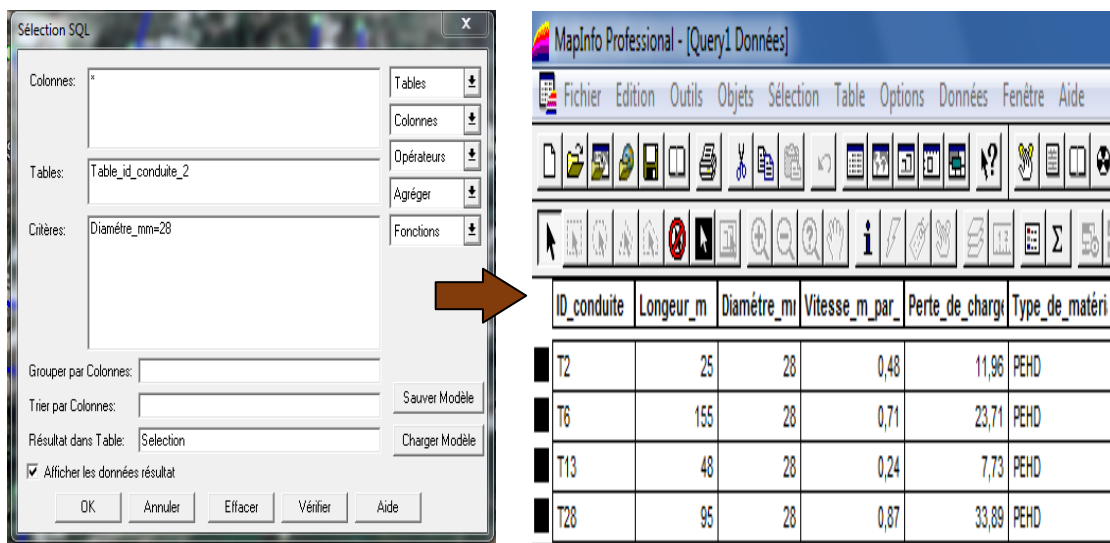


Figure VII.11 : Résultat de la requête SQL pour les conduites de diamètre 28mm

Les pressions aux nœuds inférieur ou égales à 50 m :

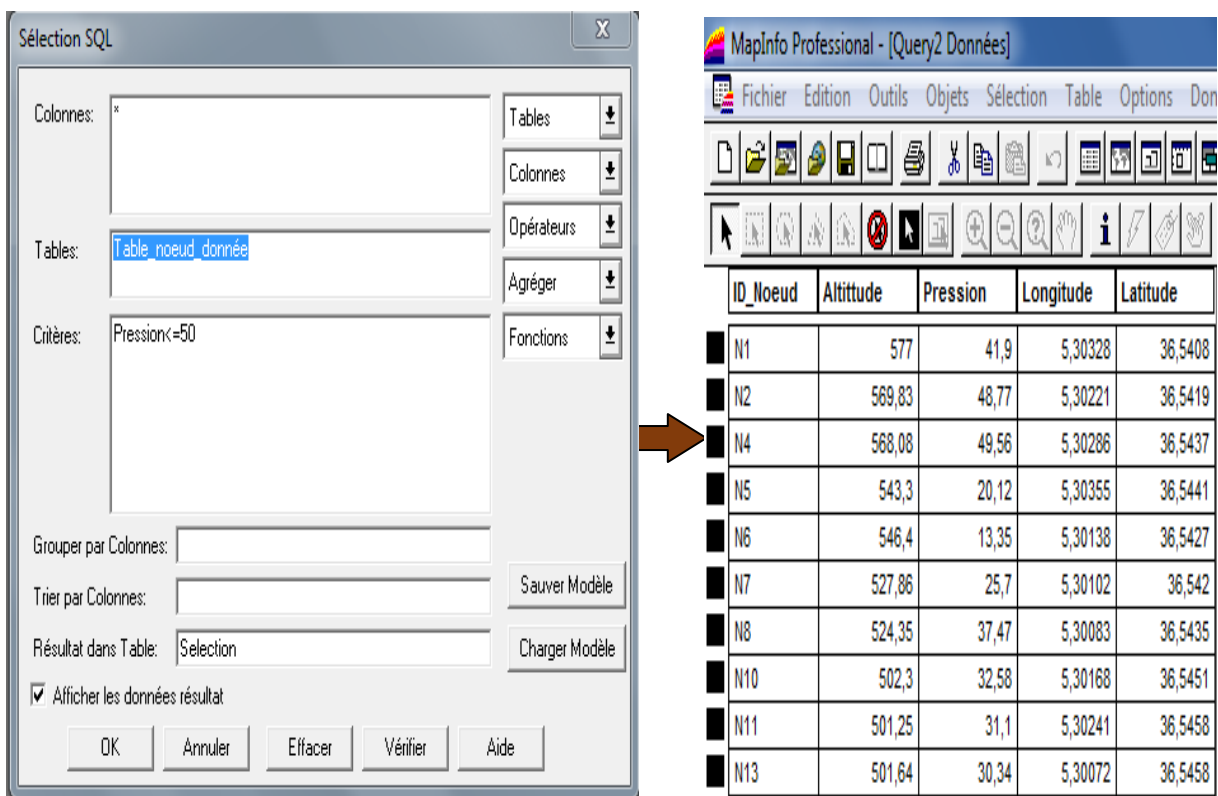


Figure VII.12 : Résultat de la requête SQL pour les pressions ≤ 50 m.

VII.5.3.2. Analyse thématique

Une analyse thématique consiste à donner un sens à une représentation graphique, pour lancer une analyse thématique une superposition de couche doit être ouverte, on procède comme suit : -Menu carte > analyse thématique

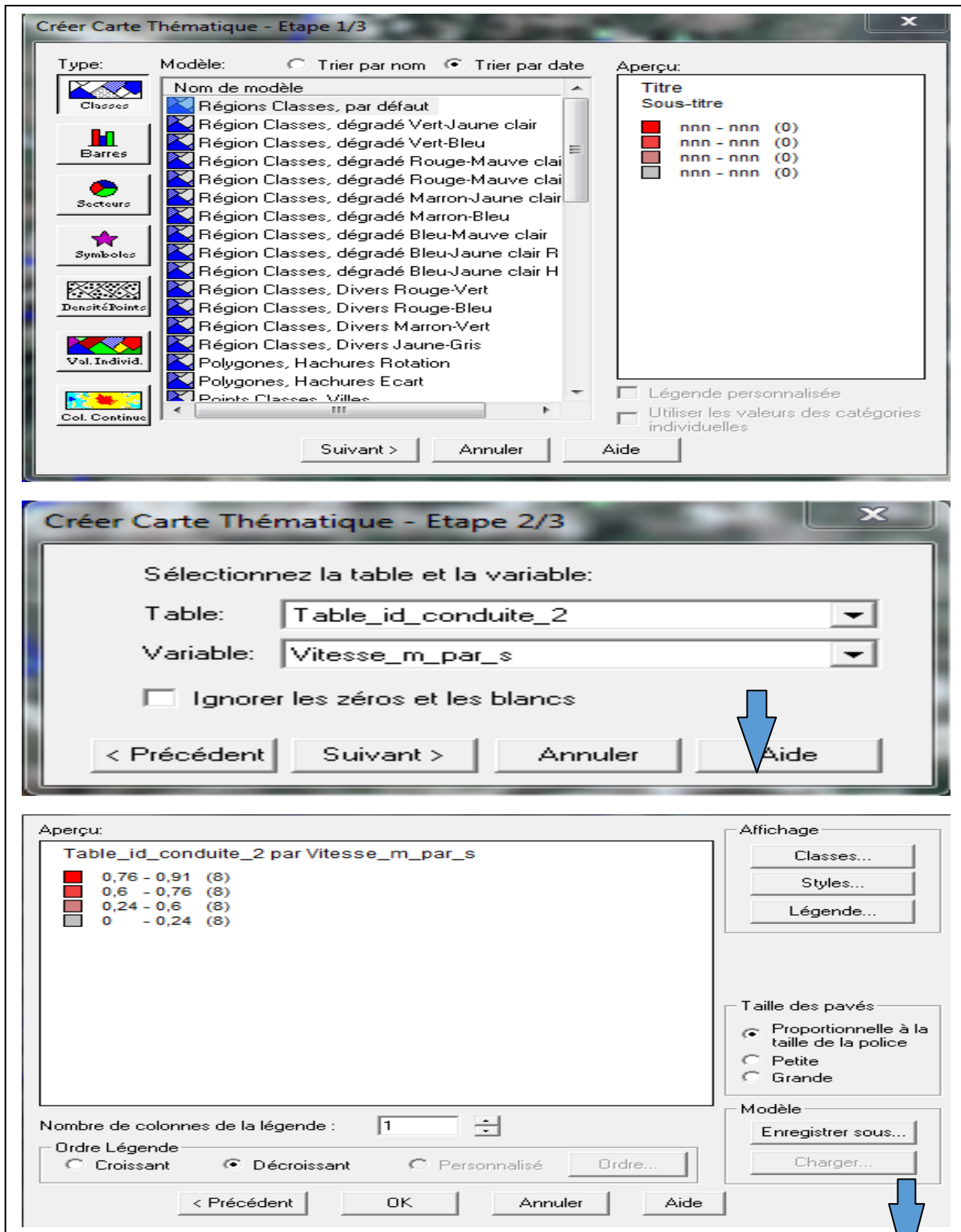


Figure VII.13 : Les étapes de l'analyse thématique (la vitesse dans les conduite)

Quand on termine les trois étapes on obtient la figure suivante :

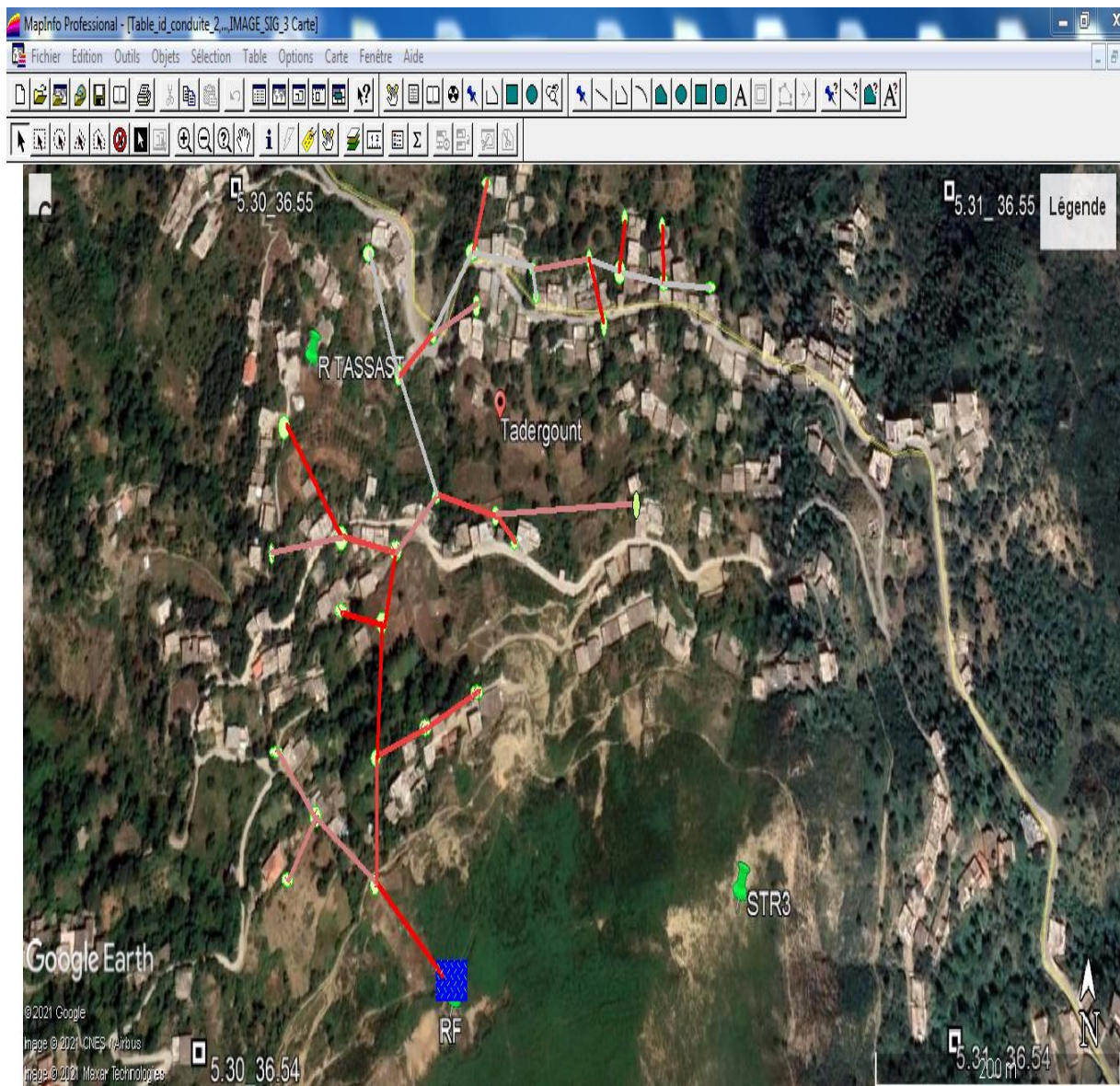


Figure VII.13 : Résultat d'analyse thématique (la vitesse dans les conduites)

VII.6.Conclusion :

L'élaboration d'un système d'information géographique a eu comme but principale la création de banque de donnée concernant les différentes composantes du réseau d'AEP, ensuite nous avons effectué les requêtes SQL, et une analyse thématique.

Il s'avère que l'élaboration d'un système d'information géographique et non seulement une nouveauté mais aussi une opportunité pour toute éventuelle conception

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Conclusion générale

A la lumière de cette présente étude qui a consisté à l'élaboration d'un système d'information géographique du réseau d'eau potable de la localité de Tadergounte.

Nous avons procédé d'abord à la collecte des données ayant trait à l'enrichissement de la banque de données constituant notre système d'information géographique à savoir :

Le recensement et la collecte des données nécessaires à cette étude décrit au premier chapitre, nous ont permis de faire une analyse précise du système de production existant et une évaluation des besoins en eau sur le long terme, qui sont de 1066.82 m³/j soit 12.35 l/s. ceux-ci sont satisfait par rapport au débit fournis par la ressource existante qui est de 1728 m³/j soit 20 l/s.

Afin de transférer la quantité d'eau nécessaire vers la zone d'étude, nous avons projeté des réservoirs pour les différentes zones. Un réservoir de 150 m³ pour la STR1 (**El Mith**), un réservoir de 20 m³ pour la STR2 (**Achouche**), un réservoir de 50 m pour la STR3 (Ighzer dergounte), un réservoir de 50 m³ pour le réservoir étagé (**Tassaste**) et un réservoir de 100 m³ pour le réservoir final (**Ifalkan**).

Concernant le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix sur les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables. En ce qui concerne les matériaux des conduites, nous avons opté pour le Poly Ethylène Hautes Densité (**PEHD**), pour les avantages qu'il présente, en les comparant aux autres matériaux.

Par la suite, le choix des pompes a été effectué par la détermination du point de fonctionnement où l'énergie est la plus économique. On a étudié aussi la non cavitation pour protéger les pompes, ce choix a été porté sur des pompes multicellulaires à axe horizontal, et il a été réalisé à l'aide de catalogue CAPRARI.

Après l'étude du phénomène du coup de bélier, il s'est avéré que ce phénomène apparaît dans un tronçon « SR T. Ouabla – R T. Ouabla » avec une surpression supérieure à la pression nominale de service de la conduite. Afin d'éviter la dégradation de la conduite due à ce phénomène, nous avons conseillé un réservoir d'air d'une capacité de 25 m³.

Ensuite, une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite afin de protéger le réseau d'adduction. D'après les calculs de surpression on a constaté que les tronçons STR1 – STR2 et STR3 - R **Final** présentent une surpression, et pour cela nous avons pris des coefficients de sécurité de 10 % pour le premier tronçon et 30% pour le deuxième.

Pour ce qui concerne le réseau de distribution nous avons procédé à la distribution d'eau potable pour les quatre zones, et on a opté pour le **PEHD PN10**.

En fin, nous avons élaboré un **système d'information géographique** en utilisant le logiciel **MapInfo** qui a pour but de créer d'une banque de données qui est utilisée dans la conception et la gestion du réseau.

Toutefois, notre présent travail reste ouvert à toute nouvelle donnée qui permettra de mieux comprendre le fonctionnement du réseau D'AEP du village Tadergount.

BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographique

- [1] Données recueillies auprès du Bureau d'Etude Technique en Hydraulique ZEMMOURI.A.
- [2] VALIRON, F., "Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau de l'assainissement"
Tome 1 : eau dans la ville alimentation en eau, Edition Tec & Doc, 1994.
- [3] DUPONT, A. –Hydraulique Urbaine : ouvrage de transport, Elévation et distribution des eau, tome 2, Edition Eyrolles, 1979.
- [4] Mémoire de fin d'études, université de Bejaia 2006 : " Etude de l'adduction des douze villages de TOUDJA, Wilaya de Bejaia.
- [5] Mémoire de fin d'études, université de Bejaia, Algérie, 68p, 2016 : " Alimentation en eau potable de Chef-Lieu de BeniMaouche".
- [6] BERREKSI, A. « Cours d'hydraulique III ».
- [7] Mémoire de fin d'études, université de Bejaia, Algérie, 2015. " Etude d'alimentation en eau potable de la ville nouvelle de Sidi Abdellah, Wilaya d'Alger".
- [8] Mémoire de fin d'études, université de Bejaia, Algérie, 2015 « Alimentation en eau potable de la commune de BOUDJELLIL wilaya de BEJAIA ».
- [9] Mémoire de fin d'étude, université de Bejaia, Algérie, 102p, 2015. « Alimentation en eau potable des six communes sud de la wilaya de Bejaia et distribution du chef-lieu de Tazmalt ».
- [10] Mémoire de fin d'étude, université de Bejaia, Algérie, 88p, 2016. « Elaboration d'un système d'informations géographiques diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP de la commune de Tamridjet W(Bejaia) ».
- [11] Guide utilisateur MapInfo Professional®.
- [12] SAOU, A. « Cours pratique sous MapInfo aux systèmes d'information géographique (SIG) ».
- [13] ISTED, CNIG, .and DRAST., la gestion du réseau, SIG et gestion durable de l'eau ; Troisième Forum mondial sur l'eau ; Kyoto 2003 ; pp. 65-104 février, 2003e moniteur

ANNEXES

Annexes

Annexe .2. Prix des canalisations en PEHD (PN10, PN16, PN20)

Tuyaux en PEHD PN 10 bars					Tuyaux en PEHD PN 16 bars				
Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)	Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)
20	16	2	PE 80	31.48	20	16	2.0	PE 80	35.52
25	21	2		39.80	25	20.4	2.3		56.46
32	28	2.0		61.83	32	26	3.0		88.71
40	35.2	2.4		96.79	40	32.6	3.7		136.70
50	44	3.0		147.86	50	40.8	4.6		212.38
63	55.4	3.8		233.89	63	51.4	5.8		335.55
75	66	4.5		330.68	75	61.4	6.8		475.85
90	79.2	5.4	PE 100	387.50	90	73.6	8.2	PE 100	566.74
110	96.8	6.6		577.28	110	90	10.0		840.88
125	110.2	7.4		735.44	125	102.2	11.4		1088.66
160	141	9.5		1204.65	160	130.8	14.6		1779.29
200	176.2	11.9		1829.83	200	163.6	18.2		2794.15
250	220.4	14.8		2890.41	250	204.6	22.7		4323.02
315	277.6	18.7		4479.51	315	257.8	28.6		6565.32
400	352.6	23.7		7374.35	400	327.4	36.3		10661.29
500	440.6	29.7		11312.40	500	409.2	45.4		16486.28
630	555.2	37.4		17101.74	630	515.6	57.2		25408.31

Type de la conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Epaisseur de la conduite (mm)	Prix de revient (DA/mL)	PN (bar)
PEHD	20	3.0	44.46	20
	25	3.5	70.86	20
	32	4.4	109.64	20
	40	5.5	171.15	20
	50	6.9	265.07	20
	63	8.6	423.18	20
	75	10.3	595.00	20
	90	10.1	794.01	20
	110	12.3	1175.74	20
	125	14.0	1490.20	20
	160	17.9	2423.58	20
	200	22.4	7393.42	20
	250	27.9	5900.88	20
	315	35.2	9015.85	20
	400	44.7	14529.62	20
500	54.4	17131.07	20	

Annexes

Annex.3.

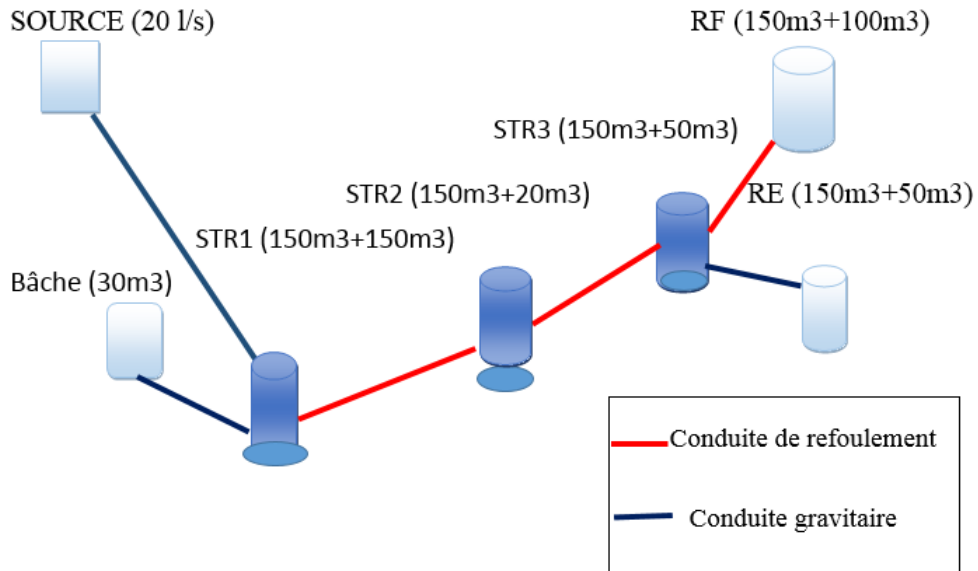


Schéma simplifié du réseau d'adduction du village (**TADERGOUNT**)

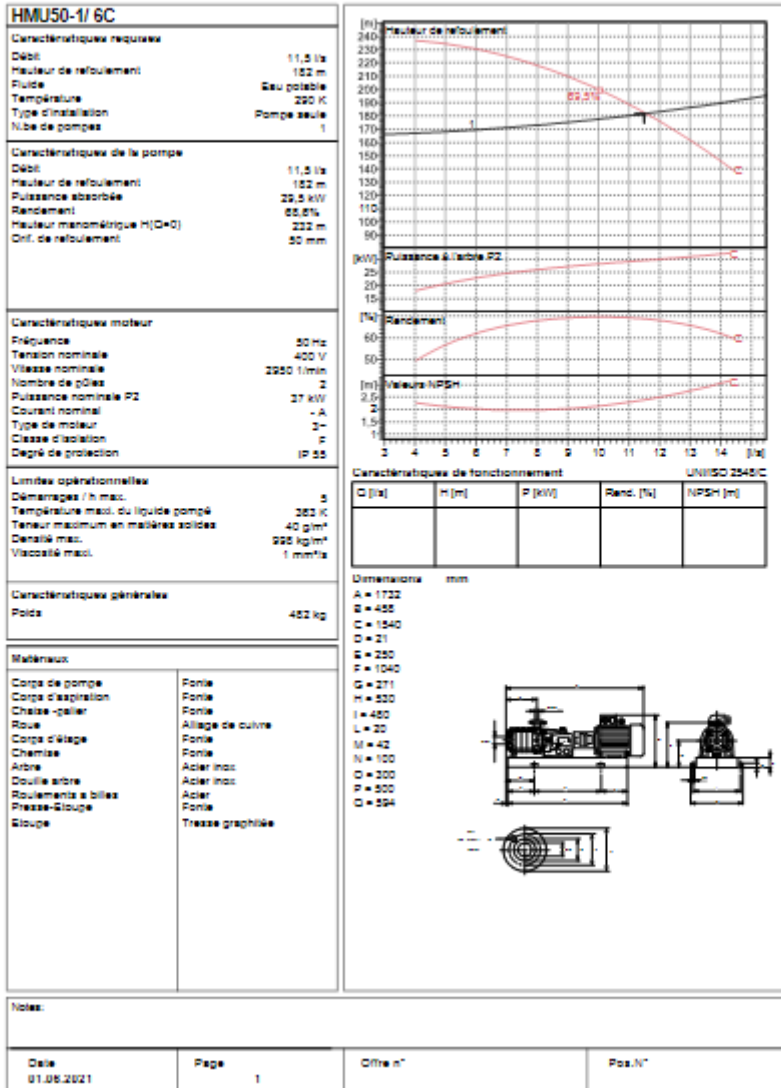
Annexes

Annexe.4. Détail de courbe caractéristique de la pompe de la str1 donné par

CAPRARI

caprari
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001



Notes:

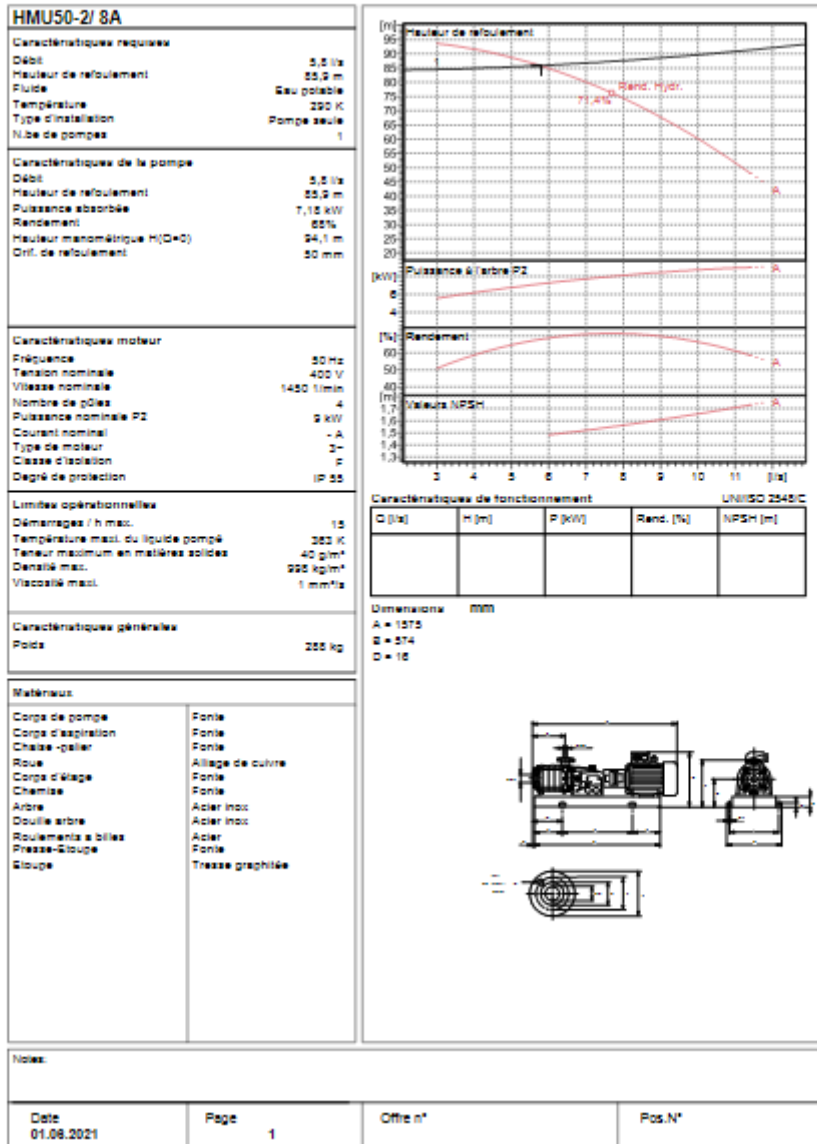
Date	Page	Cote n°	Pos.N°
01.08.2021	1		

Annexes

Annexe.5. Détail de courbe caractéristique de la pompe de la str1 donné par CAPRARI

caprari
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001



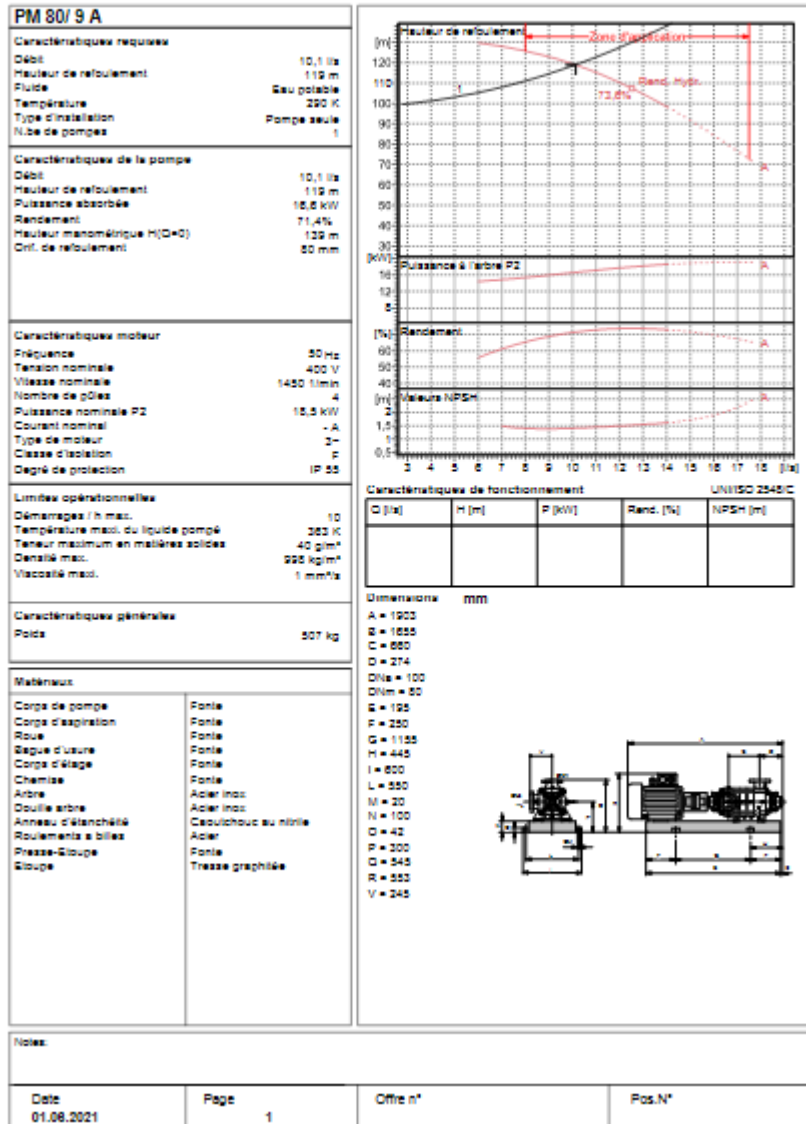
Annexes

Annexe.6. Détail de courbe caractéristique de la pompe de la str1 donné par

CAPRARI

caprari
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001



Notes:

Date	Page	Offre n°	Fos.N°
01.08.2021	1		

Annexes

Annexe.7.les résultats du réseau après réducteur

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
1	150	96.8	5.67	0.77	5.98
2	25	28	0.29	0.48	11.96
3	63	16	0.06	0.32	12.40
4	68	16	0.07	0.35	14.12
5	220	96.8	4.82	0.65	183.99
6	155	28	0.43	0.71	23.71
7	135	16	0.14	0.69	45.82
8	211	79.2	3.78	0.77	7.60
9	149	16	0.15	0.76	54.36
10	152	66	3.11	0.91	12.80
11	171	35.2	0.62	0.63	14.74
12	168	16	0.17	0.86	66.96
13	48	16	0.05	0.24	7.73
14	134	66	2.02	0.59	5.97
15	7	28	0.37	0.60	18.00
16	136	16	0.14	0.69	46.41
17	42	16	0.04	0.21	5.40
18	57	55.4	1.45	0.60	7.63
19	33	16	0.03	0.17	2.67
20	71	55.4	1.25	0.52	5.88
21	34	16	0.03	0.17	2.89
22	52	44	1.05	0.69	13.06
23	41	16	0.04	0.21	5.02
24	25	44	0.89	0.59	9.72
25	55	16	0.06	0.28	9.85
26	38	32	0.71	0.89	30.01
27	22	16	0.02	0.11	1.46
28	95	28	0.53	0.87	33.89
29	42	16	0.04	0.21	5.40
30	50	21	0.30	0.86	48.27
31	21	16	0.02	0.11	1.39
32	100	16	0.10	0.51	27.31
Réducteur 1	#N/A	96.8	4.82	0.65	15.00
Réducteur 2	#N/A	66	3.11	0.91	25.00

Annexes

Annexe.8.les résultats du réseau après réducteur

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Pressure (m)
1	577	0.56	41.90
2	569.83	0.16	48.77
3	555.76	0.06	62.06
4	568.08	0.07	49.56
5	543.3	0.60	20.12
6	546.4	0.30	13.35
7	527.86	0.14	25.70
8	524.35	0.52	37.47
9	495.56	0.15	58.16
10	502.3	0.47	32.58
11	501.25	0.40	31.10
12	456.28	0.17	64.83
13	501.64	0.05	30.34
14	481	0.20	53.08
15	480.36	0.19	53.67
16	466.47	0.14	61.25
17	463.1	0.04	70.71
18	475.20	0.16	58.44
19	474.46	0.03	59.09
20	473.94	0.16	59.28
21	465.8	0.03	67.33
22	471.28	0.12	61.26
23	479.55	0.04	52.79
24	469	0.12	63.30
25	458.24	0.06	73.52
26	466.5	0.16	64.66
27	460.76	0.02	70.37
28	457.6	0.19	70.34
29	460.76	0.04	66.95
30	457	0.18	68.53
31	458.27	0.02	67.23
32	458.24	0.10	64.56
33	577	0.00	26.90
34	524.35	0.00	12.47
Tank RF	617.8	-5.67	2.00

Annexes

Annexe.9. Les débits de route et les débits au nœud de chaque traçons

Nœud	Tançant	Longueurs (m)	Qs (l/s/ml)	Débit de route (l/s)	Débit aux nœud (l/s)
1	RF--1	317	0,001720505	0,545400087	0,900684371
	1--2	153		0,263237266	
	1--6	260		0,447331302	
2	2--1	153		0,263237266	0,400877667
	2--3	274		0,471418372	
	2--5	39		0,067099695	
3	3--2	274		0,471418372	0,307970396
	3--4	84		0,144522421	
4	4--3	84		0,144522421	0,07226121
5	5--2	39		0,067099695	0,033549848
6	6--1	260		0,447331302	0,6013165
	6--7	151		0,259796256	
	6--8	288		0,495505442	
7	7--6	151		0,259796256	0,129898128
8	8--6	288		0,495505442	0,306249891
	8--9	52		0,08946626	
	8--10	16		0,02752808	
9	9--8	52	0,08946626	0,04473313	
10	10--8	16	0,02752808	0,067099695	
	10--11	29	0,049894645		
	10--12	33	0,056776665		
11	11--10	29	0,049894645	0,024947323	
12	12--10	33	0,056776665	0,210761863	
	12--13	53	0,091186765		
	12--16	159	0,273560296		
13	13--12	53	0,091186765	0,317433174	
	13--14	174	0,299367871		
	13--15	142	0,244311711		
14	14--13	174	0,299367871	0,149683936	
15	15--13	142	0,244311711	0,122155855	
16	16--12	159	0,273560296	0,199578581	
	16--17	73	0,125596865		
17	17--16	73	0,125596865	0,062798433	
					3,952

Annexes

Annexe.10. Les résultats des tronçons après la simulation

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Pressure (m)	Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
1	602	0.90	15.20	1	317	79.2	3.95	0.80	8.21
2	590.5	0.40	25.43	2	153	44	0.81	0.54	8.30
3	570.66	0.31	40.13	3	274	28	0.38	0.62	18.74
4	564.64	0.07	44.89	4	84	16	0.07	0.36	15.06
5	595.36	0.03	20.46	5	39	16	0.03	0.17	2.63
6	557.6	0.60	57.74	6	260	66	2.24	0.65	7.14
7	541.41	0.13	67.71	7	151	16	0.13	0.65	41.18
8	521.8	0.31	92.52	8	288	66	1.51	0.44	3.55
9	515.1	0.04	98.90	9	52	16	0.04	0.22	6.07
10	519.81	0.07	94.43	10	16	55.4	1.15	0.48	5.12
11	522.5	0.02	91.69	11	29	16	0.02	0.12	1.61
12	516.75	0.21	97.05	12	33	44	1.06	0.70	13.24
13	508.81	0.32	96.54	13	53	21	0.59	1.70	159.45
14	583.53	0.15	12.66	14	174	16	0.15	0.74	52.63
15	583.55	0.12	16.53	15	142	16	0.12	0.61	37.09
16	519.92	0.20	92.32	16	159	28	0.26	0.43	9.83
17	525.10	0.06	86.90	17	73	21	0.06	0.18	3.21
RF	617.8	-3.95	2.00						

Annexes

Annexe.11. Les débits de route et les débits au nœud de chaque traçons

Id nœuds	Tançant	Longueurs (m)	Qs (l/s/ml)	Débit de route (l/s)	Débit aux nœud (l/s)
1	RE--1	157	0,00043435	0,0681935	0,1366041
	1--2	19		0,0082527	
	1--5	296		0,1285686	
2	2--1	19		0,0082527	0,0340967
	2--3	97		0,0421323	
	2--4	41		0,0178085	
3	3--2	97		0,0421323	0,0210661
4	4--2	41		0,0178085	0,0089042
5	5--1	296		0,1285686	0,0959921
	5--6	73		0,0317078	
	5--7	73		0,0317078	
6	6--5	73		0,0317078	0,0158539
7	7--5	73		0,0317078	0,11857848
	7--8	215		0,093386	
	7--9	258		0,1120632	
8	8--7	215		0,093386	0,04669299
9	9--7	258		0,1120632	0,09099704
	9--10	23	0,0099901		
	9--13	138	0,0599408		
10	10--9	23	0,0099901	0,04321816	
	10--11	40	0,0173741		
	10--12	136	0,0590721		
11	11--10	40	0,0173741	0,00868707	
12	12--10	136	0,0590721	0,02953603	
13	13--9	138	0,0599408	0,10315893	
	13--14	180	0,0781836		
	13--15	157	0,0681935		
14	14--13	180	0,0781836	0,03909181	
15	15--13	157	0,0681935	0,06080948	
	15--16	33	0,0143337		
	15--17	90	0,0390918		
16	16--15	33	0,0143337	0,00716683	
17	17--15	90	0,0390918	0,0195459	
					0,88

Annexes

Annexe.12. les résultats du réseau avant réducteur

conduit-ID	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
1	157	55.4	0.85	0.35	296.25
2	19	16	0.06	0.29	10.64
3	97	16	0.02	0.10	1.29
4	41	6	0.01	0.31	29.13
5	296	35.2	0.65	0.67	16.24
6	73	16	0.02	0.08	1.04
7	73	28	0.54	0.88	34.77
8	215	16	0.05	0.23	6.56
9	258	28	0.38	0.61	18.30
10	23	16	0.05	0.27	9.36
11	40	16	0.01	0.04	0.56
12	136	16	0.002	0.01	0.19
13	138	21	0.23	0.66	30.46
14	180	16	0.04	0.19	4.02
15	157	16	0.09	0.44	20.87
16	33	16	0.01	0.03	0.45
17	90	16	0.02	0.10	1.26

Annexe.13. les résultats du réseau avant réducteur

ID-Nœuds	Altitude (m)	Demande de base(l/s)	Pression (m)
1	440.64	0.14	16.77
2	434.65	0.03	22.56
3	433.26	0.02	23.82
4	420.1	0.01	35.91
5	396.74	0.09	55.86
6	388.08	0.02	64.45
7	383.59	0.12	66.47
8	353.12	0.05	95.53
9	351.21	0.09	94.13
10	348.48	0.04	96.65
11	343.42	0.01	101.68
12	331.81	0.002	113.29
13	329.60	0.10	111.54
14	319.98	0.04	120.44
15	309.43	0.06	128.43
16	310.42	0.01	127.43
17	299.76	0.02	137.99
Tank RE	501.92	-0.85	2.00

Annexes

Annexe.14.les résultats du réseau après réducteur

Conduit-ID	Longueur (m)	Diameter (mm)	Débit lps	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
1	157	55.4	0.85	0.35	296.19
2	19	16	0.06	0.29	10.64
3	97	16	0.02	0.10	1.29
4	41	16	0.01	0.04	0.58
5	296	35.2	0.65	0.67	16.23
6	73	16	0.02	0.08	1.04
7	73	28	0.54	0.88	34.76
8	215	16	0.05	0.23	6.56
9	258	28	0.38	0.61	18.30
10	23	16	0.05	0.27	9.36
11	40	16	0.01	0.04	0.56
12	136	16	0.002	0.01	0.19
13	138	21	0.23	0.66	30.46
14	180	16	0.04	0.19	4.02
15	157	16	0.09	0.44	20.87
16	33	16	0.01	0.03	0.45
17	90	16	0.02	0.10	1.26
Valve 9	#N/A	28	0.37	0.61	40.00

Annexes

Annexe.15. les résultats du réseau après réducteur

Nœud-ID	Altitude (m)	Demand de base(l/s)	Pression (m)
1	440.64	0.14	16.78
2	434.65	0.03	22.57
3	433.26	0.02	23.83
4	420.1	0.01	37.09
5	396.74	0.09	55.87
6	388.08	0.02	64.46
7	383.59	0.12	66.49
8	353.12	0.05	95.55
9	351.21	0.09	54.14
10	348.48	0.04	56.66
11	343.42	0.01	61.70
12	331.81	0.002	73.30
13	329.60	0.10	71.55
14	319.98	0.04	80.45
15	309.43	0.06	88.44
16	310.42	0.01	87.44
17	299.76	0.02	98.00
RED	383.59	0.00	26.49
Tank RE	501.92	-0.85	2.00

Annexes

Annexe.16. Les débits de route et les débits au nœud de chaque traçons

Id nœuds	Trançant	Longueurs (m)	Debit spécifique (l/s/ml)	Debit de route (l/s)	Debit aux nœud (l/s)
1	RE--1	157	0,00028552	0,04482616	0,07294957
	1--2	101		0,02883721	
	1--5	96		0,02740962	
2	2--1	101		0,02883721	0,03169238
	2--3	90		0,02569652	
	2--4	31		0,00885102	
3	3--2	90		0,02569652	0,01284826
4	4--2	31		0,00885102	0,00442551
5	5--1	96		0,02740962	0,03568962
	5--6	84		0,02398342	
	5--7	70		0,01998618	
6	6--5	84		0,02398342	0,01199171
7	7--5	70		0,01998618	0,04611098
	7--8	70		0,01998618	
	7--9	183		0,0522496	
8	8--7	70		0,01998618	0,00999309
9	9--7	183		0,0522496	0,08950956
	9--10	109		0,03112134	
	9--11	335		0,09564817	
10	10--9	109		0,03112134	0,01556067
11	11--9	335	0,09564817	0,063242	
	11--12	18	0,0051393		
	11--17	90	0,02569652		
12	12--11	18	0,0051393	0,01584619	
	12--13	44	0,01256274		
	12--14	49	0,01399033		
13	13--12	44	0,01256274	0,00628137	
14	14--12	49	0,01399033	0,03040755	
	14--15	50	0,01427585		
	14--16	114	0,03254893		
15	15--14	50	0,01427585	0,00713792	
16	16--14	114	0,03254893	0,01627446	
17	17--11	90	0,02569652	0,05210684	
	17--18	171	0,04882339		
	17--19	104	0,02969376		

Annexes

18	18--17	171	0,04882339	0,0244117
19	19--17	104	0,02969376	0,05938752
	19--20	57	0,01627446	
	19--21	255	0,07280682	
20	20--19	57	0,01627446	0,00813723
21	21--19	255	0,07280682	0,07166475
	21--22	78	0,02227032	
	21--23	169	0,04825236	
22	22--21	78	0,02227032	0,01113516
23	23--21	169	0,04825236	0,09050886
	23--24	95	0,02712411	
	23--29	370	0,10564126	
24	24--23	95	0,02712411	0,04111444
	24--25	87	0,02483997	
	24--26	106	0,03026479	
25	25--24	87	0,02483997	0,01241999
26	26--24	106	0,03026479	0,05039374
	26--27	34	0,00970758	
	26--28	213	0,0608151	
27	27--26	34	0,00970758	0,00485379
28	28--27	213	0,0608151	0,03040755
29	29--23	370	0,10564126	0,08194336
	29--30	51	0,01456136	
	29--31	153	0,04368409	
30	30--29	51	0,01456136	0,00728068
31	31--29	153	0,04368409	0,12305779
	31--32	408	0,1164909	
	31--33	301	0,08594059	
32	32--31	408	0,1164909	0,05824545
33	33--31	301	0,08594059	0,0429703
				1,24

Annexes

Annexe.17. les résultats du réseau avant réducteur

Conduite (m)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
1	157	44	1.23	0.81	17.20
2	101	28	0.05	0.08	0.34
3	31	16	0.00	0.02	0.26
4	90	16	0.01	0.06	0.84
5	96	44	1.11	0.73	14.31
6	84	16	0.01	0.06	0.78
7	70	44	1.06	0.70	13.23
8	70	16	0.01	0.04	0.58
9	183	55.4	1.01	0.42	4.02
10	109	16	0.02	0.08	1.04
11	335	44	0.90	0.59	9.93
12	18	28	0.08	0.12	1.00
13	44	16	0.01	0.03	0.39
14	49	16	0.05	0.26	8.90
15	50	16	0.01	0.03	0.45
16	114	28	0.02	0.03	0.11
17	90	44	0.76	0.50	7.42
18	171	16	0.02	0.12	1.55
19	104	35.2	0.69	0.71	17.84
20	57	16	0.01	0.04	0.52
21	255	35.2	0.62	0.64	14.90
22	78	16	0.01	0.05	0.71
23	169	35.2	0.54	0.55	11.59
24	95	16	0.14	0.69	45.72
25	87	16	0.01	0.06	0.78
26	106	16	0.09	0.42	19.86
27	34	16	0.004	0.02	0.32
28	212	16	0.03	0.15	2.06
29	370	21	0.31	0.90	51.46
30	51	16	0.01	0.03	0.45
31	153	16	0.22	1.10	103.72
32	408	16	0.06	0.29	10.37
33	301	16	0.04	0.21	5.41

Annexes

Annexe.18. les résultats du réseau avant réducteur

Nœuds-ID	Altitude (m)	Demand de base(l/s)	Pression (m)
1	460.52	0.07	40.70
2	446.67	0.03	54.51
3	425.27	0.01	75.84
4	437.91	0.00	63.27
5	448.01	0.04	51.84
6	446.12	0.01	53.66
7	436.80	0.05	62.12
8	436.42	0.01	62.46
9	435.58	0.09	62.60
10	422.65	0.02	75.42
11	426.46	0.06	68.40
12	419.34	0.02	75.50
13	418.79	0.01	76.03
14	404.01	0.03	90.39
15	399.24	0.01	95.14
16	393.40	0.02	100.99
17	395.63	0.05	98.56
18	381.78	0.02	112.14
19	383.68	0.06	108.65
20	379.19	0.01	113.12
21	361.31	0.07	127.22
22	351.13	0.01	137.35
23	388.10	0.09	98.48
24	316.52	0.04	165.71
25	313.39	0.01	168.77
26	313.76	0.05	166.37
27	313.59	0.004	166.53
28	289.51	0.03	190.18
29	293.41	0.08	174.13
30	291.15	0.01	176.36
31	271.29	0.12	180.38
32	229.71	0.06	217.73
33	247.14	0.04	202.90
Tank RE	501.92	-1.23	2.00

Annexes

Annexe.19.les résultats du réseau après réducteur

Conduite	Longueur (m)	Diameter (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
1	157	44	1.23	0.81	17.21
2	101	28	0.05	0.08	0.34
3	31	16	0.00	0.02	0.26
4	90	16	0.01	0.06	0.84
5	96	44	1.11	0.73	14.32
6	84	16	0.01	0.06	0.78
7	70	44	1.06	0.70	13.24
8	70	16	0.01	0.04	0.58
9	183	44	1.01	0.66	12.06
10	109	16	0.02	0.08	1.04
11	335	44	0.90	0.59	9.93
12	18	28	0.08	0.12	1.00
13	44	16	0.01	0.03	0.39
14	49	16	0.05	0.26	8.90
15	50	16	0.01	0.03	0.45
16	114	16	0.02	0.08	1.04
17	90	44	0.76	0.50	7.42
18	171	16	0.02	0.12	1.55
19	104	35.2	0.69	0.71	17.84
20	57	16	0.01	0.04	0.52
21	255	35.2	0.62	0.64	14.92
22	78	16	0.01	0.05	0.71
23	169	35.2	0.54	0.55	11.61
24	95	16	0.14	0.69	45.72
25	87	16	0.01	0.06	0.78
26	106	16	0.09	0.42	19.86
27	34	16	0.004	0.02	0.32
28	212	16	0.03	0.15	2.06
29	370	21	0.31	0.90	51.58
30	51	16	0.01	0.03	0.45
31	150	16	0.22	1.10	103.72
32	408	16	0.06	0.29	10.37
33	301	16	0.04	0.21	5.41
Réducteur 1	#N/A	55.4	0.90	0.37	40.00
Réducteur 2	#N/A	50	0.62	0.32	45.00
Réducteur 3	#N/A	44	0.22	0.15	40.00

Annexes

Annexe.20.les résultats du réseau après réducteur

Nœud-ID	Altitude (m)	Demande de base(lps)	Pression (m=
1	460.52	0.07	40.70
2	446.67	0.03	54.51
3	425.27	0.01	75.84
4	437.91	0.004	63.27
5	448.01	0.04	51.83
6	446.12	0.01	53.66
7	436.80	0.05	62.12
8	436.42	0.01	62.46
9	435.58	0.09	61.13
10	422.65	0.02	73.95
11	426.46	0.06	26.92
12	419.34	0.02	34.03
13	418.79	0.01	34.56
14	404.01	0.03	48.92
15	399.24	0.01	53.67
16	393.40	0.02	59.41
17	395.63	0.05	57.09
18	381.78	0.02	70.67
19	383.68	0.06	67.18
20	379.19	0.01	71.64
21	361.31	0.07	40.75
22	351.13	0.01	50.87
23	388.10	0.09	12.00
24	316.52	0.04	79.23
25	313.39	0.01	82.29
26	313.76	0.05	79.89
27	313.59	0.004	80.05
28	289.51	0.03	103.70
29	293.41	0.08	87.60
30	291.15	0.01	89.84
31	271.29	0.12	54.16
32	229.71	0.06	91.51
33	247.14	0.04	76.68
34	435.58	0.00	21.13
35	383.68	0.00	22.18
36	293.41	0.00	47.60
Tank RE	501.92	-1.23	2.00

Résumé

Le présent travail consiste à établir une étude et élaboration d'un système d'information géographique du réseau d'eau potable du village tadergoute, commune de Darguina Wilaya de Bejaia. Après avoir récolté les données concernant le site et le système d'alimentation existant. On a procédé à l'estimation des besoins futurs. Par la suite, on a dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction. Après on a remplacé les pompes des stations de pompage avec celles qu'on a choisi. On a aussi procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier et le dimensionnement du réseau de distribution a été fait avec le logiciel Epanet. A la fin, l'élaboration d'un système d'information géographique (SIG) de ce village et création de banque de donnée.

Mots clés : réservoir, Adduction, pompe, coup de bélier, distribution, système d'information géographique

Abstract

The present work consists in establishing a study and the development of a geographical information system of the drinking water network of the village of Tadergoute, municipality of Darguina Wilaya of Bejaia. After having retrieved the data concerning the site and the existing power system. An estimate of future needs was made. Subsequently, on a dimensioned reservoirs and supply pipes. Then we replaced the pumps of the pumping stations with those we chose. We also checked the appearance of the water hammer phenomenon and the dimensioning of the distribution network was done using the Epanet software. At the end, the development of a geographic information system (GIS) for this village and creation of a database.

Keywords: reservoir, Adduction, pump, water hammer, distribution, geographic information system

المخلص

يتمثل العمل الحالي في إنشاء دراسة وتطوير نظام معلومات جغرافية لشبكة مياه الشرب لقرية تادرفونت التابعة لبلدية درقينة بولاية بجاية. بعد استرجاع البيانات الخاصة بالموقع ونظام الطاقة الحالي. تم عمل تقدير للاحتياجات المستقبلية. بعد ذلك ، على الخزانات ذات الأبعاد وأنابيب الإمداد. ثم استبدلنا مضخات محطات الضخ بمضخات اخترناها. لقد تحققنا أيضاً من ظهور ظاهرة المطرقة المائية وتم إجراء أبعاد شبكة التوزيع باستخدام برنامج (Epanet). في النهاية تم تطوير نظام

المعلومات الجغرافية (GIS) لهذه القرية وإنشاء قاعدة بيانات.

الكلمات المفتاحية : الخزان ، الجمع ، المضخة ، المطرقة المائية ، التوزيع ، نظام المعلومات الجغرافية