

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



Faculté de Technologie

Département d'**Hydraulique**

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (**LRHAE**)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr AZZOUG Yanis

Mr GUENANA Ramzi

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ETUDE ET DIAGNOSTIC DU RESEAU D'AEP DU VILLAGE AIT MAAMAR COMMUNE TAOURIRT IGHIL

Soutenu le **19/06/2023** devant le jury composé de :

- Président : Mr IKNI Tahar
- Promoteur : Mr HAMCHAOUI Samir
- Co-promoteur : Mr IHEDEN Idriss
- Examineur : Mr AMOURA Zouhir

Remerciements

En premier lieu, nous remercions ALLAH le tout puissant, de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce modeste travail à terme.

Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur **Mr HAMCHAOUI Samir** pour son orientation et le temps qu'il nous accordé pour notre encadrement.

On remercié également tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions en particulier **Mr IHEDEN Idriss**, gérant du bureau d'ingénierie et d'études techniques EDEN INGENIERIE et **Mr ZOUAGUI Hicham**, de nous avoir accueillis et fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribués de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Yanis et Ramzi



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail 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 ALLAH les protège et les entoure de sa bénédiction.

Mon cher frère Toufik pour son soutien et aide que ALLAH le garde pour nous.

Mes très chères sœurs Djohra, Souhila et Nawal.

Mes petits neveux Anes, Ayoub, Younes, Aylane et Amine.

Tous les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promo.

YANIS



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes chers parents, tous les mots du monde ne sauraient exprimer
l'immense amour que j'ai pour vous.*

J'espère avoir répondu aux espoirs que vous placiez en moi.

A mes chers sœurs Djahida, Siham, Zouina, et Wissam.

*A la personne que j'ai de plus chère, et qui m'a soutenu dans les moments les
plus difficiles Latifa.*

A mon binôme Yanis qui a joué un rôle important dans ce travail.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

RAMZI

SOMMAIRE

Liste des symboles	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du site	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation du site objet de l'étude	2
I.2.1 La commune de Taourirt Ighil	2
<i>I.2.1.1 Situation géographique</i>	2
<i>I.2.1.2 Situation topographique</i>	3
<i>I.2.1.3 Aperçu climatique</i>	3
<i>I.2.1.4 Aperçu géologique</i>	4
<i>I.2.1.5 La faune et la flore</i>	5
<i>I.2.1.6 Activité Agricole</i>	5
<i>I.2.1.7 Aperçu hydrologique</i>	5
I.2.2 Le Village AIT MAAMAR	6
I.3 Conclusion	7
Chapitre II : Diagnostic	
II.1 Introduction	8
II.2 Diagnostic physique	8
II.2.1 Les sources d'approvisionnement	8
II.2.2 Les stations de pompages	9
<i>II.2.2.1 Station de pompage STP</i>	9
<i>II.2.2.2 Station de Reprise SR</i>	11
II.2.3 Les ouvrages de stockage	13
<i>II.2.3.1 Le Réservoir R1</i>	13
<i>II.2.3.2 Le Réservoir R2</i>	14
II.2.4 Les canalisations (Adduction, Distribution)	15
<i>II.2.4.1 Réseau d'Adduction</i>	15
<i>II.2.4.1.1 Description du réseau d'adduction</i>	15
<i>II.2.4.1.2 Diagnostic du réseau d'adduction</i>	18
<i>II.2.4.2 Réseau de distribution</i>	18
II.3 Solution d'urgence	20
II.4 Conclusion	20

Chapitre III : Estimation des besoins

III.1 Introduction	21
III.2 Perspective démographique	21
III.3 Population actuelle et future	23
III.4 Infrastructures existantes	23
III.5 Estimation des besoins	24
III.5.1 Calcul du débit moyen journalier	24
III.5.2 Estimation des besoins domestique	24
III.5.3 Les besoins en eau des infrastructures	24
III.5.3.1 Les besoins en eau Socioculturelles	24
III.5.3.2 Les besoins en eau des établissements commerciaux	25
III.5.3.3 Les besoins en eau du Cheptels	25
III.5.3.4 Les besoins en eau des établissements scolaires	25
III.5.3.5 Les besoins en eau des établissements sanitaires	25
III.5.3.6 Récapitulation des besoins en eau des Infrastructures	26
III.5.4 Récapitulation des besoins en eau	26
III.5.5 Le débit majoré journalier	26
III.5.6 Variation de la consommation journalière	27
III.5.6.1 Consommation minimal journalière	27
III.5.7 Variation du débit horaire	28
III.5.8 Bilan ressources-besoins	28
III.6 Conclusion	29

Chapitre IV : Réservoirs

IV.1 Introduction	30
IV.2 Rôle des réservoirs	30
IV.3 Classification des réservoirs	30
IV.4 Choix du type de réservoir	31
IV.5 Équipements de réservoir	31
IV.5.1 Conduite d'adduction	31
IV.5.2 Conduite de distribution	32
IV.5.3 Conduite trop-plein	32
IV.5.4 Conduite de vidange	32
IV.5.5 Conduite by-pass	33
IV.6 Détermination de la capacité du réservoir	33
IV.6.1 Méthode graphique	33
IV.6.2 Méthode analytique	33

<i>IV.6.2.1 Détermination de la valeur de $P\%$</i>	34
<i>IV.6.2.2 Détermination du volume total du réservoir</i>	34
<i>IV.6.2.3 Détermination du diamètre du réservoir</i>	34
<i>IV.6.2.4 Détermination de la hauteur d'incendie</i>	35
<i>IV.6.2.5 Détermination de la hauteur d'eau disponible</i>	35
IV.7 Estimation de $Q_{\max,j}$ et du nombre d'habitant par réservoir	35
IV.8 Détermination des capacités des réservoirs	36
IV.8.1 Dimensionnement du réservoir R1.....	36
IV.8.2 Dimensionnement du réservoir R2.....	37
IV.8.3 Dimensionnement du réservoir RP	38
IV.9 Conclusion.....	39

Chapitre V : Adduction

V.1 Introduction.....	40
V.2 Types d'adductions	40
V.2.1 L'adduction gravitaire	40
V.2.2 L'adduction par refoulement	40
V.2.3 L'adduction mixte.....	40
V.3 Choix du tracé.....	40
V.4 Choix du type des conduites	41
V.5 Equipement de l'adduction	41
V.5.1 Robinet et vannes	41
V.5.2 Clapets	42
V.5.3 Ventouses.....	42
V.5.4 Vidanges	43
V.6 Étude technico-économique.....	43
V.6.1 Calcul du diamètre économique	43
V.6.2 Calcul de la vitesse.....	43
V.6.3 Calcul des pertes de charge.....	43
<i>V.6.3.1 Les pertes de charge linéaire (H_L)</i>	43
<i>V.6.3.2 Les pertes de charge singulières (H_S)</i>	44
<i>V.6.3.3 Les pertes de charge totale (H_T)</i>	44
V.6.4 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)	44
V.6.5 Calcul de la puissance absorbée par la pompe	44
V.6.6 Calcul de l'énergie consommée par la pompe	45
V.6.7 Calcul des frais d'exploitation	45
V.6.8 Calcul des frais d'amortissement	45

V.6.9 Calcul du bilan	45
V.7 Calcul les diamètres économiques	46
V.7.1 Caractéristiques des conduites	46
V.7.2 Calcul de la hauteur manométrique total HMT	47
V.7.3 Calculs les frais d'exploitations	47
V.7.4 Calcul des frais d'amortissement	48
V.7.5 Bilan	48
V.8 Tableau récapitulatif des diamètres économiques	49
V.9 Conclusion.....	51

Chapitre VI : Coup de bélier

VI.1 Introduction	52
VI.2 Causes de coup de bélier	52
VI.3 Les dangers associés aux coups de bélier.....	52
VI.4 Moyens de protection contre le coup de bélier	52
VI.4.1 Les volants d'inertie	53
VI.4.2 Les soupapes de décharge	53
VI.4.3 Les ventouses.....	53
VI.4.4 Les réservoirs d'air.....	53
VI.4.5 Les cheminées d'équilibre.....	53
VI.5 Etude du coup de bélier	54
VI.5.1 Cas de fermeture brusque	54
VI.5.2 Cas de fermeture lente.....	54
VI.6 Calcul du coup de bélier.....	55
VI.7 Résultats de calcul du réservoir d'air	55
VI.7.1 Interprétation des résultats.....	56
VI.7.2 Dimensionnement du réservoir d'air	57
VI.8 Conclusion.....	57

Chapitre VII : Distribution

VII.1 Introduction	58
VII.2 Classification des réseaux de distribution	58
VII.2.1 Réseau ramifié.....	58
VII.2.2 Réseau maillé	58
VII.2.3 Réseau mixte	58
VII.3 Conception du réseau de distribution.....	58
VII.3.1 Choix du tracé	58
VII.4 Choix de type des conduites	58

VII.5 Description du réseau de distribution	59
VII.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution	61
VII.6.1 Détermination du débit de pointe	61
VII.6.2 Débit spécifique	61
VII.6.3 Débit en route	61
VII.6.4 Débit aux nœuds	61
VII.7 Calcul les débits aux nœuds	62
VII.8 Simulation sur EPANET	64
VII.8.1 Simulation statique	64
VII.8.2 Simulation dynamique	67
VII.9 Conclusion	70
Conclusion générale.....	71
Bibliographie.....	72

Liste des symboles

A : L'amortissement annuel

AEP : Alimentation eau potable

α : Célérité de l'onde (m/s)

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

B : valeur du coup de bélier en (m)

B_L : Le bilan en (DA)

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

D : Diamètre intérieur de la conduite (mm)

D_r : Diamètre du réservoir en (m)

e : Epaisseur de la conduite (mm)

e : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4,67 DA

E : Energie consommée par la pompe (KWh)

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

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

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

H : Hauteur du réservoir en (m)

H₀ : la pression absolue au point le plus haut de la conduite

H_g : Hauteur géométrique (m)

HMT : Hauteur manométrique totale (m)

H_L : Perte de charge linéaire (m)

H_s : Perte de charge singulière (m)

i : Taux d'intérêt, on prend 8%.

J : Perte de charge linéaire (m/ml)

K : La rugosité absolue de la conduite en (0,15 mm pour les conduites en fonte ductile et 0,02 mm pour les conduites en PEHD)

k : Coefficient dépendant la nature du matériau de la conduite (k=83 pour le PEHD)

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur est comprise en 1.1 et 1.3

K_{max,h} : Coefficient de variation maximale horaire ;

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur est comprise en 0.7 et 0.9

λ : Coefficient de frottement de Darcy

L_i : Longueur du tronçon concerné (m)

n : Nombre d'années d'amortissement

n : Nombre d'années envisagées pour l'étude

N_i : Nombre de consommateur

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) 0

P_{max} et P_{min} : Résidus (en %)

P% : Résidu maximal dans le réservoir (en %)

Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s)

Q_i : Dotation en l/j

Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m³/j)

Q_{max,j} : débit maximal journalier

Q_{min,j} : débit minimal du jour le plus chargé de l'année

Q_n : Débit de nœud concerné (l/s)

Q_p : Débit de pointe (m³/h)

Q_r : Débit en route (l/s)

Q_s : Le débit spécifique (l/s/ml)

Re : Le nombre de REYNOLDS

R⁺max : Résidu maximum positif.

R⁻max : Résidu maximum négatif.

S : Section du réservoir en (m²).

T : Taux d'accroissement.

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

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

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent initial (m/s)

V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie pris 120 m³ ;

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (en m³).

V_{total} : Volume total du réservoir (m³) ;

V_u : Volume utile de stockage du réservoir en (m³).

Liste des figures

Figure 1: localisation de la commune	2
Figure 2 : Carte pluviométrique de l'Algérie	4
Figure 3: Position du village sur la carte Google Earth	6
Figure 4: Plan de situation sur carte d'état-major	7
Figure 5: L'état du puits	8
Figure 6: L'état de la trappe du puits.....	8
Figure 7: Vanne corrodé et pompe défaillante	10
Figure 8: Installations de l'armoire	10
Figure 9: Câbles électriques apparents.....	10
Figure 10: Etanchéités du réservoir et la broussaille	10
Figure 11 : Echelle plongée dans l'eau du réservoir	10
Figure 12 : Etats de la clôture et la broussaille.....	10
Figure 13 : Echelle non fixée	10
Figure 14 : Vanne corrodé.....	12
Figure 15 : Etat du portail	12
Figure 16 : Pompes de secours	12
Figure 17: Armoire défaillante	12
Figure 18: Echelle non fixée	12
Figure 19: Etat de la clôture et la broussaille	12
Figure 20: Absence de clôture.....	13
Figure 21: Débris dans la chambre de vanne.....	13
Figure 22 : Vannes corrodées	14
Figure 23: Ferrailages de la coupole.....	14
Figure 24: Etanchéité du réservoir.....	14
Figure 25: Fissuration des parois.....	14
Figure 26: Schémas d'adduction	17
Figure 27: Etats de la soupape et de la conduite d'adduction	18
Figure 28: Conduite sorti du réservoir R1.....	18
Figure 29: Conduites au centre du village.....	18
Figure 30: Conduites au centre du village.....	19
Figure 31: Conduites au sud du village.....	19
Figure 32: Conduite près de la grande route	19
Figure 33: Conduite au nord du village.....	19
Figure 34: Conduite au nord du village.....	19
Figure 35 : Divisions des districts	22
Figure 36: Evolution de la population du village AIT MAAMAR.....	23
Figure 37: Conduite d'adduction	31
Figure 38: Conduite de distribution	32
Figure 39: Conduite trop-plein	32
Figure 40: Conduite de vidange.....	33
Figure 41: Conduits by-pass.....	33
Figure 42: Robinet vanne à opercule	41
Figure 43: Robinet vanne papillon.....	41
Figure 44: Clapet anti-retour à simple battant.....	42
Figure 45: Venteuse.....	42
Figure 46 : Schéma synoptique de la variante projetée.....	50
Figure 47: L'épuration de BERGERON pour tronçon STP-SR.....	56

Figure 48: Variation de la pression absolue pour tronçon STP-SR.....	56
Figure 49: Schémas synoptique de réseau projeté.....	59
Figure 50: Réseau de la distribution A.....	60
Figure 51: Réseau de la distribution B.....	60
Figure 52: Réseau de la distribution C.....	60
Figure 53: État des nœuds et des conduites du réseau.....	64
Figure 54: Courbe de Modulation.....	67
Figure 55: État des nœuds et des conduites du réseau C.....	68
Figure 56: La pression des nœuds dans la journée.....	68
Figure 57: La pression des nœuds dans la journée.....	69
Figure 58: La vitesse des conduites dans la journée.....	69
Figure 59: La vitesse des conduites dans la journée.....	70

Liste des tableaux

Tableau 1: Température de l'air	3
Tableau 2: La Faune et la Flore de TAOURIRT IGHIL	5
Tableau 3 : Détails sur le puits du village	8
Tableau 4: Détail sur la première station de pompage.....	9
Tableau 5 : Détails sur la deuxième station de pompage	11
Tableau 6: Détails sur le réservoir R1	13
Tableau 7: Détails sur le réservoir R2	14
Tableau 8: Diamètre et longueur du réseau.....	15
Tableau 9: Réseau d'adduction	16
Tableau 10: District et îlots du village AIT MAAMAR	21
Tableau 11 : Evolution démographique de la population à divers horizons	23
Tableau 12: Les infrastructures existantes	24
Tableau 13: Les besoins domestiques en eau à divers horizons	24
Tableau 14 : Les besoins en eau Socioculturelles.	25
Tableau 15: Les besoins en eau commerciale.	25
Tableau 16: Les besoins en eau des cheptels	25
Tableau 17: Les besoins en eau des établissements scolaires	25
Tableau 18: Les besoins en eau des établissements sanitaire.....	25
Tableau 19: Les besoins en eau des Infrastructures.....	26
Tableau 20: Les différents besoins en eau à divers horizons	26
Tableau 21: Débit majoré journalier.....	26
Tableau 22 : Débit maximal journalier.	27
Tableau 23: Débit minimal journalier.....	28
Tableau 24: Les différents débits journaliers et horaires	28
Tableau 25: Bilan ressource-besoins	29
Tableau 26: Différent variantes pour compenser le déficit	29
Tableau 27: Variation des valeurs de β_{max}	35
Tableau 28: Estimation des besoins par réservoir	35
Tableau 29: Dimensionnement du réservoir R1	36
Tableau 30: Dimensionnement du réservoir R2.....	37
Tableau 31: Dimensionnement du réservoir RP.....	38
Tableau 32 : Les détails des réservoirs dimensionnés	39
Tableau 33: les diamètres calculés	46
Tableau 34: Dmax et Dmin de chaque tronçon de refoulement	46
Tableau 35: Calcul de la HMT	47
Tableau 36: Les frais d'exploitations	47
Tableau 37: Les frais d'amortissement.....	48
Tableau 38: Bilan de chaque tronçon	48
Tableau 39: Diamètres économiques choisis	49
Tableau 40: Valeur coup de bélier.....	55
Tableau 41: Calcul du réservoir d'air de tronçon STP-SR.....	55
Tableau 42 : Débits en nœuds	62
Tableau 43: Les résultats de la simulation des conduites	65
Tableau 44: Les résultats de la simulation des nœuds	66

Introduction générale

L'eau, une ressource essentielle représente 71% de l'espace sur la planète, mais 3% de l'or bleu est douce, seulement 0.7 % est accessible à la consommation humaine. Cette quantité d'eau est estimée suffisante.

En effet l'eau est une ressource élémentaire à la vie. Elle est indispensable pour l'homme. On l'utilise pour des usages quotidiens, l'agriculture, la boisson, l'hygiène et l'industrie. Mais avec le développement démographique la demande en eau a commencé à augmenter de façon spectaculaire, et les ressources d'eau commencent à être rares ; donc l'utilisation rationnelle de l'eau est nécessaire.

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

L'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable du village AIT MAAMAR à partir du piquage du transfère du barrage TICHY-HAF.

Afin d'aboutir aux objectifs, notre travail sera articulé sur les points suivants :

- Une présentation globale du site fera l'objet du premier chapitre.
- Le deuxième chapitre est consacré au le diagnostic physique ; le but est de détecter les points sensibles du réseau d'AEP.
- Le troisième chapitre sera consacré à l'estimation des différents besoins en eaux.
- Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement des différents réservoirs.
- Le dimensionnement des conduites d'adduction se fera dans le cinquième chapitre.
- Le sixième chapitre fera l'objet de la protection des conduites contre le coup de bélier.
- Le septième chapitre sera consacré au réseau de distribution, qui se fera à l'aide de logiciel EPANET.

Et enfin nous terminerons par une conclusion générale.



Chapitre I
Présentation du site

I.1 Introduction

La présentation de site d'étude est une étape nécessaire dans l'alimentation en eau potable. Pour cela, on commence par la description des différentes caractéristiques de village AIT MAAMAR commune de Taourirt Ighil (Bejaia) à savoir : géographique, topographique, climatique, géologique, agricole et hydrologique.

I.2 Présentation du site objet de l'étude

I.2.1 La commune de Taourirt Ighil

I.2.1.1 Situation géographique

Taourirt ighil est une commune de la région de kabylie. Elle se situe à une cinquantaine de kilomètres du chef-lieu de Bejaia et à 181 km de la capitale Alger. Le territoire de la commune s'étend sur une superficie de 71.34 km² dont 26,72% relèvent du domaine forestier.

Coordonnées géographiques : 36°42'N 4°42'E. [1]

La commune est délimitée par :

- Au Nord par la commune de Beni ksila.
- Au Nord-Est et Est la commune d'El-kseur.
- Au Sud-Est par la commune de Fenai Il-Maten.
- Au Sud par les communes de Tifra et de Fenaia Il-Maten.
- Au Sud-Ouest par les communes de Tifra et d'Adekar.
- A l'Ouest par la commune d'Adekar.
- Au Nord-Ouest les communes de Beni ksila et Adekar.

Voir la figure ci-dessous :



Figure 1: Localisation de la commune

1.2.1.2 Situation topographique

Tourirt Ighil est caractérisé principalement par un relief montagneux. L'activité agricole est limitée voir faible ; elle regroupe peu de superficie agricole cela est probablement dus au déséquilibre topographique. La région est caractérisée par un sol difficile à exploiter, son relief accidenté freine et forme une contrainte au développement car les investissements deviennent couteux et pratiquement hors de prix. (Source : PDAU de la commune). [1]

1.2.1.3 Aperçu climatique

L'analyse des paramètres (températures et précipitations) nous permet de situer le climat de la zone d'étude.

Cependant il existe une différence entre le microclimat du fond de la vallée de la Soummam et celui de la zone montagneuse.

Sur les hauteurs les hivers sont plus froids, les étés plus frais et les précipitations plus abondantes que dans les parties basses.

Les précipitations varient entre 700 mm/an au niveau de la zone basse et 800 mm/an dans la zone montagneuse (voir carte pluviométrique de l'Algérie ci-joint)

La température moyenne varie entre 9°C et 15°C pendant la période hivernale, le mois le plus chaud c'est le mois d'Août.

A cause de sa situation géographique et son relief accidenté, la commune de Taourirt Ighil a un climat assez rude.

Les neiges accumulées sur les sols d'Akfadou jouent un rôle important dans l'adoucissement du climat en période estivale. [1]

- ***Températures de l'air***

Les valeurs mensuelles et annuelles des températures minima (m) maxima (M) et leur demi-somme (m+M/2) indiquent une croissance des températures de l'air de Janvier à Aout, puis on note une décroissance régulière.

Le minimum absolu observé se situe au mois de janvier, alors que le maximum absolu est observé au mois d'Aout.

Les températures de l'air sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 1: Température de l'air

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
m	2,6	3,2	4,8	7,1	10,2	14,7	18,6	19,7	16	11,3	7	3,4
M	9	10,2	13,1	16	19,5	25,2	29,8	30,8	26,5	20,4	14,1	9,9
m+M/2	5,8	6,7	9	11,6	14,8	19,9	24,2	25	21,1	15,9	10,6	6,7

Les températures moyennes maximales du mois le plus chaud sont enregistrées au mois d'Aout. Elles fluctuent entre 29,8°C à 30,8°C alors que les températures moyennes minimales du mois le plus froid sont atteintes au mois de janvier et varient entre 2,6°C à 4,5°C.

- ***Pluviométrie***

La région est l'une des riches régions en en pluviométrie avec une moyenne annuel de 600 à 800mm, allant même jusqu'à 1000 dans le meilleur des cas. Seulement nous enregistrons des variations interannuelles menant à des périodes de sécheresses. (Source : PDAU de la commune).

↓ Localisation du site objet d'étude sur la carte pluviométrique de l'Algérie.
La pluviométrie de notre zone d'étude varie de 700 à 800 mm

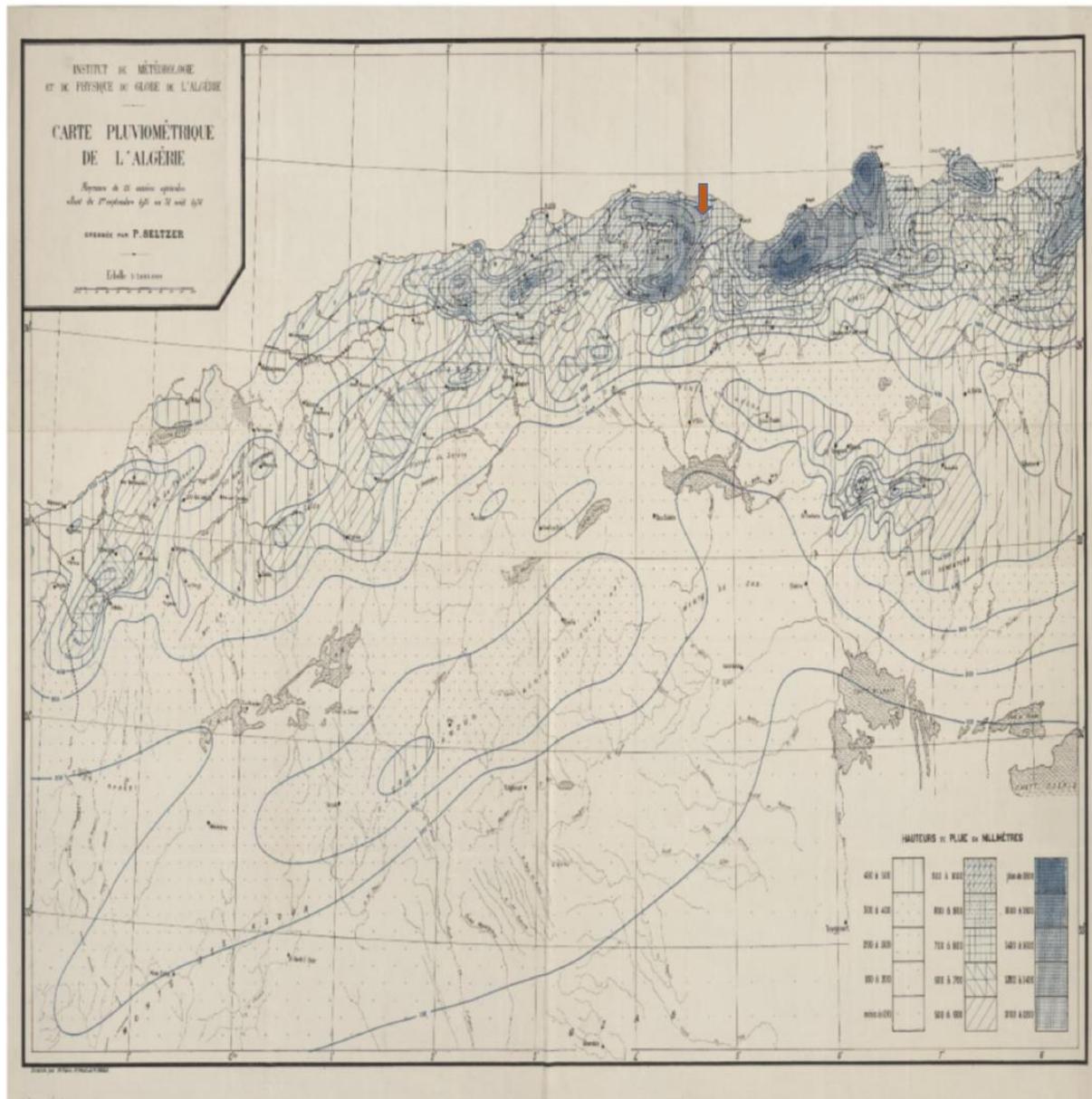


Figure 2: Carte pluviométrique de l'Algérie

1.2.1.4 Aperçu géologique

Le contexte géologique de la zone étudiée fait partie de la chaîne côtière Cap Sigli-Bejaia et de l'ensemble Akfadou – Gouraya, elle occupe les trois quarts de la superficie total de la wilaya et présente des pentes importantes supérieures à 25%. Les sols en majorité siliceux sont érodés. Une chaîne de montagne relativement élevée, elle se compose de deux ensembles distincts : [1]

Ensemble Ouest : Bassin versant de Cap Sigli - Azefoun composé d'un flysch partiellement recouvert par un manteau détritique (éboulis gréseux)

Ensemble Est caractérisé par un relief nettement plus aéré avec des sommets taillés dans les flysch et les marno-calcaire (Source : PDAU intercommunal Adekar, Beniksila et Taourirt ighil)

1.2.1.5 La faune et la flore

Les forêts de Bejaia sont parmi les plus menacés (Selon le ministère de l'aménagement du territoire).

La faune et la flore qu'héberge la zone d'étude peuvent être exploitées rationnellement et durablement pour le bien de tous (la communauté et les visiteurs). La chasse, par exemples : au sanglier ou au petit gibier tel que le lièvre ou la perdrix, la randonnée, la découverte, la sculpture, l'apiculture, la recherche d'herbe culinaire et/ou médicinale...etc, peuvent offrir d'intéressantes opportunités (Source : PDAU de la commune).

Le tableau suivant illustre la Faune et la Flore de TAOURIRT IGHIL : [1]

Tableau 2: La Faune et la Flore de TAOURIRT IGHIL

		Taourirt ighil
Superficie total (ha)		7134
Domaine forestier (ha)		1905,9
En % de la superficie total		26,72
Piste forestière (km)		37
Poste de vigie		1
Espèce principales		Chen de liège
Potentiel de production (qx)		500 à 1000
FLORE		Bruyère, Arbousier, Phillaire, Cytise Laustique, Lavande, Diss, Calycotme, Ronce, Ciste
FAUNE	ANIMAUX	Sanglier, Chacal, Singe Magot Genette, Mangouste, Belette, Lièvre, Lapin de garenne, Porc épic, Hérisson, Souris sauvage, Couleuvre, Vipère, Lézard
	OISEAUX	Perdrix, Caille, Chouette, Hibou, Merle, Pic vert, Geai, Tourterelle, Pigeon ramier, Mésange bleu, Grive, Bergeronnette, Aigle royal, Faucon, Corbeau

1.2.1.6 Activité Agricole

La commune de Taourirt Ighil est un espace montagneux a vocation non agricole si ce n'est l'arboriculture (olivier et le figuier) à préserver et les arbres fruitiers à développer dans les zones de montagne, l'oléiculture qui est en fait une spécialité régionale, la qualité de l'huile d'olive produite reste une référence en la matière demeure une richesse locale à valoriser. [1]

1.2.1.7 Aperçu hydrologique

La topographie en accordéon de la région dote celle-ci en torrents et oueds (Oued Oufenas et Oued Ighzer Arkoub) qui recueillent les eaux de ruissellement et la draine vers la mer. La situation est dramatique, tandis que les oueds drainent chaque année des millions de m³ vers la mer, la population de la région souffre d'un manque d'eau surtout en été avec la chute de niveau des puits et fontaines...etc. La situation deviens quasi-sèche. [1]

I.2.2 Le Village AIT MAAMAR

Le village AIT MAAMAR est implanté entre trois oueds (ighzer AFSIL, ighzer THILIOUA et Ighzer TIAINSERTH). Il se situe à 15 km d'Adekar et a 7 km au Nord du chef-lieu de la commune Taourirt Ighil à savoir Tizi El-korn. [1]

Il est délimité par :

- Au Nord : La commune de Beniksila.
- A l'est : Village Ait Sidi Said.
- Au sud : Village Ait Idir.
- A l'ouest : Village ighzer abbas.

Coordonnée du village : **36° 45' 1" N 4° 43' 24" E**

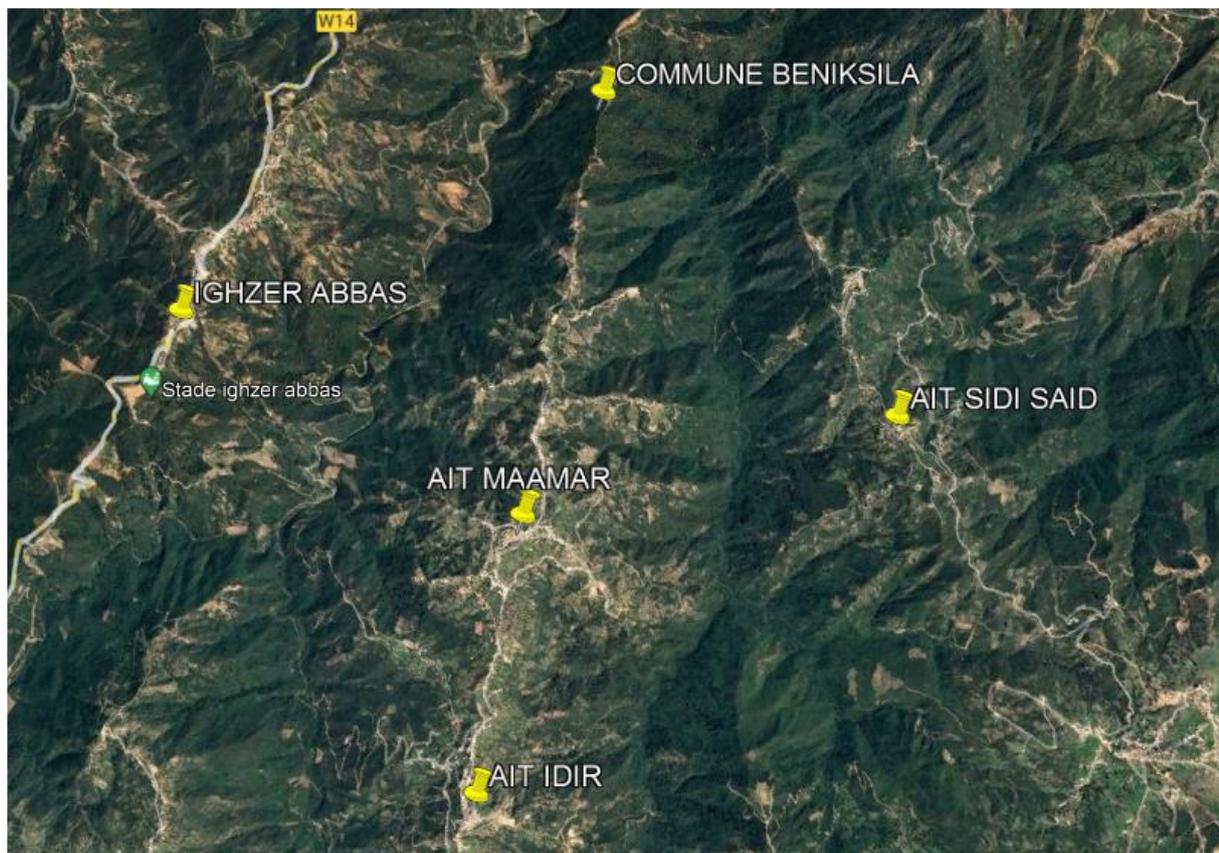


Figure 3: Position du village sur la carte Google Earth



Chapitre II
Diagnostic

II.1 Introduction

Le diagnostic du réseau est obligatoire pour la connaissance des facteurs de sa dégradation. La bonne analyse de son disfonctionnement nous conduit à proposer des solutions en mesure de pallier ses manquements, tout en attachant une attention aux considérations technico-économiques.

II.2 Diagnostic physique

Le diagnostic physique du réseau d'alimentation en eau potable a pour objectif de mettre en évidence les problèmes dans les installations et détecter les points sensibles du réseau.

Les éléments essentiels qui constituent un réseau d'Alimentation en eau potable sont :

- Ressources en eau
- Ouvrages de stockage
- Adduction
- Réseau de distribution

II.2.1 Les sources d'approvisionnement

Le village dispose de deux forages pratiquement secs et un puits à partir duquel est assuré son l'alimentation en eau. [1]

Puits du village

Le puits, la seule ressource dont dispose le village AIT MAAMAR se situe au lieu-dit ACHETOVE. Il fournit un débit total de 37,5 m³/j soit 0,43 l/s. Grâce à une pompe immergée cette quantité d'eau est refoulée via une conduite en acier noir 125mm sur une longueur de 77.8m vers la première station de pompage de 50 m³ créée depuis 1996.

Tableau 3: Détails sur le puits du village

/	Coordonnée	Année de mise en service	Etat
Puits du village	X= 652595,84 Y=4069675,66 Z= 283	1996	Moyen

Nous avons constaté que sur le puits il y a :

- ❖ Absence totale de clôture délimitant le puits.
- ❖ Absence de protection du puits.
- ❖ Absence d'éclairage autour du puits et d'armoire de contrôle.
- ❖ La trappe du puits est corrodée.
- ❖ Le lieu est couvert de broussailles.



Figure 5: L'état du puits



Figure 6: L'état de la trappe du puits

II.2.2 Les stations de pompages

II.2.2.1 Station de pompage STP

La station de pompage STP de capacité 50 m³ se situe à ACHETOVE. Elle refoule via une conduite en PEHD125 mm vers SR de 50 m³ un débit de 1,56 m³/h sur une distance de 1238 m. Cette station a été réalisée et mis en service en 1996. Les caractéristiques de la pompe dont dispose cette station sont : Q = 6 m³/h, HMT = 190m et P = 37 kW. [1]

Tableau 4: Détail sur la première station de pompage

/	Coordonnée	Année de construction	Année de mise en service	Capacité (m ³)	Etat
STP	X = 652673,00 Y = 4069693,00 Z = 288	1996	1996	50	Mauvais

L'ancienneté de la construction et le mauvais entretien de cette station nous donne à constater ce qui suit :

La station de pompage :

- ❖ Mauvaise installation électrique au niveau des armoires, mettre en place une autre armoire pour la pompe 2.
- ❖ Une des deux pompes présente des défaillances.
- ❖ Les câbles électriques sont apparents sur la surface du terrain ce qui présente un danger.
- ❖ Vanne corrodée.
- ❖ Le lieu est couvert de broussaille.
- ❖ Le cadenas de la porte est vétuste, difficile à ouvrir.

Le réservoir de la station :

- ❖ Echelle non fixée dans le réservoir de la station.
- ❖ Une deuxième échelle plongée dans l'eau du réservoir.
- ❖ Etanchéité du réservoir est en mauvaise état.
- ❖ La clôture délimitant la station est en mauvaise état.
- ❖ Le lieu est totalement couvert de broussaille.



Figure 8: Vanne corrodé et pompe défailante

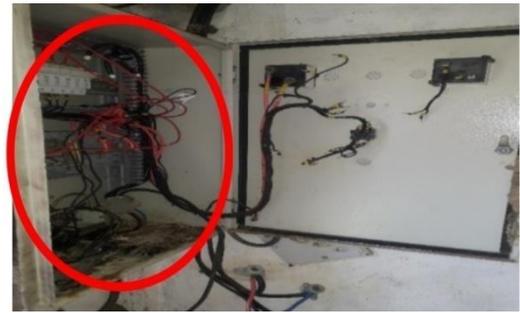


Figure 7: Installations de l'armoire



Figure 9: Etanchéités du réservoir et la broussaille



Figure 10: Câbles électriques apparents



Figure 11: Etats de la clôture et la broussaille



Figure 12: Echelle plongée dans l'eau du réservoir



Figure 13: Echelle non fixée

II.2.2.2 Station de Reprise SR

La station de reprise SR de 50 m³ se situe au lieu-dit ACHETOV. Elle refoule vers R2 de capacité 100 m³ le débit transféré par STP1 sur une distance de 506,13 m via une conduite en PEHD 125mm. D'après les habitants du village, cette station a été réalisée en 1987 et mis en service en 1996. Les caractéristiques de la pompe dont dispose cette station sont Q = 1,56 m³/h, HMT = 150m et P = 37 kW. En raison de l'ancienneté de cette station, une nouvelle station de reprise est construite juste à côté de celle-ci. [1]

Tableau 5: Détails sur la deuxième station de pompage

/	Coordonnée	Année de construction	Année de mise en service	Capacité (m ³)	Etat
SR	X = 653228,00 Y = 4068717,00 Z = 535	1987	1996	50	Moyenne

La station de reprise :

- ❖ La clôture est en mauvais état.
- ❖ Le portail est mal fixé
- ❖ Vanne corrodée
- ❖ Câble électrique apparent et présente un risque pour les villageois.
- ❖ Le cadenas de la porte est vétuste, difficile à s'ouvrir
- ❖ Une des deux armoires ne marche pas
- ❖ La pompe de secours ne fonctionne pas
- ❖ Le lieu est couvert de la broussaille

Réservoir de la station :

- ❖ Echelle non fixée
- ❖ Le cadenas de la trappe est corrodé difficile à ouvrir,
- ❖ Le lieu est totalement couvert de broussaille



Figure 14: Etat du portail



Figure 15: Vanne corrodé



Figure 16: Armoire défaillante



Figure 17: Pompes de secours

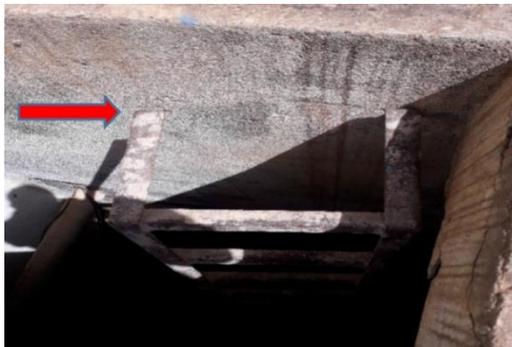


Figure 18: Echelle non fixée



Figure 19: Etat de la clôture et la broussaille

II.2.3 Les ouvrages de stockage

II.2.3.1 Le Réservoir R1

Le réservoir R1 de 50 m³ se situe au centre du village AIT MAAMAR, il a été construit et mis en service en 2015 pour renforcer l'alimentation en eau du village car R2 est dans un état de dégradation très avancée.

Grâce à une vanne situant dans le réservoir R2 le débit venant de SR peut être orienté vers R1 via une conduite en PEHD 90mm, la distance entre R1 et R2 est de 21,67m. [1]

Tableau 6: Détails sur le réservoir R1

/	Coordonnée	Année de construction	Année de mise en service	Capacité (m ³)	Etat
R1	X = 653725,00 Y = 4068600,00 Z = 709,15	2015	2015	50	Bon

Le réservoir présente les carences suivantes :

- ❖ Absence de clôture
- ❖ Cadenas de la chambre de vannes corrodé et difficile à s'ouvrir
- ❖ Absence d'échelle
- ❖ Les conduites d'arrivée et de sorties à l'air libre
- ❖ Le réservoir est trop près des habitations
- ❖ La chambre de vannes est couverte de débris, prévoir un nettoyage.



Figure 20: Absence de clôture



Figure 21: Débris dans la chambre de vanne

II.2.3.2 Le Réservoir R2

Le réservoir R2 datant de 1978, d'une capacité de 100 m³, se positionne au centre du village à 21,67m de R1. Il est alimenté simultanément par refoulement de la station de reprise SR via une conduite en PEHD 125mm sur une distance de 506,13 m, le réservoir a été abandonné jusqu'à 1996. [1]

Tableau 7: Détails sur le réservoir R2

/	Coordonnée	Année de Construction	Année de Mises-En service	Capacité (m ³)	Etat	Observation
R2	X = 653714,00 Y= 4068614,00 Z = 708,62	1978	1996	100	Dégradation avancée	Le réservoir a été abandonné pendant 18 ans

Ce réservoir est dans un état catastrophique, on a détecté les anomalies suivantes :

- ❖ Absence d'échelle
- ❖ Vannes corrodées
- ❖ Le réservoir est trop près des bâtis
- ❖ Fissuration des parois
- ❖ Le ferrailage à l'intérieur de la coupole est visible
- ❖ Etanchéité du réservoir est en mauvaise état



Figure 22: Vannes corrodées



Figure 23: Ferrailages de la coupole



Figure 24: Etanchéité du réservoir



Figure 25: Fissuration des parois

II.2.4 Les canalisations (Adduction, Distribution)

Le tableau suivant nous résume les diamètres et les longueurs des conduites du réseau existant : [1]

Tableau 8: Diamètre et longueur du réseau

/	Diamètre	Matériaux	Longueur (m)
Adduction	Ø 125	Acier noir	77,8
	Ø 125	PEHD	1744,13
	Ø 90		21,67
Total adduction	/	/	1 833,6
Distribution	Ø 80/90	Acier galvanisé	38,6607
	Ø 60/70		557,8054
	Ø 40/49		1221,007
	Ø 33/42		2191,5229
	Ø 90	PEHD	1701,4446
Total distribution	/	/	5710,4406

II.2.4.1 Réseau d'Adduction

II.2.4.1.1 Description du réseau d'adduction

Le système d'adduction actuel du village AIT MAAMAR se compose principalement de refoulement.

- La station de pompage STP de 50 m³ qui se situe à ACHETOVE est alimentée par refoulement depuis le puits P grâce à une pompe immergée, l'eau est acheminée par une conduite en acier noir de 125 mm sur une distance de 77,8 m.
- La station de pompage STP de 50 m³ refoule le débit vers SR de 50 m³ qui se situe à BOUKATHA grâce à une conduite en PEHD de diamètre 125 mm sur une longueur de 1238m.
- La station de reprise SR de 50 m³ refoule à son tour, le débit vers R2 de 100 m³ qui se situe au centre du village grâce à une conduite de 125 mm sur un linéaire de 506,13m.
- Grâce à une vanne situant près de R2 de 100 m³ on peut orienter le débit venant de SR de 50 m³ vers R1 de 50 m³ avec une conduite en PEHD de diamètre 90 mm sur une distance séparant les deux réservoirs de 21,67 m.

Ce tableau résume le réseau d'adduction :

Tableau 9: Réseau d'adduction

Réservoirs	P	STP	SR	R2	R1
Forme du réservoir	/	Circulaire			
Type du réservoir	/	Semi enterré			
Etat Réservoirs	/	Moyen	Moyen	Dégradation avancé	Bon
Volume (m3)	/	50	50	100	50
Coordonnées					
X :	652595,84	652673,00	653 228,00	653 714,00	653725,00
Y :	4069675,66	4069693,00	4068717,00	4068614,00	4068600,00
Z :	283	288	535	708,62	709,15
Type d'adduction	Refoulement				
Type de pompe	Immergé	Horizontal		/	
Distance (m)	77,8	1238	506,13	21,67	
Conduite (mm)	AN Ø=125mm	PEHD Ø=125mm	PEHD Ø=125mm	PEHD Ø=90mm	
Etat de la conduite	Moyenne		Bonne		

Le schéma suivant représente le réseau d'adduction du village AIT MAAMAR :

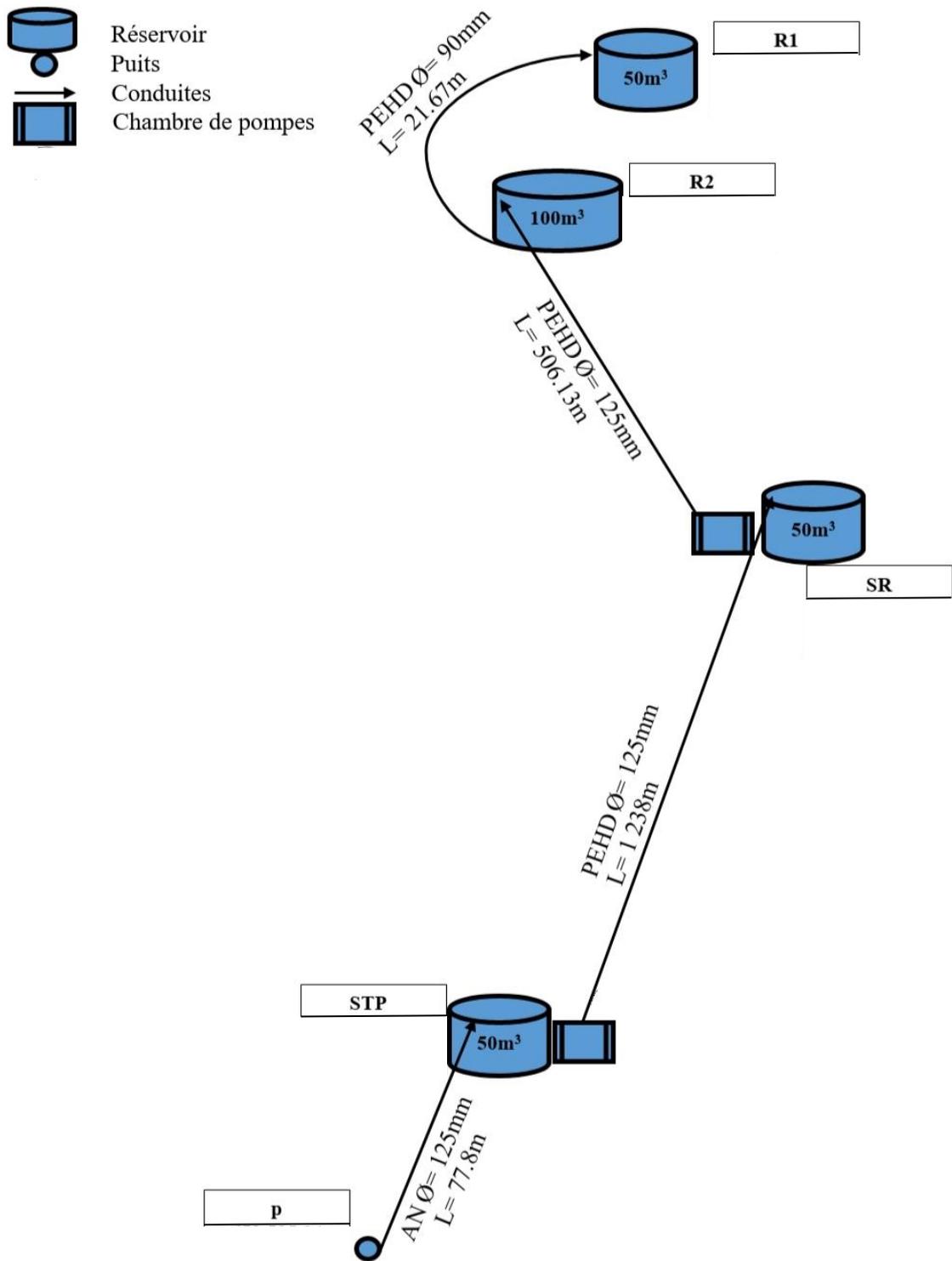


Figure 26: Schémas d'adduction existant

II.2.4.1.2 Diagnostic du réseau d'adduction

Nous avons observé que le réseau d'adduction est dans un état de délabrement avancé.

Il nous a été donné de constater ce qui suit :

- ❖ Conduite ne suivent pas le cheminement de la route, accès difficile pour l'entretien.
- ❖ Risque de contamination avec les eaux pluviales et usées.
- ❖ La soupape est dans un état de dégradation très avancé.



Figure 27: Etats de la soupape et de la conduite d'adduction

II.2.4.2 Réseau de distribution

Le réseau de distribution de site objet d'étude est dans un état de dégradation très avancée caractérisée par la vétusté de ses accessoires.

Nous avons constaté que :

- ❖ Le réseau est très ancien et vétuste.
- ❖ Le réseau est fait sans étude fiable.
- ❖ Des conduites déterrées.
- ❖ Des diamètres erronés (élargie ou réduit).
- ❖ Piquage illicite sur les conduites.
- ❖ Enchevêtrement de plusieurs conduites dans les mêmes endroits.
- ❖ Difficultés de distinguer les diamètres et le type de conduite.

Voici quelque figure des conduites déterrées :



Figure 28: Conduite sorti du réservoir R1



Figure 29: Conduites au centre du village



Figure 30: Conduites au centre du village



Figure 31: Conduites au sud du village



Figure 32: Conduite près de la grande route



Figure 33: Conduite au nord du village



Figure 34: Conduite au nord du village

II.3 Solution d'urgence

Le réseau d'alimentation du village AIT MAAMAR tel qu'il se trouve actuellement est ancien, très vétuste et dans un état lamentable. La raison pour laquelle un dysfonctionnement de l'alimentation en eau est courant et il faut de toute urgence :

- Placer des compteurs au niveau de tous les foyers pour éviter les multi-branchements, et la surconsommation.
- Procéder à une alimentation alternée et contrôler une journée sur deux ou sur trois.
- Localiser et mettre un terme aux piquages illicites.
- Remédier à toutes les fuites sur le réseau.
- Prévoir des pompes de secours.
- Entretien des équipements du réseau (vannes...etc.).
- Revoir l'installation électrique dans et en dehors des stations de pompages.
- Renforcé le réservoir dégradé ou les démolir pour en construire un nouveau solide.

II.4 Conclusion

Le diagnostic a permis d'identifier chaque défaillances et dysfonctionnements dans le réseau d'alimentation en eau potable du village AIT MAAMAR. En effet on a constaté que le réseau d'AEP actuel est vétuste grâce à l'état des ouvrages de stockage trouvé dans une état de dégradation avancée et le réseau de distribution qui est dans un état de dégradation très avancée. Les causes principales de cette dégradation sont : le vieillissement et le manque d'entretien. Il est donc impératif et urgent d'attacher une importance particulière à la rénovation complète de ce réseau avec des matériaux adaptés et dimensionnés par rapport à la topographie du terrain et aux exigences des usagers.



Chapitre III
Estimation des besoins

III.1 Introduction

Pour réaliser un projet d'alimentation en eau potable, une estimation des besoins en eau des divers consommateurs est importante.

C'est pourquoi, on va évaluer les différents besoins tel que domestique et infrastructures afin de déterminer le bilan générale des besoins en eau.

III.2 Perspective démographique

L'évaluation effective des besoins en eaux est étroitement attachée à l'accroissement de la population dans le temps est dans l'espace, en utilisant les données du PDAU intercommunal, et le recensement RGPH 2020 de la commune de Taourirt Ighil. Le village AIT MAAMAR se compose essentiellement d'un grand district composé des ilots allant de 0001 à 0020. On y dénombre un total de 279 logements pour 975 habitants. [1]

Tableau 10: District et ilots du village AIT MAAMAR

Ilot	Nombre de logements	Population
0001	10	10
0002	5	15
0003	6	16
0004	27	60
0005	24	102
0006	14	73
0007	4	10
0008	22	83
0009	18	59
0010	11	36
0011	2	2
0012	11	33
0013	8	7
0014	5	0
0015	15	46
0016	18	55
0017	33	184
0018	37	145
0019	6	29
0020	3	10
TOTAL	279	975

Les districts et les ilots sont représentés sur la figure suivante : [1]

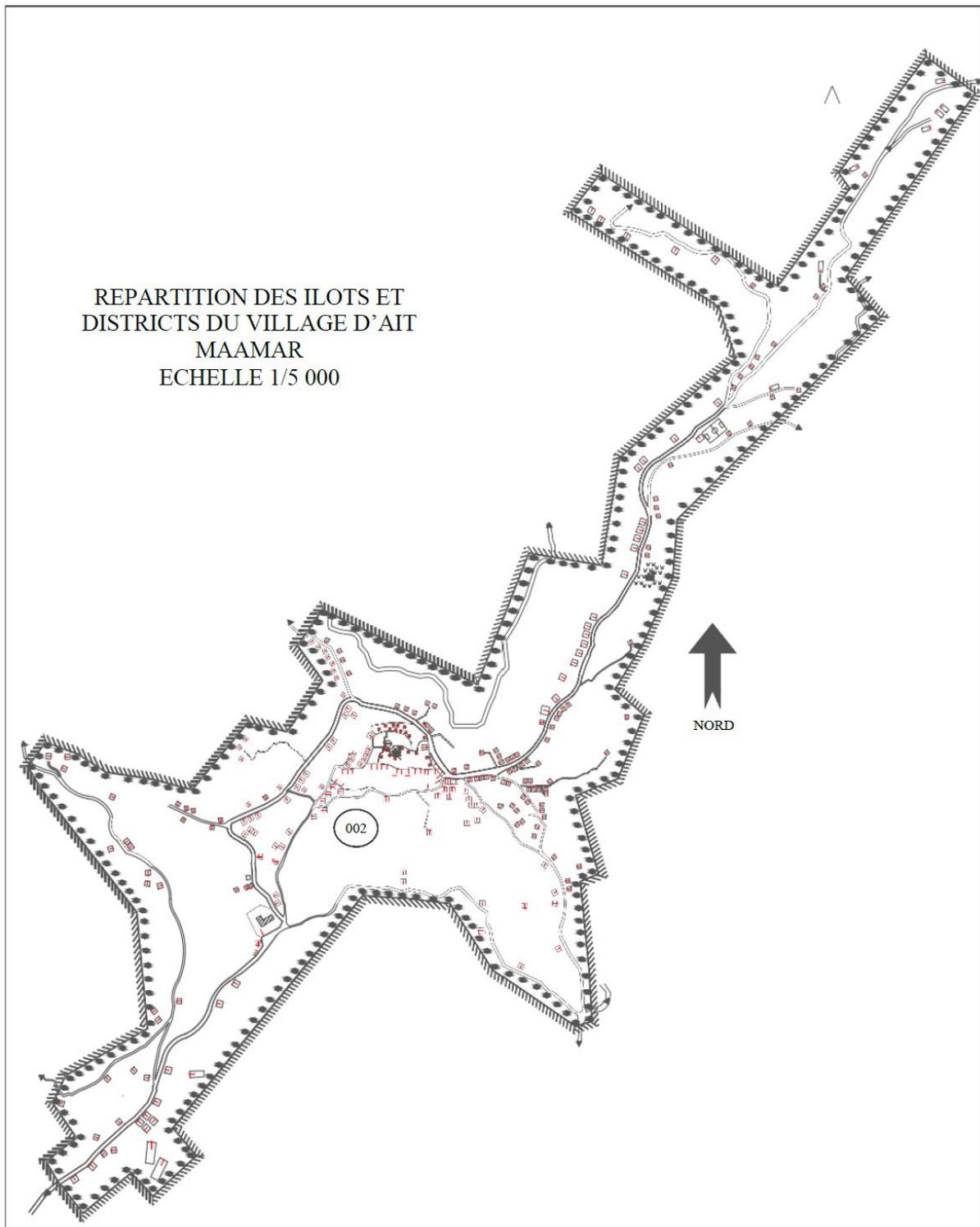


Figure 35: Divisions des districts

III.3 Population actuelle et future

Le nombre d'habitants actuels du village est de 975 (RGPH 2020 : le recensement le plus récent) par les services concernés. Néanmoins pour une meilleure évaluation des besoins domestique du AIT MAAMAR, nous avons opté à un taux d'accroissement égale 0,5%.

Grâce à la formule de l'intérêt composé suivante nous avons déterminé la population future du village objet de notre étude.

$$N_{pf}(n) = N_{pa} * (1+T)^n$$

Avec :

N_{pf} : Population future.

N_{pa} : Population actuelle.

T : Taux d'accroissement.

n : Nombre d'années envisagées pour l'étude.

Notre étude est faite sur un horizon de 30 ans, les résultats de l'estimation sont regroupés dans le tableau 11 et la figure 36 :

Tableau 11: Evolution démographique de la population à divers horizons

Horizon	2020	2023	2033	2043	2053
Population du Village AIT MAAMAR	975	990	1040	1094	1149

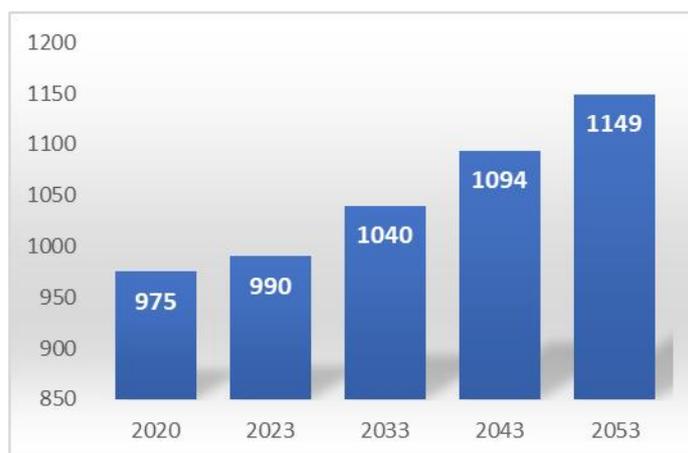


Figure 36: Evolution de la population du village AIT MAAMAR.

III.4 Infrastructures existantes

Les différentes infrastructures existantes du village sont :

- Equipements socioculturels
- Equipements commerciaux
- Cheptels
- Equipements scolaires
- Equipements sanitaires

Ces différents équipements sont illustrés dans le tableau suivant : [1]

Tableau 12: Les infrastructures existantes

Infrastructures	Désignation	Nombre	Nombre d'usagés
Socioculturel	Maison de jeunes	1	30
	Associations	2	50
	Scout	1	30
	Mosquée	2	120
	Total		230
Commercial	Alimentation Gle	3	6
	Cafétéria	2	4
	Soudeur	1	1
	Librairie/kiosque	2	4
	Total		15
Cheptel	Ovin	/	30
	Bovin/caprin	/	100
	Poullaiers	17	51000
	Total		51130
Scolaire	Primaire	1	90
	Total		90
Sanitaire	Dispensaire	1	2

III.5 Estimation des besoins

III.5.1 Calcul du débit moyen journalier

On calcule le débit moyen journalier pour les consommations par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \Sigma (q_i * N_i) / 1000$$

Avec :

q_i : Dotation en l/j

N_i : Nombre de consommateur

III.5.2 Estimation des besoins domestique

Le tableau qui suit illustre les besoins en eau domestiques actuels et futurs.

Tableau 13: Les besoins domestiques en eau à divers horizons

Localité	Horizon de l'étude	Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)
Village AIT MAAMAR	2020	975	200	195,00
	2023	990		198,00
	2033	1040		208,00
	2043	1094		218,80
	2053	1149		229,80

III.5.3 Les besoins en eau des infrastructures

III.5.3.1 Les besoins en eau Socioculturelles

Les besoins en eau socioculturelles sont donnés par le tableau suivant : [1]

Tableau 14: Les besoins en eau Socioculturelles.

Equipement	Désignation	Nombre	Nombre d'usagés	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Socioculturel	Maison de jeunes	1	30	10	0,3
	Associations	2	50		0,5
	Scout	1	30		0,3
	Mosquée	2	120		1,2
	Total				2,3

III.5.3.2 Les besoins en eau des établissements commerciaux

Les besoins en eau commerciale sont indiqués par le tableau qui suit : [1]

Tableau 15: Les besoins en eau commerciale.

Equipement	Désignation	Nombre	Nombre d'usagés	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Commercial	Alimentation Générale	3	6	10	0,06
	Cafétéria	2	4		0,04
	Soudeur	1	1		0,01
	Librairie/kiosque	2	4		0,04
	Total				0,15

III.5.3.3 Les besoins en eau du Cheptels

Les besoins en eau des cheptels sont indiqués par le tableau qui suit : [1]

Tableau 16: Les besoins en eau des cheptels

Equipement	Désignation	Nombre	Nombre d'usagés	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Cheptel	Ovin	/	30	50	1,5
	Bovin/caprin	/	100	10	1
	Poullaiers	17	51000	1	51
	Total				53,5

III.5.3.4 Les besoins en eau des établissements scolaires

Les besoins en eau des établissements scolaires sont indiqués par le tableau qui suit : [1]

Tableau 17: Les besoins en eau des établissements scolaires

Equipement	Désignation	Nombre	Nombre d'élève	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Scolaire	Primaire	1	90	10	0,9

III.5.3.5 Les besoins en eau des établissements sanitaires

Le tableau qui suit nous indique les besoins en eau sanitaire : [1]

Tableau 18: Les besoins en eau des établissements sanitaire

Equipement	Désignation	Nombre	Besoin en eau (m ³ /j)
Sanitaire	Dispensaire	1	1

III.5.3.6 Récapitulation des besoins en eau des Infrastructures

Tableau 19: Les besoins en eau des Infrastructures

Equipement	Désignation	Besoin en eau (m ³ /j)
Socioculturel	Maison de jeunes	2,3
	Associations	
	Scout	
	Mosquée	
Commercial	Alimentation Gle	0,15
	Cafétéria	
	Soudeur	
	Librairie/kiosque	
Cheptel	Ovin	53,5
	Bovin/caprin	
	Poullaiers	
Scolaire	Primaire	0,9
Sanitaire	Dispensaire	1
Total		57,85

III.5.4 Récapitulation des besoins en eau

Les rapports entre les besoins domestique et les besoins des infrastructures nous permettent d'évaluer les besoins des infrastructures futures :

$$Q_{\text{équi.A}} / Q_{\text{dom.A}} = Q_{\text{équi.f}} / Q_{\text{dom.f}}$$

Les différents besoins en eau sont indiqués par le tableau suivant :

Tableau 20: Les différents besoins en eau à divers horizons

Besoins domestiques (m ³ /j)					Besoins des infrastructures (m ³ /j)					Besoins moyen journalier (m ³ /j)				
2020	2023	2033	2043	2053	2020	2023	2033	2043	2053	2020	2023	2033	2043	2053
195,00	198,00	208,00	218,80	229,80	57,85	58,74	61,71	66,10	68,17	252,85	256,74	269,71	283,71	297,97

III.5.5 Le débit majoré journalier

Compte tenu des fuites récurrentes au niveau de la conduite d'adduction et du réseau de distribution du essentiellement au type de tuyau (acier), leur vétusté (le réseau date des années (90), la nature du terrain (accidenté) et la qualité d'entretien. Nous avons procédé à une majoration de 20%, tel que :

$$Q_{\text{maj.j}} = Q_{\text{moy.j}} + Q_{\text{fuites}}$$

$$Q_{\text{fuites}} = Q_{\text{moy.j}} * 20/100$$

$$Q_{\text{maj.j}} = 1,2 * Q_{\text{moy.j}}$$

Le tableau suivant nous donne les résultats du débit majoré pour divers horizon :

Tableau 21: Débit majoré journalier

	2020		2023		2033		2043		2053	
	m ³ /j	l/s								
Débit moyen journalier	252,85	2,93	256,74	2,97	269,71	3,12	283,71	3,28	297,97	3,45
Majoration	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Débit majoré	303,42	3,51	308,09	3,57	323,65	3,75	340,45	3,94	357,57	4,14

III.5.6 Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau quotidienne varie en présentant des maximums et des minimums. On doit considérer les coefficients d'irrégularité journalière $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$.

III.5.6.1 Consommation maximale journalière

- **Le coefficient d'irrégularité $K_{max.j}$**

$$K_{max.j} = \frac{\text{consommation journalière maximale } Q_{max.j}}{\text{consommation majoré journalière } Q_{maj.j}}$$

La consommation maximal journalière se calcul comme suite :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} * Q_{maj.j}$$

Avec :

$Q_{max.j}$: débit maximal journalier

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

On prend $K_{max.j} = 1,2$ d'où :

$$Q_{max.j} = 1,2 * Q_{maj.j}$$

Tableau 22: Débit maximal journalier.

	2020		2023		2033		2043		2053	
	m ³ /j	l/s								
Débit majoré	303,42	3,51	308,09	3,57	323,65	3,75	340,45	3,94	357,57	4,14
$K_{max.j}$	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Débit Max journalier	364,10	4,21	369,71	4,28	388,38	4,50	408,54	4,73	429,08	4,97

III.5.6.1 Consommation minimal journalière

- **Le coefficient d'irrégularité $K_{min.j}$**

$$K_{min.j} = \frac{\text{consommation journalière minimal } Q_{min.j}}{\text{consommation majoré journalière } Q_{maj.j}}$$

La consommation minimal journalière se calcul comme suite :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} * Q_{maj.j}$$

Avec :

$Q_{min.j}$: débit minimal du jour le plus chargé de l'année ;

$K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur est comprise en 0,7 et 0,9.

On prend $K_{min.j} = 0,8$ d'où

$$Q_{min.j} = 0,8 * Q_{maj.j}$$

Les résultats sont indiqués par le tableau suivant :

Tableau 23: Débit minimal journalier.

	2020		2023		2033		2043		2053	
	m ³ /j	l/s								
Débit majoré	303,42	3,51	308,09	3,57	323,65	3,75	340,45	3,94	357,57	4,14
Kmin.j	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Débit Min journalier	242,74	2,81	246,47	2,85	258,92	3,00	272,36	3,15	286,06	3,31

III.5.7 Variation du débit horaire

Le débit maximal horaire subit des variations caractérisées par les coefficients de variation horaire Kmax.h et Kmin.h.

$$K_{\max.h} = \frac{\text{consommation maximale horaire } Q_{\max.h}}{\text{consommation moyenne horaire } Q_{\text{moy.h}}}$$

$$K_{\min.h} = \frac{\text{consommation minimal horaire } Q_{\min.h}}{\text{consommation Moyenne horaire } Q_{\text{moy.h}}}$$

- *Consommation moyenne horaire*

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\text{moy.j}} / 24$$

$$357,57 / 24 = 14,90 \text{ m}^3/\text{h}$$

- *Consommation minimal horaire*

$$Q_{\min.h} = Q_{\min.j} / 24$$

$$286,06 / 24 = 11,92 \text{ m}^3/\text{h}$$

- *Consommation maximal horaire*

$$Q_{\max.h} = Q_{\max.j} / 24$$

$$429,08 / 24 = 17,88 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le tableau suivant récapitule les différents débits :

Tableau 24: Les différents débits journaliers et horaires

Débit	Débit journalier (m ³ /j)			Débit Horaire (m ³ /h)		
	Qmin	Qmoy	Qmax	Qmin	Qmoy	Qmax
Valeur	286,06	357,57	429,08	11,92	14,90	17,88

III.5.8 Bilan ressources-besoins

Sur le tableau ci-dessous, nous avons comparé les ressources en eaux du village AIT MAAMAR par rapport à ses besoins. Le village est alimenté par une ressource d'environ **37,5 m³/j** soit un débit de **0,43 l/s**. Quant aux besoins elles s'élèvent à un volume total de **429,08 m³/j** soit un débit de **4,97 l/s**.

Pour une alimentation durable du village AIT MAAMAR il faut un rajout d'ordre de **391,58 m³/j** soit un débit de **4,53 l/s**. et un rajout d'ordre de **330,91 m³/j** seulement pour les besoins de la population soit un débit de **3,83 l/s** (pour l'an 2053).

Tableau 25: Bilan ressource-besoins

	m ³ /j	l/s
Besoin Total Ait MAAMAR	429,08	4,97
Besoin domestique max	330,91	3,83
Ressources mobilisées Puits du village	37,5	0,43
Déficit Total AIT MAAMAR	391,58	4,53
Déficit Domestique	293,41	3,40

Pour compenser ce déficit, on propose ces solutions dans le tableau suivant :

Tableau 26: Différent variantes pour compenser le déficit

Variantes	Avantages	Inconvénients
Réalisation d'un Forage pour alimenter le village.	<ul style="list-style-type: none"> - Minimiser les coûts d'adduction. - Meilleure qualité d'eau (nécessite pas un traitement). - Réalisation rapide et coût d'exploitation moins élevé. - Protéger contre la pollution. 	<ul style="list-style-type: none"> - Risque de la disparition de la nappe souterraine. - Ressource invisible, difficile à évaluer le niveau d'eau. - Forte consommation de l'énergie électrique (pour un meilleur captage).
Alimentation de village à partir du barrage de Tichy-haf.	<ul style="list-style-type: none"> - Disponibilité permanente de l'eau. - Projet à long terme, qui résout la crise de l'eau potable. - Forts débit et disponibilité totale de l'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> - Variation d'une saison à l'autre en fonction des aléas climatique. - Nécessité de construire des ouvrages de régulation (réservoirs). - Ressource visible, sensible aux pollutions, donc il faudra un bon traitement. - Les coûts d'investissement et d'exploitation très élevés.

III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a estimé les différents besoins de ce village, ceci va nous permettre de dimensionner les ouvrages de stockage d'eau ainsi que les conduites d'adduction et de distribution d'eau.

Dans ces estimations, on a estimé un déficit de 391,58 m³/j, vu que les besoins en eau de ce village sont de 429,08 m³/j à l'horizon 2053, et la ressource actuelle de ce village fournit un débit de 37,5 m³/j. Pour combler ce déficit on a proposé deux variantes et on a opté pour l'alimentation de village à partir de barrage de TICHY-HAF. Ce volume atteindra le village Ait-Maamar au réservoir de la station de reprise. Ce volume sera pompé aux réservoirs existants et au réservoir projeté au lieu-dit "Antenne".

Cette variante est choisie pour les raisons suivantes :

- Le réservoir projeté se situera sur une côte de 704 m, l'alimentation à partir de celui-ci sera gravitaire et dominera toute la zone d'extension future du village.
- Le site d'implantation du réservoir projeté est un terrain domaniale facile à acquérir.
- La conduite d'adduction vers ledit réservoir est presque faite ce qui réduira d'engager des frais supplémentaires.
- Le tracé de la variante obéit en sa majorité voies publiques.



Chapitre IV
Réservoirs

IV.1 Introduction

Les réservoirs d'eau sont des installations essentielles pour stocker l'eau à des fins domestiques, industrielles et agricoles. Ils peuvent être construits en différents matériaux et peuvent être installés à différents niveaux, en fonction de la topographie du terrain et des besoins en eau.

IV.2 Rôle des réservoirs

Les réservoirs ont plusieurs fonctions, telles que : [2]

- **Régulation et accumulation:**

Dans une zone urbaine, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas toujours équivalent au débit consommé. Par conséquent, un réservoir d'accumulation et de régulation est indispensable pour garantir la pression nécessaire entre le débit et le débit consommé.

- **Augmentation de la pression:**

Dans ce cas, le réservoir sert d'équilibre. Il est placé à un point et à une altitude spécifiques pour garantir la pression requise dans des points très éloignés.

- **Économie d'énergie au niveau de la station de pompage:**

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie en stockant de l'eau la nuit et en la distribuant gravitationnellement pendant les heures de pointe.

- **Utilisation pour briser la charge :**

Si le terrain présente des reliefs accidentés, des pressions inadmissibles peuvent apparaître à certains points du réseau. Dans ce cas, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge.

- **Stockage de la réserve d'incendie:**

Il y a deux cas possibles :

Un réservoir séparé qui stocke la réserve d'incendie, mais cette variante est rare en pratique en raison de son coût élevé.

La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

IV.3 Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs selon : [3][4]

- **La position du réservoir par rapport au sol :**

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevé.

- **La forme de la cuve :**

- Réservoir carré ;
- Réservoir rectangulaire
- Réservoir circulaire ;
- Réservoir de forme quelconque.

- **La nature des matériaux :**
 - Réservoir métallique ;
 - Réservoir en maçonnerie ;
 - Réservoir en béton armée.
- **Selon le mode de fermeture :**
 - Réservoir non couvert ;
 - Réservoir couvert.
- **Selon la complexité de la construction :**
 - Réservoir simple ;
 - Réservoir multiple ;
 - Réservoir superposé ;
 - Réservoir superposé et multiple.

IV.4 Choix du type de réservoir

Il est recommandé d'opter pour un réservoir semi-enterré, car ces deux types de réservoir présentent les avantages suivants :

- Réduction des coûts de construction.
- Simplification de l'étude architecturale.
- Étanchéité est plus facile à assurer
- Conservation de l'eau à une température constante.

IV.5 Équipements de réservoir

IV.5.1 Conduite d'adduction

Lorsque l'eau atteint son niveau maximum dans la cuve, il est nécessaire d'obturer la conduite d'adduction à son point de débouché dans le réservoir. Si l'adduction est gravitaire, cela peut être réalisé à l'aide d'un robinet flotteur. Si l'adduction s'effectue par refoulement, il convient d'utiliser un dispositif permettant l'arrêt de la pompe. [4]

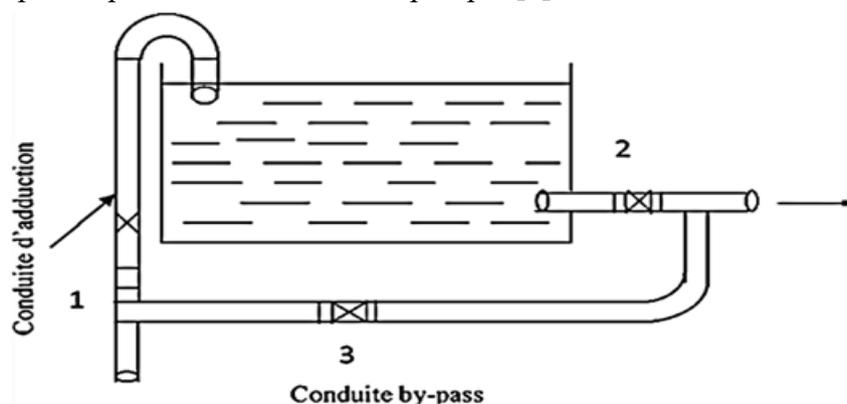


Figure 37: Conduite d'adduction

IV.5.2 Conduite de distribution

Afin de faciliter la circulation de l'eau dans le réservoir, il est recommandé de positionner l'extrémité de la conduite de distribution à l'opposé de celle de l'arrivée, à une hauteur d'environ 0,15 à 0,20 mètres au-dessus du radier. Cette extrémité doit être équipée d'une crépine courbée pour prévenir le phénomène de vortex. De plus, la conduite doit être munie d'une vanne à survitesse pour permettre une fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette dernière. [4]

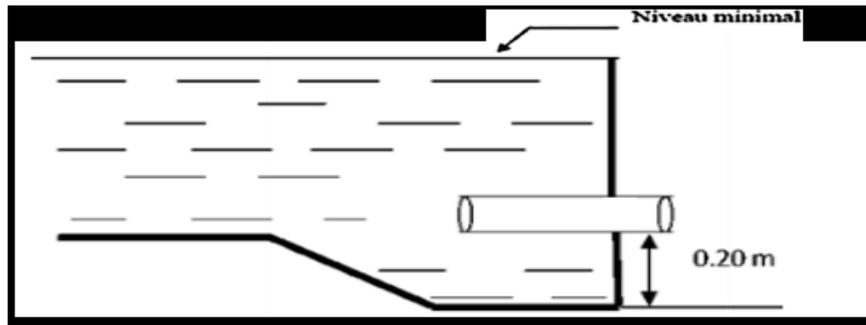


Figure 38: Conduite de distribution

IV.5.3 Conduite trop-plein

La conduite de trop-plein a pour fonction d'empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal du réservoir dans le cas où la pompe ne s'arrête pas. Pour éviter l'introduction de corps nocifs dans la cuve, cette conduite doit être équipée d'un joint hydraulique en forme de siphon. [4]

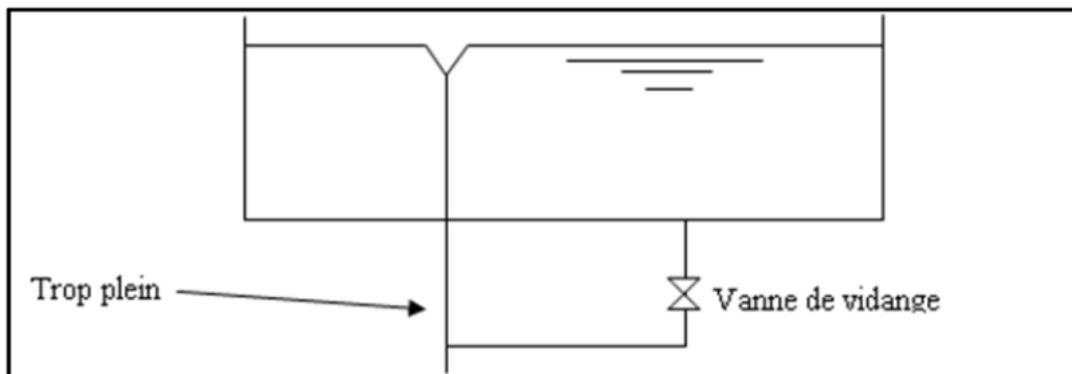


Figure 39: Conduite trop-plein

IV.5.4 Conduite de vidange

Située au point le plus bas du réservoir, la conduite de vidange a pour rôle de vider celui-ci en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est généralement équipée d'un robinet vanne qui se connecte à la conduite de trop-plein. Il est important de nettoyer le robinet vanne après chaque vidange pour prévenir les dépôts de sable. [4]

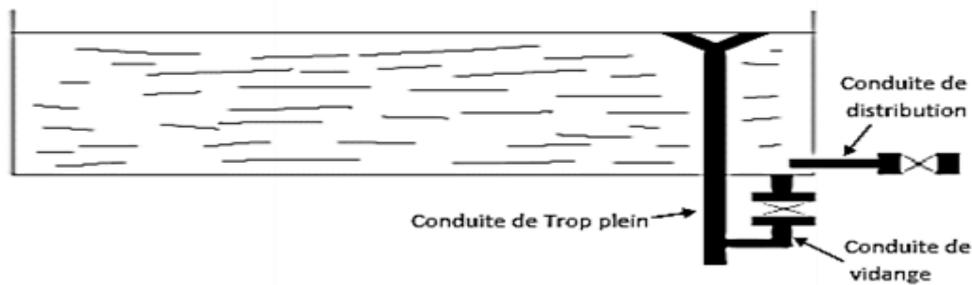


Figure 40: Conduite de vidange

IV.5.5 Conduite by-pass

Pour assurer la distribution d'eau pendant le nettoyage ou réparation du réservoir, un dispositif appelé "by-pass" est utilisé pour relier la conduite d'adduction à celle de distribution. [4]

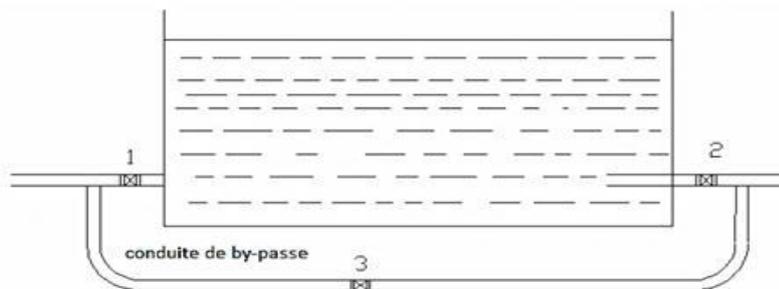


Figure 41: Conduits by-pass

IV.6 Détermination de la capacité du réservoir

La capacité de stockage d'un réservoir dépend des variations du débit d'entrée et de sortie, des apports et de la consommation quotidienne de l'agglomération. Deux méthodes peuvent être utilisées pour calculer la capacité : [2][4]

IV.6.1 Méthode graphique

Cette méthode consiste à tracer la courbe de consommation totale et la courbe cumulée des débits d'apport en fonction du temps sur un même graphique. Le volume de stockage du réservoir est obtenu en additionnant la valeur absolue des écarts des deux extrémités entre les deux courbes.

IV.6.2 Méthode analytique

Pour dimensionner un réservoir, il est nécessaire de déterminer le maximum du résidu. Si l'apport est supérieur à la distribution pour une heure donnée, cela indique un surplus, dans le cas contraire, il y a un déficit. Le résidu dans le réservoir est déterminé pour chaque heure, ce qui nous donne la valeur maximale ($P\%$). V_{\max} et V_{total} sont déterminés de la même manière que dans la méthode graphique.

$$V_{\max} = P\% * \frac{Q_{\max,j}}{100}$$

Avec :

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (en m^3).

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

$P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (en %).

IV.6.2.1 Détermination de la valeur de $P\%$

Pour chaque heure de stockage, nous effectuons un calcul de différence entre la quantité d'eau apportée et la quantité d'eau consommée. Le résultat de ce calcul est ensuite enregistré dans une colonne de surplus et de déficits, en fonction du signe de la différence. Si la différence est positive, elle est enregistrée dans la colonne de surplus, tandis que si elle est négative, elle est enregistrée dans la colonne de déficits.

Ensuite, nous calculons le résidu pour chaque heure en utilisant les valeurs de la colonne de surplus et de déficits. Nous déterminons la valeur maximale de ces résidus, exprimée en pourcentage du volume de stockage, et nous la notons $P_{max\%}$.

$$P_{max\%} = |P_{max}| + |P_{min}|$$

Avec :

$P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (en %).

P_{max} et P_{min} : Résidus (en %).

IV.6.2.2 Détermination du volume total du réservoir

Le calcul du volume total du réservoir prendra en considération la réserve d'incendie, qui est fixée à $120 m^3$.

$$V_{total} = V_u + V_{incendie}$$

Avec :

V_{total} : Volume total du réservoir (m^3) ;

$V_{incendie}$: Volume de la réserve d'incendie pris $120 m^3$;

V_u : Volume utile de stockage du réservoir en (m^3), il est déterminé à partir de la formule :

$$V_u = P_{max} * \frac{Q_{max,j}}{100}$$

Avec :

P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en %, il est déterminé comme suit :

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

Avec :

R^+_{max} : Résidu maximum positif.

R^-_{max} : Résidu maximum négatif.

La distribution du débit maximal journalier sur les heures, tient compte du coefficient de variation horaire maximale $K_{max,h}$ qui est déterminé à partir de l'annexe

IV.6.2.3 Détermination du diamètre du réservoir

La hauteur du réservoir varie généralement de 3 à 6 m.

$$V_{total} = S * H = \frac{\pi * D_r^2}{4} * H$$

Donc :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 * V_{total}}{\pi * H}}$$

Où :

V_{total} : Volume du réservoir en (m³) ;

H : Hauteur du réservoir en (m) ;

D_r : Diamètre du réservoir en (m) ;

S : Section du réservoir en (m²).

IV.6.2.4 Détermination de la hauteur d'incendie

La réserve d'incendie est de 120 m³, la hauteur d'incendie se calcule comme suite :

$$H_{incendie} = \frac{V_{incendie}}{S}$$

IV.6.2.5 Détermination de la hauteur d'eau disponible

La hauteur d'eau se détermine comme suite :

$$H_d = H - H_{incendie}$$

- **Détermination de $K_{max.h}$**

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

- $K_{max.h}$: Coefficient de variation maximale horaire ;
- α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4
- β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

Tableau 27: Variation des valeurs de β_{max}

Nombre d'habitant *103	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
Valeurs de β_{max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1,0

IV.7 Estimation de $Q_{max,j}$ et du nombre d'habitant par réservoir

Pour pouvoir estimer le débit max journalier et le nombre d'habitant alimenté par chaque réservoir, on délimite d'abord la zone d'influence de chaque réservoir et en comptant les maisons et les équipements nous procédons aux calculs des besoins en eau.

Le tableau suivant regroupe les résultats trouvés :

Tableau 28: Estimation des besoins par réservoir

Réservoir	R1	R2	RP	TOTAL
S/réseau	A	B	C	-
$Q_{max,j}$ /nombre d'hab	0,3734			
Population par réservoir	91	660	398	1149
$Q_{max-j} * Population$ par réservoir (m ³ /j)	33,98	246,47	148,63	429,08
Nbr maison	33	241	145	419
α_{max}	1,30	1,30	1,30	-
β_{max}	2,00	2,00	2,00	-
$K_{max,h}$	2,60	2,60	2,60	-
$K_{max,h}$ choisi	2,5	2,5	2,5	-

IV.8 Détermination des capacités des réservoirs

IV.8.1 Dimensionnement du réservoir R1

On a : $k_{\max.h}=2,5$; $Q_{\max.j}=33,98 \text{ m}^3/\text{j}$. (Dernière colonne de l'Annexe (1))

Tableau 29: Dimensionnement du réservoir R1

Heure	Kmax.h 2,5	$Q_{\max.j}$ (m^3/j)	Vers la distribution (m^3/h)	Apport (m^3/h)	Surplus/Déficit (m^3)	Résidu (m^3)
0-1	0,6	33,98	0,2039	1,42	1,21	1,21
1-2	0,6	33,98	0,2039	1,42	1,21	2,42
2-3	1,2	33,98	0,4078	1,42	1,01	3,43
3-4	2	33,98	0,6796	1,42	0,74	4,17
4-5	3,5	33,98	1,1893	1,42	0,23	4,39
5-6	3,5	33,98	1,1893	1,42	0,23	4,62
6-7	4,5	33,98	1,5291	1,42	-0,11	4,51
7-8	10,2	33,98	3,4660	1,42	-2,05	2,46
8-9	8,8	33,98	2,9902	1,42	-1,57	0,88
9-10	6,5	33,98	2,2087	1,42	-0,79	0,09
10-11	4,1	33,98	1,3932	1,42	0,02	0,11
11-12	4,1	33,98	1,3932	1,42	0,02	0,14
12-13	3,5	33,98	1,1893	1,42	0,23	0,36
13-14	3,5	33,98	1,1893	1,42	0,23	0,59
14-15	4,7	33,98	1,5971	1,42	-0,18	0,41
15-16	6,2	33,98	2,1068	1,42	-0,69	-0,28
16-17	10,4	33,98	3,5339	1,42	-2,12	-2,40
17-18	9,4	33,98	3,1941	1,42	-1,78	-4,18
18-19	7,3	33,98	2,4805	1,42	-1,06	-5,24
19-20	1,6	33,98	0,5437	1,42	0,87	-4,37
20-21	1,6	33,98	0,5437	1,42	0,87	-3,50
21-22	1	33,98	0,3398	1,42	1,08	-2,42
22-23	0,6	33,98	0,2039	1,42	1,21	-1,21
23-24	0,6	33,98	0,2039	1,42	1,21	0,00
Total	100			33,98	0	9,86
Volume utile (m^3)						9,86
Volume incendie (m^3)						
Volume total (m^3)						9,86
Volume existant (m^3)						50
Volume manquant (m^3)						0,00
Volume standard (m^3)						0
Diamètre intérieur (m)						0,00
Hauteur de la réserve incendie (m)						-

IV.8.2 Dimensionnement du réservoir R2

On a: $k_{\max,h}=2,5$; $Q_{\max,j}=246,47 \text{ m}^3/\text{j}$. (Dernière colonne de l'Annexe (1))

Tableau 30: Dimensionnement du réservoir R2

Heure	$K_{\max,h}$ 2,5	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	Vers la distribution (m^3/h)	Apport (m^3/h)	Surplus/ Déficit (m^3)	Résidu (m^3)
0-1	0,6	246,47	1,4788	10,27	8,79	8,79
1-2	0,6	246,47	1,4788	10,27	8,79	17,58
2-3	1,2	246,47	2,9576	10,27	7,31	24,89
3-4	2	246,47	4,9294	10,27	5,34	30,23
4-5	3,5	246,47	8,6265	10,27	1,64	31,88
5-6	3,5	246,47	8,6265	10,27	1,64	33,52
6-7	4,5	246,47	11,0912	10,27	-0,82	32,70
7-8	10,2	246,47	25,1399	10,27	-14,87	17,83
8-9	8,8	246,47	21,6894	10,27	-11,42	6,41
9-10	6,5	246,47	16,0206	10,27	-5,75	0,66
10-11	4,1	246,47	10,1053	10,27	0,16	0,82
11-12	4,1	246,47	10,1053	10,27	0,16	0,99
12-13	3,5	246,47	8,6265	10,27	1,64	2,63
13-14	3,5	246,47	8,6265	10,27	1,64	4,27
14-15	4,7	246,47	11,5841	10,27	-1,31	2,96
15-16	6,2	246,47	15,2811	10,27	-5,01	-2,05
16-17	10,4	246,47	25,6329	10,27	-15,36	-17,42
17-18	9,4	246,47	23,1682	10,27	-12,90	-30,32
18-19	7,3	246,47	17,9923	10,27	-7,72	-38,04
19-20	1,6	246,47	3,9435	10,27	6,33	-31,71
20-21	1,6	246,47	3,9435	10,27	6,33	-25,39
21-22	1	246,47	2,4647	10,27	7,80	-17,58
22-23	0,6	246,47	1,4788	10,27	8,79	-8,79
23-24	0,6	246,47	1,4788	10,27	8,79	0,00
Total	100			246,47	0	71,56
Volume utile (m^3)						71,56
Volume incendie (m^3)						
Volume total (m^3)						71,56
Volume existant (m^3)						100
Volume manquant (m^3)						
Volume standard (m^3)						
Diamètre intérieur (m)						0,00
Hauteur de la réserve incendie (m)						-

IV.8.3 Dimensionnement du réservoir RP

On a: $k_{\max,h}=2.5$; $Q_{\max,j}=148,63\text{m}^3/\text{j}$. (Dernière colonne de l'Annexe (1))

Tableau 31: Dimensionnement du réservoir RP

Heurs	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	4,16	0,60	3,56	-	3,56
01 – 02	4,16	0,60	3,56	-	7,12
02 – 03	4,16	1,20	2,96	-	10,08
03 – 04	4,16	2,00	2,16	-	12,24
04 – 05	4,16	3,50	0,66	-	12,90
05 – 06	4,16	3,50	0,66	-	13,56
06 – 07	4,16	4,50	-	-0,34	13,22
07 – 08	4,16	10,20	-	-6,04	7,18
08 – 09	4,17	8,80	-	-4,63	2,55
09 – 10	4,17	6,50	-	-2,33	0,22
10 – 11	4,17	4,10	0,07	-	0,29
11 – 12	4,17	4,10	0,07	-	0,36
12 – 13	4,17	3,50	0,67	-	1,03
13 – 14	4,17	3,50	0,67	-	1,70
14 – 15	4,17	4,70	-	-0,53	1,17
15 – 16	4,17	6,20	-	-2,03	-0,86
16 – 17	4,17	10,40	-	-6,23	-7,09
17 – 18	4,17	9,40	-	-5,23	-12,32
18 – 19	4,17	7,30	-	-3,13	-15,45
19 – 20	4,17	1,60	2,57	-	-12,88
20 – 21	4,17	1,60	2,57	-	-10,31
21 – 22	4,17	1,00	3,17	-	-7,14
22 – 23	4,17	0,60	3,57	-	-3,57
23 – 00	4,17	0,60	3,57	-	0
Total	100	100			

D'après le tableau VI.4 ci-dessus :

- *Résidu maximal* :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |13,56| + |-15,45|$$

$$P_{\max} = 29,01 \%$$

- *Volume total* :

$$V_{\text{total}} = V_u + V_{\text{incendie}} = 29,01 * \frac{148,63}{100} + 120$$

$$V_{\text{total}} = 163,12 \text{ m}^3$$

- *Constatation* :

Le volume calculé est de $163,12 \text{ m}^3$, RP sera d'une capacité de 200 m^3 .

- *Calcul de diamètre du réservoir RP* :

$H = [3 \div 6] \text{ m}$, on prend $H = 4 \text{ m}$

$$V_{\text{RP}} = S * H \rightarrow S = \frac{V_{\text{RP}}}{H} \rightarrow S = \frac{200}{4} = 50 \text{ m}^2$$

$$S = 50 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi * D r^2}{4} \rightarrow D r = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 50}{\pi}} = 7,98 \text{ m}$$

D r = 7,98 m

- *La hauteur de réserve d'incendie :*

$$H_{\text{incendie}} = \frac{V_{\text{incendie}}}{S} = \frac{120}{50} = 2,40 \text{ m}$$

H_{incendie} = 2,40

- *Calcul de la hauteur disponible :*

$$H_d = H - H_{\text{incendie}}$$

$$H_d = 4 - 2,40$$

H_d = 1,6 m

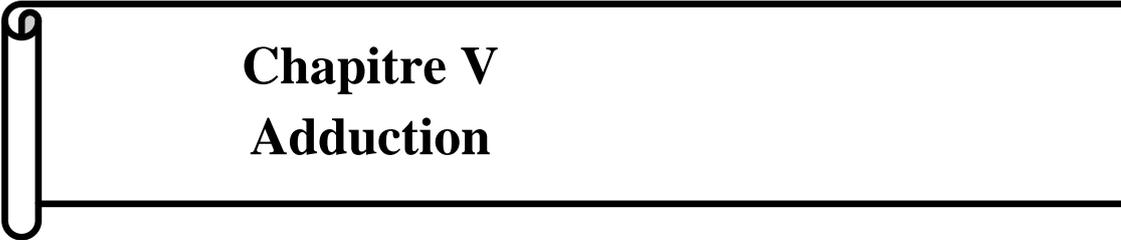
Le tableau suivant nous donne les détails des réservoirs dimensionnés :

Tableau 32: Les détails des réservoirs dimensionnés

Réservoir	V existant	Ø existant	V projeté	Ø projeté	H incendie
	(m ³)	(m)	(m ³)	(m)	(m)
R1	50	4,27	-	-	-
R2	100	6,03			
RP	-	-	200	7,98	2,4

IV.9 Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons calculé le volume des deux réservoirs existants dans la zone d'étude R1 et R2 de 50 m³ et 100 m³ respectivement. On a déduit que leur capacité est insuffisante, ce qui nécessite de projeter un nouveau réservoir de 200 m³, afin de garantir l'approvisionnement en eau potable de ce village.



Chapitre V
Adduction

V.1 Introduction

L'adduction est le processus de transport de l'eau d'un point à un autre à travers des canalisations, des conduites, des tuyaux et d'autres équipements de plomberie, utilisant la gravité, la pression ou une combinaison des deux pour déplacer l'eau. Ce processus est crucial pour l'irrigation agricole, l'approvisionnement en eau potable et la production d'énergie hydraulique, entre autres domaines. L'adduction des eaux est un élément clé des infrastructures de l'eau et est essentielle pour la survie et le développement des communautés.

V.2 Types d'adductions

Selon leur mode de fonctionnement, l'adduction peuvent être divisées en trois catégories : gravitaires, par refoulement ou mixtes. [5]

V.2.1 L'adduction gravitaire

C'est un type d'adduction où le liquide s'écoule naturellement grâce à la force de la gravité. Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source est située à une altitude supérieure à celle de la zone de réception. Il existe deux types d'adduction gravitaire : l'adduction sans charge, qui correspond à un écoulement en surface libre, et l'adduction en charge, qui est la plus couramment utilisée.

V.2.2 L'adduction par refoulement

C'est un type d'adduction où le liquide est transporté sous pression à l'aide de machines hydro-électriques, telles que des pompes. Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source est située à une altitude inférieure à celle de la zone de réception.

V.2.3 L'adduction mixte

C'est un type d'adduction qui combine à la fois l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire. Dans ce type d'adduction, la conduite de refoulement est reliée à une conduite gravitaire ou vice versa, avec un réservoir tampon servant de relais entre les deux types de conduites.

V.3 Choix du tracé

Lors du choix du tracé de la conduite d'adduction, il est important de prendre en compte certaines exigences qui doivent être respectés, tels que : [5]

- Le tracé doit être le plus court possible entre la source et le réservoir de stockage, à la fois en surface et en profondeur, afin de minimiser les coûts d'investissement.
- Éviter les points hauts du tracé qui peuvent causer des accumulations d'air difficiles à évacuer, en installant des ventouses si nécessaire. Il est donc nécessaire d'éviter les contre-pentes autant que possible.
- Éviter les profils horizontaux qui peuvent perturber le régime d'écoulement.
- Suivre de préférence les accotements des routes pour faciliter les travaux et le transport des matériaux.
- Examiner les conditions techniques et économiques nécessaires pour l'établissement de la canalisation.
- Éviter autant que possible les terrains privés et agricoles (ainsi que les forêts).
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles tels que les routes, les voies ferrées, les canaux ou les oueds.
- Les coudes doivent être largement ouverts pour éviter les pertes de charge importantes.

V.4 Choix du type des conduites

Le choix des conduites dépend de plusieurs critères tels que ; [3]

- Le diamètre économique,
- La pression de l'eau,
- La nature de l'eau,
- Le terrain,
- La longueur des conduites,
- La disponibilité sur le marché.

On distingue plusieurs types de conduites selon le matériau, notamment l'acier, la fonte ductile, le PVC (Polychlorure de Vinyle) et le PEHD (Polyéthylène Haute Densité).

Pour notre étude, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison de leurs nombreux avantages :

- **Facilité de pose** : le PEHD est très flexible, ce qui facilite grandement la pose des conduites, même dans des conditions difficiles.
- **Fiabilité des branchements** : les conduites en PEHD sont dotées de raccords à compression qui permettent une étanchéité parfaite sans risque de fuites.
- **Conformité aux normes de potabilité** : le PEHD est un matériau sûr et ne relâche pas de substances nocives dans l'eau. Il est donc parfaitement adapté aux réseaux d'eau potable.
- **Longue durée de vie** : les conduites en PEHD ont une durée de vie pouvant aller jusqu'à 50 ans à une température de 20°C, ce qui en fait un matériau durable et rentable sur le long terme.
- **Bonnes caractéristiques hydrauliques** : le PEHD présente un coefficient de rugosité très fiable, ce qui assure une bonne capacité d'écoulement hydraulique.
- **Résistance à la corrosion** : le PEHD résiste à la corrosion interne, externe et microbologique ainsi qu'à l'entartrage, ce qui en fait un matériau idéal pour les conduites d'eau et de gaz.

V.5 Equipement de l'adduction

V.5.1 Robinet et vannes

Les robinets et les vannes peuvent tous deux être utilisés pour contrôler le flux d'eau ou d'autres fluides dans les conduites d'adduction. Les robinets sont généralement utilisés pour des applications domestiques ou pour des conduites de petit diamètre, tandis que les vannes sont plus couramment utilisées pour des conduites de plus grand diamètre ou pour des applications industrielles.



Figure 42: Robinet vanne à opercule



Figure 43: Robinet vanne papillon

V.5.2 Clapets

Les clapets sont des dispositifs importants dans les conduites d'adduction pour empêcher le retour du fluide dans la canalisation. Il existe différents types de clapets qui peuvent être utilisés en fonction des besoins, et ils peuvent être installés à différents points de la conduite en fonction des exigences de l'application.



Figure 44: Clapet anti-retour à simple battant

V.5.3 Ventouses

Les ventouses sont des dispositifs importants dans les conduites d'adduction pour éliminer l'air piégé et réduire les effets de la cavitation. Elles peuvent être installées à différents points de la conduite et être classées en deux types principaux : les ventouses manuelles et les ventouses automatiques.

- Les ventouses manuelles doivent être activées manuellement pour libérer l'air piégé dans la canalisation. Elles sont souvent utilisées dans les conduites de petite taille où l'air piégé peut être facilement évacué.
- Les ventouses automatiques, quant à elles, sont conçues pour éliminer l'air piégé de manière automatique en utilisant des vannes qui s'ouvrent et se ferment en fonction de la pression et du débit du fluide dans la conduite.



Figure 45: Venteuse

V.5.4 Vidanges

Les vidanges sont des dispositifs importants dans les conduites d'adduction pour évacuer l'eau de la conduite lors de différentes opérations de maintenance, tels que l'inspection, le nettoyage et la réparation. Elles peuvent être installées à différents points de la conduite en fonction des exigences de l'application et être équipées de différents accessoires pour améliorer leur fonctionnement.

V.6 Étude technico-économique

V.6.1 Calcul du diamètre économique

Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes : [2]

Formule de BONNIN :

$$D_1 = \sqrt{Q}$$

Formule de BRESS :

$$D_2 = 1,5\sqrt{Q}$$

V.6.2 Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

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

Avec :

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (m).

V.6.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours. On distingue :

- Les pertes de charge linéaire ;
- Les pertes de charge singulières.

V.6.3.1 Les pertes de charge linéaire (H_L)

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$H_L = J \times L = \frac{\lambda * L * v^2}{2 * g * D}$$

Avec :

J : Perte de charge linéaire (m/ml) ;

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules ci-dessous après savoir le régime d'écoulement à l'aide de l'abaque de Moody (Annexe (2))

- **Régime turbulent rugueux :**

Il est donné par la formule de NIKURADAZI :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln(\frac{K}{D}))^{-2}$$

- **Régime transitoire :**

Il est donné par la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3,17 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

K : La rugosité absolue de la conduite en (0,15 mm pour les conduites en fonte ductile et 0,02 mm pour les conduites en PEHD)

Re : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{D * V}{\gamma}$$

γ : Viscosité cinématique de l'eau, à T = 20 °C la viscosité est égale à 10⁻⁶ m²/s.

Avec :

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

γ : Viscosité cinématique, calculé par la formule de STOCKS :

$$\gamma = \frac{0,0178}{1 + 0,0337T + 0,00221 * T^2}$$

Avec :

T : Température de l'eau en degré (°C).

V.6.3.2 Les pertes de charge singulières (H_S)

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires :

$$H_s = 0,15 \times H_L$$

Avec :

H_S : Perte de charge singulière (m) ;

H_L : Perte de charge linéaire (m).

V.6.3.3 Les pertes de charge totale (H_T)

Représentent la somme des deux pertes de charge H_S et H_L.

$$H_T = 1,15 \times H_L$$

V.6.4 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

Elle est donnée par la relation suivante :

$$HMT = H_g + H_T$$

Avec :

HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;

H_g : Hauteur géométrique (m).

V.6.5 Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW);

η : Rendement de la pompe (%) ;

Dans notre cas en prendre $\eta = 70$ %.

V.6.6 Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a * t * 365$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe (KWh);

t : Le temps de pompage par jour (t=24h).

V.6.7 Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E * e$$

Avec

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

e : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4,67 DA.

V.6.8 Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

$$F_{am} = P_u * L * A$$

Avec

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

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + 1$$

Avec :

i : Taux d'intérêt, on prend 8%.

n : Nombre d'années d'amortissement (n=30ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08$$

$$A = 0,08883$$

V.6.9 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am}$$

Avec :

B_L : Le bilan en (DA).

V.7 Calcul les diamètres économiques

Les résultats des calculs dans le tableau ci-dessous : (Annexes (3) et (4))

Tableau 33: les diamètres calculés

Type d'adduction	Tronçons	Diamètres calculé D_{min}/D_{max} (mm)	Diamètres normalisé (mm)	Matériaux
Refoulement	P-STP	20,83	25	PEHD PN10
		31,25	32	
			40	
	STP-SR	20,83	32	PEHD PN25
		31,25	40	
	N392-R1		50	
		19,83	32	
		29,75	40	
	SR-R2		50	
		53,41	75	
80,12		90		
N389-RP		110		
	41,48	63		
	62,21	75		
		90		

V.7.1 Caractéristiques des conduites

Les caractéristiques des conduites sont données par le tableau ci-dessous :

Tableau 34: Dmax et Dmin de chaque tronçon de refoulement

Tronçon	Matériau	D_{int} (mm)	DN (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL (m)	HT (m)
P-STP	PEHD PN10	21	25	1,254	26328,65	77,8	0,0250	7,420	8,533
		28	32	0,705	19746,49	77,8	0,0268	1,888	2,171
		35,2	40	0,446	15707,43	77,8	0,0284	0,637	0,733
STP-SR	PEHD PN25	23,2	32	1,027	23831,97	1238	0,0267	76,628	88,122
		29	40	0,657	19065,57	1238	0,0276	25,956	29,849
		36,2	50	0,422	15273,53	1238	0,0287	8,905	10,241
N392-R1	PEHD PN25	23,2	32	0,931	21594,94	22,86	0,0262	1,140	1,311
		29	40	0,596	17275,95	22,86	0,0277	0,395	0,454
		36,2	50	0,382	13839,85	22,86	0,0294	0,138	0,159
SR-R2	PEHD PN25	54,4	75	1,228	66800,82	510,5	0,0201	14,496	16,671
		65,4	90	0,850	55565,20	510,5	0,0209	6,002	6,903
		79,8	110	0,571	45538,40	510,5	0,0218	2,315	2,662
N389-RP	PEHD PN25	45,8	63	1,045	47847,32	1598,55	0,0216	41,937	48,228
		54,4	75	0,741	40283,22	1598,55	0,0225	18,478	21,250
		65,4	90	0,512	33507,75	1598,55	0,0235	7,685	8,838

V.7.2 Calcul de la hauteur manométrique total HMT

Le tableau ci-dessous regroupe les calculs de la hauteur manométrique total HMT :

Tableau 35: Calcul de la HMT

Tronçon	Matériau	D _{int} (mm)	DN (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	HL (m)	HT (m)	Hg (m)	HMT (m)
P-STP	PEHD PN10	21	25	1,254	26328,65	77,8	0,0250	7,420	8,533	2,90	11,433
		28	32	0,705	19746,49	77,8	0,0268	1,888	2,171	2,90	5,071
		35,2	40	0,446	15707,43	77,8	0,0284	0,637	0,733	2,90	3,633
STP-SR	PEHD PN25	23,2	32	1,027	23831,97	1238	0,0267	76,628	88,122	252,90	341,022
		29	40	0,657	19065,57	1238	0,0276	25,956	29,849	252,90	282,749
		36,2	50	0,422	15273,53	1238	0,0287	8,905	10,241	252,90	263,141
N392-R1	PEHD PN25	23,2	32	0,931	21594,94	22,86	0,0262	1,140	1,311	179,25	180,561
		29	40	0,596	17275,95	22,86	0,0277	0,395	0,454	179,25	179,704
		36,2	50	0,382	13839,85	22,86	0,0294	0,138	0,159	179,25	179,409
SR-R2	PEHD PN25	54,4	75	1,228	66800,82	510,5	0,0201	14,496	16,671	178,32	194,991
		65,4	90	0,850	55565,20	510,5	0,0209	6,002	6,903	178,32	185,223
		79,8	110	0,571	45538,40	510,5	0,0218	2,315	2,662	178,32	180,982
N389-RP	PEHD PN25	45,8	63	1,045	47847,32	1598,55	0,0216	41,937	48,228	173,52	221,748
		54,4	75	0,741	40283,22	1598,55	0,0225	18,478	21,250	173,52	194,770
		65,4	90	0,512	33507,75	1598,55	0,0235	7,685	8,838	173,52	182,358

V.7.3 Calculs les frais d'exploitations

Les frais d'exploitations sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 36: Les frais d'exploitations

Tronçon	Dext (mm)	Pa (kw)	Tde fonc (h)	E (kw)	e (DA)	Fexp (DA)
P-STP	25	0,0695	24	609,21	4,67	2845,00
	32	0,0308		270,19	4,67	1261,79
	40	0,0221		193,56	4,67	903,92
STP-SR	32	2,0743		18170,86	4,67	84857,93
	40	1,7198		15065,87	4,67	70357,60
	50	1,6006		14021,08	4,67	65478,46
N392-R1	32	0,9952		8717,84	4,67	40712,30
	40	0,9905		8676,47	4,67	40519,10
	50	0,9888		8662,22	4,67	40452,55
SR-R2	75	7,7953		68287,25	4,67	318901,44
	90	7,4048		64866,34	4,67	302925,81
	110	7,2353		63381,23	4,67	295990,32
N389-RP	63	5,3459		46830,32	4,67	218697,61
	75	4,6955		41132,95	4,67	192090,90
	90	4,3963		38511,68	4,67	179849,54

V.7.4 Calcul des frais d’amortissement

Les frais d’amortissement sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau 37: Les frais d'amortissement

Matériau	Tronçon	Dext (mm)	Pu (DA)	A	L (m)	Fam (DA)
PEHD PN10	P-STP	25	51,23	0,08883	77,80	354,05
		32	64,47	0,08883	77,80	445,55
		40	97,69	0,08883	77,80	675,13
PEHD PN25	STP-SR	32	145,29	0,08883	1238,00	15977,77
		40	226,8	0,08883	1238,00	24941,55
		50	351,27	0,08883	1238,00	38629,70
	N392-R1	32	145,29	0,08883	22,86	295,03
		40	226,8	0,08883	22,86	460,55
		50	351,27	0,08883	22,86	713,31
	SR-R2	75	788,47	0,08883	510,50	35755,31
		90	1126,01	0,08883	510,50	51061,98
		110	1689,02	0,08883	510,50	76593,20
	N389-RP	63	560,79	0,08883	1598,55	79631,73
		75	788,47	0,08883	1598,55	111962,11
		90	1126,01	0,08883	1598,55	159892,52

V.7.5 Bilan

Le calcul du bilan est illustré par le tableau suivant :

Tableau 38: Bilan de chaque tronçon

Tronçon	Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
P-STP	25	2845,00	354,05	3199,04
	32	1261,79	445,55	1707,34
	40	903,92	675,13	1579,05
STP-SR	32	84857,93	15977,77	100835,70
	40	70357,60	24941,55	95299,15
	50	65478,46	38629,70	104108,16
N392-R1	32	40712,30	295,03	41007,33
	40	40519,10	460,55	40979,65
	50	40452,55	713,31	41165,86
SR-R2	75	318901,44	35755,31	354656,76
	90	302925,81	51061,98	353987,79
	110	295990,32	76593,20	372583,52
N389-RP	63	218697,61	79631,73	298329,34
	75	192090,90	111962,11	304053,00
	90	179849,54	159892,52	339742,06

V.8 Tableau récapitulatif des diamètres économiques

Les diamètres économiques choisis sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 39: Diamètres économiques choisis

Type d'adduction	Tronçon	L (m)	Dext (mm)	Matériau	V (m/s)
Refoulement	P-STP	77,80	40	PEHD PN10	0,446
	STP-SR	1238,00	40	PEHD PN25	0,657
	N392-R1	22,86	40		0,596
	SR-R2	510,50	90		0,850
	N389-RP	1598,55	63		1,045

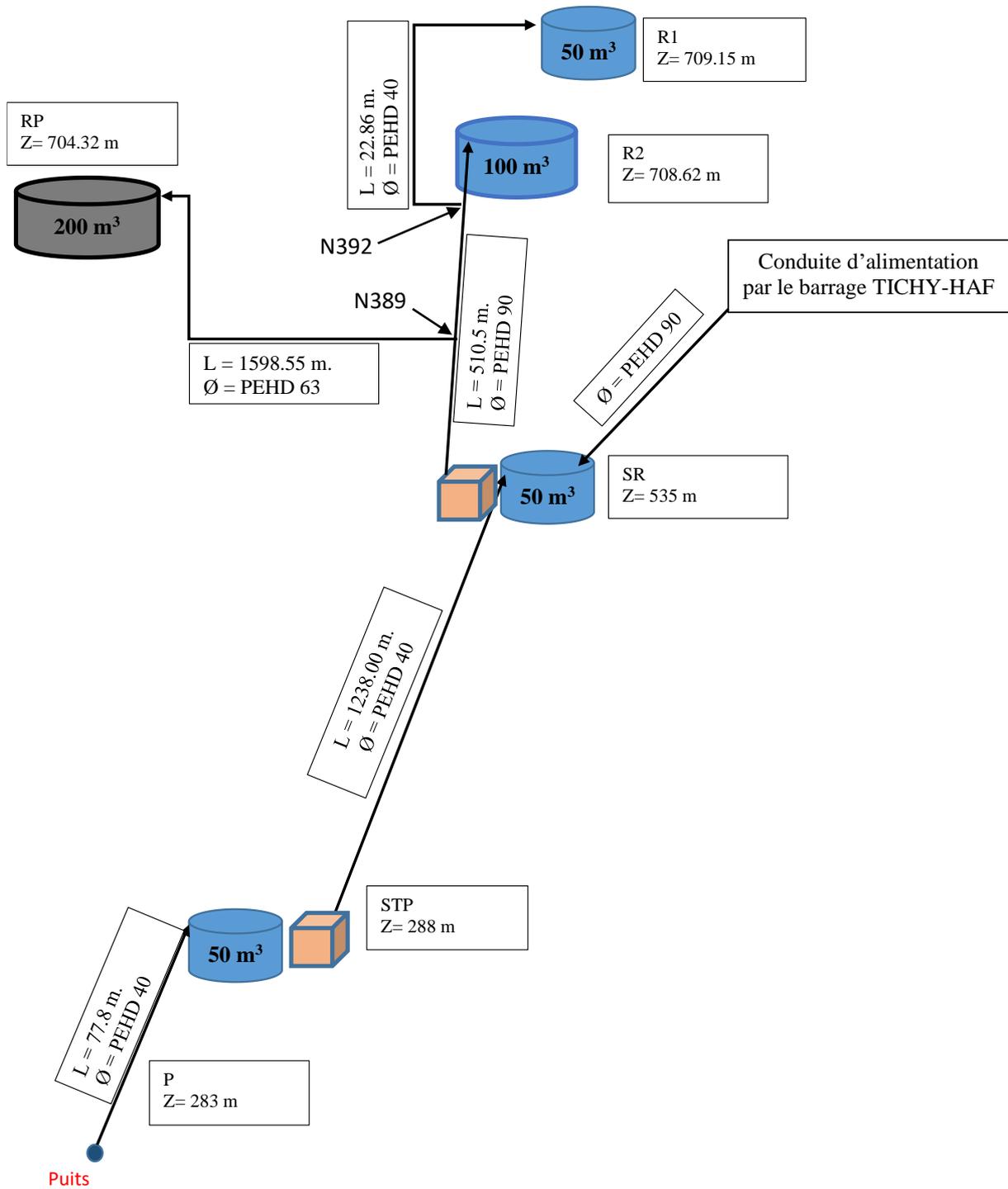


Figure 46: Schéma synoptique de la variante projetée

V.9 Conclusion

Dans ce chapitre, on a dimensionné des nouvelles canalisations pour des diamètres adaptés pour assurer le débit requis. Nous avons choisi le PEHD PN10 et PN25. Pour déterminer ces diamètres économiques, plusieurs paramètres ont été pris en compte, tels que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, la consommation d'énergie et le bilan des coûts d'exploitations et amortissement.



Chapitre VI

Coup de bélier

VI.1 Introduction

Le coup de bélier est un phénomène hydraulique qui se produit lorsqu'un fluide en mouvement, tel que l'eau dans une canalisation, est brusquement arrêté ou ralenti. Lorsque cela se produit, l'énergie cinétique du fluide est convertie en une onde de pression qui se propage à travers la canalisation sous forme d'une onde de choc. Le coup de bélier peut causer des dommages à la canalisation et aux équipements associés, tels que les pompes et les vannes. Les pressions soudaines et élevées peuvent entraîner des fuites ou des ruptures de tuyaux, des dommages aux joints de bride et aux vannes, et même endommager les pompes en provoquant leur cavitation.

VI.2 Causes de coup de bélier

Les causes les plus fréquentes de ce phénomène incluent les situations suivantes : [3][4]

- L'arrêt soudain d'un ou plusieurs groupes de pompage alimentant une conduite de refoulement qui se décharge dans un réservoir ;
- Le démarrage ou l'arrêt d'une pompe alimentant une conduite déjà sous pression ;
- La fermeture immédiate d'une vanne placée à l'extrémité d'une conduite d'adduction ;
- Le démarrage d'un groupe électropompe avec la vanne ouverte ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'approvisionnement en eau potable ;
- La modification de la vitesse d'une pompe.

VI.3 Les dangers associés aux coups de bélier

En pratique, le coup de bélier peut engendrer des risques importants, tels que : [3][4]

- **Risque de surpression :**

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent dépasser la pression maximale admissible de la conduite, entraînant une fissuration de cette dernière et la dislocation des joints.

- **Pression négative :**

Une pression négative peut se produire après une forte surpression ou à la suite d'un arrêt soudain d'une pompe. Si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e, cela peut causer une poche de cavitation. Les conséquences néfastes peuvent inclure l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

- **Fatigue des conduites :**

Les passages successifs de surpressions à dépressions et inversement peuvent provoquer la fatigue des conduites. Ce phénomène est encore plus complexe lorsque les conduites sont enterrées.

VI.4 Moyens de protection contre le coup de bélier

Il existe plusieurs moyens de se protéger contre le coup de bélier. Pour éviter les surpressions et les dépressions excessives, il est recommandé de réguler la vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes pour les conduites en écoulement gravitaire. Cependant, il peut être difficile de contrôler l'ampleur de ce phénomène dans les conduites de refoulement, car une coupure de courant peut entraîner un arrêt brusque des pompes alimentées par des moteurs électriques. Les dispositifs de protection les plus couramment utilisés sont les suivants : [2]

- Les volants d'inertie
- Les soupapes de décharge ;

- Les ventouses ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre.

VI.4.1 Les volants d'inertie

Les volants d'inertie sont des roues de masse relativement importantes qui sont fixées à l'arbre d'un groupe pour aider à protéger les équipements en accumulant de l'énergie cinétique pendant leur fonctionnement normal. Cette énergie est restituée lors de la disjonction, ce qui prolonge le temps d'arrêt de l'ensemble et diminue ainsi l'intensité du coup de bélier.

Cependant, ce système est généralement peu ou pas utilisé en raison de plusieurs facteurs. Tout d'abord, il ne fonctionne que pour limiter les dépressions. En outre, si la conduite de refoulement est assez grande, des volants d'inertie très lourds doivent être envisagés, ce qui rend le système peu économique. De plus, plus le volant est lourd, plus le moteur doit être puissant pour vaincre son inertie au démarrage, ce qui peut entraîner des appels de courant inadmissibles. Par conséquent, ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement relativement courtes, qui n'excèdent pas quelques centaines de mètres. Ce système doit être utilisé en complément d'autres moyens de protection tels que les soupapes de régulation de pression et les amortisseurs de pulsations pour garantir une protection complète des équipements de la conduite.

VI.4.2 Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont équipées d'un mécanisme composé d'un ressort à boudin qui maintient habituellement la soupape fermée lorsqu'elle est en fonctionnement normal. Elles sont dotées d'un orifice placé sur la conduite à l'endroit où la pression maximale est susceptible d'être atteinte. Si la pression dépasse la limite admissible, la soupape s'ouvre et permet au fluide de s'écouler à travers l'orifice, en évacuant le débit correspondant à la surpression admissible. Il est important de noter que la soupape ne doit s'ouvrir que lorsque la pression dépasse légèrement la pression maximale de fonctionnement normal, généralement d'environ 5%. Cela permet de protéger les équipements et les opérateurs contre les dommages tout en maintenant une pression suffisante dans le système.

VI.4.3 Les ventouses

Les ventouses ont un double rôle crucial dans les conduites : évacuer l'air qu'elles contiennent et permettre son entrée lorsque la conduite est vidangée ou lorsque la cavitation se produit à un point haut.

VI.4.4 Les réservoirs d'air

Le réservoir d'air comprimé est un composant important pour le maintien de la pression dans les conduites et pour la gestion des coups de bélier. En stockant de l'air sous pression, il permet de fournir de l'eau à la conduite en cas d'arrêt des pompes, réduisant ainsi les fluctuations de pression. De plus, lorsque le sens d'écoulement s'inverse, le réservoir comprime l'air pour stocker de l'eau, garantissant ainsi un approvisionnement constant.

VI.4.5 Les cheminées d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est un réservoir cylindrique à l'air libre, à axe vertical, qui remplit la même fonction que les réservoirs d'air mais dans les cas où les hauteurs de refoulement sont moyennes ou élevées, les dimensions des ouvrages peuvent être considérables. La cheminée d'équilibre est généralement installée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée sous

pression et d'une conduite forcée. Son objectif est de réduire la valeur des surpressions générées par les coups de bélier. Elle est utilisée sur les tracés de refoulement qui présentent des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire.

VI.5 Etude du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène qui apparaît lors de la variation brusque de la vitesse, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne ou du démarrage/arrêt d'une pompe. [1]

VI.5.1 Cas de fermeture brusque

Le cas d'une fermeture brusque est caractérisé par un temps T , tel que :

$$T < (2 \times L)/a$$

Où :

$$a = 9900/\sqrt{(48,3 + (k \times D)/e)}$$

Avec :

α : Célérité de l'onde (m/s)

k : Coefficient dépendant la nature du matériau de la conduite ($k=83$ pour le PEHD)

D : Diamètre intérieur de la conduite (mm)

e : Epaisseur de la conduite (mm)

La valeur maximale du coup de bélier est calculée comme suite :

$$B = (a \times V_0) / g$$

Avec

B : valeur du coup de bélier en (m)

α : Célérité de l'onde (m/s)

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent initial (m/s)

- La valeur maximale de la surpression :

$$H_{sur} = H_0 + B$$

- La valeur maximale de la dépression :

$$H_{dep} = H_0 - B$$

Avec

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

$$H_0 = H_g + 10$$

H_g : la hauteur géométrique.

Cas de fermeture lente

VI.5.2 Cas de fermeture lente

$$(T > (2 \times L) / a)$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée comme suite

$$B = (2 \times L \times V_0) / (g \times T)$$

Remarque : Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on considérera le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

VI.6 Calcul du coup de bélier

Le tableau ci-dessous nous donne les résultats de la valeur du coup de bélier :

Tableau 40: Valeur coup de bélier

Tronçon	Hg (m)	L (m)	D int (mm)	Dext (mm)	V (m/s)	e (mm)	a (m/s)	T (s)	B (m)	H ₀ (m)	H _s (m)	H _d (m)	PNS
P-STP	2,9	77,8	35,2	40	0,45	2,4	278,28	0,56	12,65	12,9	25,55	0,25	PN10
STP-SR	252,9	1238	29	40	0,66	5,5	449,10	5,51	30,21	262,9	293,11	232,69	PN25
N392-R1	179,25	22,86	29	40	0,60	5,5	449,10	0,10	27,47	189,25	216,72	161,78	
SR-R2	178,32	510,5	65,4	90	0,85	12,3	447,41	2,28	38,77	188,32	227,09	149,55	
N389-RP	173,52	1598,55	45,8	63	1,05	8,6	447,09	7,15	47,85	183,52	231,37	135,67	

NB : nous remarquons sur le tableau ci-dessus que le tronçon STP-SR est exposé au phénomène du coup de bélier, nous avons opté pour les réservoirs d'air comme protection contre ce phénomène destructeur.

VI.7 Résultats de calcul du réservoir d'air

Le dimensionnement de ces réservoirs se feront grâce à une note de calcul établis par le docteur AMARA Lyes enseignant à l'université ABDRAHMANE MIRA de BEJAIA, les résultats sont donnés ci-dessous : [1]

Tableau 41: Calcul du réservoir d'air de tronçon STP-SR

Simulation
Epure de BERGERON
Oscillogramme
Profil des pressions
Quitter

Données de l'Adduction

Diametre m

Débit m³/s

H géomet m

Long. Cor m

coef. K

Epaisseur m

C Haz Will

Résultats

Vitesse m/s

Section m²

Célérité a m/s

B m

Hmax m

Hmin m

periode θ s

H₀ m

PDC δ s

a/g

Données du Réservoir d'air

Volume U m³

K PDC en Vf *

K PDC so Vf *

Exposant

Résultats des variations du volume d'air

U_{max} m³

U_{min} m³

Pression de l'air

pres. air Z IU*

Résultats des pressions

Supression m

Dépression m

temps	ΔU	U	Z	Δh1; Δh2	Z-Δh; Z+Δh	δ	Z-+Δh--	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,008	267,5955	0	267,5955	4,695494	262,9	0,345541	0	0	
1,739073	0,000607	0,008607	245,1143	0	245,1143	1,870053	243,2442	0,210108	0,277865	0,210189	-8,15E-05
3,478146	0,000143	0,00875	240,3115	0,000173	240,3117	0,30645	240,6182	-0,078854	0,065517	-0,079155	0,000301
5,217218	-0,000386	0,008364	253,6986	0,002083	253,7007	3,070703	256,7714	-0,27461	-0,176943	-0,274732	0,000122
6,956291	-0,000541	0,007823	274,8834	0,00134	274,8848	2,040897	276,9257	-0,220197	-0,24754	-0,220349	0,000152
8,695364	-0,000215	0,007608	284,2417	0	284,2417	0,031769	284,2099	0,023275	-0,098535	0,023279	-4,09E-06
10,43444	0,000269	0,007877	272,6371	0	272,6371	2,085534	270,5515	0,222828	0,123109	0,222938	-0,000111
12,17351	0,000467	0,008344	254,4214	0	254,4214	1,783186	252,6382	0,204842	0,213899	0,20486	-1,73E-05
13,91258	0,000242	0,008586	245,828	0	245,828	0,017858	245,8101	0,016382	0,110958	0,017056	-0,000674
15,65166	-0,000167	0,008419	251,6889	0,000797	251,6897	1,261157	252,9508	-0,169924	-0,076429	-0,169915	-9,33E-06
17,39073	-0,000403	0,008016	266,9458	0,001093	266,9463	1,690395	268,6373	-0,198945	-0,184474	-0,199033	8,79E-05
19,1298	-0,000274	0,007742	278,3361	7,5E-05	278,3362	0,141461	278,4777	-0,052079	-0,125588	-0,052144	6,45E-05
20,86887	8,61E-05	0,007828	274,6686	0	274,6686	0,77833	273,8902	0,130981	0,039395	0,130935	4,64E-05
22,60795	0,000343	0,008171	260,8916	0	260,8916	1,448681	259,4429	0,182866	0,157028	0,183122	-0,000235
24,34702	0,00028	0,008451	250,561	0	250,561	0,264217	250,2967	0,072226	0,128093	0,073064	-0,000838

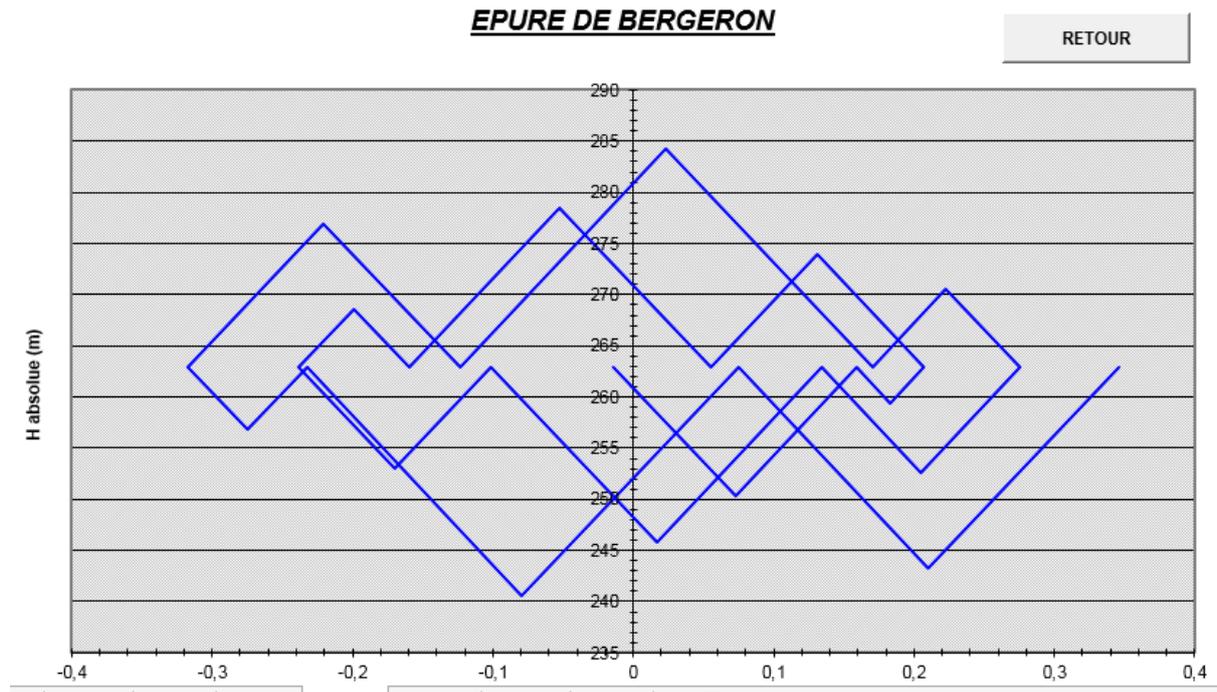


Figure 47: L'épure de BERGERON pour tronçon STP-SR

VI.7.1 Interprétation des résultats

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 22,588 m.

Le volume d'air à la fin de cette dépression est de 0,00875 m³.

La surpression est de 21,3417 m, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de 0,007608 m³.

Par ailleurs, la figure 48 montre clairement que le phénomène du coup de béliér s'est amorti en fonction du temps.

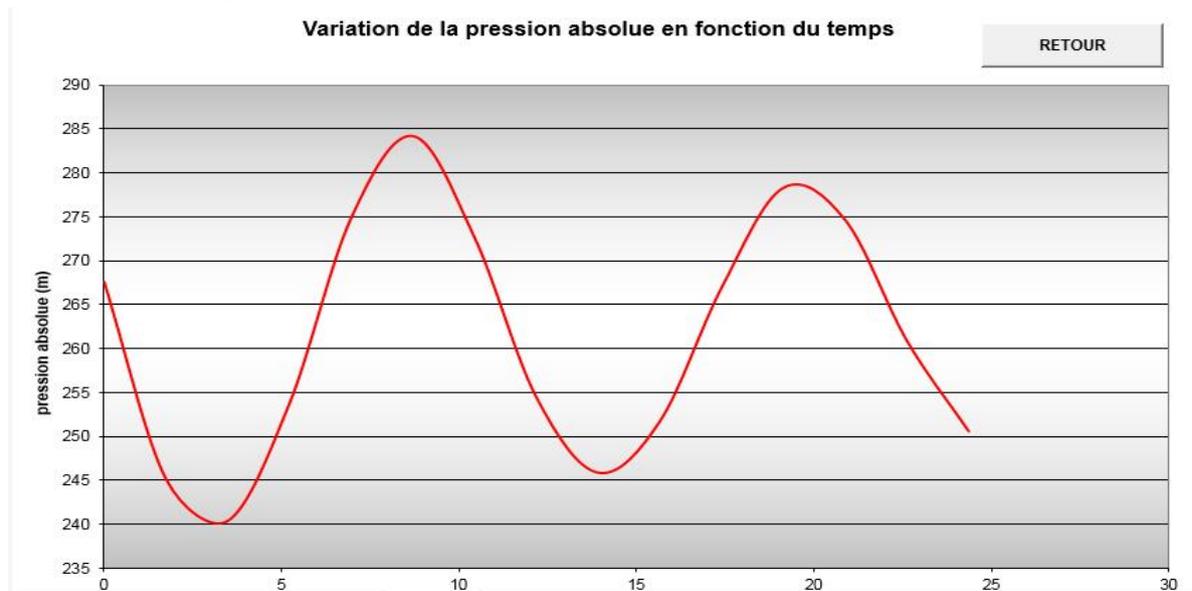


Figure 48: Variation de la pression absolue pour tronçon STP-SR

VI.7.2 Dimensionnement du réservoir d'air

On a le volume maximal d'air est d'ordre $0,00875 \text{ m}^3$ Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti-bélier pour le tronçon (STP- SR), tel que :

$$V_t = 1,2 * U_{\max} = 1,2 * 0,00875 = 0,0105 \text{ m}^3$$

Par conséquent, on optera pour un réservoir de volume de 15 l.

VI.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons et aussi calculer les valeurs de coup de bélier. Afin de protéger le tronçon STP-SR par un réservoir d'air d'une capacité de 15 litres.



Chapitre VII
Distribution

VII.1 Introduction

La distribution d'eau fait référence au processus de transport de l'eau potable depuis une source d'approvisionnement comme un réservoir à travers un réseau de canalisations, de pompes et d'autres infrastructures, vers les bâtiments et les maisons pour une utilisation domestique, commerciale ou industrielle.

VII.2 Classification des réseaux de distribution

Les réseaux de distribution d'eau potable peuvent être catégorisés comme : [6]

VII.2.1 Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un type de réseau de distribution d'eau où les canalisations partent d'un point central et se ramifient en plusieurs directions pour fournir de l'eau à différentes zones et ne comportent aucune alimentation en retour. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales.

VII.2.2 Réseau maillé

Un réseau maillé est un type de réseau dans lequel les canalisations sont disposées de manière à former une structure de mailles interconnectées. Il est constitué principalement d'une série de canalisations qui forme des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval.

VII.2.3 Réseau mixte

Un réseau mixte est un type de réseau de distribution d'eau potable qui combine les caractéristiques des réseaux ramifiés et maillés. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

VII.3 Conception du réseau de distribution

La conception d'un réseau de distribution d'eau potable est influencée par plusieurs facteurs, parmi lesquels les plus importants sont l'emplacement des consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. La distribution de l'eau potable s'effectue généralement de manière gravitaire à partir d'un réservoir d'eau. [6]

VII.3.1 Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants : [6]

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

VII.4 Choix de type des conduites

On a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution le PEHD en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente : [6]

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

➤ **Les inconvénients :**

Nécessite une grande technicité pour la jonction. (Pour les grands diamètres).

VII.5 Description du réseau de distribution

Notre réseau de distribution est un réseau ramifié partagé en trois sous réseau A, B, C.

La distribution de réseau A se fera à partir du réservoir R1 qui alimente les bâtis cote au réservoir R2.

La distribution de réseau B se fera à partir du réservoir R2 qui alimente le centre du village, Assamer, Tarha Belkacem Arab, Anar Aissa, Ighil Ihona et Thilmathine.

La distribution de réseau C se fera à partir du réservoir RP qui alimente Izaboudjen, Tarha Tighilt et Avrone+Asfah.

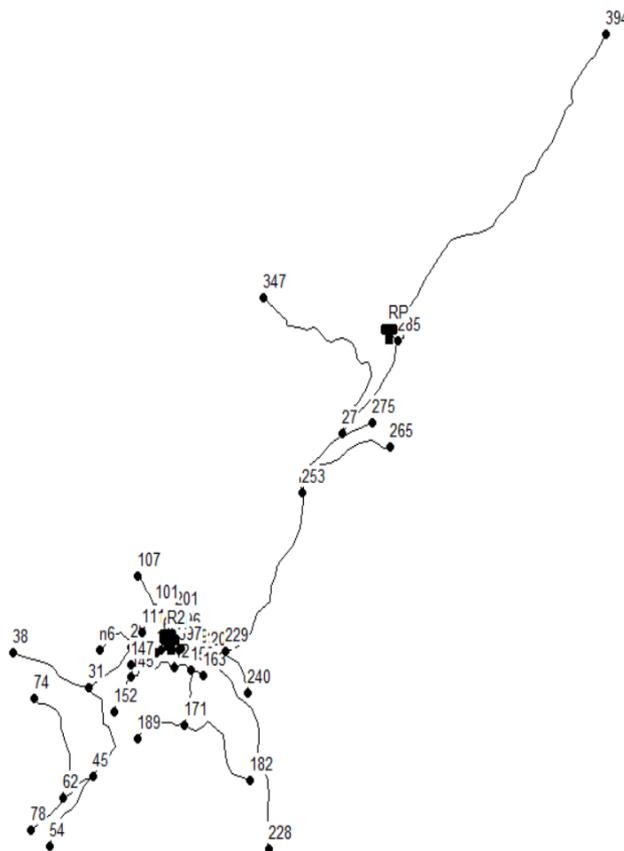


Figure 49: Schémas synoptique de réseau projeté

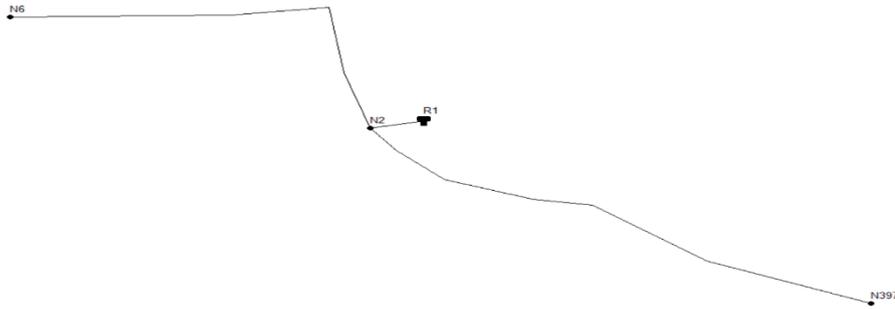


Figure 50: Réseau de la distribution A

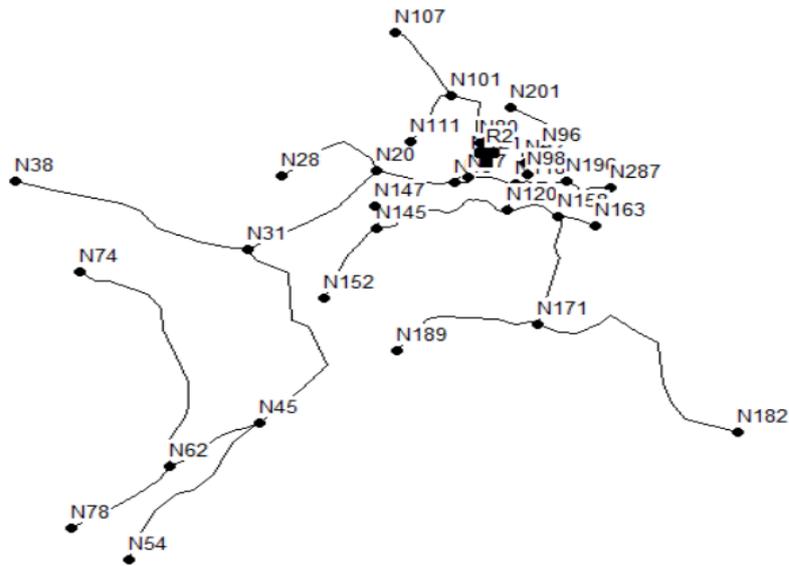


Figure 51: Réseau de la distribution B

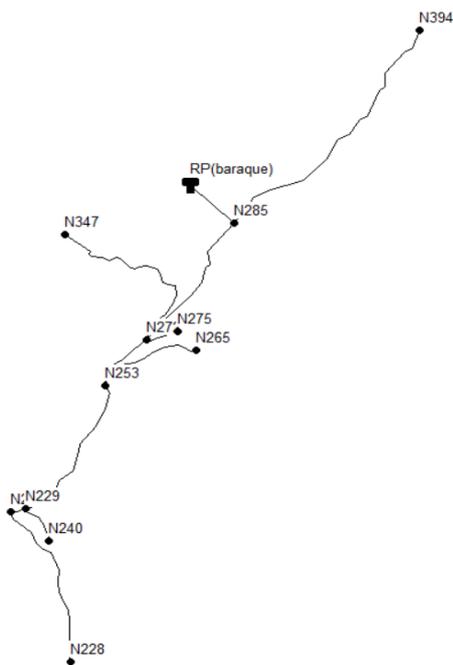


Figure 52: Réseau de la distribution C

VII.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante : [2]

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure d'incendie) ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

VII.6.1 Détermination du débit de pointe

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

$$Q_p = k_{\max.h} * \frac{Q_{\max.j}}{24}$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe (m^3/h) ;

$Q_{\max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

$$Q_p = 2,5 * \frac{429,08}{24} = 44,70 \text{ m}^3/h$$

$$Q_p = 12,42 \text{ l/s}$$

VII.6.2 Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il se calcule d'après la formule ci-après :

$$Q_s = Q_p / \Sigma L_i$$

$$Q_s = \frac{12,42}{8811,51} = 0,00141 \text{ l/s/m}$$

Avec :

Q_s : Le débit spécifique ($l/s/m$);

ΣL_i : Somme des longueurs du réseau en (m).

VII.6.3 Débit en route

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

$$Q_r = Q_s \times L_i$$

Avec :

Q_r : Débit en route (l/s) ;

Q_s : Le débit spécifique ($l/s/m$);

L_i : Longueur du tronçon concerné (m).

VII.6.4 Débit aux nœuds

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = 0,5 \times \Sigma Q_r + \Sigma Q_c$$

Avec :

Q_n : Débit de nœud concerné (l/s) ;

ΣQ_r : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (l/s) ;

Q_c : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

VII.7 Calcul les débits aux nœuds

Tableau 42: Débits en nœuds ...

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5*Qr (l/s)	Qn (l/s)
N2	R1-N2	4,333	0,00141	0,0061	0,0031	0,054
	N2-N397	38,522	0,00141	0,0543	0,0272	
	N2-N6	33,599	0,00141	0,0474	0,0237	
N397	N2-N397	38,522	0,00141	0,0543	0,0272	0,027
N6	N2-N6	33,599	0,00141	0,0474	0,0237	0,024
N11	R2-N11	4,793	0,00141	0,0068	0,0034	0,070
	N11-N12	14,869	0,00141	0,0210	0,0105	
	N11-N118	79,270	0,00141	0,1118	0,0559	
N12	N11-N12	14,869	0,00141	0,0210	0,0105	0,058
	N12-N15	41,434	0,00141	0,0584	0,0292	
	N12-N80	26,289	0,00141	0,0371	0,0185	
N15	N12-N15	41,434	0,00141	0,0584	0,0292	0,113
	N15-N17	22,501	0,00141	0,0317	0,0159	
	N15-N20	96,807	0,00141	0,1365	0,0682	
N17	N15-N17	22,501	0,00141	0,0317	0,0159	0,016
N20	N15-N20	96,807	0,00141	0,1365	0,0682	0,318
	N20-N28	157,659	0,00141	0,2223	0,1111	
	N20-N31	196,431	0,00141	0,2770	0,1385	
N28	N20-N28	157,659	0,00141	0,2223	0,1111	0,111
N31	N20-N31	196,431	0,00141	0,2770	0,1385	0,592
	N31-N38	301,350	0,00141	0,4249	0,2125	
	N31-N45	341,637	0,00141	0,4817	0,2409	
N38	N31-N38	301,350	0,00141	0,4249	0,2125	0,212
N45	N31-N45	341,637	0,00141	0,4817	0,2409	0,519
	N45-N54	268,180	0,00141	0,3781	0,1891	
	N45-N62	127,047	0,00141	0,1791	0,0896	
N54	N45-N54	268,180	0,00141	0,3781	0,1891	0,189
N62	N45-N62	127,047	0,00141	0,1791	0,0896	0,457
	N62-N74	369,862	0,00141	0,5215	0,2608	
	N62-N78	151,842	0,00141	0,2141	0,1070	
N74	N62-N74	369,862	0,00141	0,5215	0,2608	0,261
N78	N62-N78	151,842	0,00141	0,2141	0,1070	0,107
N80	N12-N80	26,289	0,00141	0,0371	0,0185	0,156
	N80-N92	95,474	0,00141	0,1346	0,0673	
	N80-N101	99,151	0,00141	0,1398	0,0699	
N92	N80-N92	95,474	0,00141	0,1346	0,0673	0,108
	N92-N96	39,232	0,00141	0,0553	0,0277	
	N92-N98	18,006	0,00141	0,0254	0,0127	
N96	N92-N96	39,232	0,00141	0,0553	0,0277	0,028
N98	N92-N98	18,006	0,00141	0,0254	0,0127	0,013
N101	N80-N101	99,151	0,00141	0,1398	0,0699	0,220
	N101-N107	119,767	0,00141	0,1689	0,0844	
	N101-N111	92,438	0,00141	0,1303	0,0652	
N107	N101-N107	119,767	0,00141	0,1689	0,0844	0,084
N111	N101-N111	92,438	0,00141	0,1303	0,0652	0,065

Tableau 42: Débits en nœuds (suite et fin).

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5*Qr (l/s)	Qn (l/s)
N118	N11-N118	79,270	0,00141	0,1118	0,0559	0,132
	N118-N120	44,598	0,00141	0,0629	0,0314	
	N118-N196	63,252	0,00141	0,0892	0,0446	
N120	N118-N120	44,598	0,00141	0,0629	0,0314	0,207
	N120-N145	180,475	0,00141	0,2545	0,1272	
	N120-N158	68,718	0,00141	0,0969	0,0484	
N145	N120-N145	180,475	0,00141	0,2545	0,1272	0,240
	N145-N147	34,288	0,00141	0,0483	0,0242	
	N145-N152	125,942	0,00141	0,1776	0,0888	
N147	N145-N147	34,288	0,00141	0,0483	0,0242	0,024
N152	N145-N152	125,942	0,00141	0,1776	0,0888	0,089
N158	N120-N158	68,718	0,00141	0,0969	0,0484	0,203
	N158-N163	47,610	0,00141	0,0671	0,0336	
	N158-N171	171,014	0,00141	0,2411	0,1206	
N163	N158-N163	47,610	0,00141	0,0671	0,0336	0,034
N171	N158-N171	171,014	0,00141	0,2411	0,1206	0,508
	N171-N182	354,316	0,00141	0,4996	0,2498	
	N171-N189	194,681	0,00141	0,2745	0,1373	
N182	N171-N182	354,316	0,00141	0,4996	0,2498	0,250
N189	N171-N189	194,681	0,00141	0,2745	0,1373	0,137
N196	N118-N196	63,252	0,00141	0,0892	0,0446	0,188
	N196-N201	144,965	0,00141	0,2044	0,1022	
	N196-N287	57,996	0,00141	0,0818	0,0409	
N201	N196-N201	144,965	0,00141	0,2044	0,1022	0,102
N287	N196-N287	57,996	0,00141	0,0818	0,0409	0,041
N285	RP-N285	31,905	0,00141	0,0450	0,0225	1,154
	N285-N394	1258,020	0,00141	1,7738	0,8869	
	N285-N272	347,109	0,00141	0,4894	0,2447	
N272	N285-N272	347,109	0,00141	0,4894	0,2447	1,013
	N272-N347	728,582	0,00141	1,0273	0,5137	
	N272-N275	112,118	0,00141	0,1581	0,0790	
	N272-N253	249,343	0,00141	0,3516	0,1758	
N253	N272-N253	249,343	0,00141	0,3516	0,1758	0,872
	N253-N265	396,297	0,00141	0,5588	0,2794	
	N253-N229	591,028	0,00141	0,8333	0,4167	
N229	N253-N229	591,028	0,00141	0,8333	0,4167	0,567
	N229-N205	52,366	0,00141	0,0738	0,0369	
	N229-N240	161,238	0,00141	0,2273	0,1137	
N205	N229-N205	52,366	0,00141	0,0738	0,0369	0,499
	N205-N228	655,156	0,00141	0,9238	0,4619	
N228	N205-N228	655,156	0,00141	0,9238	0,4619	0,462
N240	N229-N240	161,238	0,00141	0,2273	0,1137	0,114
N265	N253-N265	396,297	0,00141	0,5588	0,2794	0,279
N275	N272-N275	112,118	0,00141	0,1581	0,0790	0,079
N347	N272-N347	728,582	0,00141	1,0273	0,5137	0,514
N394	N285-N394	1258,020	0,00141	1,7738	0,8869	0,887

VII.8 Simulation sur EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcul le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, ...etc.

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

- La taille du réseau étudié est illimitée ;
- Pour calculer les pertes de charge dues au frottement, il dispose des formules d'Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning ;
- Il inclut les pertes de charge singulières ;
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes au nœud, chacune avec une modulation propre ;
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression ;
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable ;
- Il peut modéliser de différents types de vannes, comme les clapets anti-retours, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt, ...etc. ;
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (Le diamètre peut varier avec la hauteur) ;
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou complexes.[7]

À l'aide du logiciel EPANET, nous avons lancé une simulation statique et dynamique.

On a opté pour des conduites PN10 pour notre réseau AEP. (Annexe (3))

VII.8.1 Simulation statique

Lors de la simulation de notre réseau d'AEP, nous avons pu voir les pressions supérieures à 60m et pour cela on a placé des réducteurs de pression au niveau de ces tronçons. Les résultats sont présentés dans la figure et les tableaux ci-dessous :

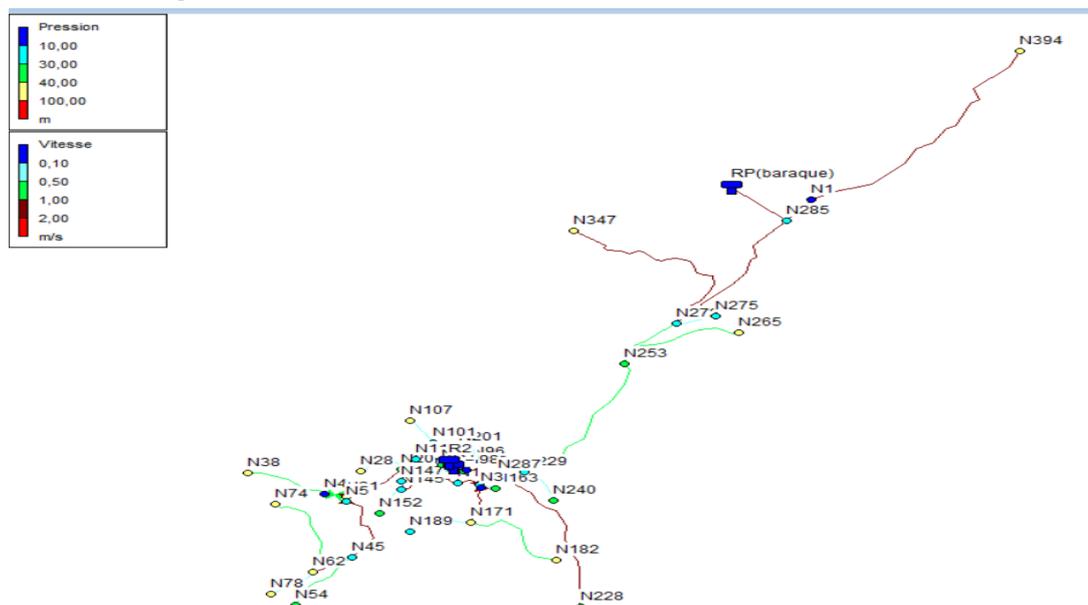


Figure 53: État des nœuds et des conduites du réseau

Tableau 43: Les résultats de la simulation des conduites ...

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m/km)
Tuyau C5	14,869	75	3,63	0,82	9,17
Tuyau C6	41,434	50	2,90	1,47	42,78
Tuyau C7	22,501	20	0,02	0,50	0,42
Tuyau C9	157,659	20	0,11	0,45	10,97
Tuyau C10	196,431	50	2,34	1,19	29,19
Tuyau C13	268,18	20	0,19	0,60	27,45
Tuyau C14	127,047	32	0,82	1,03	38,78
Tuyau C15	369,862	20	0,26	0,83	48,14
Tuyau C16	151,842	20	0,11	0,40	10,48
Tuyau C17	79,27	63	2,16	0,69	8,36
Tuyau C18	44,598	40	1,69	1,35	47,78
Tuyau C19	63,252	20	0,33	1,05	72,97
Tuyau C20	26,289	32	0,67	0,84	27,14
Tuyau C21	144,965	20	0,10	0,32	9,49
Tuyau C22	95,474	20	0,15	0,47	18,19
Tuyau C23	99,151	20	0,37	1,17	88,33
Tuyau C24	92,438	20	0,06	0,51	4,41
Tuyau C25	119,767	20	0,08	0,27	6,82
Tuyau C26	39,232	20	0,03	0,90	0,74
Tuyau C27	18,006	20	0,01	0,74	0,35
Tuyau C29	655,156	20	0,46	1,47	131,29
Tuyau C30	180,475	20	0,35	1,12	81,71
Tuyau C31	34,288	20	0,02	0,80	0,64
Tuyau C32	125,942	20	0,09	0,28	7,52
Tuyau C33	68,718	32	1,13	1,41	68,03
Tuyau C34	47,61	20	0,03	0,11	0,91
Tuyau C36	194,681	20	0,14	0,44	15,74
Tuyau C37	354,316	20	0,25	0,80	44,65
Tuyau C39	161,238	20	0,11	0,36	11,48
Tuyau C41	396,297	25	0,28	0,57	18,74
Tuyau C43	112,118	20	0,08	0,25	6,23
Tuyau C45	728,582	25	0,51	1,05	54,63
Tuyau C2	4,793	90	5,85	0,92	8,99
Tuyau C8	38,522	20	0,03	0,90	0,71
Tuyau C11	33,599	20	0,02	0,80	0,64
Tuyau C12	96,81	50	2,77	1,41	39,43
Tuyau C3	57,99	20	0,04	0,53	1,27
Tuyau C4	31,90	90	6,44	1,01	10,67
Tuyau C44	347,11	75	4,40	1,14	18,00
Tuyau C48	249,343	63	2,79	0,90	13,25
Tuyau C49	591,028	63	1,64	0,53	5,16
Tuyau C50	52,366	40	0,96	0,76	17,50
Tuyau C38	1258,02	32	0,89	1,10	45,72
Tuyau C40	171,014	32	0,89	1,11	44,79
Tuyau C42	301,350	20	0,21	0,67	33,50

Tableau 43: Les résultats de la simulation des conduites (suite et fin).

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)
Tuyau C47	341,64	40	1,53	1,22	40,05
Vanne V1	Sans Valeur	32	0,89	1,10	30,00
Vanne V2	Sans Valeur	32	0,89	1,11	30,00
Vanne V3	Sans Valeur	20	0,21	0,67	60,00
Vanne V4	Sans Valeur	40	1,53	1,22	35,00

Tableau 44: Les résultats de la simulation des nœuds ...

ID Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N11	690,864	0,07	708,74	17,87
N12	680,811	0,06	708,60	27,79
N15	696,679	0,11	706,83	10,15
N17	670,046	0,02	706,82	36,77
N20	670,041	0,32	703,01	32,97
N28	636,106	0,11	701,28	65,18
N31	642,272	0,59	697,28	55,01
N38	573,034	0,21	627,18	54,15
N45	622,575	0,52	648,60	26,02
N54	609,671	0,19	641,24	31,57
N62	603,625	0,46	643,67	40,05
N74	571,557	0,26	625,87	54,31
N78	590,889	0,11	642,08	51,19
N118	670,343	0,13	708,07	37,73
N120	677,739	0,21	705,94	28,20
N196	684,349	0,19	703,46	19,11
N80	670,308	0,16	707,89	37,58
N201	676,842	0,10	702,08	25,24
N92	670,017	0,11	706,15	36,13
N101	673,136	0,22	699,13	25,99
N111	671,046	0,06	698,72	27,67
N107	657,215	0,08	698,31	41,10
N96	692,936	0,03	706,12	13,19
N397	702,06	0,03	734,81	32,75
N98	670,193	0,01	706,14	35,95
N205	680,96	0,50	692,46	11,50
N228	573,634	0,46	606,45	32,81
N145	668,456	0,24	691,20	22,74
N147	671,957	0,02	691,18	19,22
N152	652,487	0,09	690,25	37,76
N158	673,759	0,20	701,27	27,51
N163	668,814	0,03	701,23	32,41
N171	610,587	0,51	663,61	53,02
N189	630,733	0,14	660,55	29,81
N229	678,706	0,57	693,38	14,67
N240	659,221	0,11	691,53	32,31
N253	662,087	0,87	696,43	34,34
N265	634,272	0,28	689,00	54,73
N272	671,081	1,01	699,73	28,65

Tableau 44: Les résultats de la simulation des nœuds (suite et fin).

ID Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N275	673,847	0,08	699,03	25,19
N394	573,898	0,89	618,47	44,57
N347	605,68	0,51	659,93	54,25
N182	597,287	0,25	647,79	50,50
N2	708,76	0,05	734,84	26,08
N6	702,966	0,02	734,82	31,85
N285	686,08	1,15	705,98	19,90
N287	680,75	0,04	703,38	22,63

- **Interprétation des résultats**

Après avoir introduit les débits et altitudes de chaque nœud, ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc (conduite), on a lancé la simulation du réseau, et on a ces résultats :

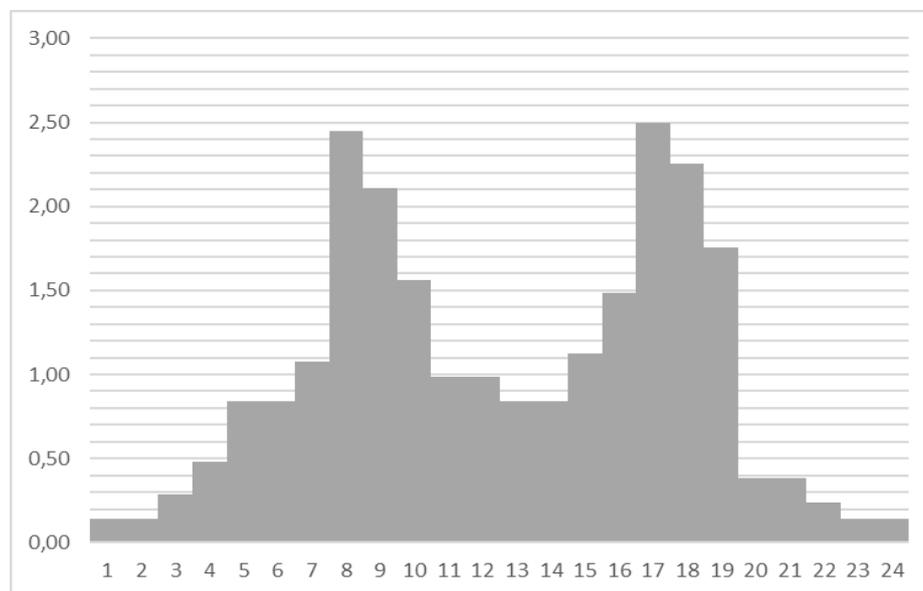
- Vitesse de conduite qui varie entre (0,5 à 1,5 m/s).
- Pression au nœud qui varie entre (10 à 60 m).

Et pour cela on a opté pour PEHD PN10 par mesure de sécurité et bonne fonction de l'alimentation.

VII.8.2 Simulation dynamique

Dans cette partie, on va traiter le réseau de distribution C pour la simulation dynamique pour rendre notre étude plus réaliste et simuler le comportement du système sur une longue durée.

Puisque notre zone d'étude est rurale, nous allons créer une *Courbe de Modulation* dans laquelle les demandes aux nœuds changent périodiquement pendant la journée.

**Figure 54:** Courbe de Modulation

On a devisé les débits aux nœuds par le plus grand des consommations 2,5.

Les résultats des vitesses et pressions des conduites et nœuds sont présentés dans les graphiques suivants :

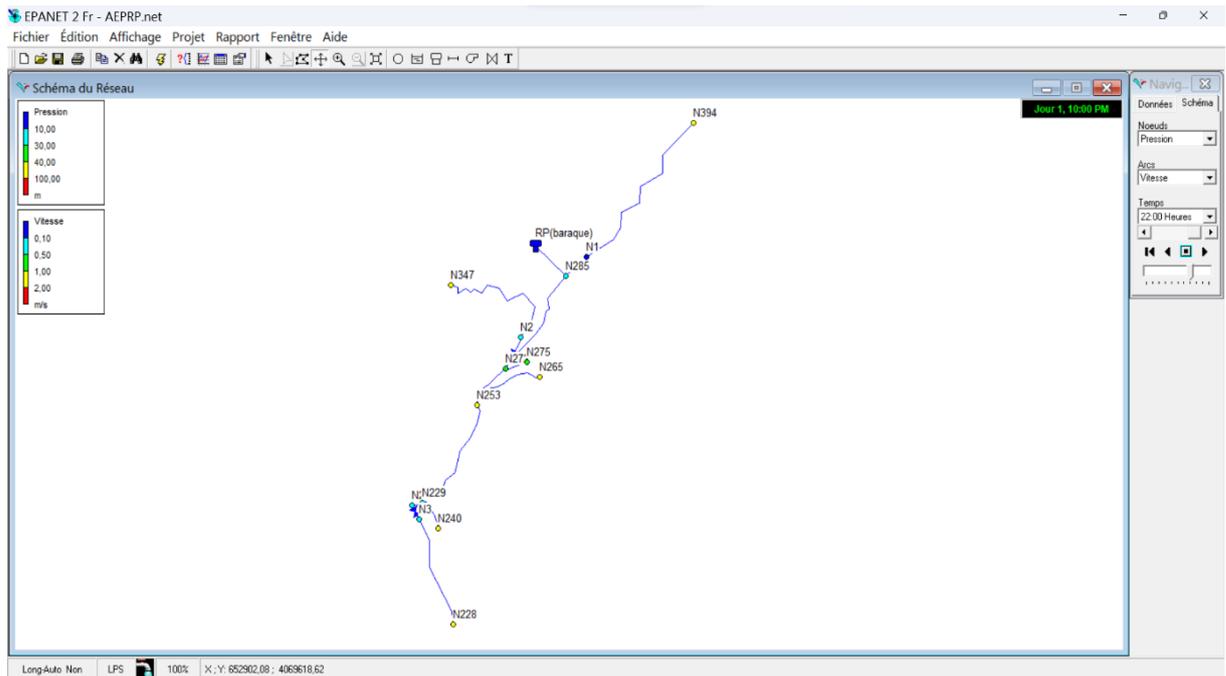


Figure 55: État des nœuds et des conduites du réseau C

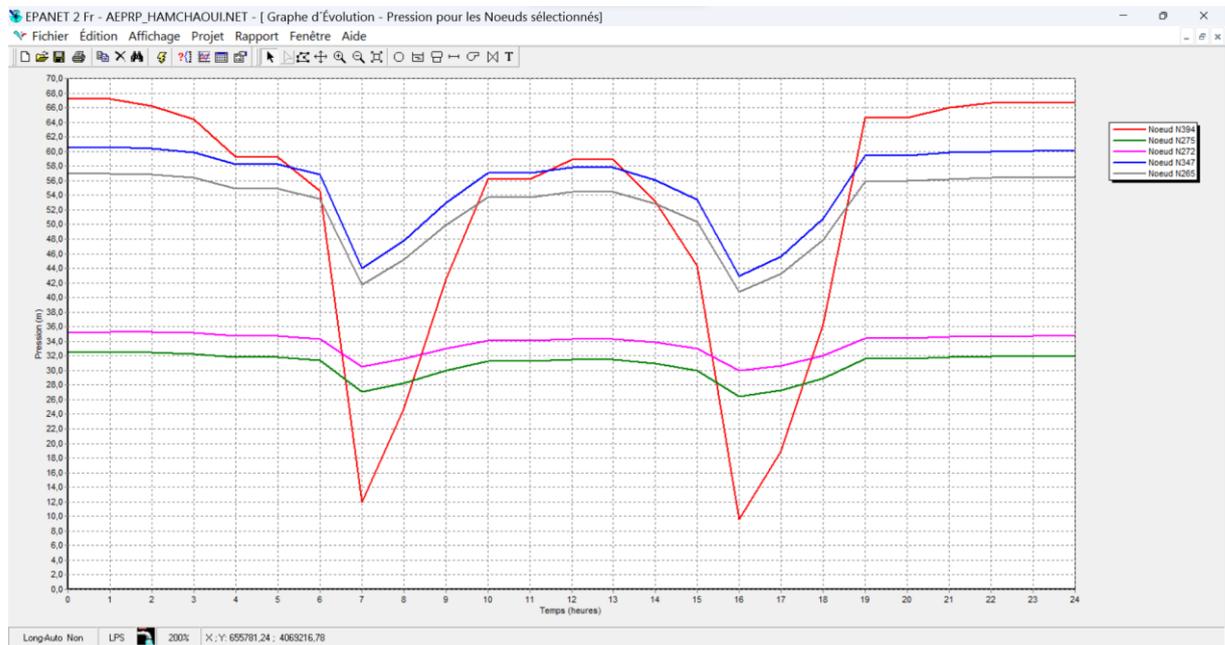


Figure 56: La pression des nœuds pendant la journée

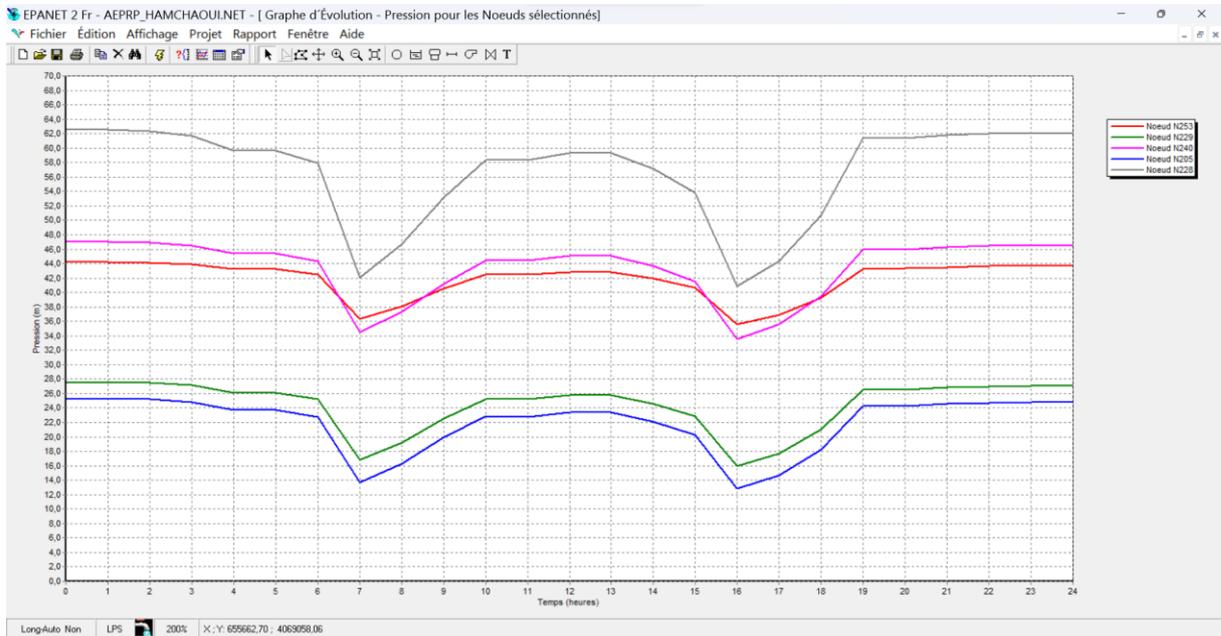


Figure 57: La pression des nœuds pendant la journée

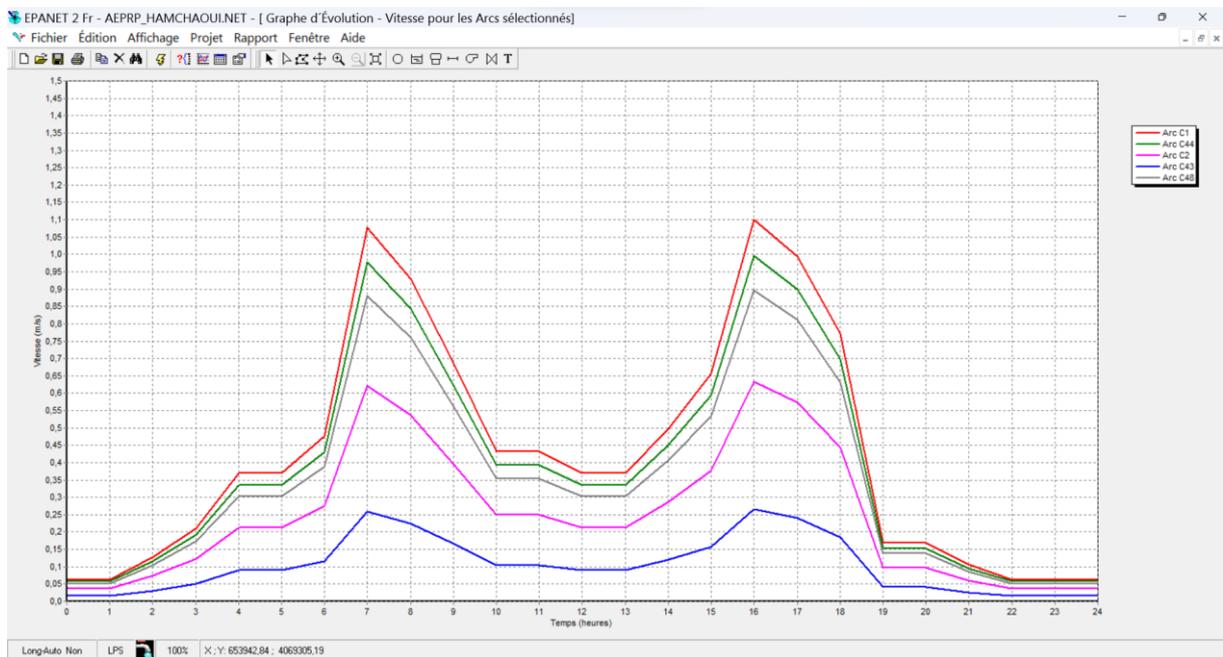


Figure 58: La vitesse des conduites pendant la journée

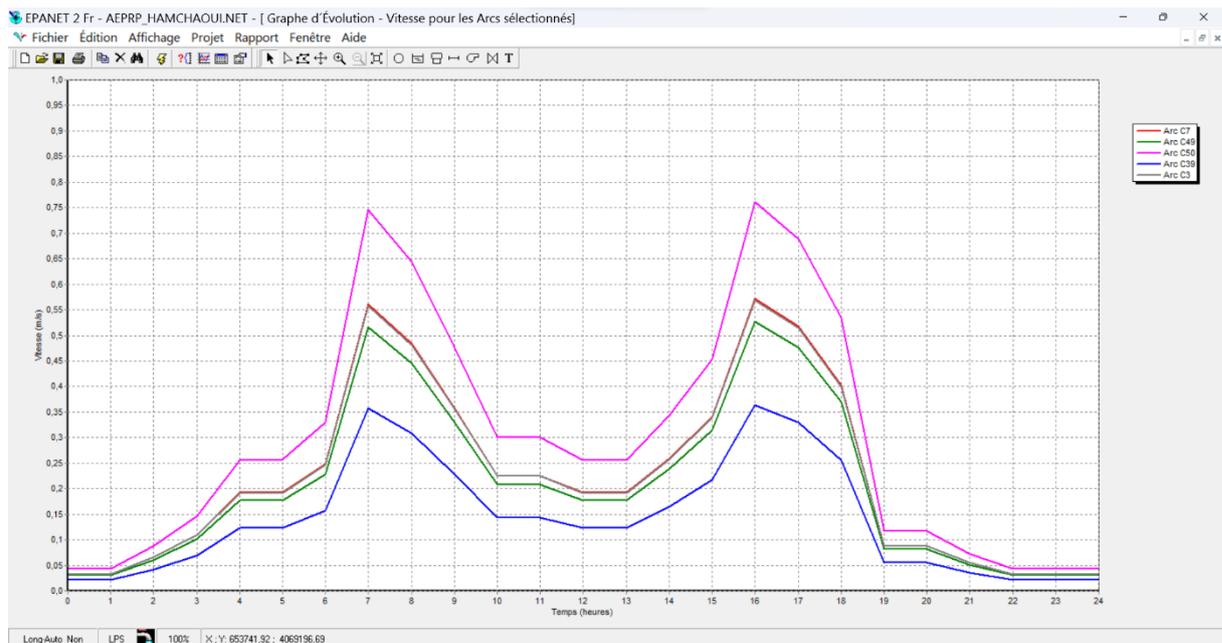


Figure 59: La vitesse des conduites pendant la journée

- **Interprétation des résultats**

D'après les résultats donnés par les graphes d'évolution, (pression et vitesse) on constate que :

- Les pressions pour les nœuds variées entre (10 à 60 m). On note que les pressions des nœuds variés avec le temps, on distingue 3 étapes pour les pressions :
 - 1^{ère} étape : [0h à 6h] et [19h à 24h], on note qu'à ces moments, la pression aux nœuds atteint son maximum (25 à 68 m).
 - 2^{ème} étape : [6h à 10h] et [15h à 19h] on voit qu'à ce moment la pression diminue jusqu'à atteindre son minimum (10 à 44 m).
 - 3^{ème} étape : [10h à 15h], la pression des nœuds est moyenne, varie entre (20 à 58 m).
- Les vitesses pour les arcs variées entre (0,5 à 1,5 m/s). Ces vitesses variées avec le temps, on distingue aussi 3 étapes pour la variation des vitesses :
 - 1^{ère} étape: [0h à 1h] et [22h à 24h], les vitesses sont minimum variées entre 0,02 m/s à 0,07m/s.
 - 2^{ème} étape: [6h à 10h] et [15h à 18h], les vitesses atteint leurs pics, varie entre (0,37 à 1,1m/s).
 - 3^{ème} étape: [1h à 6h], [10h à 15h] et [18h à 22h], les vitesses sont moyennes, varie entre (0,02 à 0,5 m/s).

VII.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait une simulation statique et dynamique à l'aide du logiciel EPANET pour déterminer les diamètres nécessaires pour le réseau de distribution de village AIT MAAMAR en vérifions les vitesses et les pressions dans les tronçons et nœuds.

On a choisi les conduites en PEHD PN10 par mesure de sécurité et de bon fonctionnement de l'alimentation.

Conclusion générale

Notre travail a englobé tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable du village AIT MAAMAR par les eaux de barrage TICHI-HAF.

Après la présentation de la zone d'étude et le diagnostic physique de village AIT MAAMAR d'où nous avons constaté que le réseau d'AEP actuel est vétuste et a besoin d'un renouvellement.

On a estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, et on a estimé un déficit de 391,58 m³/j. Vu que les besoins en eau et de 429,08 m³/j, et la ressource existante fournit un débit de 37,5 m³/j, ce calcul nous a conduits à projeter un réservoir de 200 m³ vu la capacité insuffisante des deux réservoirs existants (R1 et R2).

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons adopté les diamètres les plus économiques en choisissons le PEHD PN10 et PN25 avec des vitesses acceptables.

Dans le but de protéger le tronçon STEP-SR contre le phénomène du coup de bélier, on a effectué une vérification à ce propos. Les résultats de calcul ont montré que notre conduite a besoin d'un réservoir d'air de 15 litres.

La dernière étape est la conception et le dimensionnement de la distribution. Après simulation avec EPANET, on a réalisé une simulation statique et dynamique dans le but de trouver la vitesse varie entre 0,5 et 1,5 m/s et la pression inferieur a 60m pour ne pas endommager les installations des maisons.

Bibliographie

[1] **Données** : Bureau d'études EDEN INGENIERIE - IHDEN Idriss.

[2] **ATMANI, A. et ALIANE, M.** : Alimentation en eau potable de la commune de Chemini, Wilaya de Béjaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juillet 2019.

[3] **MADDI, M. et SLAMANI, M.** : Diagnostic et Réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'el Hamadia, Wilaya de Bordj Bou Arreridj. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2018.

[4] **Dupont, A** : « Hydraulique urbaine ». Tome II : « Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux ». Edition EYOLLES, 484 pages, 1979.

[5] **SAADOUN, A.** : Étude d'alimentation en eau potable d'une partie de la commune de Haizer, Wilaya de Bouira. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, novembre 2021.

[6] **MAKHLOUF, F. et TEBBAKH, A.** : Étude et Réhabilitations du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Souamaa, Wilaya de Tizi-Ouzou. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, octobre 2021.

[7] **ROUSSAMAN, Lewis A.** « Manuel de l'utilisation d'EPANET 2.0 ». US.Environmental protection agency, 2003.

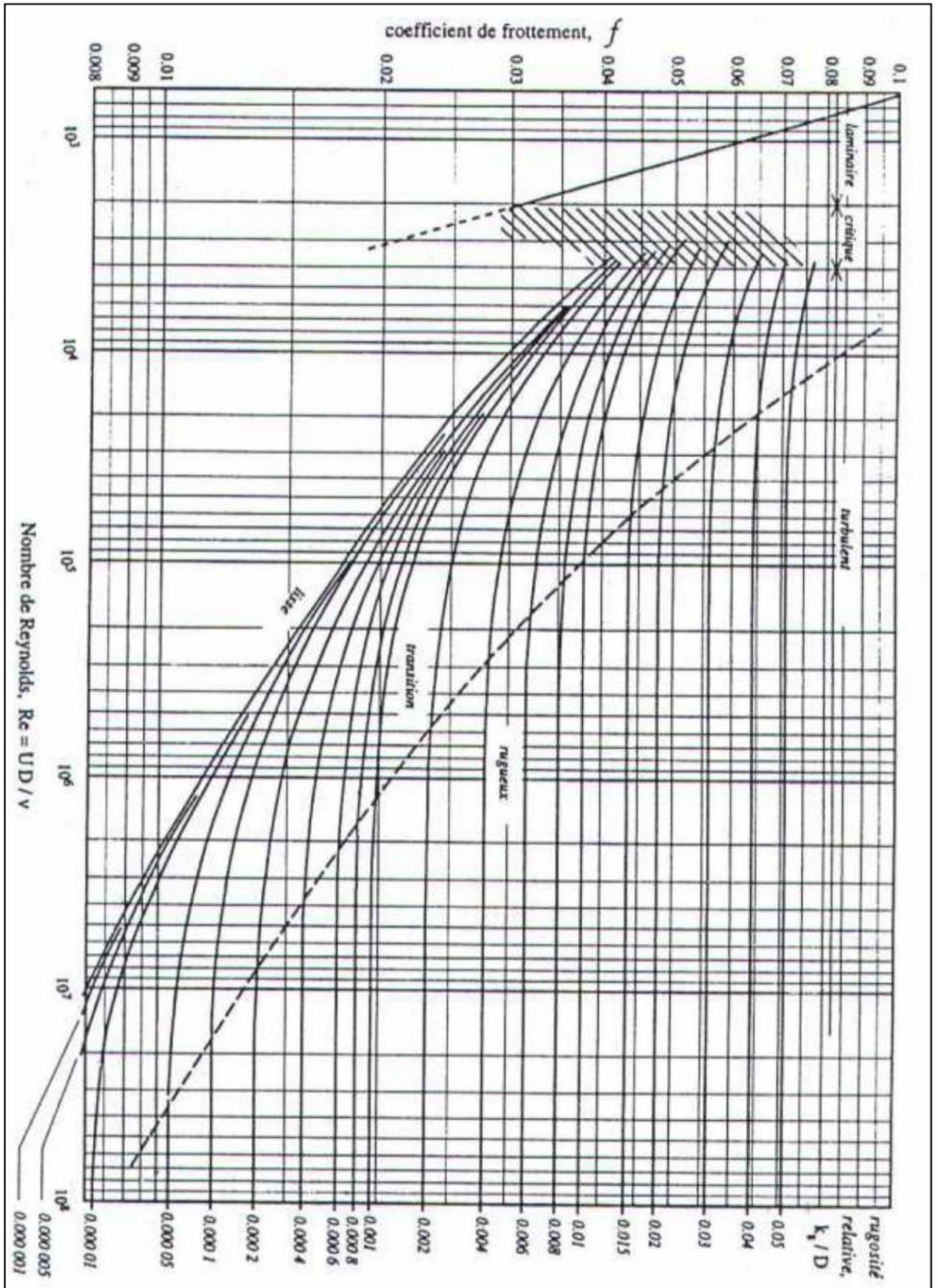


Annexes

Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($k_{max h}$)											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 - 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 - 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 - 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 - 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 - 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 - 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18 - 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 - 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 - 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 - 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 - 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe (2) : Abaque de Moody



Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN10

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2,0	40,15
25	2,0	51,23
32	2,0	64,47
40	2,4	97,69
50	3,0	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

Annexe (4) : Diamètre normalisé en PEHD PN25

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Pression de service (bar)
20	3	25
25	3,5	25
32	4,4	25
40	5,5	25
50	6,9	25
63	8,6	25
75	10,3	25
90	12,3	25
110	15,1	25
125	17,1	25
160	21,9	25

Résumé

Dans notre mémoire, nous avons traité la conception du système d'alimentation en eau potable du village AIT MAAMAR. Ce village sera renforcé à partir du barrage de TICHY-HAF.

Nous avons commencé notre étude par la présentation du site. Par la suite diagnostic physique des ouvrages et conduites existants a été effectué. Après on a estimé les besoins en eau de la population à l'horizon 2053.

Par la suite nous avons conçu et dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction. Afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons préconisé un réservoir d'air.

En dernier lieu, nous avons dimensionné le réseau de distribution à l'aide de logiciel EPANET.

Mots clés : alimentation en eau potable, réservoirs, adduction, coup de bélier, distribution, EPANET.

ملخص

في المذكورة، تناولنا تصميم نظام توزيع المياه الصالحة للشرب لقرية آيت معمور. سيتم تعزيز هذه القرية من خلال سد تيشي هاف.

بدأنا دراستنا بتقديم الموقع وإجراء تقييم فني للهياكل والأنابيب الموجودة في منطقة الدراسة. ثم قدرنا احتياجات المياه للسكان حتى عام 2053. بعد ذلك، قمنا بتصميم وتحديد حجم الخزانات وخطوط الإمداد. لحماية أنابيب التزويد ضد ظاهرة المطرقة المائية، قمنا باستخدام خزان هوائي.

أخيراً، قمنا بتحديد حجم شبكة التوزيع باستخدام برنامج ايبانات. **الكلمات المفتاحية:** مصدر مياه الشرب، الخزان، التزويد، المطرقة المائية، التوزيع، ايبانات.

Abstract

In our thesis, we addressed the design of the drinking water supply system for the village of AIT MAAMAR. This village will be reinforced using water from the Tichy-haf dam.

We began our study by presenting the site and conducting a physical assessment of the existing structures and pipelines in the study area. We then estimated the water needs of the population up to the year 2053.

Subsequently, we designed and sized the tanks and the supply lines. In order to protect the discharge pipes against the phenomenon of water hammer, we recommended the use of an air tank.

Lastly, we dimensioned the distribution network using the EPANET software.

Keywords: Drinking water supply, tank, adduction, water hammer, distribution, EPANET.