

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 :

**MANSOURI Jugurta**

**IMESSAOUDENE Faïçal**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE :

**ETUDE D'AEP DES VILLAGES, IKHELOUYENE  
IFOUZAR ET IGUNAN AMAR, COMMUNE AIT  
AISSA MIMOUN, W : TIZI OUZOU.**

Soutenu le **27 /06 /2015** devant le jury composé de :

- Président : **HAMDI L.**
- Promoteur (s) : **YAKOUBI M.**
- Examineur (s) : **SAOU H.**



# Remerciement



*Tout d'abord nous remercions **DIEU** le tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.*

*Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à Mr YAKOUBI Mohammed (notre promoteur). Il nous a accordé ce qu'est le plus précieux, son temps, et son attention.*

*Nous le remercions pour son aide et sa disponibilité.*

*Nous voudrions remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail.*

*Nous tenons à remercier Mr HAMOUCHE.A, pour son aide et ses encouragements durant notre parcours.*

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

**Merci**



**Jugurta et Faiçal**  
**juin 2015**

# Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en  
signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère*

*Mon père*

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont  
ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Je le dédie également à :*

*Mon frère : Mohend Said*

*Mes sœurs : Hinda, Dahbia, Katia et Tinhinane.*

*Mes amis : Rabah, Samir, Mefteh, Amirouche, Yacine .*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont  
contribué de près ou de loin à ma formation.*

*Faïçal*

## Le sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

### Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins

I.1. Introduction :.....	2
I.2. Présentation de site : .....	2
I.2.1. Présentation de la commune d'AIT AISSA MIMOUN : .....	2
I.2.2. Situation géographique : .....	2
I.2.3. Situation climatique : .....	4
<i>I.2.3.1. la température</i> :.....	4
<i>I.2.3.2. la pluviométrie</i> : .....	5
<i>I.2.3.3. Le vent</i> :.....	6
<i>I.2.3.4. L'humidité de l'air</i> : .....	7
I.2.4. situation hydraulique :.....	9
I.3. Estimation des besoins en eau : .....	9
I.3.1. Situation démographique : .....	9
I.3.2. Estimation de la population future à différents horizons : .....	10
I.3.3. La consommation moyenne journalière :.....	10
<i>I.3.3.1. Besoins domestique</i> :.....	11
<i>I.3.3.2. Besoins scolaires</i> :.....	11
<i>I.3.3.3. Besoins socioculturels</i> :.....	12
<i>I.3.3.4. Besoin sanitaires</i> :.....	12
<i>I.3.3.5. Besoins cheptel</i> : .....	12
<i>I.3.3.6. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons</i> : .....	13
I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière :.....	13
I.3.5. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière : .....	13
I.3.6. Variation de débit horaire :.....	15
I.3.7. Le bilan ressources-besoins :.....	16
I.4. Conclusion : .....	16

### Chapitre II : les réservoirs

II.1. Introduction : .....	17
II.2. Classification des réservoirs : .....	17

II.3. Choix de type de réservoir :.....	17
II.4. Equipement des réservoirs :.....	17
II.5.détermination de la capacité des réservoirs .....	18
II.5.1. Méthode analytique :.....	18
II.5.1.1. Détermination de la valeur de « P% » .....	18
II.5.2 Méthode graphique : .....	18
II.5.3. Calcule de volume total de réservoir : .....	19
II.6. Dimensionnement de réservoir principal R1 :.....	19
II.6.1 Calcul du diamètre de réservoir R1 : .....	20
II.6.2. Calcul de la hauteur de la réserve incendie dans R1 :.....	20
II.7. Dimensionnement de réservoir R2 du village Ifouzar:.....	20
II.7.1. Calcul du diamètre de réservoir R2 : .....	20
II.7.2 Calcul de la hauteur de la réserve incendie :.....	21
II.8. Dimensionnement de réservoir R3 du village Ikhelouiene: .....	22
II.8.1. Calcul du diamètre de réservoir R3 : .....	22
II.8.2 Calcul de la hauteur de la réserve incendie :.....	22
II.9. Dimensionnement de réservoir R4 du village Igounane Aneur : .....	22
II.9.1 Calcul du diamètre de réservoir R4: .....	23
II.9.2 Calcul de la hauteur de la réserve incendie :.....	23
II.10. Détermination de la capacité de stockage des réservoirs des stations de reprise : .....	23
II.10.1. Réservoir de la station de reprise SR1 : .....	23
II.10.2. Réservoir de la station de reprise SR2 : .....	24
II.10.3. dimensionnement de réservoir la station de reprise SR3 : .....	25
II.10.4. dimensionnement de réservoir de la station de reprise SR4: .....	26
II.12. Conclusion :.....	28

## Chapitre III : ADDUCTION

III.1 Introduction :.....	29
III.2.Choix du tracé : .....	29
III.3. Choix de type des conduites :.....	29
III.4. Calcul du diamètre économique :.....	29
III.4.1 formules utilisées pour le calcul du diamètre économique : .....	29
III.4.2. Calcul de la vitesse : .....	30
III.4.3. Les pertes de charges :.....	30
III.4.3.1. Pertes de charges linaires : .....	30
III.4.3.2. les pertes de charges singulières: .....	32

III.4.3.3. les pertes de charges totales: .....	32
III.4.5. Calcul de la hauteur manométrique totale $H_{MT}$ : .....	32
III.4.6. la puissance absorbée par la pompe : .....	32
III.4.7. Energie consommée par la pompe : .....	33
III.4.8. frais d'exploitation : .....	33
III.4.9. Frais d'amortissement: .....	33
III.4.10. Le bilan générale: .....	34
III.4.11. prix de revient des conduites : .....	34
III.5. Dimensionnement du réseau d'adduction : .....	34
III.5.1 Adduction par refoulement : .....	34
III.5.1.1 .Tronçons Forage – SR1 : .....	34
III.5.1.2 .Tronçons SR1– SR2 : .....	36
III.5.1.3 .Tronçons SR2- SR3 : .....	37
III.5.1.4 .Tronçons SR3- SR4 : .....	38
III.5.1.5. Tronçons SR4- R1 : .....	39
III.5.2 Adduction gravitaire : .....	40
III.5.2.1.Tronçon R1- R2 : .....	40
III.5.2.2.Tronçon R1- R3 : .....	41
III.5.2.3.Tronçon R1- R4 : .....	42
III.5.3 les tableaux récapitulatifs des résultats: .....	43
III.6. conclusion : .....	44

## Chapitre IV : LES POMPES

IV.1. Introduction : .....	45
IV.2. Point de fonctionnement d'une pompe : .....	45
IV.3. Le phénomène de cavitation .....	45
IV.4. Notions de NPSH : .....	45
IV.5. Choix de type de pompes à adopter pour les différentes stations : .....	46
IV.5.1. Pompe de la station de reprise « SR1 » : .....	46
IV.5.2. Pompe de la station de reprise « SR2 » : .....	51
IV.5.3. Pompe de la station de reprise « SR3 » : .....	56
IV.5.4. Pompe de la station de reprise « SR4 » : .....	57
IV.5.5. La pompe de forage : .....	62

IV.6. Conclusion :	66
--------------------	----

## CHAPITRE V : LA DISTRIBUTION

V.1. Introduction :	67
V.2. Classification des réseaux :	67
V.3. mode de distribution :	67
V.4. Choix de type de réseau :	67
V.5. Choix de type des conduites :	67
V.6. calcul hydraulique :	68
V.6.1. Débit de pointe :	68
V.6.2. Débit spécifique :	68
V.6.3. Débit en route :	68
V.6.4. Débit calculé :	68
V.6.5. Débit en nœud :	68
V.6.6.calcul des pertes de charge :	69
V.6.6.1 : pertes de charge linéaire :	69
V.6.6.1 : pertes de charge singulier :	70
V.6.7.calcul des pressions de srvice de réseau :	70
V.7.principe de calcul du réseau maillé :	70
V.8. détermination des débits du réseau :	71
V.8.1.débits en route:	71
V.8.2. debits au nœuds:	73
V.9. Calcul du réseau par logiciel EPANET :	74
V.9.1. les Etapes de l'utilisation d'EPANET:	74
V.9.2.les résultats de la simulation :	74
V.11. conclusion :	81

## CHAPITRE VI : la protection des conduites

VI.1 Introduction :	81
VI.2. le phénomène de coup de bélier :	81
VI.2.1. Causes fréquentes du coup de bélier :	81
VI.2.3. Analyse physique de Coup de bélier dans les pompes :	81
VI.2.4. Les moyens de protection anti-bélier :	82
VI.2.5. Etude du coup de bélier	82

VI.2.6. Valeurs numérique de coup de bélier : .....	82
VI.2.7. le rôle d'une ventouse a 3 fonctions: .....	84
VI.2.7.1.localisation : .....	84
VI.2.7.2. diamètres et pressions disponibles : .....	84
VI.2.7.3.dimensionnement de la ventouse : .....	84
VI.3. la protection des conduites contre la corrosion: .....	85
VI.3.1.La corrosion externe : .....	85
VI.3.2.La corrosion interne : .....	85
VI.3.3.la lutte contre la corrosion : .....	85
VI.3.3.1.protection contre la corrosion externe: .....	85
VI.3.3.2.la lutte contre la corrosion interne: .....	86
VI.4.la protection des conduites contre la poussé due à la pression de l'eau : .....	86
VI.5 : les procédures de la pose des conduites : .....	86
VI.6.conclusion : .....	88
<b>Conclusion générale</b> .....	89

## **La bibliographie**

## **Annexes**

## Liste des tableaux

<b>Tableau (I-1) :</b> Variation des températures moyennes minimales et maximales pour la région d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2008.....	4
<b>Tableau (I-2) :</b> Répartition de la pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle pour la commune d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2008.....	5
<b>Tableau (I-3) :</b> Vitesse moyenne et direction des vents dominants pour la région d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2006. ....	6
<b>Tableau (I-4) :</b> Humidité relative moyenne mensuelle enregistrée entre 1990 et 2006 .....	8
<b>Tableau (I-5) :</b> Nombre d'habitants des différents villages (RGPH 2008).....	9
<b>Tableau (I-6) :</b> Evolution de la population.....	10
<b>Tableau (I-7) :</b> Détermination des débits domestiques des différents villages.....	11
<b>Tableau (I-8) :</b> les besoins scolaires.....	11
<b>Tableau (I-9) :</b> Besoins socioculturels.....	12
<b>Tableau (I-10) :</b> Besoins sanitaires.....	12
<b>Tableau (I-11) :</b> Besoins cheptel.....	12
<b>Tableau (I-12) :</b> Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.....	13
<b>Tableau (I-13) :</b> Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20%.....	13
<b>Tableau (I-14) :</b> Variation de la consommation journalière.....	14
<b>Tableau (I-15) :</b> Variation de coefficient $\beta$ max en fonction de nombre d'habitants.....	15
<b>Tableau (II-1) :</b> Dimensionnement de réservoir R1.....	19
<b>Tableau (II-2) :</b> Dimensionnement de réservoir R2.....	21
<b>Tableau (II-3) :</b> Dimensionnement de réservoir de la SR2.....	24
<b>Tableau (II-4) :</b> Dimensionnement de réservoir SR3.....	26
<b>Tableau (II-5) :</b> Dimensionnement de réservoir de SR4.....	27
<b>Tableau (III-1) :</b> Prix de revient des conduites en acier.....	34
<b>Tableau (III-2) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	35
<b>Tableau (III-3) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	35
<b>Tableau (III-4) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	35
<b>Tableau (III-5) :</b> Bilan des frais.....	35
<b>Tableau (III-6) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	36
<b>Tableau (III-7) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	36
<b>Tableau (III-8) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	36
<b>Tableau (III-9) :</b> Bilan des frais.....	36
<b>Tableau (III-10) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	37
<b>Tableau (III-11) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	37
<b>Tableau (III-12) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	37
<b>Tableau (III-13) :</b> Bilan des frais.....	37
<b>Tableau (III-14) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	38
<b>Tableau (III-15) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	38
<b>Tableau (III-16) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	38
<b>Tableau (III-17) :</b> Bilan des frais.....	38
<b>Tableau (III-18) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	39

<b>Tableau (III-19) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	39
<b>Tableau (III-20) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	39
<b>Tableau (III-21) :</b> Bilan des frais.....	40
<b>Tableau (III-22) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivé (tronçon R1-R2).....	40
<b>Tableau (IV-23) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivé (tronçon R1-R3).....	41
<b>Tableau (III-24) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivé (tronçon R1-R4).....	42
<b>Tableau (III-25) :</b> Caractéristiques des conduites d'adduction par refoulement.....	43
<b>Tableau (III-26) :</b> Caractéristiques des conduites d'adduction gravitaire.....	43
<b>Tableau (IV-1) :</b> Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	46
<b>Tableau (IV-2) :</b> Bilan des frais d'exploitation.....	51
<b>Tableau (IV-3) :</b> Bilan des frais d'exploitation.....	55
<b>Tableau (IV-4) :</b> Bilan des frais d'exploitation.....	61
<b>Tableau (IV-5) :</b> Bilan des frais d'exploitation.....	66
<b>Tableau (V-1) :</b> les débits de route pour le cas « de point » .....	72
<b>Tableau (V-2) :</b> Les débits aux nœuds .....	73
<b>Tableau (V-3) :</b> Récapitulation des résultats ou niveau de chaque nœud.....	77
<b>Tableau (V-4) :</b> Répartition des résultats pour chaque tronçon.....	78
<b>Tableau (VI-1) :</b> Valeurs numérique de coup de bélier.....	83
<b>Tableau (VI-2) :</b> Les diamètres des ventouses en fonction des diamètres des tuyaux.....	84
<b>Tableau (VI-3) :</b> Les différents matériaux.....	87

## Liste des tableaux

<b>Tableau (I-1) :</b> Variation des températures moyennes minimales et maximales pour la région d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2008.....	4
<b>Tableau (I-2) :</b> Répartition de la pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle pour la commune d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2008.....	5
<b>Tableau (I-3) :</b> Vitesse moyenne et direction des vents dominants pour la région d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2006. ....	6
<b>Tableau (I-4) :</b> Humidité relative moyenne mensuelle enregistrée entre 1990 et 2006 .....	8
<b>Tableau (I-5) :</b> Nombre d'habitants des différents villages (RGPH 2008).....	9
<b>Tableau (I-6) :</b> Evolution de la population.....	10
<b>Tableau (I-7) :</b> Détermination des débits domestiques des différents villages.....	11
<b>Tableau (I-8) :</b> les besoins scolaires.....	11
<b>Tableau (I-9) :</b> Besoins socioculturels.....	12
<b>Tableau (I-10) :</b> Besoins sanitaires.....	12
<b>Tableau (I-11) :</b> Besoins cheptel.....	12
<b>Tableau (I-12) :</b> Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.....	13
<b>Tableau (I-13) :</b> Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20%.....	13
<b>Tableau (I-14) :</b> Variation de la consommation journalière.....	14
<b>Tableau (I-15) :</b> Variation de coefficient $\beta$ max en fonction de nombre d'habitants.....	15
<b>Tableau (II-1) :</b> Dimensionnement de réservoir R1.....	19
<b>Tableau (II-2) :</b> Dimensionnement de réservoir R2.....	21
<b>Tableau (II-3) :</b> Dimensionnement de réservoir de la SR2.....	24
<b>Tableau (II-4) :</b> Dimensionnement de réservoir SR3.....	26
<b>Tableau (II-5) :</b> Dimensionnement de réservoir de SR4.....	27
<b>Tableau (III-1) :</b> Prix de revient des conduites en acier.....	34
<b>Tableau (III-2) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	35
<b>Tableau (III-3) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	35
<b>Tableau (III-4) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	35
<b>Tableau (III-5) :</b> Bilan des frais.....	35
<b>Tableau (III-6) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	36
<b>Tableau (III-7) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	36
<b>Tableau (III-8) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	36
<b>Tableau (III-9) :</b> Bilan des frais.....	36
<b>Tableau (III-10) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	37
<b>Tableau (III-11) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	37
<b>Tableau (III-12) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	37
<b>Tableau (III-13) :</b> Bilan des frais.....	37
<b>Tableau (III-14) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	38
<b>Tableau (III-15) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	38
<b>Tableau (III-16) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	38
<b>Tableau (III-17) :</b> Bilan des frais.....	38
<b>Tableau (III-18) :</b> Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	39

<b>Tableau (III-19) :</b> Calcul des frais d'exploitation.....	39
<b>Tableau (III-20) :</b> Calcul des frais d'amortissement.....	39
<b>Tableau (III-21) :</b> Bilan des frais.....	40
<b>Tableau (III-22) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivé (tronçon R1-R2).....	40
<b>Tableau (IV-23) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivé (tronçon R1-R3).....	41
<b>Tableau (III-24) :</b> Calcul de la hauteur d'arrivé (tronçon R1-R4).....	42
<b>Tableau (III-25) :</b> Caractéristiques des conduites d'adduction par refoulement.....	43
<b>Tableau (III-26) :</b> Caractéristiques des conduites d'adduction gravitaire.....	43
<b>Tableau (IV-1) :</b> Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	46
<b>Tableau (IV-2) :</b> Bilan des frais d'exploitation.....	51
<b>Tableau (IV-3) :</b> Bilan des frais d'exploitation.....	55
<b>Tableau (IV-4) :</b> Bilan des frais d'exploitation.....	61
<b>Tableau (IV-5) :</b> Bilan des frais d'exploitation.....	66
<b>Tableau (V-1) :</b> les débits de route pour le cas « de point » .....	72
<b>Tableau (V-2) :</b> Les débits aux nœuds .....	73
<b>Tableau (V-3) :</b> Récapitulation des résultats ou niveau de chaque nœud.....	77
<b>Tableau (V-4) :</b> Répartition des résultats pour chaque tronçon.....	78
<b>Tableau (VI-1) :</b> Valeurs numérique de coup de bélier.....	83
<b>Tableau (VI-2) :</b> Les diamètres des ventouses en fonction des diamètres des tuyaux.....	84
<b>Tableau (VI-3) :</b> Les différents matériaux.....	87

## Liste des figures :

<b>Figure (I-1) :</b> découpage administratif de la wilaya de Tizi Ouzou.....	3
<b>Figure (I-2) :</b> situation hydraulique de la zone d'étude.....	3
<b>Figure (I-3) :</b> Diagramme des températures moyennes minimales et maximales d'Ait Aissa Mimoun sur une période de 18 ans (1990 à 2008).....	4
<b>Figure (I-4) :</b> Histogramme de la pluviométrie moyenne annuelle et mensuelle de la commune d'Ait Aissa Mimoun (1990 à 2008).....	6
<b>Figure (I-5) :</b> Histogramme des vitesses moyennes mensuelles des vents pour la région d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2006.....	7
<b>Figure (I-6) :</b> Variations de l'humidité relative mensuelle dans la région d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2006.....	8
<b>Figure (II-1) :</b> Equipement d'un réservoir.....	17
<b>Figure III-1 :</b> profil en long de tronçon R1-R2.....	41
<b>Figure III-2 :</b> profil en long de tronçon R1-R3.....	42
<b>Figure III-3 :</b> profil en long de tronçon R1-R4.....	43
<b>Figure (IV-1) :</b> Courbes des NPSH.....	46
<b>Figure (IV-2) :</b> Courbe caractéristique de la pompe de la SR1.....	47
<b>Figure (IV-3) :</b> Courbe caractéristique de la pompe de la SR2.....	52
<b>Figure (IV-4) :</b> Courbe caractéristique de la pompe de la SR3.....	57
<b>Figure (IV-5) :</b> Courbe caractéristique de la pompe de la SR4.....	58
<b>Figure (IV-6) :</b> Courbe caractéristique de la pompe de forage.....	63
<b>Figure (V-1) :</b> La variation de la pression dans le réseau avec la 1 <sup>ère</sup> simulation.....	75
<b>Figure (V-2) :</b> La variation de la vitesse dans le réseau avec la 1 <sup>ère</sup> simulation.....	75
<b>Figure (V-3) :</b> La variation de la pression dans le réseau avec la dernière simulation.....	76
<b>Figure (V-4) :</b> Variation de la vitesse dans le réseau avec la dernière simulation.....	76
<b>Figure (VI-1) :</b> La ventouse à 3 fonctions.....	84
<b>Figure (VI-2) :</b> La protection avec la cathode réactive.....	86
<b>Figure (VI-3) :</b> pose de la conduite en tranchée.....	87

## **LISTE DES SYMBOLES**

<b>Symbole.</b>	<b>Signification.</b>	<b>Unité.</b>
<b>A :</b>	Amortissement annuel (Annuité).	
<b>a :</b>	Célérité de l'onde	m/s
<b>A, B :</b>	constantes de Cherchil (1977).	
<b>B :</b>	Valeur du coup de bélier	m
<b>B<sub>G</sub>:</b>	Bilan général	Da
<b>CTN :</b>	Côte Terrain Naturel	m
<b>CTP :</b>	Côte Trop Plein	m
<b>D :</b>	Diamètre du tuyau	m
<b>D<sub>N</sub> :</b>	Diamètre normalisé	m
<b>E :</b>	Energie consommée par la pompe	Kwh
<b>e' :</b>	Epaisseur de la conduite	mm
<b>e :</b>	Prix unitaire d'un Kwh.	DA
<b>F<sub>amo</sub> :</b>	Frais d'amortissement	DA
<b>F<sub>exp</sub> :</b>	Frais d'exploitation	DA
<b>g :</b>	Accélération de la pesanteur en m/s <sup>2</sup> .	
<b>H<sub>0</sub> :</b>	Pression absolue de la conduite.	
<b>H<sub>a</sub> :</b>	Hauteur d'aspiration	m
<b>H<sub>d</sub> :</b>	Charge disponible	m
<b>H<sub>g</sub> :</b>	Hauteur géométrique	m
<b>H<sub>mt</sub>:</b>	La hauteur manométrique totale	m
<b>H<sub>r</sub> :</b>	Hauteur de refoulement	m
<b>i :</b>	Taux d'annuité.	
<b>Ja :</b>	Perte de charge à l'aspiration	m
<b>Jl :</b>	Pertes de charge linéaires	m/ml
<b>Jt :</b>	Pertes de charge totale	m/ml
<b>K :</b>	Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.	
<b>K<sub>0</sub>:</b>	Rugosité absolue des tuyaux neufs.	
<b>K<sub>max,h</sub> :</b>	Coefficient de variation de consommation maximum horaire.	
<b>K<sub>max,j</sub> :</b>	Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.	
<b>K<sub>min,h</sub> :</b>	Coefficient de variation de consommation minimum horaire.	
<b>K<sub>min,j</sub> :</b>	Coefficient d'irrégularité minimal.	
<b>L :</b>	Longueur de la conduite	m
<b>m :</b>	Coefficient de rognage.	
<b>n :</b>	Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement.	
<b>N :</b>	Vitesse de rotation de la pompe	tr/min
<b>N<sub>D</sub> :</b>	Niveau dynamique du forage	m
<b>N<sub>i</sub>:</b>	Nombre de consommateurs.	
<b>NPSH<sub>d</sub> :</b>	Charge nette minimale disponible à l'aspiration.	
<b>NPSH<sub>r</sub> :</b>	Charge nette minimale requise à l'aspiration.	
<b>P :</b>	Puissance de pompage	Kwh
<b>P% :</b>	Résidu maximal dans le réservoir	%
<b>P<sub>0</sub> :</b>	Pression absolue.	
<b>Pa :</b>	Puissance absorbée par la pompe	Kw
<b>PNS :</b>	Pression nominale de service	Bar

<b>P<sub>U</sub></b> :	Prix unitaire de la conduite	DA/ml
<b>q</b> :	Dotation moyenne journalière des consommateurs	l/j/cons.
<b>Q</b> :	Débit refoulé dans la conduite	m <sup>3</sup> /s
<b>Q<sub>max,h</sub></b> :	Débit entrant dans la station	m <sup>3</sup> /h
<b>Q<sub>max,j</sub></b> :	Consommation maximale journalière	m <sup>3</sup> /j
<b>Q<sub>max,j</sub></b> :	Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.	
<b>Q<sub>min,j</sub></b> :	Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.	
<b>Q<sub>moy,j</sub></b> :	Consommation moyenne journalière des consommateurs	m <sup>3</sup> /s.
<b>q<sub>n</sub></b> :	débit en nœud	l/s
<b>q<sub>p</sub></b> :	Débit de pointe	l/s
<b>q<sub>r</sub></b> :	débit en route	l/s
<b>q<sub>s</sub></b> :	Débit spécifique	l/s
<b>q<sub>t</sub></b> :	débit transite	l/s
<b>r</b> :	Pourcentage de rognage.	
<b>Re</b> :	Nombre de Reynolds.	
<b>S</b> :	Section de la conduite	m <sup>2</sup> .
<b>t</b> :	Nombre d'heures de pompage	h.
<b>T</b> :	Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.	
<b>T<sub>v</sub></b> :	Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.	
<b>V</b> :	Vitesse d'écoulement	m/s
<b>V<sub>tot</sub></b> :	Volume total du réservoir	m <sup>3</sup>
<b>Z<sub>0</sub></b> :	Pression absolue.	
<b>α</b> :	Coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT	
<b>α'</b> :	coefficient qui dépend de la répartition de la consommation de débit en route (0.5,α',0.58).	
<b>α<sub>max</sub></b> :	Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.	
<b>β<sub>max</sub></b> :	Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.	
<b>Θ</b> :	l'angle d'ouverture de la vanne	(°).
<b>η</b> :	Rendement de la pompe	(%).
<b>v</b> :	Viscosité cinématique de l'eau.	
<b>ξ</b> :	Coefficient singularité de la vanne	(%).
<b>λ</b> :	Coefficient de pertes de charge.	m <sup>2</sup> /s
<b>ρ</b> :	Masse volumique de l'eau.	Kg/m <sup>3</sup>

# INTRODUCTION GENERALE

## **Introduction générale**

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la qualité et quantité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie. Tant que l'humanité ne s'est pas sédentarisée, le problème de l'eau se limitait à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivière) cependant, avec l'apparition de collectivités de plus en plus importantes, la naissance des cités, l'urbanisation éloignait la population du milieu naturel et restreignait la diversité des sources d'approvisionnement. L'alimentation en eau potable est un des axes les plus importants de l'hydraulique urbaine.

Notre projet de fin de cycle vise à étudier l'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Aissa Mimoun sur un horizon de 25 ans (le projet en question n'a pas encore été exécuté).

La situation de la commune d'Ait Aissa Mimoun, en matière d'approvisionnement en eau potable, malgré l'importance de la nappe alluviale existante (forages) au niveau de l'Oued Sibaou, n'est pas des plus satisfaisantes. Le présent projet s'inscrit dans le cadre de la concrétisation du plan communal du développement (P.C.D).

Notre projet d'AEP se situe dans une zone à relief très accidenté ; l'étude des pressions de l'eau à partir du piquage sur la conduite de flans nord s'avère nécessaire. Une partie de notre travail sera consacrée au dimensionnement de conduites projetées, tandis que l'autre partie traitera le renforcement de l'existant pour prétendre à une alimentation continue (24/24h).

# Chapitre I :

## PRESENTATION DU SITE ET ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

## I.1. Introduction :

L'objectif de cette étude est le renforcement de réseau d'eau potable de la commune d'Aït Aïssa Mimoun afin de satisfaire ses besoins en eau. Mais avant toute étude technique, il est nécessaire de présenter le site en premier lieu puis on rentre dans la deuxième partie de chapitre qui est l'estimation des besoins en eau potable qui sert à calculer le déficit d'eau des villages concernés.

## I.2. Présentation du site :

### I.2.1. Présentation de la commune d'AIT AISSA MIMOUN :

Actuellement, la commune d'Aït Aïssa Mimoun est principalement composée des agglomérations de Tala Ililane, Akaoudj, Imkechrene, Tahanouts, Ighil-Bouchène, Boussouar et Agouni Ouverrouak.

À sa création en 1984, la commune est composée de vingt-trois localités :

- Agharmiou Agouni Taga Aït Khelfats Aït Brahem (Ath Brahem) Akaoudj
- Akhrib Azza Asma Boussouar Dhalouth El Kelâa
- Ighil Bouchène Igounane Ameur (Laziv) Ikhelouiyène Imkechrene
- Menâam Mendjeh Oumlil Thahanouts
- Thala Gahia Thimeli Timizart Boualim Tizi Tekharoubt
- Thizi Tzougath.

Elle s'étend sur une superficie globale de **36,3 km<sup>2</sup>** avec une population totale de **20 268 habitants**, soit une densité de **558 habitants /km<sup>2</sup>**. [1]

### I.2.2. Situation géographique :

La commune d'Aït Aïssa Mimoun est située au nord de la wilaya de Tizi Ouzou, et constituée principalement d'un petit massif montagneux séparant la chaîne côtière du massif central dont le versant nord prend pied de la vallée de Oued Stita jusqu'au au sommet d'Ighil Bouchène en passant par les villages Menam, Iffouzer et Akouadj alors que son versant sud fait face au massif central de la Kabylie, Ce dernier prend pied de la vallée du sibaou en culminant sur Tala ililane d'une part, tout en s'étalant sur Mendjeh avec une large terrasse sur Igounane Ameur(Laziv) d'autre part. Elle est limitée par (Figure (I-1)): [1]

- ❖ La commune de Boudjima au nord.
- ❖ La commune d'Ouaguenoun au nord-est.
- ❖ La commune de Makouda au nord-ouest.
- ❖ La commune de Sidi Naman à l'ouest.
- ❖ La commune de Tizi ouzou au sud.



**I.2.3. Situation climatique :**

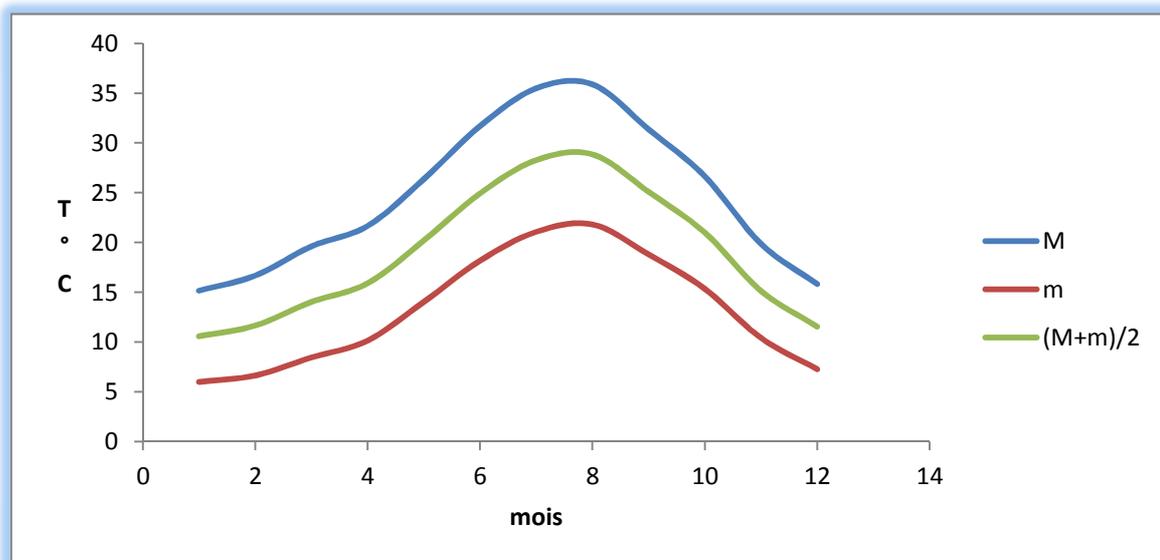
La température et la pluviométrie sont les deux éléments principaux du climat.

**I.2.3.1. la température :**

La température est influencée par la topographie du milieu à savoir l'altitude, le relief et l'exposition, qui interviennent de façon déterminante dans la différenciation au sein d'un même mésoclimat et/ou de microclimat particuliers. [2]

**Tableau (I-1) : Variation des températures moyennes minimales et maximales pour la région de Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2008. [3]**

Mois	jan	Fé	Ma	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aou.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy 18ans
Max	15,16	16,68	19,61	21,66	26,36	31,68	35,48	35,88	31,37	26,65	19,87	15,83	24,68
Min	6	6,65	08,45	10,15	14,04	18,17	21,07	21,82	18,81	15,35	10,42	7,28	13,18
T°cmoy	10,58	11,66	14,01	15,90	20,20	24,92	28,27	28,85	25,09	21	15,14	11,55	18,93



**Figure (I-3) : Diagramme des températures moyennes minimales et maximales de Ait Aissa Mimoun sur une période de 18 ans (1990 à 2008).**

Du mois de Janvier au mois d'Aout les températures moyennes mensuelles augmentent d'une façon significative, par la suite il y a diminution jusqu'au mois de Janvier.

Le mois d'Aout est le mois le plus chaud avec une température moyenne mensuelle de 28,85 °C, par contre le mois de janvier est très froid avec une température moyenne mensuelle de 10,58°C.

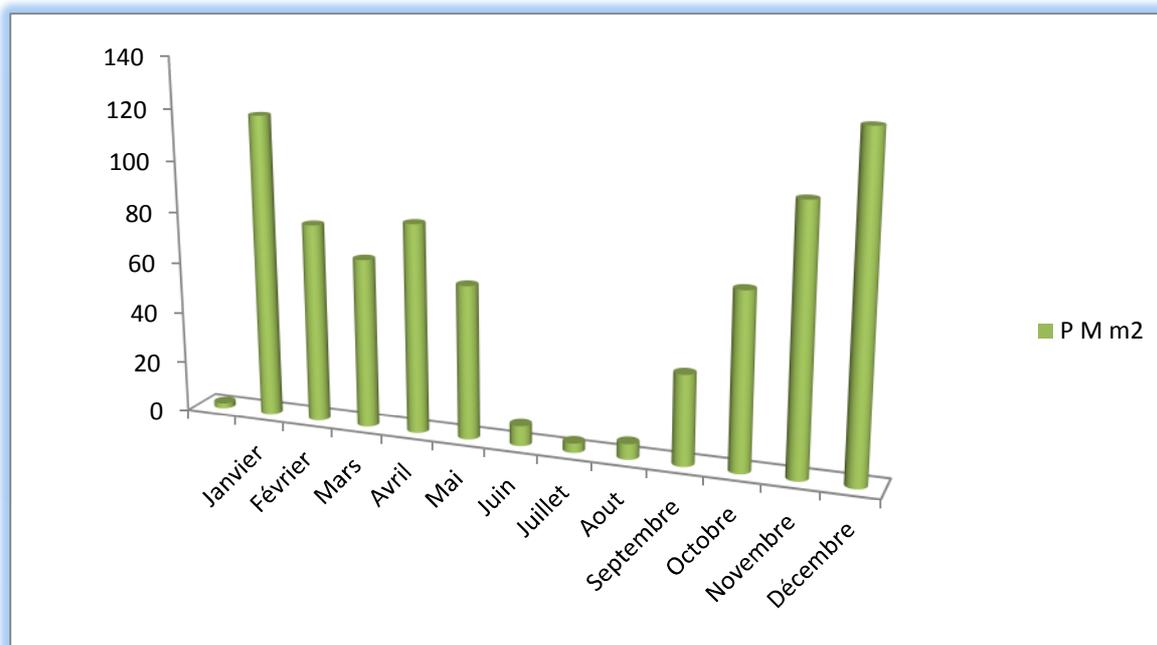
**I.2.3.2. la pluviométrie :**

En Algérie, la pluviosité augmente avec de l'altitude ce qui nous mène à dire que les pluies sont d'origine orographiques. Elles sont aussi soumises à l'influence de la continentalité et la latitude en allant direction de la mer. [2]

**➤ La pluviométrie mensuelle :**

**Tableau (I-2) :** Répartition de la pluviométrie moyenne mensuelle pour la commune de Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2008. [3]

Mois	Pluviométrie moyenne (mm)
Janvier	118,34
Février	74,97
Mars	66,07
Avril	81,65
Mai	59,86
Juin	7,84
Juillet	3,62
Aout	6,05
Septembre	34,97
Octobre	68,17
Novembre	101,94
Décembre	128,57
Année	752,05



**Figure (I-4):** Histogramme de la pluviométrie moyenne annuelle de la commune d'Ait Aissa Mimoun (1990 à 2008).

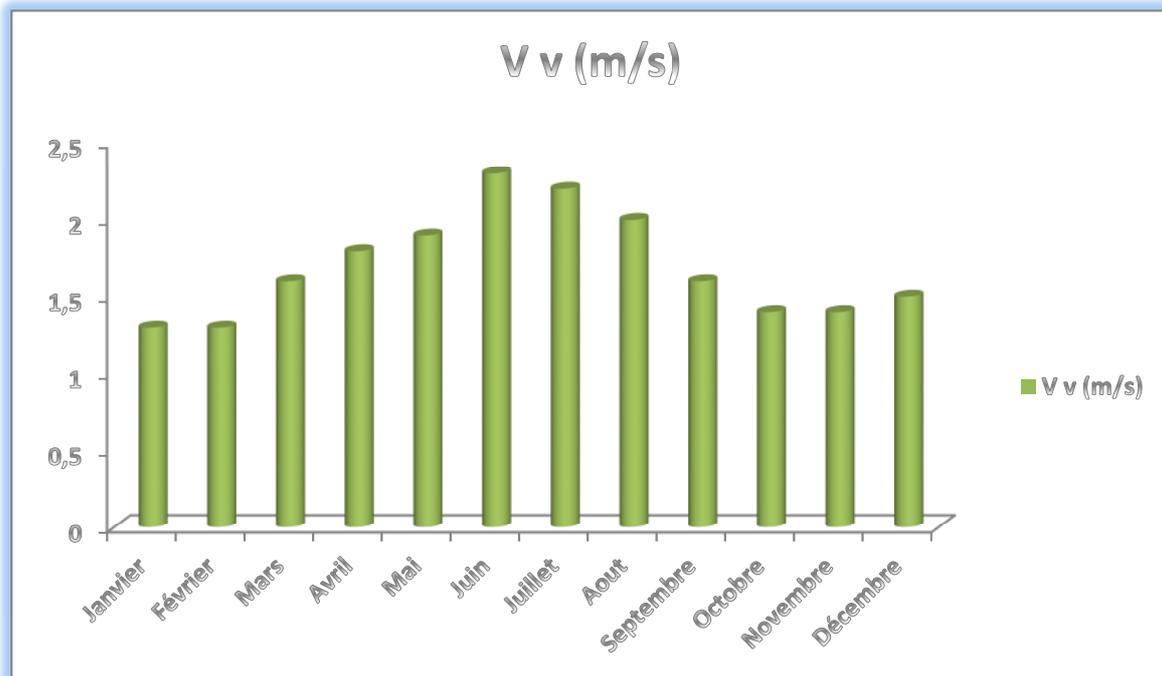
L'étude de la pluviométrie mensuelle et annuelle permet de mettre en évidence une période pluvieuse représentée par cinq mois (Novembre, décembre, janvier, février et avril) soit plus de 70% des précipitations annuelles reçues ; et une période sèche qui s'étale du mois de mai au mois de septembre (Figure I.4).

#### I.2.3.3. Le vent :

Le vent est caractérisé par sa fréquence, sa vitesse et sa direction, il intervient dans la dispersion de divers éléments en suspension, tel que les particules fines, les fumées, les odeurs ...etc.

**Tableau (I-3) :** Vitesse moyenne et direction des vents dominants pour la région d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2006. [3]

MOIS	Vitesse	Direction
Janvier	1,3	SW
Février	1,3	W
Mars	1,6	W
Avril	1,8	SSW
Mai	1,9	W
Juin	2,3	NW
Juillet	2,2	NNE
Aout	2	SSE
Septembre	1,6	WNW
Octobre	1,4	WNW
Novembre	1,4	SSW
Décembre	1,5	W
Moyenne annuelle	1,7	W



**Figure (I-5) :** Histogramme des vitesses moyennes mensuelles des vents pour la région d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2006.

Les vents dominants sont venus de l'ouest avec une vitesse allant de 1,3 m/s pour les deux mois de janvier et février, une augmentation remarquable du mois de Mars (1,6 m/s) au mois de juillet (2,2 m/s), puis une diminution de la vitesse du mois d'août au mois de décembre.

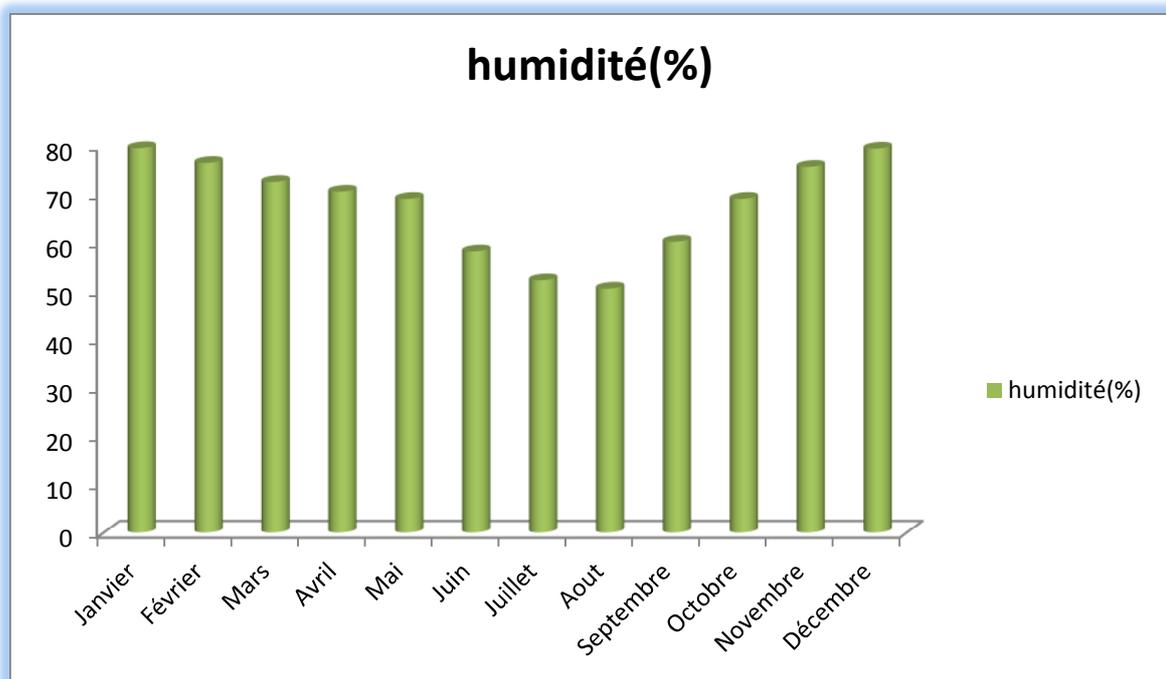
La vitesse moyenne des vents n'excède pas 2,3 m/s, soit 8.28 km/h ; en référence à l'échelle de [Beaufort \(1805\)](#) on voit que les vents de la région de Ait Aissa Mimoun sont de degré deux (air avec une brise légère). [2]

#### ***1.2.3.4 : L'humidité de l'air :***

La région d'Ait Aissa Mimoun est caractérisée par un degré hygrométrique assez élevé tout au long de l'année (moyenne annuelle de 67,8 %), avec six mois entre 70,5 % et 79,5 % et six mois entre 52,1 % et 69 % (Tableau I-5). [3]

**Tableau (I-4) :** Humidité relative moyenne mensuelle enregistrée entre 1990 et 2006.

Mois	Humidité moyenne (%)
Janvier	79,6
Février	76,6
Mars	72,5
Avril	70,5
Mai	69,0
Juin	58,2
Juillet	52,1
Aout	50,4
Septembre	60,2
Octobre	69,0
Novembre	75,8
Décembre	79,5
Moyenne annuelle	67,8

**Figure (I-6) :** Variations de l'humidité relative mensuelle dans la région d'Ait Aissa Mimoun entre 1990 et 2006.

Un jour est considéré sec si l'humidité relative est inférieure à 40 %. Dans la (figure I-6), on remarque que l'humidité relative mensuelle excède cette valeur (40 %) sur tous les mois, donc Ait Aissa Mimoun est humide sur toute l'année. [4]

Cette humidité relative élevée peut avoir comme source la présence du barrage Takssapt (Oued Sibaou) au sud, l'ouverture de cette dernière sur différentes cotes littorales (Azefoun, Tizirt et Boumerdès).

#### I.2.4. Situation hydraulique :

Les deux sources d'alimentation en eau potable de la commune sont l'oued de sibaou et le grand projet de flan nord (picage). [1]

##### ➤ *Situation actuelle :*

Les villages de la commune Ait Aissa Mimoun sont alimentés à partir de la chaîne de refoulement, qui prend source à partir du forage réalisé à proximité du pont de bougie sur la rive droite de l'oued Sibaou, dans la nappe alluvionnaire. Le débit du forage est de  $80\text{m}^3/\text{h}$  soit  $22.22\text{ l/s}$ . Il y a lieu de souligner que tous les anciens forages sont désaffectés.

Le village Ifouzar est alimenté un jour sur sept avec un volume mobilisé de  $1440\text{m}^3/\text{j}$  soit un volume effective de  $1440/7 = 205.7\text{ m}^3/\text{j}$ . et la grappe composée des villages Ikhelouiene et Igounane Aneur est alimentée trois jours par semaine avec un volume mobilisé de  $1440\text{m}^3/\text{j}$  soit un volume effective de  $1440*3/7 = 617.14\text{ m}^3/\text{j}$ .

##### ➤ *Situation future :*

Dans l'objectif d'alimenter la commune 24/24h, et avec la désaffectation des anciens forages, il y a lieu de renforcer l'alimentation de la commune avec un picage à partir de la conduite d'adduction de flan nord.

Donc la commune sera alimentée à partir du picage et un forage. (Ce qui sera bien détaillé dans les chapitres qui suivent).

### I.3. Estimation des besoins en eau :

#### I.3.1. Situation démographique :

Selon le RGPH 2008, la population des localités concernées par l'étude est comme suit : [1]

**Tableau (I-5) : Nombre d'habitants des différents villages (RGPH 2008).**

Nom de village	Nombre d'habitants 2008
Ifouzar	1786
Ikhelouiene	2239
Igounane Aneur	1645

### I.3.2. Estimation de la population future à différents horizons :

En se basant sur les données recueillies auprès du même service (APC de Ait Aissa Mimoun concernant la population en 2008), la population actuelle (2015) sera estimée en appliquant la relation des intérêts composés :

$$P_f = P_0 * (1+T)^n \quad (I-1)$$

Avec :

**P<sub>f</sub>** : Population future.

**P<sub>0</sub>** : Population actuelle.

**T** : Taux d'accroissement de la population. Avec T=1.5%.

**n** : Nombre d'année séparant P<sub>f</sub> et P<sub>0</sub>.

*Tableau (I-6): Evolution de la population.*

Année	2008	2015	2025	2040
Ifouzar	1786	1982	2300	2876
Ikhelouiene	2239	2485	2884	3606
Igounane Ameur	1645	1826	2119	2649

La dotation est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant par jour, pour notre aire d'étude, on peut distinguer :

Une dotation de :

- Boissons
- Cuisine
- Lavabo
- Douche
- Arrosage

Dans notre étude le nombre d'habitants se situe dans la fourchette 3000-15000 (habitants) avec une dotation de 115-315 (l/j.ha). [5]

Afin de tenir compte de l'évolution de la population, l'amélioration du niveau de vie et des normes d'hygiène, la norme de consommation à adopter sera :

$$q=150 \text{ l/j.ha}$$

Avec :

q : Norme de consommation à adopter.

### I.3.3. La consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est déterminée par la relation suivante :

$$Q_{moy} = \sum qN_i / 1000 \quad (I-2)$$

Avec :

**Q<sub>moy</sub>** : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j) ;

- q** : Dotation moyenne journalière (l/hab./j).  
**N<sub>i</sub>** : Nombre de consommateurs.

### I.3.3.1. Besoins domestique :

Les besoins domestiques moyens journaliers pour les différentes localités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (I-7): Détermination des débits domestiques des différents villages.**

village	Horizons 2015			Horizons 2025			Horizons 2040		
	Population	Dotation l/j	Débit m3/j	Population	Dotation l/j	Débit m3/j	Population	Dotation l/j	Débit m3/j
Ifouzar	1982	150	297	2300	150	345	2876	150	318
Ikhelouiene	2485	150	373	2884	150	433	3606	150	541
Igounane Aneur	1826	150	274	2119	150	318	2649	150	397
<b>Total</b>			<b>944</b>			<b>1095</b>			<b>1370</b>

### I.3.3.2. Besoins scolaires :

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau (I-8) : Les besoins scolaires.**

Village	Type d'équipement	année	Nombre d'élèves	Dotation l/j.él	Consommation (m3/j)
Ifouzar	02 Ecole primaire	2015	180	10	1.8
		2025	180	10	1.8
		2040	180	10	1.8
Ikhelouiene	Ecole primaire	2015	120	10	1.2
		2025	120	10	1.2
		2040	120	10	1.2
Igounane Aneur	Ecole primaire	2015	105	10	1.05
		2025	105	10	1.05
		2040	105	10	1.05

**I.3.3.3. Besoins socioculturels:****Tableau (I-9): Besoins socioculturels.**

village	Type d'équipement	Année	Nombre d'usagers	Dotation (l/j. usager)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Ifouzar	mosquée	2015	60	15	0.9
		2025	60	15	0.9
		2040	60	15	0.9
Ikhelouiene	mosquée	2015	70	15	1.05
		2025	70	15	1.05
		2040	70	15	1.05
	Maison de jeunes	2015	120	5	0.6
		2025	120	5	0.6
		2040	120	5	0.6
Igounane Aneur	mosquée	2015	55	15	0.825
		2025	55	15	0.825
		2040	55	15	0.825

**I.3.3.4. Besoin sanitaires :****Tableau (I-10) : Besoins sanitaires.**

village	Type d'équipement	année	Nombre de malades	Dotation (l/j.mal)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Ifouzar	Salle de soins	2015	15	15	0.225
		2025	15	15	0.225
		2040	15	15	0.225
Ikhelouiene	polyclinique	2015	20	15	0.3
		2025	20	15	0.3
		2040	20	15	0.3
Igounane Aneur	Salle de soins	2015	15	15	0.225
		2025	15	15	0.225
		2040	15	15	0.225

**I.3.3.5. Besoins cheptel :****Tableau (I-11) : Besoins cheptel.**

Noms du village	espèces	Nombre de têtes			Dotation (l/j. tête)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)		
		2015	2025	2040		2015	2025	2040
Ifouzar	bovins	150	150	150	50	7.5	7.5	7.5
Ikhelouiene	bovins	200	200	200	50	10	10	10
Igounane Aneur	bovins	150	150	150	50	7.5	7.5	7.5

**I.3.3.6. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons :****Tableau (I-12) : Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.**

Noms du village	année	Besoins domestique (m <sup>3</sup> /j)	Besoins sanitaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins scolaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins socioculturels (m <sup>3</sup> /j)	Besoins cheptel (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
Ifouzar	2015	297	0.225	1.8	0.9	7.5	307.425
	2025	345	0.225	1.8	0.9	7.5	355.425
	2040	318	0.225	1.8	0.9	7.5	328.425
Ikhelouiene	2015	373	0.3	1.2	1.05	10	385.55
	2025	433	0.3	1.2	1.05	10	445.55
	2040	541	0.3	1.2	1.05	10	553.55
Igounane Aneur	2015	274	0.225	1.05	0.6	7.5	283.375
	2025	318	0.225	1.05	0.6	7.5	327.375
	2040	397	0.225	1.05	0.6	7.5	406.375

**I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière :**

Les fuites au niveau de la conduite d'adduction et de distribution sont en fonction de :

- Type de tuyau
- La qualité de leur entretien
- La nature de terrain
- Accidents éventuelles

Dans notre cas, on estime les fuites à 20% de la consommation moyenne journalière (réseau moyennement entretenu).

**Tableau (I-13) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20% :**

Noms du village	Année		
	2015	2025	2040
Ifouzar (m <sup>3</sup> /j)	368,91	426,51	394,11
Ikhelouiene (m <sup>3</sup> /j)	462,66	534,66	664,26
Igounane Aneur (m <sup>3</sup> /j)	340,05	392,85	487,65
Total (m <sup>3</sup> /j)	1171,62	1354,02	1546,02

A l'horizon 2040 la consommation moyenne journalière des villages de la commune Ait Aissa Mimoun s'élèvera à 1546.02 m<sup>3</sup>/j soit un débit de 17.89 l/s.

**I.3.5. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière :**

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités K<sub>max j</sub> et K<sub>min j</sub>.

Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{I-3})$$

Le coefficient d'irrégularité minimale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{I-4})$$

Avec :

$Q_{\max,j}$ : Consommation maximale journalière qui correspond à la journée la plus chargée de l'année.

$Q_{\text{moy},j}$ : Consommation moyenne journalière

$Q_{\min,j}$ : Consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année.

$K_{\max,j}$ ,  $K_{\min,j}$ : Coefficient d'irrégularité maximal et minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

Où :  $K_{\max,j} = 1.1 \div 1.3$

On prend  $K_{\max,j} = 1.2$

Donc :  $Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} \times 1.2$

Et :

$K_{\min,j} = 0.7 \div 0.9$

On prend  $K_{\min,j} = 0.8$

Donc :  $Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} \times 0.8$

Les résultats des besoins journaliers sont reportés dans le tableau ci-dessous

**Tableau (I-14) : Variation de la consommation journalière.**

village	Consommation (m <sup>3</sup> /j)	année	
		2015	2040
Ifouzar	Qmin j	295.13	315.29
	Qmoy j	368,91	394,11
	Qmax j	442.69	472.93
Ikhelouiene	Qmin j	370.13	531.41
	Q moy j	462,66	664,26
	Qmax j	555.19	797.11
Igounane Ameur	Qmin j	272.04	390.12
	Qmoy j	340,05	487,65
	Qmax j	408.06	585.18
total	Qmin j	937.30	1236.82
	Qmoy j	1171,62	1546,02
	Qmax j	1405.94	1855.22

**I.3.6. Variation de débit horaire :**

Le débit journalier subit aussi de variations sur les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient  $K_{\max.h}$  et  $K_{\min.h}$  dite respectivement, variation maximale horaire et variation minimale horaire. Elle nous permet ainsi de réduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de le dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans les conduites.

Avec :

Consommation moyenne horaire :

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\text{moy.j}} / 24 \quad (\text{I-5})$$

Consommation maximale horaire :

$$Q_{\text{max.h}} = K_{\text{max.h}} * Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{I-6})$$

Consommation minimale horaire :

$$Q_{\text{min.h}} = K_{\text{min.h}} * Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{I-7})$$

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

$$K_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}} \quad (\text{I-8})$$

Avec :

- $\alpha_{\text{max}}$  : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2- 1.4 ; Dans notre cas on prend  $\alpha_{\text{max}} = 1.3$ .
- $\beta_{\text{max}}$  : coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau suivant :

**Tableau (I-15) :** Variation de coefficient  $\beta_{\text{max}}$  en fonction de nombre d'habitants.

Nombre d'habitants X10 <sup>3</sup>	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 <sup>3</sup>
Les valeurs de $\beta_{\text{max}}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Le nombre d'habitants alimenté par le réseau est de 9131 à l'horizon de 2040, donc le coefficient  $\beta_{\text{max}}$  nécessaire est de :

On a :

Pour 6000 habitants ;  $\beta_{\max} = 1.4$

Pour 10 000 habitants ;  $\beta_{\max} = 1.3$

Pour 9131 habitants ;  $\beta_{\max} = ?$

$$\frac{6000-9131}{1.4-\beta_{\max}} = \frac{9131-10\,000}{\beta_{\max}-1.3} \quad \text{donc } \beta_{\max} = 1.32$$

- $K_{\max.h} = 1.3 * 1.32$
- $K_{\max.h} = 1.72$
- $Q_{\max.h} = 1.72 * (1546.02/24)$
- $Q_{\max.h} = 110.80 \text{ m}^3/\text{h}$

### I.3.7. Le bilan ressources-besoins :

Le déficit se détermine en comparant le volume mobilisé par rapport aux besoins.

Dans notre cas le village Ifouzar est alimenté un jour sur sept avec un volume de 1440 m<sup>3</sup>/j soit un volume effective de  $1440/7 = 205.7 \text{ m}^3/\text{j}$ . [1]

Les deux villages Ikhelouiene et Igounane Ameur sont alimentés trois jours par semaine avec un volume mobilisé de 1440 m<sup>3</sup>/j, soit un volume effective de  $1440 * 3 / 7 = 617.14 \text{ m}^3/\text{j}$ .  
Donc avec un volume total effectif de 822.84 m<sup>3</sup>/j.

Et le volume dont on a besoin à l'horizon 2040 est de 1855.22 m<sup>3</sup>/j

Donc le déficit sera  $1855.22 - 822.84$ .

Déficit = **1032.38 m<sup>3</sup>/j**.

### I.4. Conclusion :

La commune d'Ait Aissa Mimoun est située au nord-ouest de la wilaya de Tizi Ouzou présente un relief très accidenté, et un climat de type méditerranéen avec une humidité importante durant toute l'année.

La mobilisation des ressources en eau se fera en fonction des besoins de la population qui sont estimés dans la deuxième partie à 1855.22 m<sup>3</sup>/j avec un volume mobilisé de 822.84 m<sup>3</sup>/j, qui nous donne un déficit de 1032.38 m<sup>3</sup>/j à l'horizon de 2040.

# Chapitre II :

## LES RESERVOIRS

## II.1. Introduction :

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et de distributions. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions.

Dans ce chapitre à partir des résultats obtenus de chapitre estimation des besoins en eau, nous vérifierons si la capacité des réservoirs existants est suffisante ou si nous devons projeter d'autres réservoirs.

## II.2. Classification des réservoirs :

D'après la situation des lieux, ils peuvent être : [6]

- Enterrés ;
- Semi enterrés ;
- Surélevés.

## II.3. Choix de type de réservoir :

Il est préférable de réaliser des réservoirs circulaires, semi-enterrés en béton armé car ils présentent les avantages suivant :

- Economie sur les frais de construction ;
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée ;
- Une grande résistance aux pressions de l'eau.

## II.4. Equipement des réservoirs :

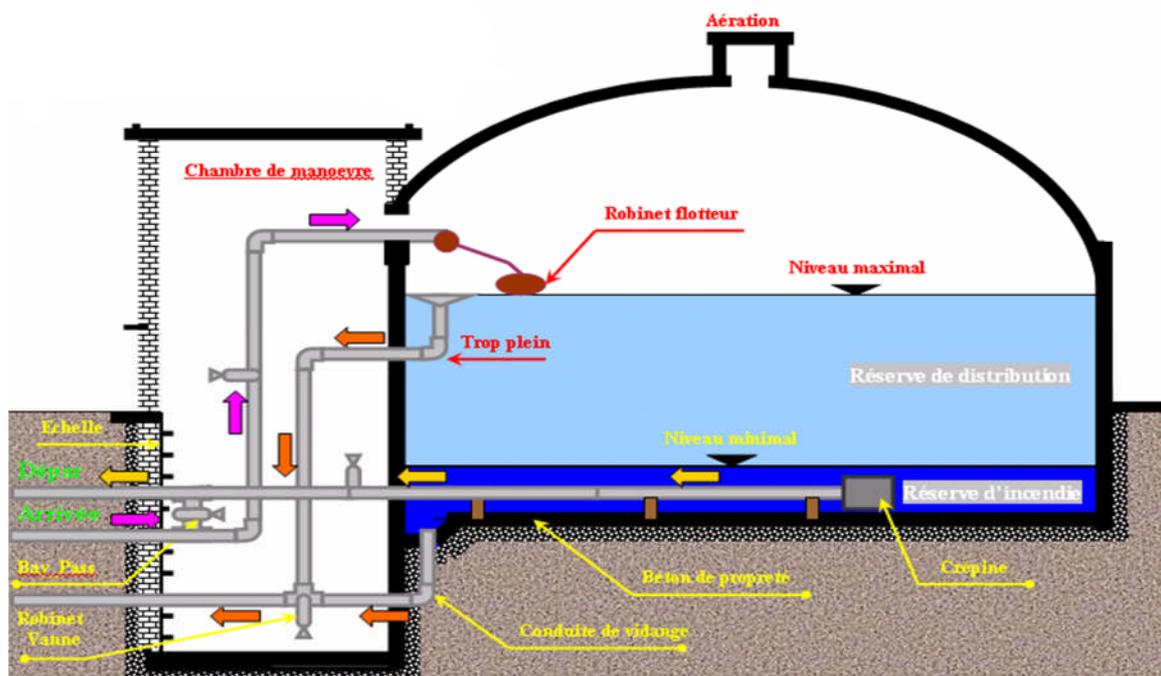


Figure (II-1) : Equipement d'un réservoir

## II.5. Détermination de la capacité des réservoirs :

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir peut être déterminé par deux méthodes : [7]

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

### II.5.1. Méthode analytique :

Le régime de consommation de chaque localité ( $K_{\max h}$ ) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau (voir annexe I : Régime de consommation des agglomérations).

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante : [8]

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

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 (%).

#### II.5.1.1. Détermination de la valeur de « P% » :

- Connaissant la valeur de ( $K_{\max-h}$ ), on répartit la consommation maximale journalière sur 24h ;
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur **20heures** tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximal de P%, qui sera calculé par la formule suivante : [8]

$$P\% = |P_{\max}(\%)| + |-P_{\min}(\%)| \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $P_{\max}$  : les résidus maximaux trouvés dans la journée.
- $P_{\min}$  : les résidus minimaux trouvés dans la journée.

### II.5.2 Méthode graphique :

Elle représente les courbes d'apport et de la consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à : [8]

$$V_{\max} = (|V_{\max+}| + |V_{\min-}|) * Q / 100 \quad (\text{II-3})$$

## II.5.3. Calcul de volume total de réservoir : [9]

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{II-4})$$

Avec:

 $V_{\text{inc}}$  : Volume d'incendie est égale à 120 m<sup>3</sup>.

## II.6. Dimensionnement de réservoir principal R1 :

Le réservoir R1 alimente les trois réservoirs R2, R3 et R4 avec un débit journalier de 1855.22 m<sup>3</sup>/j à l'horizon 2040.

Tableau (II-1): Dimensionnement de réservoir R1.

Heures	Apport		Transit vers R2		Transite vers R3		Transit vers R4		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h				
00-01	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		0,834
01-02	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		1,668
02-03	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		2,502
03-04	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		3,336
04-05	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		4,17
05-06	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		5,004
06-07	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		5,838
07-08	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		6,672
08-09	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		7,506
09-10	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		8,34
10-11	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		9,174
11-12	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		10,008
12-13	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		10,842
13-14	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		11,676
14-15	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		12,51
15-16	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		13,344
16-17	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		14,178
17-18	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		<b>15,012</b>
18-19	0	0	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166		-4,16	10,852
19-20	0	0	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166		-4,16	6,692
20-21	0	0	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166		-4,16	2,532
21-22	0	0	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166		-4,16	<b>-1,628</b>
22-23	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		-0,794
23-24	5	92.76	1,06	19.70	1.79	33.21	1.31	24.38	4,166	0,834		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>1855.22</b>	<b>25.44</b>	<b>472.93</b>	<b>42.24</b>	<b>797.66</b>	<b>31.1</b>	<b>585.12</b>	<b>100</b>	<b>16.68</b>	<b>-16.68</b>	<b>100</b>

D'après le tableau précédent on aura :

$$P\% = |P_{\max}(\%)| + |-P_{\min}(\%)| = 15.012\% + 1.628 = 16.64\%$$

$$V_{\max} = \frac{16.64 \times 1855.22}{100} = 308.71 \text{ m}^3$$

$$V_t = 308.71 + 120$$

$$V_t = 428.71 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du réservoir R1 (principal) selon les normes, sera égal à : **450 m<sup>3</sup>**.

**II.6.1 Calcul du diamètre de réservoir R1 :**

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m.

$$D = \left( \frac{4 \times 450}{\pi \times 4} \right)^{0.5} = 11.97 \text{ m}$$

$$D_{R1} = 11.97 \text{ m}$$

**II.6.2. Calcul de la hauteur de la réserve incendie dans R1 :**

$$H_{\text{inc}} = \frac{120 \times 4}{\pi \times 11.79^2} = 1.06 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc R1}} = 1.06 \text{ m}$$

**II.7. Dimensionnement de réservoir R2 du village Ifouzar:**

- **Calcul de  $\beta_{\text{max-h}}$  :**

Le nombre d'habitant à l'horizon 2040 est de 2876 habitant.

D'après le *tableau I-16* on aura :

$$\frac{4000 - 2876}{1.5 - \beta_{\text{maxh}}} = \frac{2876 - 2500}{\beta_{\text{maxh}} - 1.6}$$

$$\beta_{\text{max-h}} = 1.57$$

$$k_{\text{max-h}} = \alpha_{\text{max-h}} \times \beta$$

On prend  $\alpha = 1.3$

$$k_{\text{max-h}} = 2.04$$

Les valeurs de la distribution horaire sont tirées de tableau en annexe II-1 :

D'après le tableau II-2 on aura :

$$P\% = |P_{\text{max}}(\%)| + |-P_{\text{min}}(\%)| = 14.333\% + 6.501\% = 20.834\%$$

$$V_{\text{max}} = \frac{20.834 \times 472.93}{100} = 98.53 \text{ m}^3$$

$$V_T = 98.53 + 120$$

$$V_t = 218 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du réservoir R2 (Ifouzar) selon les normes, sera égal à : **250 m<sup>3</sup>**.

**II.7.1. Calcul du diamètre de réservoir R2 :**

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m.

$$D = \left( \frac{4 \times 250}{\pi \times 4} \right)^{0.5} = 8.92 \text{ m}$$

## II.7.2 Calcul de la hauteur de la réserve incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{120 * 4}{\pi * 8.92^2} = 1.92 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc R2}} = 1.92 \text{ m}$$

Tableau (II-2): Dimensionnement de réservoir R2.

Heures	Apport %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	4,1666	0.75	3,4166	-	3,4166
01-02	4,1666	0.75	3,4166	-	6,8332
02-03	4,1666	1	3,1666	-	9,9998
03-04	4,1666	1	3,1666	-	13,1664
04-05	4,1666	3	1,1666	-	<b>14,333</b>
05-06	4,1666	5.5	-	-1,3334	12,9996
06-07	4,1666	5.5	-	-1,3334	11,6662
07-08	4,1666	5.5	-	-1,3334	10,3328
08-09	4,1666	3.5	0,6666	-	10,9994
09-10	4,1666	3.5	0,6666	-	11,666
10-11	4,1666	6	-	-1,8334	9,8326
11-12	4,1666	8.5	-	-4,3334	5,4992
12-13	4,1666	8.5	-	-4,3334	1,1658
13-14	4,1666	6	-	-1,8334	-0,6676
14-15	4,1666	5	-	-0,8334	-1,501
15-16	4,1666	5	-	-0,8334	-2,3344
16-17	4,1666	3.5	0,6666	-	-1,6678
17-18	4,1666	3.5	0,6666	-	-1,0012
18-19	4,1666	6	-	-1,8334	-2,8346
19-20	4,1666	6	-	-1,8334	-4,668
20-21	4,1666	6	-	-1,8334	<b>-6,5014</b>
21-22	4,1666	3	1,1666	-	-5,3348
22-23	4,1666	2	2,1666	-	-3,1682
23-24	4,1682	1	3,1682	-	0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>23,50</b>	<b>-23,50</b>	<b>0</b>

## II.8. Dimensionnement de réservoir R3 du village Ikhelouiene:

- Calcul de  $\beta_{\max-h}$  :

Le nombre d'habitant à l'horizon 2040 est de 3606 habitant.

D'après le *tableau I-16* on aura :

$$\frac{4000 - 3606}{1.5 - \beta_{\max h}} = \frac{3606 - 2500}{\beta_{\max h} - 1.6}$$

$$\beta_{\max-h} = 1.52$$

$$k_{\max-h} = 1.3 \times 1.52 = 1.97$$

On remarque que le régime de distribution du village Ikhelouiene est le même avec celui d'Ifouzar.

Donc :

$$P\% = |P_{\max}(\%)| + |-P_{\min}(\%)| = 14.33\% + 6.5\% = 20.83\%$$

$$V_{\max} = \frac{20.83 \times 797.11}{100} = 166.04 \text{ m}^3$$

$$V_T = 166.04 + 120$$

$$V_T = 286.04 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du réservoir R3 (Ikhelouiene) selon les normes, sera égal à : **300 m<sup>3</sup>**.

### II.8.1. Calcul du diamètre de réservoir R3 :

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m.

$$D = \left( \frac{4 \times 300}{\pi \times 4} \right)^{0.5} = 9.77 \text{ m}$$

$$D_{R3} = 9.77 \text{ m}$$

### II.8.2 Calcul de la hauteur de la réserve incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{120 \times 4}{\pi \times 9.77^2} = 1.60 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc R3}} = 1.60 \text{ m}$$

## II.9. Dimensionnement de réservoir R4 du village Igounane Aneur :

- Calcul de  $\beta_{\max-h}$  :

Le nombre d'habitant à l'horizon 2040 est de 2649 habitant.

D'après le *tableau I-16* on aura :

$$\frac{4000 - 2649}{1.5 - \beta_{\max h}} = \frac{2649 - 2500}{\beta_{\max h} - 1.6}$$

$$\beta_{\max-h} = 1.59$$

$$k_{\max-h} = 1.3 \times 1.59 = 2.06$$

On remarque le régime de distribution du village Igounane Ameur est le même que celui d'Ifouzar.

Donc :

$$P\% = 20.834\%$$

$$V_{\max} = \frac{20.834 \times 585.18}{100} = 121.90 \text{ m}^3$$

$$V_T = 121.90 + 120$$

$$V_T = 241.90 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du réservoir R4 (Igounane Ameur) selon les normes, sera égal à : **250 m<sup>3</sup>**.

### II.9.1 Calcul du diamètre de réservoir R4:

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m.

$$D = \left( \frac{4 \times 250}{\pi \times 4} \right)^{0.5} = 8.92 \text{ m}$$

$$D_{R4} = 8.92 \text{ m}$$

### II.9.2 Calcul de la hauteur de la réserve incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{120 \times 4}{\pi \times 8.92^2} = 1.92 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc R4}} = 1.92 \text{ m}$$

## II.10. Détermination de la capacité de stockage des réservoirs des stations de reprise :

### II.10.1. Réservoir de la station de reprise SR1 :

Ce réservoir ne contient pas une conduite de distribution, et puisque le temps de pompage des stations de reprise et celui de forge sont les même donc un volume de **50m<sup>3</sup>** sera suffisant pour assurer le bon fonctionnement de la pompe.

On fixe la hauteur utile H=3 m.

$$V = \frac{(\pi \cdot D)^2}{4} \cdot H \quad \text{donc} \quad D = \left( \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} \right)^{1/2}$$

$$D_{50} = 4.60 \text{ m.}$$

**II.10.2. Réservoir de la station de reprise SR2 :**

Le réservoir sera destiné pour l'alimentation d'un village dont le nombre d'habitant est estimé à : 1152 (source : subdivision d'hydraulique de Ouaguenoun) avec un débit maximum journalier est égal à 172.8 m<sup>3</sup>/j.

- *Calcul de  $\beta_{\max-h}$  :*

D'après le *tableau I-16* on aura :

$$\frac{1000 - 1152}{2 - \beta_{\max h}} = \frac{1152 - 1500}{\beta_{\max h} - 1.8}$$

$$\beta_{\max-h} = 1.94$$

$$k_{\max-h} = 1.3 \times 1.94 = 2.52$$

Les valeurs de la distribution horaire sont tirées de tableau en annexe II-1 :

**Tableau (II-3) : Dimensionnement de réservoir de la SR2.**

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
00-01	5	7,2	0,6	0,864	4,4		4,40
01-02	5	7,2	0,6	0,864	4,4		8,80
02-03	5	7,2	1,2	1,728	3,8		12,60
03-04	5	7,2	2	2,880	3		15,60
04-05	5	7,2	3,5	5,040	1,5		17,10
05-06	5	7,2	3,5	5,040	1,5		18,60
06-07	5	7,2	4,5	6,480	0,5		<b>19,10</b>
07-08	5	7,2	10,2	14,688		-5,2	13,90
08-09	5	7,2	8,8	12,672		-3,8	10,10
09-10	5	7,2	6,5	9,360		-1,5	8,60
10-11	5	7,2	4,1	5,904	0,9		9,50
11-12	5	7,2	4,1	5,904	0,9		10,40
12-13	5	7,2	3,5	5,040	1,5		11,90
13-14	5	7,2	3,5	5,040	1,5		13,40
14-15	5	7,2	4,7	6,768	0,3		13,70
15-16	5	7,2	6,2	8,928		-1,2	12,50
16-17	5	7,2	10,4	14,976		-5,4	7,10
17-18	5	0	9,4	13,536		-4,4	2,70
18-19	0	0	7,3	10,512		-7,3	-4,60
19-20	0	0	1,6	2,304		-1,6	-6,20
20-21	0	0	1,6	2,304		-1,6	-7,80
21-22	0	7,2	1	1,440		-1	<b>-8,80</b>
22-23	5	7,2	0,6	0,864	4,4		-4,40
23-24	5	7,2	0,6	0,864	4,4		0,00
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>797,11</b>	<b>100</b>	<b>144</b>	<b>33</b>	<b>-33</b>	<b>0</b>

D'après le tableau ci-dessus on aura :

$$P\% = |P_{\max}(\%)| + |-P_{\min}(\%)| = 19.10\% + 8.80\% = 27.9\%$$

$$V_{\max} = \frac{27.9 \times 144}{100} = 40.18 \text{ m}^3$$

$$V_T = 40.18 + 120$$

$$V_t = 160.18 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du réservoir **SR2** selon les normes, sera égal à : **200 m<sup>3</sup>**.

On fixe la hauteur utile  $H=4$  m.

$$V = \frac{(\pi * D)^2}{4} * H \quad \text{donc}$$

$$D = \left( \frac{4 * V}{\pi * H} \right)^{1/2}$$

$$D_{200} = 7.98 \text{ m.}$$

### II.10.3. dimensionnement de réservoir la station de reprise SR3 :

Le réservoir de la SR3 est destiné pour l'alimentation d'un village dont le nombre d'habitants est estimé à : **2400** habitants avec un débit journalier de **360 m<sup>3</sup>/j**. [12] (source : subdivision d'hydraulique de Ouaguenoun).

- **Calcul de  $\beta_{\max-h}$  :**

D'après le *tableau I-16* on aura :

$$\frac{1500 - 2400}{1.8 - \beta_{\max h}} = \frac{2400 - 2500}{\beta_{\max h} - 1.6}$$

$$\beta_{\max-h} = 1.57$$

$$k_{\max-h} = 1.3 \times 1.57 = 2.04$$

Les valeurs de la distribution horaire sont tirées de tableau en annexe II-1 :

Tableau (II-4) : Dimensionnement de réservoir SR3.

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m3/h	%	m3/h	%	%	%
00-01	5	18	0,75	2,700	4,25		4,25
01-02	5	18	0,75	2,700	4,25		8,50
02-03	5	18	1	3,600	4		12,50
03-04	5	18	1	3,600	4		16,50
04-05	5	18	3	10,800	2		18,50
05-06	5	18	5,5	19,800		-0,5	18,00
06-07	5	18	5,5	19,800		-0,5	17,50
07-08	5	18	5,5	19,800		-0,5	17,00
08-09	5	18	3,5	12,600	1,5		18,50
09-10	5	18	3,5	12,600	1,5		<b>20,00</b>
10-11	5	18	6	21,600		-1	19,00
11-12	5	18	8,5	30,600		-3,5	15,50
12-13	5	18	8,5	30,600		-3,5	12,00
13-14	5	18	6	21,600		-1	11,00
14-15	5	18	5	18,000	0		11,00
15-16	5	18	5	18,000	0		11,00
16-17	5	18	3,5	12,600	1,5		12,50
17-18	5	0	3,5	12,600	1,5		14,00
18-19	0	0	6	21,600		-6	8,00
19-20	0	0	6	21,600		-6	2,00
20-21	0	0	6	21,600		-6	-4,00
21-22	0	18	3	10,800		-3	<b>-7,00</b>
22-23	5	18	2	7,200	3		-4,00
23-24	5	18	1	3,600	4		0,00
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>360</b>	<b>100</b>	<b>360</b>	<b>31,5</b>	<b>-31,5</b>	<b>0,00</b>

D'après le tableau précédent on aura :

$$P\% = |P_{\max}(\%)| + |-P_{\min}(\%)| = 20,00\% + 7,00\% = 27\%$$

$$V_{\max} = \frac{27 \times 360}{100} = 72 \text{ m}^3$$

$$V_T = 72 + 120$$

$$V_t = 232 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du réservoir SR3 selon les normes, sera égal à : **250 m<sup>3</sup>**.

On fixe la hauteur utile H=4 m.

$$V = \frac{(\pi * D)^2}{4} * H \quad \text{donc} \quad D = \left( \frac{4 * V}{\pi * H} \right)^{1/2}$$

$$D_{250} = 8,92 \text{ m.}$$

#### II.10.4. dimensionnement de réservoir de la station de reprise SR4:

Le réservoir de la SR4 est destiné pour l'alimentation d'un village dont le nombre d'habitants est estimé à : **9707** habitants avec un débit journalier de **1456 m<sup>3</sup>/j**. [1]

- *Calcul de  $\beta_{\max-h}$  :*

D'après le *tableau I-16* on aura :

$$\frac{6000 - 9707}{1.4 - \beta_{\max h}} = \frac{9707 - 10000}{\beta_{\max h} - 1.3}$$

$$\beta_{\max-h} = 1.31$$

$$k_{\max-h} = 1.3 \times 1.31 = 1.69$$

Les valeurs de la distribution horaire sont tirées de *tableau en annexe II-1* :

*Tableau (II-5) : Dimensionnement de réservoir de SR4.*

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m3/h	%	m3/h	%	%	%
00-01	5	72,8	1	14,560	4		4,00
01-02	5	72,8	1	14,560	4		8,00
02-03	5	72,8	1	14,560	4		12,00
03-04	5	72,8	1	14,560	4		16,00
04-05	5	72,8	2	29,120	3		19,00
05-06	5	72,8	3	43,680	2		21,00
06-07	5	72,8	5	72,800	0		<b>21,00</b>
07-08	5	72,8	6,5	94,640		-1,5	19,50
08-09	5	72,8	6,5	94,640		-1,5	18,00
09-10	5	72,8	5,5	80,080		-0,5	17,50
10-11	5	72,8	4,5	65,520		0,5	18,00
11-12	5	72,8	5,5	80,080		-0,5	17,50
12-13	5	72,8	7	101,920		-2	15,50
13-14	5	72,8	7	101,920		-2	13,50
14-15	5	72,8	5,5	80,080		-0,5	13,00
15-16	5	72,8	4,5	65,520	0,5		13,50
16-17	5	72,8	5	72,800	0		13,50
17-18	5	0	6,5	94,640		-1,5	12,00
18-19	0	0	6,5	94,640		-6,5	5,50
19-20	0	0	5	72,800		-5	0,50
20-21	0	0	4,5	65,520		-4,5	-4,00
21-22	0	72,8	3	43,680		-3	<b>-7,00</b>
22-23	5	72,8	2	29,120	3		-4,00
23-24	5	72,8	1	14,560	4		0,00
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>1456</b>	<b>100</b>	<b>1456</b>	<b>28,5</b>	<b>-28,5</b>	<b>0.00</b>

D'après le tableau précédent on aura :

$$P\% = |P_{\max}(\%)| + |-P_{\min}(\%)| = 21.00\% + 7.00\% = 28\%$$

$$V_{\max} = \frac{28 \times 1456}{100} = 407.68 \text{ m}^3$$

$$V_T = 407.68 + 120$$

$$V_t = 527.68 \text{ m}^3$$

Donc, le volume total du réservoir SR4 selon les normes, sera égal à : **550 m<sup>3</sup>**.

On fixe la hauteur utile H=4 m.

$$V = \frac{(\pi * D)^2}{4} * H \quad \text{donc} \quad D = \left( \frac{4 * V}{\pi * H} \right)^{1/2}$$

$$D_{550} = 13.23 \text{ m.}$$

## II.12. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé le volume des différents réservoirs ainsi que leurs dimensions (hauteur, diamètre des réservoirs et hauteur d'incendie), garantissant l'alimentation en eau potable des différents villages.

# Chapitre III :

## ADDUCTION

### III.1. Introduction :

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (Aqueduc) vers les réservoirs de stockage ou de distribution. Avec la définition de l'ensemble des ouvrages, et équipement nécessaires pour faire transférer les eaux en utilisant les deux types d'adduction (gravitaire et par refoulement).

### III.2. Choix du tracé :

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre technique et économique :

- Recherche du profil en long aussi régulier que possible, avec rampe orientée vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu, au point haut, à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer, engendrant ainsi la rupture de la veine liquide ;
- Recherche du tracé le plus court afin de réduire les frais d'investissement ;
- Eviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, oueds...etc.).

### III.3. Choix de type des conduites :

Le choix est fondé sur des critères d'ordre techniques et économique : le diamètre, la pression du service, la durée de vie, les conditions de poses et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché.

Dans notre projet, l'acier répond aux objectifs recherchés, notamment :

- Disponibilité sur le marché national ;
- Meilleures résistances aux contraintes (chocs, écrasement, déplacement du terrain) ;
- Commodité de pose pour leur flexibilité ;
- Longue durée de vie, à condition qu'elle soit protégée.

### III.4. Calcul du diamètre économique :

#### III.4.1. formules utilisées pour le calcul du diamètre économique :

Le diamètre économique est donné par les deux formules suivantes :

- Formule de BONNIN : [9]

$$D = \sqrt{Q}$$

(III-1)

- Formule de BRESS : [10]

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q}$$

(III-2)

Avec :

D : Diamètre de la conduite en m ;

Q : Débit transitant dans la conduite en m<sup>3</sup>/s.

Ces deux formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés. Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable. Cette dernière sera prise entre 0.5 et 1,5 m/s.

### III.4.2. Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

(III-3)

Avec :

V : Vitesse d'écoulement ;

Q : Débit transitant dans la conduite ;

D : Diamètre de la conduite.

### III.4.3. Les pertes de charges :

Les pertes de charges rencontrées des une conduite d'adduction sont :

- Les pertes de charges linéaires ;
- Les pertes de charges singulières.

#### III.4.3.1. Pertes de charges linaires :

Les pertes de charge linéaire sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{L\lambda V^2}{2gD}$$

(III-4)

- **Calcul de coefficient de friction « λ » :**

En utilisant la formule de Cherchil (1977) suivante : [11]

$$\lambda = 8^* \left[ \left( \frac{8}{\text{Re}} \right)^{12} + \frac{1}{(A+B)^{1.5}} \right]^{0.5}$$

(III-5)

Avec :

$$A = \left[ 2.457 * \ln \left( \frac{1}{\left( \left( \frac{7}{\text{Re}} \right)^{0.9} + \frac{0.27 * \varepsilon}{D} \right)} \right) \right]^{16} \quad (\text{III-6})$$

$$B = \left( \frac{37530}{\text{Re}} \right)^{16} \quad (\text{III-7})$$

Avec :

**K** : La rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau.

$$K = K_0 + \alpha T \quad (\text{III-8})$$

Avec :

**K<sub>0</sub>** : Rugosité absolue des tuyaux neufs (pour l'acier **K<sub>0</sub> = 0.1mm**) (BONNIN);

**α** : Coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT qui correspond à la zone de faible agressivité (voir annexe III-1) ;

**T** : temps de service du réseau, il est de :

Dans notre cas **T=25ans** ;

**α = 0.037 mm/ an**

**T : durée de service =25 ans ;**

**K = 0.1 \* 0.037\* 25 = 0.93\* 10<sup>-3</sup> m =0.93 mm**

**K= 0.93 mm**

➤ **La rugosité relative :**

C'est le rapport entre la rugosité **K** et le diamètre de la conduite :

$$\frac{K}{D} = \frac{K_0 + \alpha * T}{D} \quad (\text{III-9})$$

Alors :

$$\frac{K}{D} = \frac{0.93 * 10^{-3}}{D} \quad (\text{III-10})$$

**III.4.3.2. les pertes de charges singulières:**

On ajoute aux pertes de charges linéaires, les pertes de charges singulières qui sont dues à la présence des singularités (coudes, vannes, clapets ... etc.) et elles sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$J_S = 0.15 J_L \quad (\text{III-11})$$

Avec :  $J_S$  : perte de charge total  
 $J_L$  : perte de charge linéaire

**III.4.3.3. les pertes de charges totales:**

C'est la somme des pertes de charges linéaire et les pertes de charges singulières.

$$J_T = J_S + J_L \quad (\text{III-12})$$

$$J_T = 1.15 * J_L \quad (\text{III-13})$$

Où :  
 $L$  : longueur de la conduite.  
 $J_T$  : Perte de charge totale.

**III.4.5. Calcul de la hauteur manométrique totale  $H_{MT}$  :**

C'est la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe, elle est égale à la hauteur géométrique plus la somme des pertes de charges, elle est déterminée comme suit : [5]

$$H_{mt} = H_g + H_a + H_r \quad (\text{III-14})$$

Avec :  
 $H_{mt}$  : Hauteur manométrique totale en m ;  
 $H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;  
 $H_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m) ;  
 $H_r$  : Perte de charge au refoulement (m).

**III.4.6. La puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance nécessaire pour son entrainement mécanique, elle est exprimée par la relation suivante :

$$P = \frac{g * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (\text{III-15})$$

Avec :

P : puissance absorbée par la pompe (Kw).

Q : Débit refoulé (m<sup>3</sup>/s).

η : Rendement de la pompe (%).

Hmt : hauteur manométrique totale (m).

#### III.4.7. Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \quad (\text{III-16})$$

Avec :

E : énergie consommée (KW)

T : Nombre d'heure de pompage (c'est 20 heures dans notre cas)

P : Puissance de pompage (KW).

#### III.4.8. Frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E * e \quad (\text{DA}) \quad (\text{III-17})$$

Avec :

F<sub>exp</sub> : frais d'exploitation (DA).

E : énergie consommée par la pompe.

e : prix d'un Kwh, selon le tarif fixé par la SONELGAZ : e= 4.47 DA

$$F_{exp} = 4.47 * E \quad (\text{DA}) \quad (\text{III-18})$$

#### III.4.9. Frais d'amortissement:

Ils sont obtenus en multipliant le prix de revient de la conduite par l'amortissement annuel.

$$F_{am} = Pu * L * A \quad (\text{DA}) \quad (\text{III-19})$$

Où :

F<sub>am</sub> : Frais d'amortissement (DA)

Pu : prix unitaire de la conduite (DA/ m)

L : longueur de la conduite (m)

A : amortissement annuel

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III-20})$$

Avec :

i : taux d'annuité, on le prend égal à 8 %.

n : nombre d'année d'amortissement (25ans).

$$A = 0.0937$$

**III.4.10. Le bilan générale:**

Le bilan général est la somme des frais d'exploitation et des frais d'amortissement.

$$B_G = F_{\text{amortissement}} + F_{\text{exploitation}} \quad (\text{III-21})$$

Avec :

B<sub>G</sub>: Bilan général en (Da)

**IV.4.11. Prix de revient des conduites :**

Ils sont récapitulés dans le tableau ci-dessus : [12]

*Tableau (III-1) : Prix de revient des conduites en acier.*

DIAMETRE DES CONDUITES (mm)	PRIX DE REVIENT (DA/ml)
60	823,54
80	1098,048
100	2342,87
150	4515,86
200	5159,21
250	5845,49
300	6683,43
350	7013,78
400	8145,38
450	9450,21
500	10012,57

**III.5. Dimensionnement du réseau d'adduction :**

La conduite d'adduction, ainsi que les différents équipements, seront dimensionnés en fonction des consommations maximales journalières en situation futur (horizon 2040).

**III.5.1. Adduction par refoulement :****III.5.1.1. Tronçons Forage – SR1 :****a. Caractéristiques de tronçon:**

Débit refoulé :  $Q = 80 \text{ m}^3/\text{h}$   
 Cote de départ : 48 m  
 Cote d'arrivé : 87 m  
 Longueur de la conduite : 2580 m  
 La charge disponible  $H_d = 87 - 48 = 39\text{m}$   
 D. BONNIN = 0.15 m  
 D. BRESS = 0.22 m

$$100 < D < 250$$

*b. Calcul du diamètre économique :*

➤ *Calcul de Hmt :*

*Tableau (III-2) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres.*

D (mm)	V(m/s)	Re	K/D	A	B	$\lambda$	J <sub>1</sub> (m)	J <sub>t</sub> (m)	Hmt (m)
100	2,83	283085,63	0,009	4,46E+18	9,11E-15	0,0373	393,26	452,25	491,25
150	1,26	188723,76	0,006	1,18E+19	5,98E-12	0,0330	45,85	52,73	91,73
200	0,71	141542,82	0,005	2,17E+19	5,97E-10	0,0306	10,08	11,59	50,59
250	0,45	113234,25	0,004	3,30E+19	2,12E-08	0,0291	3,14	3,61	42,61

➤ *Frais d'exploitation :*

*Tableau (III-3) : Calcul des frais d'exploitation.*

D (mm)	P( Kw)	E (Kwh)	A (DA/KWh)	F exp
100	142,77	1042254,16	4,47	4658876,1
150	26,66	194621,07	4,47	869956,187
200	14,70	107341,82	4,47	479817,918
250	12,38	90395,24	4,47	404066,715

➤ *Frais d'amortissement:*

*Tableau (III-4) : Calcul des frais d'amortissement.*

D (mm)	Pu (da/ml)	L (m)	A	F amo (DA)
100	2342,87	2580	0,0937	566379,451
150	4515,86	2580	0,0937	1091691,09
200	5159,21	2580	0,0937	1247218,38
250	5845,49	2580	0,0937	1413123,83

➤ *Le bilan :*

*Tableau (III-5) : Bilan des frais.*

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan
100	2,83	4658876,1	566379,451	5225255,55
150	1,26	869956,187	1091691,09	1961647,28
<b>200</b>	<b>0,71</b>	<b>479817,918</b>	<b>1247218,38</b>	<b>1727036,3</b>
250	0,45	404066,715	1413123,83	1817190,54

Le diamètre économique est de 200 mm avec une vitesse de 0.71 m/s et la hauteur manométrique totale de 50.59 m.

**III.5.1.2. Tronçons SRI- SR2 :****a. Caractéristiques de tronçon:**

Débit refoulé :  $Q = 190.76 \text{ m}^3/\text{h}$   
 Cote de départ : 84 m  
 Cote d'arrivé : 133.5 m  
 Longueur de la conduite : 605 m  
 La charge disponible :  $H_d = 133.5 - 84 = 49.5\text{m}$   
 D. BONNIN = 0.230 m  
 D.BRESS = 0.345 m  
 $200 < D < 350$

**b. Calcul du diamètre économique :**➤ **Calcul de  $H_{mt}$  :****Tableau (III-6) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres.**

D (mm)	V(m /s)	Re	K/D	A	B	$\lambda$	$J_1$ (m)	$J_t$ (m)	Hmt (m)
200	1,69	337508,85	0,005	2,48E+19	5,46E-16	0,030	13,22	15,20	64,70
250	1,08	270007,08	0,004	3,97E+19	1,94E-14	0,028	4,08	4,70	54,20
300	0,75	225005,90	0,003	5,68E+19	3,59E-13	0,027	1,57	1,80	51,30
350	0,55	192862,20	0,003	7,49E+19	4,23E-12	0,026	0,70	0,81	50,31

➤ **Frais d'exploitation :****Tableau (III-7) : Calcul des frais d'exploitation.**

D mm	p KW	E KWh	A DA/KWh	F exp (DA)
200	44,85	327396,53	4,47	1463462,478
250	37,56	274213,40	4,47	1225733,904
300	35,56	259580,50	4,47	1160324,854
350	34,87	254527,73	4,47	1137738,972

➤ **Frais d'amortissement:****Tableau (III-8) : Calcul des frais d'amortissement.**

D mm	Pu (da/ml)	L (m)	A	F amo (DA)
200	44,85	327373,28	4,47	1463358,55
<b>250</b>	37,56	274206,22	4,47	1225701,79
300	35,56	259577,74	4,47	1160312,51
350	34,87	254526,50	4,47	1137733,45

➤ **Le bilan :****Tableau (III-9) : Bilan des frais.**

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan (DA)
200	1,69	1463358,55	292467,876	1755826,43
250	1,08	1225701,79	331372,06	1557073,85
300	0,75	1160312,51	378873,622	1539186,13
<b>350</b>	<b>0,55</b>	<b>1137733,45</b>	<b>397600,668</b>	<b>1535334,12</b>

Le diamètre économique est de **350 mm** avec une vitesse de 0.55 m/s et la hauteur manométrique totale de 50.31 m.

### III.5.1.3. Tronçons SR2- SR3 :

#### a. Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé :  $Q = 183.56 \text{ m}^3/\text{h}$   
 Cote de départ : 129 m  
 Cote d'arrivé : 336.5 m  
 Longueur de la conduite : 1560 m  
 La charge disponible :  $H_d = 336.5 - 129 = 207.5 \text{ m}$   
 D. BONNIN = 0.219 m  
 D. BRESS = 0.328 m  
 $200 < D < 350$

#### b. Calcul du diamètre économique :

##### ➤ Calcul de $H_{mt}$ :

**Tableau (III-10) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres.**

D mm	Vm /s	Re	K/D	A	B	$\lambda$	J <sub>1</sub> m	J t m	H mt
250	1,039	259770,7006	0,0037	3,95E+19	3,60E-14	0,0284	9,757	11,220	218,720
300	0,722	216475,5839	0,0031	5,63E+19	6,66E-13	0,0272	3,751	4,313	211,813
350	0,530	185550,5005	0,0027	7,42E+19	7,85E-12	0,0263	1,677	1,928	209,428

##### ➤ Frais d'exploitation :

**Tableau (III-11) : Calcul des frais d'exploitation.**

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	A (DA/Kwh)	F exp
250	145,846746	1064681,24	4,47	4759125,15
300	141,241133	1031060,27	4,47	4608839,42
350	139,650511	1019448,73	4,47	4556935,82

##### ➤ Frais d'amortissement:

**Tableau (III-12) : Calcul des frais d'amortissement.**

D mm	Pu (da/ml)	L (m)	A	F amo (DA)
250	5845,49	1560	0,0937	854446,964
300	6683,43	1560	0,0937	976930,33
350	7013,78	1560	0,0937	1025218,25

##### ➤ Le bilan :

**Tableau (III-13) : Bilan des frais.**

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan (DA)
250	1,04	4759125,15	854446,964	5613572,12
300	0,72	4608839,42	976930,33	5585769,75
<b>350</b>	<b>0,53</b>	<b>4556935,82</b>	<b>1025218,25</b>	<b>5582154,07</b>

Le diamètre économique est de **350 mm** avec une vitesse de 0.53 m/s et la hauteur manométrique totale de 209.428 m.

#### III.5.1.4. Tronçons SR3- SR4 :

##### a. Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé Q = 165.56 m<sup>3</sup>/h  
 Cote de départ 332m  
 Cote d'arrivé 575.5 m  
 Longueur de la conduite 2500 m  
 La charge disponible H d = 575.5 - 332 = 243.5m

D. BONNIN = 0.214 m  
 D.BRESS = 0.321 m  
 200 < D < 350

##### b. Calcul du diamètre économique :

###### ➤ Calcul de H<sub>mt</sub> :

**Tableau (III-14) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres.**

D mm	V(m/s)	Re	K/D	A	B	λ	J (m)	Jt (m)	Hmt
250	0,937	234292,99	0,0037	3,89E+19	1,88E-13	0,028	9,78	11,243	254,74
300	0,651	195244,16	0,0031	5,51E+19	3,47E-12	0,027	3,76	4,325	247,83
350	0,478	167352,14	0,0027	7,22E+19	4,09E-11	0,026	1,68	1,935	245,43

###### ➤ Frais d'exploitation :

**Tableau (IV-15) : Calcul des frais d'exploitation.**

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	A (DA/KWh)	F exp
250	153,21	1118412,55	4,47	4999304,11
300	149,05	1088040,64	4,47	4863541,67
350	147,61	1077545,71	4,47	4816629,31

###### ➤ Frais d'amortissement:

**Tableau (III-16) : Calcul des frais d'amortissement.**

D mm	Pu (DA/ml)	L m	A	F Amo DA)
250	5845,49	2500	0,0937	1369306,03
300	6683,43	2500	0,0937	1565593,48
350	7013,78	2500	0,0937	1642977,97

###### ➤ Le bilan :

**Tableau (III-17) : Bilan des frais.**

D mm	V m/s	F exp (DA)	F Amo (DA)	bilan
250	0,94	4999304,11	1369306,03	6368610,14
<b>300</b>	<b>0,65</b>	<b>4863541,67</b>	<b>976930,33</b>	<b>5840472,00</b>
350	0,48	4816629,31	1025218,25	5841847,56

Le diamètre économique est de **300 mm** avec une vitesse de 0.65 m/s et la hauteur manométrique totale de 247.83 m.

### III.5.1.5. Tronçons SR4- R1 :

#### a. Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé  $Q = 92.76 \text{ m}^3/\text{h}$   
 Cote de départ 571m  
 Cote d'arrivé 781.5 m  
 Longueur de la conduite 3088 m  
 La charge disponible  $H_d = 781.5 - 571 = 210.5 \text{ m}$   
 D. BONNIN = 0.160 m  
 D.BRESS = 0.240 m  
 $150 < D < 250$

#### b. Calcul du diamètre économique :

##### ➤ Calcul de Hmt :

**Tableau (III-18) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres.**

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	A	B	$\lambda$	J (m)	J t (m)	Hmt (m)
150	1,46	218825,19	0,006	1,20E+19	5,60E-13	0,033	73,58	84,62	295,12
200	0,82	164118,90	0,005	2,24E+19	5,59E-11	0,031	16,16	18,58	229,08
250	0,53	131295,12	0,004	3,44E+19	1,99E-09	0,029	5,02	5,77	216,27

##### ➤ Frais d'exploitation :

**Tableau (III-19) : Calcul des frais d'exploitation.**

D (mm)	P (Kw)	E (KWh)	A (DA/KWh)	F exp (DA)
150	99,44	725888,10	4,47	3244719,79
<b>200</b>	77,19	563456,70	4,47	2518651,43
250	72,87	531951,68	4,47	2377824

##### ➤ Frais d'amortissement:

**Tableau (III-20) : Calcul des frais d'amortissement.**

D (mm)	p u (DA /ml)	L (m)	A	F Amo (DA)
150	99,44	725888,10	4,47	3244719,79
<b>200</b>	77,19	563456,70	4,47	2518651,43
250	72,87	531951,68	4,47	2377824

➤ *Le bilan :**Tableau (III-21) : Bilan des frais.*

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan
150	1,46	3244719,79	1306644,22	4551364,01
<b>200</b>	<b>0,82</b>	<b>2518651,43</b>	<b>1492794,71</b>	<b>4011446,14</b>
250	0,53	2377824	1691366,81	4069190,81

Le diamètre économique est de **200 mm** avec une vitesse de 0.82 m/s et la hauteur manométrique totale de 229.08 m.

**III.5.2. Adduction gravitaire :***III.5.2.1. Tronçon R1- R2 :**a. Caractéristiques de tronçon:*

Débit refoulé  $Q = 19.7 \text{ m}^3/\text{h}$   
 Cote de départ 807m  
 Cote d'arrivée 754.5 m  
 Longueur de la conduite 1285 m  
 La charge disponible  $H_d = 807 - 754.5 = 52.5 \text{ m}$   
 D. BONNIN = 0.074 m  
 D. BRESS = 0.111 m  
 $60 < D < 150$

*b. Calcul du diamètre économique :*➤ *Calcul de H arrivé :**Tableau (III-22) : Calcul de la hauteur d'arrivée (tronçon R1-R2).*

D (mm)	V(m /s)	Re	K/D	A	B	$\lambda$	J (m)	J t (m)	H ar ( m)
60	1,94	116183,06	0,016	1,03E+18	1,41E-08	0,0448	183,35	210,86	-158,36
<b>80</b>	<b>1,09</b>	<b>87137,30</b>	<b>0,012</b>	<b>2,19E+18</b>	<b>1,40E-06</b>	<b>0,0408</b>	<b>39,61</b>	<b>45,55</b>	<b>6,95</b>
100	0,70	69709,84	0,009	3,72E+18	4,98E-05	0,0382	12,15	13,97	38,53
150	0,31	46473,22	0,006	8,33E+18	3,27E-02	0,0345	1,45	1,66	50,84

Donc on opte pour le diamètre 80 qui présente une vitesse de 1.09 m/s, et une perte de charge 45.55 m qui est inférieure à la charge disponible qui de 52.5 m.

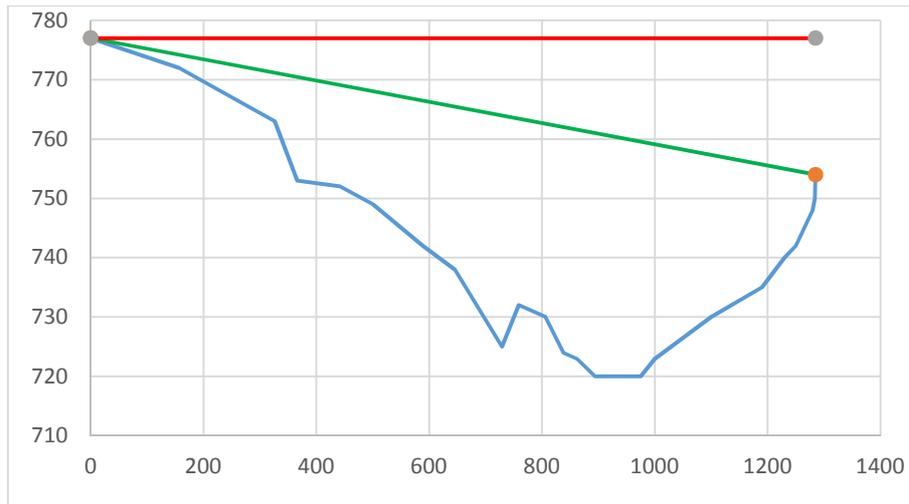


Figure III-1 : profil en long de tronçon R1-R2

### III.5.2.2. Tronçon R1- R3 :

#### a. Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé  $Q = 33.21 \text{ m}^3/\text{h}$   
 Cote de départ 777m  
 Cote d'arrivé 610.5 m  
 Longueur de la conduite 1260m  
 La charge disponible  $H_d = 777 - 610.5 = 166.5 \text{ m}$   
 D. BONNIN = 0.094 m  
 D. BRESS = 0.144 m  
 $80 < D < 150$

#### b. Calcul du diamètre économique :

##### ➤ Calcul de $H_{\text{arrivé}}$ :

Tableau (III-23) : Calcul de la hauteur d'arrivé (tronçon R1-R3).

D (mm)	V(m /s)	Re	K/D	A	B	$\lambda$	J (m)	Jt (m)	Har ( m)
80	1,84	146894,90	0,012	2,34E+18	3,30E-10	0,040	109,36	125,77	40,73
<b>100</b>	<b>1,18</b>	<b>117515,92</b>	<b>0,009</b>	<b>4,08E+18</b>	<b>1,17E-08</b>	<b>0,038</b>	<b>33,43</b>	<b>38,44</b>	<b>128,06</b>
150	0,52	78343,95	0,006	9,95E+18	7,69E-06	0,034	3,94	4,53	161,97

Donc on opte pour le diamètre 100 qui présente une vitesse de 1.18 m/s, et une perte de charge 38.44 m qui est inférieure à la charge disponible qui de 166.5 m.

Donc la charge total à l'arrivé elle est de :  $166.5 - 38.44 = 128.06 \text{ m}$ .

Soit 12.39 Bar < 35 Bar.

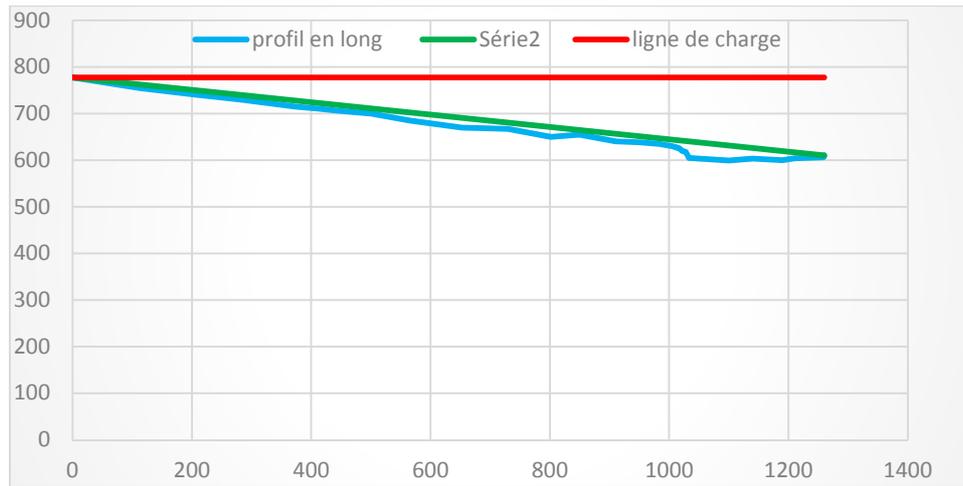


Figure III-2 : profil en long de tronçon R1-R3

### III.5.2.3. Tronçon R1-R4 :

#### a. Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé :  $Q = 24.38 \text{ m}^3/\text{h}$   
 Cote de départ : 777 m  
 Cote d'arrivé : 641.5 m  
 Longueur de la conduite : 2040m  
 La charge disponible :  $H_d = 777 - 641.5 = 135.5 \text{ m}$   
 D. BONNIN = 0.082 m  
 D. BRESS = 0.123m  
 $60 < D < 150$

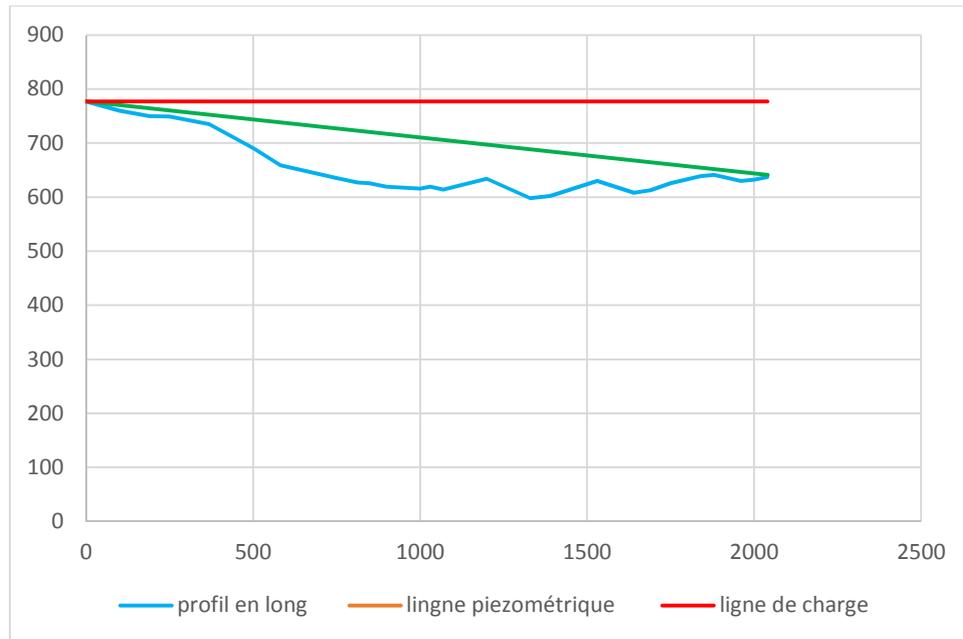
#### b. Calcul du diamètre économique :

##### ➤ Calcul de $H$ arrivé :

Tableau (III-24) : Calcul de la hauteur d'arrivé (tronçon R1-R4).

D(mm)	V(m/s)	Re	K/D	A	B	$\lambda$	J (m)	Jt (m)	H ar ( m)
60	2,40	143783,91	0,016	1,05E+18	4,64E-10	0,045	444,47	511,14	-375,64
80	1,35	107837,93	0,012	2,26E+18	4,63E-08	0,041	95,89	110,27	25,23
<b>100</b>	<b>0,86</b>	<b>86270,35</b>	<b>0,009</b>	<b>3,88E+18</b>	<b>1,65E-06</b>	<b>0,038</b>	<b>29,37</b>	<b>33,77</b>	<b>101,73</b>
150	0,38	57513,56	0,006	9,03E+18	1,08E-03	0,034	3,48	4,00	131,50

Donc on opte pour le diamètre 100 qui présente une vitesse de 0.86 m/s, et une perte de charge 33.77 m qui est inférieure à la charge disponible qui de 135.5 m.



**Figure III-3 : profil en long de tronçon R1-R4**

**Remarque :**

On remarque que la ligne piézométrique est en dessus de la conduite d'adduction gravitaire pour les trois tronçons, ce qui ne risque pas d'avoir des dépressions.

**III.5.3. Les tableaux récapitulatifs des résultats:**

**Tableau (III-25) : Caractéristiques des conduites d'adduction par refoulement.**

Tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /h)	Vitesse (m/s)	Diamètre (mm)	Langueur (m)	Hmt (m)
F – SR1	80	0.71	200	2580	50.59
SR1- SR2	190.76	0.55	350	605	50.31
SR2- SR3	183.56	0.53	350	1560	209.43
SR3- SR4	165.56	0.65	300	2500	247.83
SR4- R1	92.76	0.82	200	3088	229.08

**Tableau (III-26) : Caractéristiques des conduites d'adduction gravitaire.**

Tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /h)	Vitesse (m/s)	Diamètre (mm)	Langur (m)	Haval (m)
R1 – R2	33.21	1.09	80	1285	6.95
R1 - R3	19.7	1.18	100	1260	128.06
R1- R4	24.38	0.86	100	2040	101.73

**IV.6. Conclusion :**

L'étude technico-économique des diamètres des conduites nous a permis de bien choisir celui qui convient le mieux pour chaque tronçon, la tuyauterie ainsi dimensionnée, acheminera l'eau jusqu'au dernier réservoir (R1) passant par les stations de reprise (1.2.3.4).

Le choix des pompes pour ces dernières se fera selon les conditions d'exploitations désirées, elles seront dimensionnées dans le chapitre suivant.

# Chapitre IV :

## CHOIX DES POMPES

### IV.1. Introduction :

Dans la partie adduction l'eau est relevée par des stations de pompage et acheminée jusqu'aux réservoirs en tête ; le choix des pompe de ces stations et leurs équipements fera l'objet de ce chapitre.

### IV.2. Point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristiques de la pompe «  $H = f(Q)$  » et celle de la conduite de refoulement «  $H_c = f(Q)$  ».

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, dans ce cas, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

A cet effet, on procédera à une comparaison entre plusieurs solutions, à savoir :

- Réduction du temps de pompage ;
- Le vannage ;
- Le rognage ;
- Variation de la vitesse de rotation de la pompe.

### IV.3. Le phénomène de cavitation :

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point des bulles, cavités remplies de la vapeur du liquide. Ces dernières s'écrasent dans les zones à pression élevées générant des vibrations et bruit. [13]

### IV.4. Notions de NPSH :

Pour éviter la cavitation dans les pompes, on doit assurer certain pression à l'aspiration dite "charge nette minimale disponible à l'aspiration  $NPSH_d$ " donnée par l'utilisateur, qui doit être supérieur à " la charge nette minimale requise  $NPSH_r$ " donnée par le constructeur.

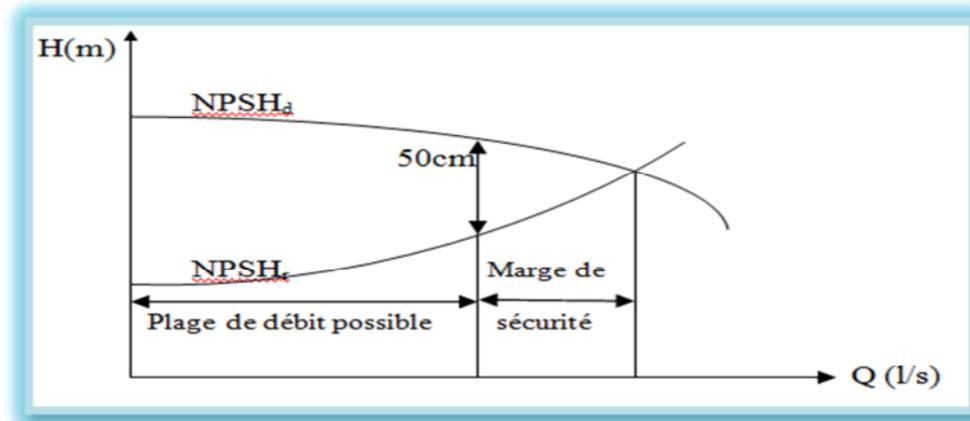


Figure (IV-1) : Courbes des NPSH.

- Pour une alimentation en charge :

$$NPSHd = P_0 / \rho * g + H a - (Ja + Tv) \tag{IV-1}$$

- Pour une alimentation en dépression :

$$NPSHd = P_0 / \rho * g - H a - (Ja + Tv) \tag{IV-2}$$

Avec :

**Ha** : hauteur d'aspiration en ( m)

**Ja** : pertes de charge à l'aspiration en (m)

**P<sub>0</sub>/ ρ\*g** : pression au point d'aspiration ( m.c.e)

**Tv** : c'est la prassion de vapeur maximale à une température donnée.

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

T c°	00	10	20	30	40	50	60	70	80
Tv (mce)	0.06	0.125	0.238	0.432	0.752	1.25	2.03	3.17	4.82

## IV.5. Choix de type de pompes à adopter pour les différentes stations :

### IV.5.1. Pompe de la station de reprise « SR1 » :

#### ➤ Caractéristiques de la conduite :

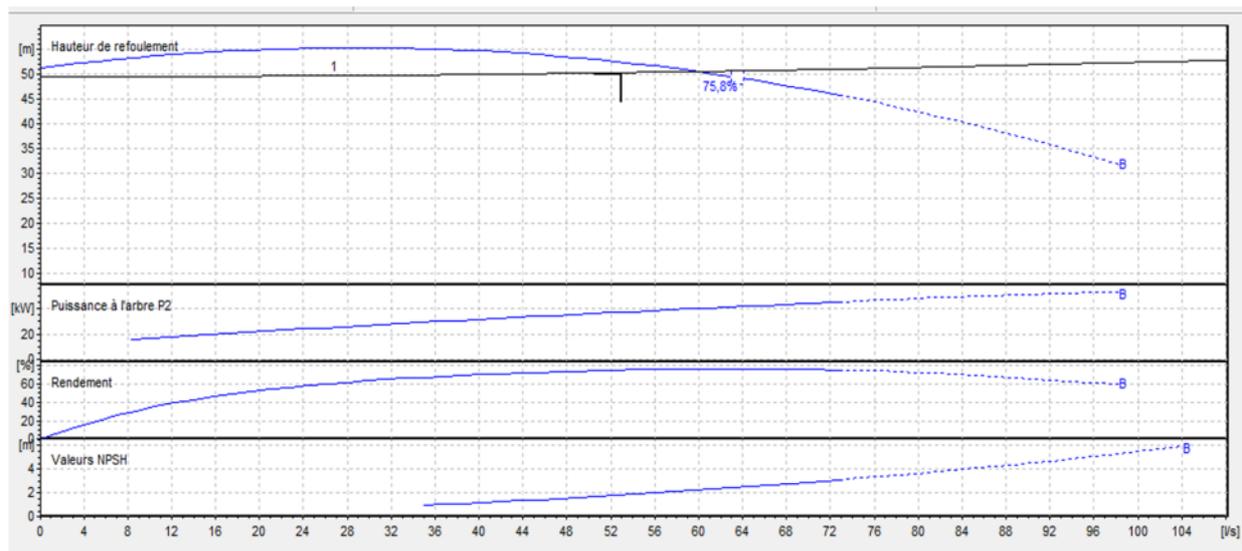
- ✧ Le débit véhiculé : Q=190.76m<sup>3</sup>/h.
- ✧ La hauteur géométrique : H<sub>g</sub> =49.5 m.
- ✧ Les pertes de charges 0.81 m.
- ✧ La hauteur manométrique total =50.31 m.

➤ **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le logiciel (CAPRARI POMPE) on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontale monocellulaire du type MEC-A4/125B dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ❖ N= 1460 tr/min
- ❖  $\eta = 75.6 \%$
- ❖  $P_a = 39.9 \text{ KW}$
- ❖  $NPSH_r = 2.29 \text{ m}$
- ❖ Le point de fonctionnement P (Q (l/s),  $H_{mt}$  (m)) sera ; p (59.9, 50.5)
- ❖ Le point désiré P1 (53, 50.3)

Le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré (voir la figure (IV-2). et les détails dans l'annexe (IV-1)) pour avoir des conditions de fonctionnement adéquates de la pompe il va falloir effectuer des modifications sur le fonctionnement ou le dimensionnement de la pompe.



**Figure (IV-2) :** Courbe caractéristique de la pompe de la SR1.

- ❖ **Réalisation de point de fonctionnement :**
  - ❖ **La caractéristique de la pompe :**

On a:

$$H_p = a Q^2 + b \quad (IV-3)$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 50.5 \text{ m, } Q = 59.9 \text{ l/s} \\ H = 40 \text{ m, } Q = 84.5 \text{ l/s} \end{array} \right.$$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

$$50.5 = (59.9)^2 * a + b$$

$$40 = (84.5)^2 * a + b$$

Donc l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -0.00295 * Q^2 + 61.105 \quad (\text{IV-4})$$

#### ❖ La courbe caractéristique de la conduite :

On a :

$$H_c = R Q^2 + H_g \quad (\text{IV-5})$$

Pour déterminer la constante R on sait que la caractéristique de la conduite passe par le point nominal, c'est-à-dire  $Q=59.9$  et  $H=50.5\text{m}$  avec  $H_g=49.5\text{m}$ .

$$\text{Donc on aura : } 50.5 = R * (59.9)^2 + 49.5$$

$$R = 2.78 * 10^{-4}$$

Donc l'équation sera :

$$H_c = 2.78 * 10^{-4} * Q^2 + 49.5 \quad (\text{IV-6})$$

Pour remédier au problème de fonctionnement de la pompe, nous étudierons les variantes citées ci-dessous :

#### ❖ 1<sup>er</sup> variante : changement de temps de pompage :

Afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_0 * Q_0 = T_1 * Q_1$$

$$20 * 53 = T_1 * 59.9$$

$$T_1 = 20 * 53 / 59.9$$

$$T_1 = 17.69 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta_1} \quad (\text{IV-7})$$

$$P_a = 39.25 \text{ kw}$$

❖ 2<sup>ème</sup> variant : régulation par étouffement (vannage) :

Les pertes de charges créées par la vanne d'étouffement sont égales à :

$$J = H_2 - H_0 \quad (IV-8)$$

Avec le point P2 est donnée par P2 (59.9, 50.5)

$$J = 50.5 - 50.3 = 0.2 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{9.81 * 0.0599 * 50.5}{0.756} = 34.73 \text{ Kw}$$

$$P_a = 34.73 \text{ Kw}$$

❖ 3<sup>ème</sup> variant : rognage de la roue de la pompe :

Le rognage d'une pompe c'est le changement du diamètre extérieur de la roue gardant la même vitesse de rotation N, donc avec les lois de similitude on aura :

$$\frac{H}{h} = \left(\frac{D}{d}\right)^2$$

$$\frac{Q}{q} = \left(\frac{D}{d}\right)^2$$

Avec le point P (Q, H) est le point désiré et le point p (q, h) est le point homologue sur la courbe caractéristique de la pompe.

$$m = \left(\frac{H}{h}\right)^{1/2} = \left(\frac{Q}{q}\right)^{1/2}$$

$$m = \left(\frac{53}{54.7}\right)^{1/2} = \left(\frac{50.3}{52}\right)^{1/2} = 0.985.$$

Avec :

✚ m : Coefficient de rognage.

✚ R : Le pourcentage de rognage sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (IV-9)$$

$$r = 0.015$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} = 34.6 \text{ kw}$$

Mais le rognage sa reste toujours un choix très compliqué car il va falloir une grande précision pour l'effectuer correctement.

❖ 4<sup>ème</sup> variante : variation de la vitesse de rotation :

- On a :

$$H_p = -0.00295 * Q^2 + 61.105 \quad (IV-4)$$

$$H_c = 2.78 * 10^{-4} * Q^2 + 49.5 \quad (IV-6)$$

- Détermination de la courbe iso-rendement :

Cette courbe passe par le point P0 (53, 50.3), et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P1 (q1, h1).

Appliquant les lois de similitudes :

$$\frac{H_1}{H_0} = \left( \frac{N_1}{N_0} \right)^2$$

Et

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \frac{N_1}{N_0}$$

D'après les deux équations ci-dessus on aura ;

$$H_1 = \left( \frac{Q_1}{Q_0} \right)^2 * H_0$$

$$H_1 = \left( \frac{Q_1}{53} \right)^2 * 50.3$$

$$H_1 = 0.018 * Q^2 \quad (IV-10)$$

On a le point P1 est homologue au point P0 donc :

$$H_p = H_1 \text{ alors } -0.00295 * Q^2 + 61.105 = 0.018 * Q^2$$

$$\text{Qui nous donne } Q_1 = 54.14 \text{ l/s}$$

$$\text{Et } H_1 = 52.46 \text{ m}$$

Appliquant les lois de similitudes :

$$N_0 = \frac{N_1}{\sqrt{\frac{H_1}{H_0}}}$$

$$N_0 = 1460 / \sqrt{\frac{52.46}{50.3}} = 1430 \text{ tr/min}$$

Donc  $N_0 = 1430 \text{ tr/min}$ .

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_0 \cdot H_0}{\eta_0} = 34.5 \text{ kW}$$

$$P_a = 34.5 \text{ Kw}$$

#### ❖ Conclusion :

Les résultats des frais d'exploitation entre les différentes variantes sont représentés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau (IV-2) : Bilan des frais d'exploitation.*

La variante	Les frais d'exploitation (D/an)
Temps de pompage	1132838.19
Vannage	1133274.63
Rognage	1129032.6
<b>Variation de N</b>	<b>1125769.5</b>

Donc d'après le bilan on opte pour le changement de la vitesse de rotation.

Avec :  $P_a = 34.5 \text{ Kw}$ ,  $N = 1430 \text{ tr/min}$ ,  $t = 20 \text{ h}$ .

#### IV.5.2. Pompe de la station de reprise « SR2 » :

##### ➤ Caractéristiques de la conduite :

- ❖ Le débit véhiculé :  $Q = 183.56 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- ❖ La hauteur géométrique :  $H_g = 207 \text{ m}$
- ❖ Les pertes de charges :  $1,928 \text{ m}$
- ❖ La hauteur manométrique total  $= 209,428 \text{ m}$

##### ➤ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel (CAPRARI POMPE) on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontale multicellulaires du type PM 125/4f dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ❖  $N = 2900 \text{ tr/min}$
- ❖  $\eta = 75 \%$
- ❖  $P_a = 178 \text{ KW}$
- ❖  $NPSH_r = 5.19 \text{ m}$
- ❖ Le point de fonctionnement  $P(Q(l/s), H_{mt} (m))$  sera  $p(64.5, 210)$
- ❖ Le point désiré  $P_1(51, 209)$

Le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré ((voir la figure IV-3 et l'annexe (IV-2)) pour avoir des conditions de marches adéquates de la pompe il va falloir effectuer des modifications dans le fonctionnement ou le dimensionnement de la pompe.

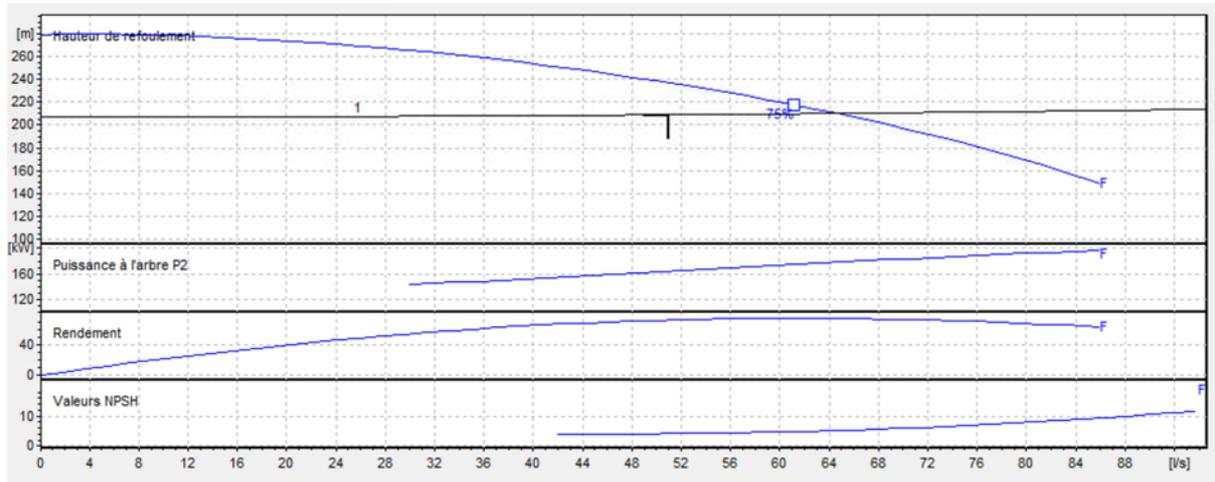


Figure (IV-3) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR2.

❖ Réalisation de point de fonctionnement :

❖ La caractéristique de la pompe :

On a:

$$H_p = a Q^2 + b \quad (IV-3)$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

$$\begin{cases} H= 210 \text{ m, } Q =64.5 \text{ l/s} \\ H=259\text{m, } Q=35.9 \text{ l/s} \end{cases}$$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

$$210= (64.5)^2*a +b$$

$$259= (35.9)^2*a +b$$

Donc l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -0.017*Q^2 + 281 \quad (IV-11)$$

❖ **La courbe caractéristique de la conduite :**

On a :

$$H_c = R Q^2 + H_g \quad (IV-5)$$

Pour déterminer la constant R on sait que la caractéristique de la conduite passe par le point nominal, c'est-à-dire  $Q=64.5$  et  $H=210$ m avec  $H_g= 207$ m.

Donc on aura :  $210 = R*(64.5)^2 + 207$

$$R = 7.21 * 10^{-4}$$

Donc l'équation sera :

$$H_c = 7.21 * 10^{-4} * Q^2 + 207 \quad (IV-12)$$

Pour remédier au problème de fonctionnement de la pompe, nous étudierons les variantes citées ci-dessous :

❖ **1<sup>er</sup> variante : changement de temps de pompage :**

Afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_0 * Q_0 = T_1 * Q_1$$

$$20 * 51 = T_1 * 64.5$$

$$T_1 = 20 * 51 / 64.5$$

$$T_1 = 15.81 \text{ h}$$

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta_1} = 177 \text{ kw}$$

$$P_a = 177 \text{ kw}$$

❖ **2<sup>ème</sup> variante : régulation par étouffement (vannage) :**

Les pertes de charges créées par la vanne d'étouffement sont égales à :

$$J = H_2 - H_0 \quad (IV-8)$$

Avec le point P<sub>2</sub> est donnée par P<sub>2</sub> (64.5, 210)

$$J = 210 - 209 = 1 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{9.81 * 0.0645 * 210}{0.75} = 140 \text{ Kw}$$

$P_a = 140 \text{ Kw}$

❖ **3<sup>ème</sup> variante : rognage de la roue de la pompe :**

Dans le cas où la pompe elle est multicellulaire, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

❖ **4<sup>ème</sup> variante : variation de la vitesse de rotation :**

La caractéristique de la pompe :

$$H_p = -0.017 * Q^2 + 281 \quad (\text{IV-11})$$

Et la courbe caractéristique de la conduite :

$$H_c = 7.21 * 10^{-4} * Q^2 + 207 \quad (\text{IV-12})$$

Détermination de la courbe iso-rendement :

Cette courbe passe par le point  $P_0 (51, 209)$ , et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_1 (q_1, h_1)$ .

Appliquant les lois de similitudes :

$$\frac{H_1}{H_0} = \left( \frac{N_1}{N_0} \right)^2$$

Et

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \frac{N_1}{N_0}$$

D'après les deux équations ci-dessus on aura ;

$$H_1 = \left( \frac{Q_1}{Q_0} \right)^2 * H_0$$

$$H_1 = \left( \frac{Q_1}{51} \right)^2 * 209$$

$$H_1 = 0.08 * Q^2 \quad (\text{IV-13})$$

On a le point  $P_1$  est homologue au point  $P_0$  donc :

$$H_p = H_1 \text{ alors : } -0.017 * Q^2 + 281 = 0.08 * Q^2$$

Qui nous donne  $Q_1 = 53.82 \text{ l/s}$

Et  $H_1 = 231.75 \text{ m}$

Appiquant les lois de similitudes :

$$N_0 = \frac{N_1}{\sqrt{\frac{H_1}{H_0}}}$$

$$N_0 = 2900 / \sqrt{\frac{231.75}{209}} = 2754 \text{ t/min}$$

Donc  $N_0 = 2754 \text{ t/min}$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_0 \cdot H_0}{\eta_0} = 141.5 \text{ kW}$$

$P_a = 141.5 \text{ Kw}$

❖ **Conclusion :**

Les résultats des frais d'exploitation entre les différentes variantes sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (IV-3) : Bilan des frais d'exploitation.**

La variante	Les frais d'exploitation
Temps de pompage	4620549
<b>Vannage</b>	<b>4568340</b>
Rognage	/
Variation de N	4617286

Donc d'après le bilan on opte pour le vannage ; avec une perte de charge  $j_v = 1 \text{ m}$ .

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne «  $\xi$  » :**

$$\xi = J_v \cdot (2g/v^2)$$

IV-14

$$\xi = 1 \cdot (9.81 \cdot 2 / 0.53^2) = 69.84$$

Donc :  $\xi = 69.84$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne  $\Theta$  (°) :**

Le type de la vanne sera une « vanne papillon », d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque « évolution du coefficient de singularité  $\xi$  d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture » (annexe IV-6).

Alors, pour  $\xi = 69.84$  l'angle d'ouverture de la vanne ( $\Theta$ ) sera:  $58^\circ$ .

### ❖ Vérification de la cavitation :

- ✓ La cote de réservoir d'aspiration =133m
- ✓ La charge d'aspiration ;  $H_a=3.70$
- ✓ Perte de charge à l'aspiration ;  $J_a=0$
- ✓  $NPSH_r= 5.22$  m

### • Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - 0.0012 * 133 = 10.17 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_0 / \rho * g + H_a - (J_a + T_v)$$

$$NPSH_d = 10.17 + 3.70 - 0.238 = 13.63 \text{ m}$$

Donc  $NPSH_d \gg NPSH_r$  qui veut dire la pompe ne cavite pas.

### IV.5.3. Pompe de la station de reprise « SR3 » :

#### ➤ Caractéristiques de la conduite :

- ✧ Le débit véhiculé :  $Q=165.56 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- ✧ La hauteur géométrique :  $H_g = 243$  m
- ✧ Les pertes de charges : 4.32 m
- ✧ La hauteur manométrique total =248 m.

#### ➤ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel (CAPRARI POMPE) on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontale multicellulaires du type PM 100/4A dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✧  $N= 2930$  tr/min
- ✧  $\eta= 76$  %
- ✧  $P_a=147$  KW
- ✧  $NPSH_r = 5.71$  m
- ✧ Le point de fonctionnement P (Q (l/s), Hmt (m)) sera p (46,248)

Le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le point désiré ((voir la figure V-4.)  
(Avec les détails sont dans l'annexe IV-3).

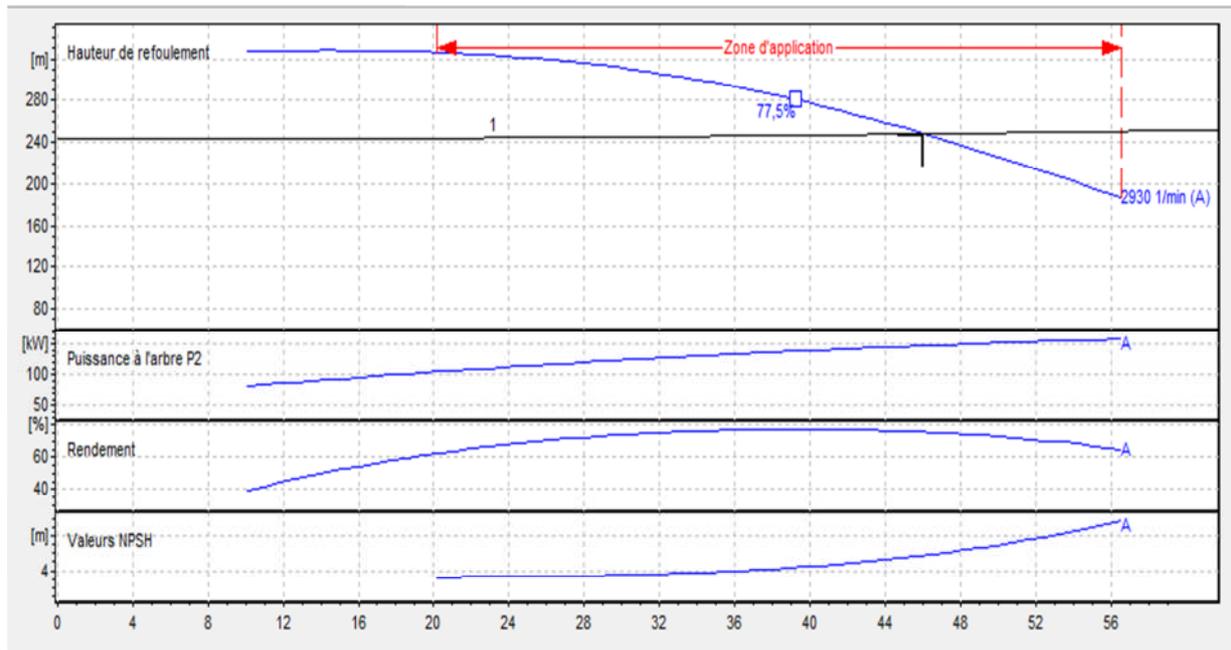


Figure (IV-4) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR3.

❖ **Vérification de la cavitation :**

- ✓ La cote de réservoir d'aspiration = 336m
- ✓ La charge d'aspiration ;  $H_a = 3.70$
- ✓ Perte de charge à l'aspiration ;  $J_a = 0$
- ✓  $NPSH_r = 5.71$  m

❖ **Calcul de la pression à la cote d'aspiration :**

$$P_0 = 10.33 - 0.0012 * 336 = 9.93 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_0 / \rho * g + H_a - (J_a + T_v)$$

$$NPSH_d = 9.93 + 3.70 - 0.238 = 13.38 \text{ m}$$

Donc  $NPSH_d \gg NPSH_r$  qui veut dire la pompe ne cavite pas.

**IV.5.4. Pompe de la station de reprise « SR4 » :**

➤ **Caractéristiques de la conduite :**

- ✧ Le débit véhiculé :  $Q = 92.76 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- ✧ La hauteur géométrique :  $H_g = 240.5$  m
- ✧ Les pertes de charges : 9.39 m
- ✧ La hauteur manométrique total = 250 m

➤ **Caractéristiques de la pompe :**

D’après le logiciel (CAPRARI POMPE) on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontale multicellulaires du type PM 100/5D dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ❖ N= 2900 tr/min
- ❖  $\eta = 76.5 \%$
- ❖ Pa=99.5 KW
- ❖ NPSHr = 3.41 m
- ❖ Le point de fonctionnement P ( Q(l/s),Hmt (m)) sera p (30,253)
- ❖ Le point désiré P<sub>1</sub>(26,250)

Le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré (voir la figure IV-5. Avec les détails sont dans l’annexe IV-4) pour avoir des conditions de marches adéquates de la pompe il va falloir effectuer des modifications dans le fonctionnement ou le dimensionnement de la pompe.

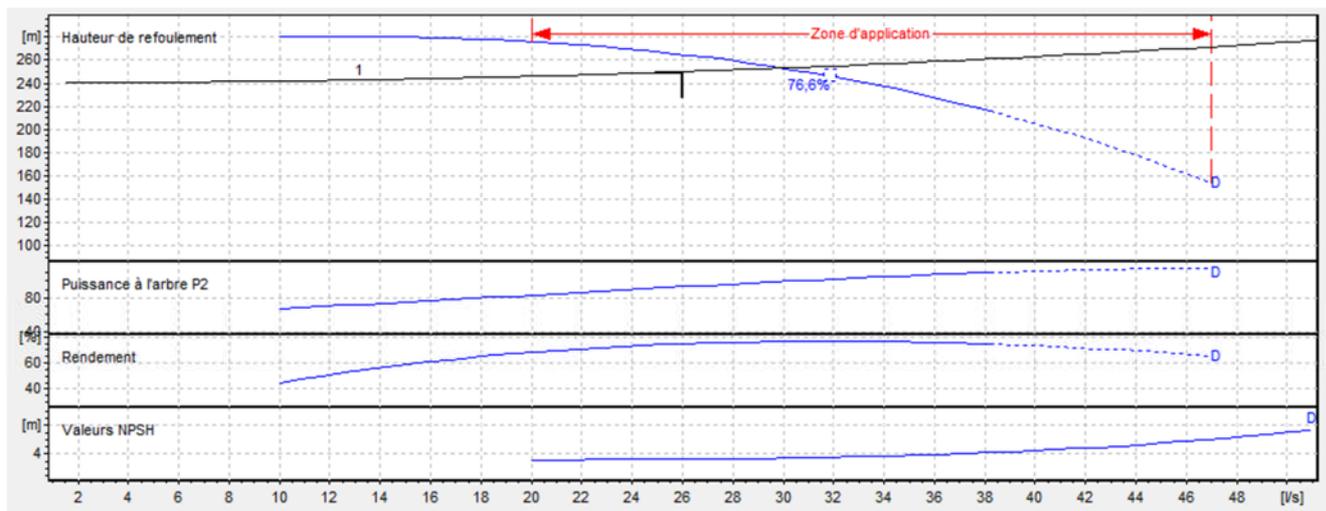


Figure (IV-5) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR4.

❖ **Réalisation de point de fonctionnement :**

❖ **La caractéristique de la pompe :**

On a:

$$H_p = a Q^2 + b \tag{IV-3}$$

D’après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} H= 236 \text{ m, } Q =33.9 \text{ l/s} \\ H=253\text{m, } Q= 30 \text{ l/s} \end{array} \right.$$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

$$236 = (33.9)^2 * a + b$$

$$253 = (30)^2 * a + b$$

Donc l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -0.068 * Q^2 + 314.39 \quad (\text{VI-15})$$

❖ **La courbe caractéristique de la conduite :**

On a :

$$H_c = R Q^2 + H_g \quad (\text{IV-5})$$

Pour déterminer la constante R on sait que la caractéristique de la conduite passe par le point nominal, c'est-à-dire  $Q=30$  et  $H=253\text{m}$  avec  $H_g=240.5\text{m}$ .

$$\text{Donc on aura : } 253 = R * (30)^2 + 240.5$$

$$R = 0.0138$$

Donc l'équation sera :

$$H_c = 0.0138 * Q^2 + 240.5 \quad (\text{VI-16})$$

Pour remédier au problème de fonctionnement de la pompe, nous étudierons les variantes citées ci-dessous :

❖ **1<sup>er</sup> variante : changement de temps de pompage :**

Afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_0 * Q_0 = T_1 * Q_1$$

$$20 * 26 = T_1 * 30$$

$$T_1 = 20 * 26 / 30$$

$$T_1 = 17.33 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{\rho * g * Q_1 * H_1}{\eta_1} = 97.45 \text{ kw}$$

$$P_a = 97.45 \text{ kw}$$

❖ **2<sup>ème</sup> variant : régulation par étouffement (vannage) :**

Les pertes de charges créées par la vanne d'étouffement sont égales à :

$$J = H_2 - H_0 \quad (\text{IV-8})$$

Avec le point P2 est donnée par P2 (30,253)

$$J = 253 - 250 = 3 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{9.81 \cdot 0.030 \cdot 253}{0.764} = 84 \text{ Kw}$$

$$P_a = 84 \text{ Kw}$$

❖ **3<sup>ème</sup> variant : rognage de la roue de la pompe :**

Dans le cas où la pompe elle est multicellulaire, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

❖ **4<sup>ème</sup> variante : variation de la vitesse de rotation :**

On a :

$$H_p = -0.068 \cdot Q^2 + 314.39 \quad (\text{VI-15})$$

$$H_c = 0.0138 \cdot Q^2 + 240.5 \quad (\text{VI-16})$$

Détermination de la courbe iso-rendement :

Cette courbe passe par le point P<sub>0</sub> (26, 250), et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P<sub>1</sub> (q<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>).

Appliquant les lois de similitudes :

$$\frac{H_1}{H_0} = \left( \frac{N_1}{N_0} \right)^2$$

Et

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \frac{N_1}{N_0}$$

D'après les deux équations si dessus on aura ;

$$H_1 = \left( \frac{Q_1}{Q_0} \right)^2 \cdot H_0$$

$$H_1 = \left(\frac{Q_1}{26}\right)^2 * 250$$

$$H_1 = 0.369 * Q^2 \quad (IV-17)$$

On a le point P1 et homologue au point P0 donc :

$$H_p = H_1 \text{ alors } -0.068 * Q^2 + 314.39 = 0.368 * Q^2$$

$$\text{Qui nous donne } Q_1 = 26.85 \text{ l/s}$$

$$\text{Et } H_1 = 266 \text{ m}$$

Appliquant les lois de similitudes :

$$N_0 = \frac{N_1}{\sqrt{\frac{H_1}{H_0}}}$$

$$N_0 = 2900 / \sqrt{\frac{266}{250}} = 2811 \text{ t/min}$$

$$\text{Donc } N_0 = 2811 \text{ t/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 * 0.026 * 250}{0.75} = 85 \text{ kW}$$

$$P_a = 85 \text{ Kw}$$

#### ❖ Conclusion :

Les résultats des frais d'exploitation entre les différentes variantes sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (IV-4) : Bilan des frais d'exploitation.**

La variante	Les frais d'exploitation
Temps de pompage	2755375
<b>Vannage</b>	<b>2741004</b>
Rognage	/
Variation de N	2773635

Donc d'après le bilan on opte pour le vannage ; avec une perte de charge  $j_v = 3 \text{ m}$ .

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne «  $\xi$  » :**

$$\xi = J_v * (2g/v^2) \quad IV-14$$

$$\xi = 3 * (9.81 * 2 / 0.82^2) = 87.53$$

$$\text{Par conséquence : } \xi = \mathbf{87.53}$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne  $\Theta$  (°) :**

Le type de la vanne sera une « vanne papillon », d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque « évolution du coefficient de singularité  $\xi$  d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture » (Annexe IV-6).

Alors, pour  $\xi=87.53$  l'angle d'ouverture de la vanne ( $\Theta$ ) sera:  $59^\circ$ .

❖ **Vérification de la cavitation :**

- ✓ La cote de réservoir d'aspiration =575m
- ✓ La charge d'aspiration ;  $H_a=3.70$
- ✓ Perte de charge à l'aspiration ;  $J_a = 0$
- ✓  $NPSH_r = 3.41$  m

❖ **Calcul de la pression à la cote d'aspiration :**

$$P_0 = 10.33 - 0.0012 * 575 = 9.64 \text{ m}$$

$$NPSH_d = P_0 / \rho * g + H_a - (J_a + T_v)$$

$$NPSH_d = 9.64 + 3.70 - 0.238 = 13 \text{ m}$$

Donc  $NPSH_d \gg NPSH_r$  qui veut dire la pompe ne cavite pas.

**IV.5.5. La pompe de forage :**

➤ **Caractéristiques de la conduite :**

- ❖ Le débit véhiculé :  $Q = 80 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- ❖ La hauteur géométrique :  $H_g = 39 \text{ m}$
- ❖ Les pertes de charges =  $11.59 \text{ m}$
- ❖ La hauteur manométrique total =  $50.59 \text{ m}$

➤ **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le logiciel (CAPRARI POMPE) on opte pour une électropompe émergée du type **E8S64/4A+ MC625** dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ❖  $N = 2900 \text{ tr/min}$
- ❖  $\eta = 74.7 \%$
- ❖  $P_a = 17.8 \text{ Kw}$
- ❖  $NPSH_r = 4.08 \text{ m}$
- ❖ Le point de fonctionnement P ( $Q$  (l/s), Hmt (m)) sera P (24.9, 53.5)
- ❖ Le point désiré  $P_1$  (22.2, 50.6)

Le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré (voir la figure IV-6. Avec les détails sont dans l'annexe IV-5).

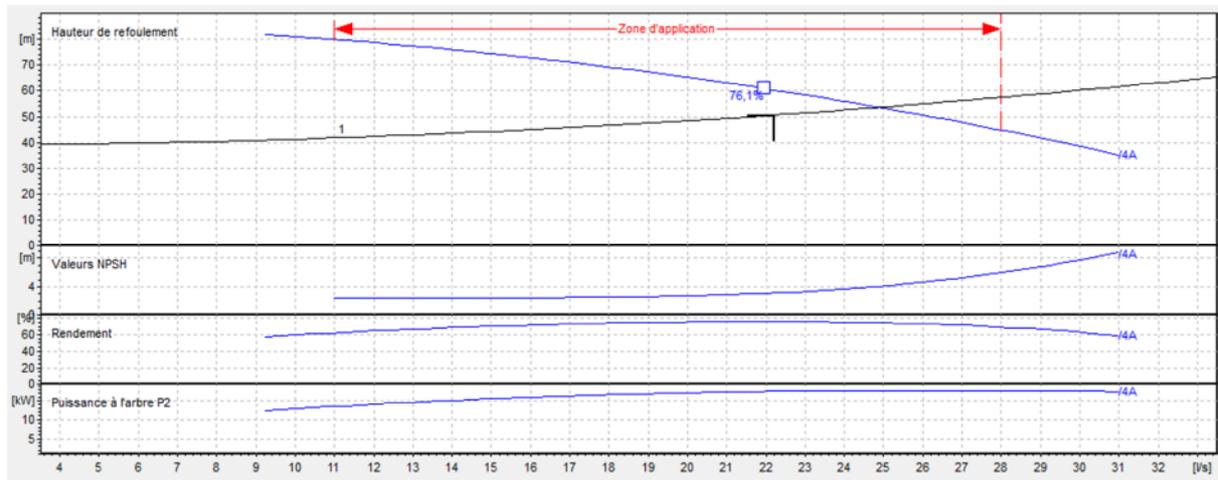


Figure (IV-6) : Courbe caractéristique de la pompe de forage.

- ❖ Réalisation de point de fonctionnement :
- ❖ La caractéristique de la pompe :

On a :

$$H_p = a Q^2 + b \quad (IV-3)$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

$$H = 53.5 \text{ m}, Q = 24.9 \text{ l/s}$$

$$H = 50 \text{ m}, Q = 26 \text{ l/s}$$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

$$53.5 = (24.9)^2 \cdot a + b$$

$$50 = (26)^2 \cdot a + b$$

Donc l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suit :

$$H_p = -0.0625 \cdot Q^2 + 92.25 \quad (IV-18)$$

- ❖ La courbe caractéristique de la conduite :

On a :

$$H_c = R Q^2 + H_g \quad (IV-5)$$

Pour déterminer la constant R on sait que la caractéristique de la conduite passe par le point nominal, c'est-à-dire  $Q=24.9$  et  $H=53.5$ m avec  $H_g= 39$ m.

Donc on aura :  $53.5 = R*(24.9)^2+39$

$$R=0.023$$

Donc l'équation sera :

$$H_c = 0.023*Q^2 + 39 \quad (IV-19)$$

Pour remédier au problème de fonctionnement de la pompe, nous étudierons les variantes citées ci-dessous :

❖ **1<sup>er</sup> variante : changement de temps de pompage :**

Afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_0*Q_0 = T_1*Q_1$$

$$20* 22.2=T_1*24.9$$

$$T_1=20*22.2/24.9$$

$$T_1=17.83h$$

La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta_1} = 17.5 \text{ Kw}$$

$$Pa = 17.5 \text{ Kw}$$

❖ **2<sup>ème</sup> variante : régulation par étouffement (vannage) :**

Les pertes de charges créés par la vanne d'étouffement sont égales à :

$$J = H_2 - H_0 \quad (IV-8)$$

Avec le point P2 est donnée par P2 (24.9, 53.5)

$$J=53.5-50.6= 2.9 \text{ m}$$

$$Pa = \frac{9.81*0.0249*53.5}{0.747} = 15.59 \text{ Kw}$$

$$Pa= 15.59\text{Kw}$$

❖ **3<sup>ème</sup> variante : rognage de la roue de la pompe :**

Dans le cas où la pompe est multicellulaire, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

❖ 4<sup>ème</sup> variante : variation de la vitesse de rotation :

On a :

La caractéristique de la pompe :

$$H_p = -0.0625 * Q^2 + 92.25 \quad (\text{IV-18})$$

Et la courbe caractéristique de la conduite :

$$H_c = 0.023 * Q^2 + 39 \quad (\text{IV-19})$$

Détermination de la courbe iso-rendement :

Cette courbe passe par le point P0 (22.2, 50.6), et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P1 (q1, h1).

Appliquant les lois de similitudes :

$$\frac{H_1}{H_0} = \left( \frac{N_1}{N_0} \right)^2$$

Et

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \frac{N_1}{N_0}$$

D'après les deux équations si dessus on aura ;

$$H_1 = \left( \frac{Q_1}{Q_0} \right)^2 * H_0$$

$$H_1 = \left( \frac{Q_1}{22.2} \right)^2 * 50.6$$

$$H_1 = 0.103 * Q^2 \quad (\text{IV-20})$$

On a le point P<sub>1</sub> et homologue au point P<sub>0</sub> donc :

$$H_p = H_1 \text{ alors : } 0.103 * Q^2 = -0.0625 * Q^2 + 92.25$$

Qui nous donne Q<sub>1</sub> = 23.61 l/s

Et H<sub>1</sub> = 57.42m

Appliquant les lois de similitudes :

$$N_0 = \frac{N_1}{\sqrt{\frac{H_1}{H_0}}}$$

$$N_0 = 2900 / \sqrt{\frac{57.42}{50.6}} = 2723 \text{ t/min}$$

Donc  $N_0 = 2723 \text{ t/min}$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_0 \cdot H_0}{\eta_0} = 14.75 \text{ kW}$$

$$P_a = 14.75 \text{ Kw}$$

❖ **Conclusion :**

Les résultats des frais d'exploitation entre les différentes variantes sont représentés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau IV-5 : bilan des frais d'exploitation.*

La variante	Les frais d'exploitation
Temps de pompage	509084.38
Vannage	508717.29
Rognage	/
<b>Variation de N</b>	<b>481307.25</b>

Donc d'après le tableau on opte pour le changement de la vitesse de rotation.

Donc  $N_0 = 2723 \text{ t/min}$  et  $P_a = 14.75 \text{ KW}$  et  $T = 20 \text{ h}$ .

**IV.6. Conclusion :**

Le logiciel CAPRARI POMPE nous a aidé pour le choix des pompes pour chaque station de pompage selon les conditions d'exploitation. Pour résoudre le problème de point de fonctionnement nous avons choisi la variante la plus économique pour chaque cas.

# Chapitre V :

## RESEAU DE DISTRIBUTION

## V.1. Introduction :

L'objectif d'un réseau de distribution est de ramener l'eau du réservoir jusqu'aux consommateurs à des pressions et vitesses bien déterminées. Dans ce chapitre on s'intéressera au dimensionnement du réseau de distribution de village Ikhelouiene en utilisant le logiciel de simulation EPANET.

## V.2. Classification des réseaux :

Selon les liaisons entre les branchements des différents tronçons de distribution, on distingue deux types de réseaux :

➤ Le réseau ramifié :

Dans lequel les distributions ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de souplesse en cas de rupture.

➤ Le réseau maillé :

Comporte une alimentation en retour, il remédie à l'inconvénient signalé dans le réseau ramifié, il offre la sécurité parfaite.

## V.3. Mode de distribution :

La distribution de village Ikhelouiene se fera gravitairement à partir du réservoir **R3** situé à la cote de radier **606 m** et d'une capacité de **300 m<sup>3</sup>**.

## V.4. Choix de type de réseau :

Il y a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau, et on peut noter que les plus importants sont l'emplacement des principaux consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. Dans notre cas on opte pour un réseau mixte (maillé et ramifié).

## V.5. Choix de type des conduites :

Notre choix est porté sur des conduites en **PEHD PN10**, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Leur disponibilité sur le marché.
- Utilisable dans les terrains accidentés et montagneux.
- Facilité de la pose.
- Résistance à la corrosion interne et externe.
- Bonnes caractéristiques hydraulique.
- Longue durée de vie.

## V.6. Calcul hydraulique :

### V.6.1. Débit de pointe :

Le débit de pointe pour lequel le réseau de distribution sera dimensionné est calculé à partir des données de Tableau (II-2).

$$Q_p = Q_{\max.h} = \frac{8.5 \cdot 797.11}{100} = 67.75 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 67.75 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 18.82 \text{ l/s}$$

### V.6.2. Débit spécifique :

Il représente le débit de route sur la somme des longueurs de réseau.

$$q_s = \frac{q_p}{\sum L_i}$$

(V-1)

Avec :

$q_s$  : Débit spécifique (l/s).

$q_p$  : Débit de pointe (l/s).

$L_i$  : Longueurs des tronçons(m).

### V.6.3. Débit en route :

C'est le débit consommé le long du tronçon, si on considère la répartition des habitants homogène ou long de chaque tronçon :

$$q_r = q_s * L_i$$

(V-2)

Avec :

$q_r$  : débit en route (l/s).

### V.6.4. Débit calculé :

Le débit calculé pour un tronçon donné se détermine par la formule suivant :

$$q_c = q_t + \alpha q_r$$

(V-3)

Avec :

$q_c$  : débit calculé (l/s).

$q_t$  : débit transite (c'est le débit qui transite uniquement par le tronçon sans être consommé) (l/s).

$\alpha$  : coefficient qui dépend de la répartition de la consommation de débit en route ( $0.5 < \alpha < 0.58$ ).

$q_r$  : débit en route (l/s).

### V.6.5. Débit en nœud :

Le débit en nœud est celui qu'il faut assurer à chaque jonction de réseau de distribution, il est calculé comme suit :

$$q_n = \frac{1}{2} \sum q_r + q_t \quad (V-4)$$

Avec :

$q_n$  : débit en nœud (l/s).

### V.6.6. Calcul des pertes de charge :

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

#### V.6.6.1 : pertes de charge linéaire :

Les pertes de charge linéaire sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{L\lambda V^2}{2gD} \quad (V-5)$$

Où  $V$  : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

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

$L$  : longueur de la conduite (m)

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

$\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge). donné par la formule de COLBROOK

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right) \quad (V-6)$$

$\text{Re}$  : nombre de REYNOLDS

$\varepsilon$  : rugosité absolue (mm) pour le fonte on prend  $\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$

$$\boxed{\text{Re} = \frac{VD}{\nu}}$$
 (V-7)

V : vitesse d'écoulement (m/s).

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C  $\nu = 1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$

#### V.6.6.2 : pertes de charges singulières:

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

$$\boxed{\Delta H_S = 15\% \Delta H_L}$$
 (V-8)

Donc la formule des pertes de charge totale sera :

$$\boxed{\Delta H_T = 1.15 * \Delta H_L}$$
 (V-9)

#### V.6.7. Calcul des pressions de service de réseau (au sol) :

Pour que notre réseau soit réalisable, il faut qu'il assure la pression minimale en toutes pointes de notre surface à alimenter. En pratique la pression peut être assurée dans une fourchette de (1bar - 6 bar).avec une vitesse acceptable (0.5 - 1.5 m/s).

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

$$\boxed{P_s = C_p - C_{TN} - J_T}$$
 (V-10)

Avec :

$P_s$  : pression au sol (m).

$C_p$ : cote piézométrique(m).

$C_{TN}$  : cote de terrain naturel (m).

$J_T$ : perte de charge totale (m).

#### V.7. Principe de calcul du réseau maillé :

Le calcul d'un réseau maillé ce fait avec :

- ❖ L'équilibre de la maille ; la somme des pertes de charge dans chaque maille est nule.
- ❖ La loi des nœuds ; la somme des débits entrants égal à la somme des débits sortants.

$$\boxed{\sum Q_e - \sum Q_s = 0} \quad (\text{V-11})$$

- ❖ Loi de conservation de la charge ;

$$\boxed{\sum j_r = R * Q^2} \quad (\text{V-12})$$

Avec : R : résistance de la conduite.

- ❖ Le calcul itératif d'ajustement des débits dans la méthode de HARDY-CROSS se définit comme suit ;

$$\boxed{\Delta q = - \frac{\sum_{i=1}^n j_j}{2 * \sum_{i=1}^n \left( \frac{j_j}{q_j} \right)}} \quad (\text{V-13})$$

## V.8. Détermination des débits du réseau :

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

$$Q_p = Q_{\max j}$$

$$Q_p = 18.82 \text{ l/s.}$$

### V.8.1. débits en route:

$$Q_p = 18.82 \text{ l/s.}$$

$$Q_s = 18.82 / 10958.95 = 0.00172 \text{ l/s}$$

$\sum l_i = 10958.95 \text{ m}$ : la somme de tronçons du réseau.

Tableau (V-1) : les débits de route pour le cas « de point ».

Tronçon	L (m)	Qr(point)/s	Tronçon	L (m)	Qr(point)/s
RV-N1	22,33	0,038	N51-N52	31,91	0,055
N1-N2	180,6	0,311	N51-N53	54,85	0,094
N2-N3	9,76	0,017	N53-N54	24,18	0,042
N3-N4	31,87	0,055	N53-N55	107,34	0,185
N3-N5	156,75	0,270	N43-N56	193,77	0,333
N2-N6	254,03	0,437	N56-N57	264,21	0,454
N6-N7	82,56	0,142	N56-N58	5,05	0,009
N7-N8	87,89	0,151	N58-N59	56,67	0,097
N8-N9	100,78	0,173	N58-N60	68,33	0,118
N9-N10	52,24	0,090	N60-N61	34,05	0,059
N9-N11	200,95	0,346	N60-N62	167,89	0,289
N11-N12	43,66	0,075	N62-N63	66,77	0,115
N12-N13	34,98	0,060	N62-N64	187,19	0,322
N12-N14	67,08	0,115	N64-N65	112,92	0,194
N14-N15	13,31	0,023	N65-N66	40,03	0,069
N14-N16	174,5	0,300	N65-N67	67,27	0,116
N17-N11	22,44	0,039	N65-N68	28,21	0,049
N6-N17	105,95	0,182	N64-N69	15,67	0,027
N7-N17	98,95	0,170	N69-N70	97,12	0,167
N8-N19	172,41	0,297	N70-N71	36,56	0,063
N19-N20	298,96	0,514	N70-N72	76,91	0,132
N20-N21	24,37	0,042	N69-N73	126,72	0,218
N20-N22	62,75	0,108	N73-N74	173,31	0,298
N19-N22	103,46	0,178	N73-N75	73,25	0,126
N22-N23	3,49	0,006	N75-N76	103,98	0,179
N23-N24	51,25	0,088	N76-N77	87,42	0,150
N23-N25	206,3	0,355	N76-N78	204,42	0,352
N25-N26	25,56	0,044	N78-N84	115,36	0,198
N26-N27	34,98	0,060	N84-N85	54,75	0,094
N27-N28	18,17	0,031	N84-N101	354,88	0,610
N27-N29	54,85	0,094	N101-N102	191,54	0,329
N26-N30	42,76	0,074	N101-N103	1054,61	1,814
N30-N31	69,25	0,119	N86-N87	86,92	0,150
N30-N32	7,8	0,013	N87-N88	76,49	0,132
N32-N33	15,53	0,027	N88-N89	6,8	0,012
N32-N34	40,78	0,070	N89-N90	7,87	0,014
N34-N35	38,01	0,065	N88-N91	27,74	0,048
N34-N36	55,18	0,095	N90-N92	44,92	0,077
N25-N37	212,6	0,366	N92-N93	2,81	0,005
N37-N82	36,23	0,062	N93-N94	149,15	0,257
N82-N83	63,51	0,109	N93-N95	55,08	0,095
N82-N38	213,17	0,367	N89-N92	71,67	0,123
N37-N38	138,2	0,238	N75-N79	131,69	0,227
N38-N39	58,32	0,100	N79-N80	177,86	0,306

N39-N40	27,64	0,048	N79-N81	263,95	0,454
N39-N41	73,26	0,126	N78-N96	129,34	0,222
N41-N42	23,93	0,041	N96-N97	88,78	0,153
N41-N43	140,1	0,241	N96-N98	22	0,038
N43-N44	108,78	0,187	N98-N99	97,73	0,168
N44-N45	26,69	0,046	N98-N100	180	0,310
N44-N46	175,42	0,302	N1-N86	149,89	0,258
N46-N47	64,21	0,110	N87-N18	103	0,177
N46-N48	61,11	0,105	N86-N90	123	0,212
N48-N49	78,58	0,135	N48-N51	61,13	0,105
N48-N50	55,75	0,096			
$\Sigma$				<b>10958.95</b>	

### V.8.2. Débits aux nœuds :

Tableau (V-2) : Les débits aux nœuds :

Nœuds	Tronçons	Qn (l/s)	Nœuds	Tronçons	Qn (l/s)
1	R-1. 1-2. 1-88	0,302	53	53-51.53-54.53-55	0,160
2	2-3. 2-6. 2-1	0,381	54	54-53	0,021
3	3-2. 3-4. 3-5	0,170	55	55-53.	0,092
4	3-4	0,028	56	56-43.56-57.56-58	0,398
5	5-3	0,134	57	57-56	0,227
6	6-2. 6-7. 6-17	0,38	58	58-56.58-59.58-60	0,112
7	7-6. 7-8.7-17	0,231	59	59-58	0,048
8	8-7. 8-9.8-19	0,31	60	60-58.60-61.60-62	0,231
9	9-8.9-10.9-11	0,304	61	61-60.	0,029
10	10-9	0,045	62	62-60.62-63.62-64	0,362
11	11-9.11-12.11-17	0,153	63	63-62	0,057
12	12-11.12-13.12-14	0,125	64	64-62.64-65.64-69	0,208
13	12-13	0,030	65	65-66.65-67.65-68 65-64	0,214
14	14-12.14-15.14-16	0,146	66	66-65	0,035
15	15-14	0,012	67	67-65.	0,058
16	16-14	0,15	68	68-65	0,024
17	17-6.17-7.17-11	0,195	69	69-64.69-70.69-73	0,206
18	18-87	0,088	70	70-69.70-71.70-72	0,181
19	19-8.19-20.19-22	0,495	71	71-70	0,032
20	20-19.20-21-20-22	0,332	72	72-70	0,66
21	21-20.	0,021	73	73-79.73-74.73-75	0,321
22	22-19.22-20.22-23	0,146	74	74-73	0,149
23	23-22.23-24.23-25	0,224	75	75-73.75-76.75-79	0,265
24	24-23	0,044	76	76-75.76-77.76-78	0,340
25	25-23.25-26.25-37	0,382	77	77-76	0,075
26	26-25.26-27.26-30	0,089	78	78-76.78-84.78-96	0,386
27	27-26.27-28.27-29	0,092	79	79-75.79-80.79-81	0,492
28	28-27	0,016	80	80-79	0,153
29	29-27	0,047	81	81-79	0,227
30	30-26.30-31.30-32	0,103	82	82-37.82-38.82-83	0,269

31	31-30	0,06	83	83-82	0,054
32	32-30.32-33.32-34	0,055	84	84-78.84-85.84-101	0,450
33	33-32	0,014	85	85-84	0,047
34	34-32.34-35.34-36	0,115	86	86-1.86-87.86-90	0,308
35	35-34.	0,033	87	87-18.87-86.87-88	0,229
36	36-34	0,047	88	88-87.88-89.88-91	0,096
37	37-25.37-38.37-82	0,332	89	89-88.89-90.89-92	0,075
38	38-37.38-82.38-39	0,352	90	90-86.90-89.90-92	0,151
39	39-38.39-40.39-41	0,137	91	91-88	0,024
40	40-39	0,024	92	92-89.92-90.92-93	0,102
41	41-39.41-42.41-43	0,204	93	93-92.93-94.93-95	0,178
42	42-41	0,021	94	94-93.	0,128
43	43-41.43-44.43-56	0,380	95	95-93	0,048
44	44-43.44-45.44-46	0,267	96	96-78.96-97.96-98	0,206
45	45-44	0,023	97	97-96	0,076
46	46-44.46-47.46-48	0,258	98	98-96.98-99.98-100	0,258
47	47-46.	0,550	99	99-98	0,084
48	48-46.48-49.48-50 48-51	0,221	100	100-98	0,155
49	49-48	0,067	101	101-84.101 -102. 101-103	1.375
50	50-48	0,048	102	102-101	0,165
51	51-48.51-52.51-53	0,127	103	103-101	0,905
52	52-51	0,028			

## V.9. Calcul du réseau par logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur une longue durée dans les réseaux.

### V.9.1. Les Etapes de l'utilisation d'EPANET:

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

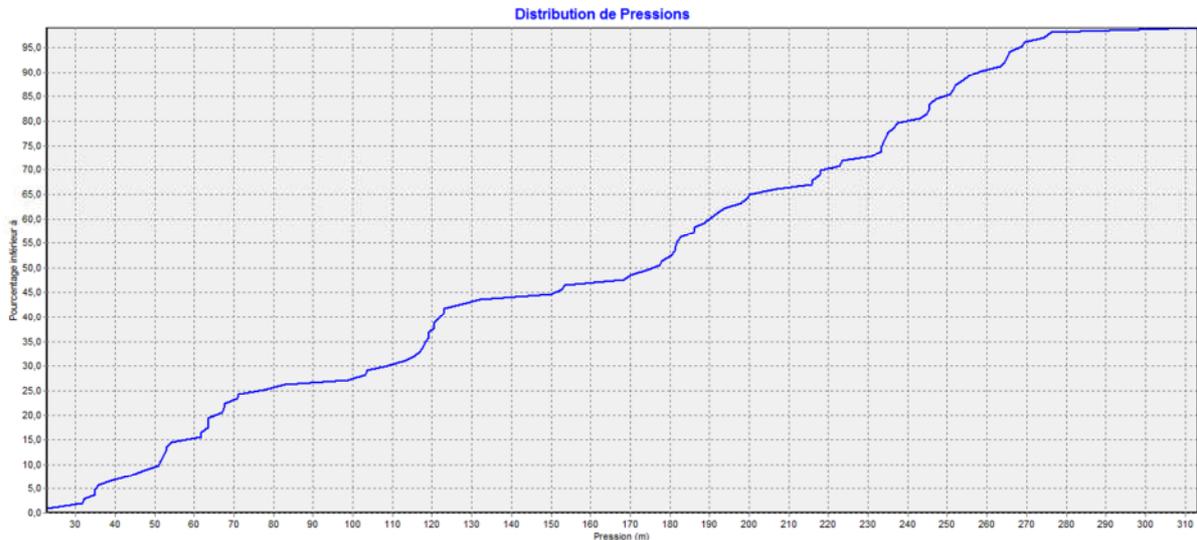
- ❖ Importer le tracé du réseau enregistré sous un fichier Auto-Cad.
- ❖ Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- ❖ Décrire le fonctionnement du système.
- ❖ Sélectionner un ensemble d'option de simulation.
- ❖ Lancer la simulation.
- ❖ Constatation des résultats de la simulation.

### V.9.2. Les résultats de la simulation :

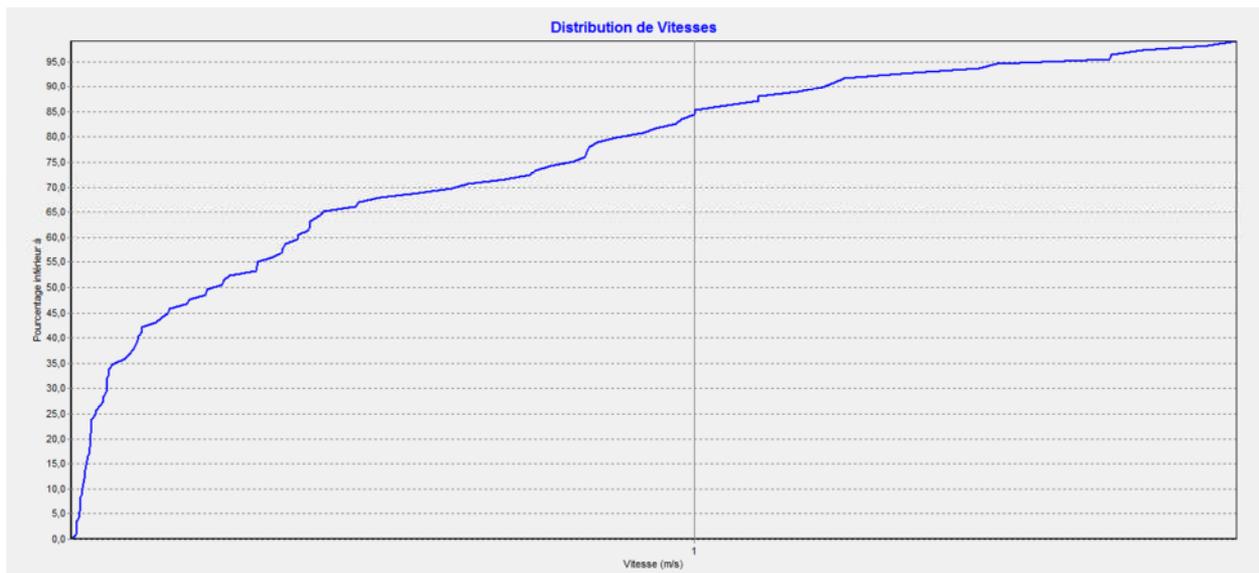
Après avoir introduit les débits nodaux et les altitudes, et les diamètres pour le cas de fonctionnement du système de distribution, nous avons pu déterminer les débits de chaque tronçon du réseau et cela nous permettra ensuite de dimensionner le réseau.

Les résultats de la première simulation sont représentés ci-dessous :

Les schémas du réseau avec la première simulation et la dernière sont représentés en succession dans les figures « V.1 et V. 6).



**Figure (V-1) :** La variation de la pression dans le réseau avec la 1<sup>ère</sup> simulation.

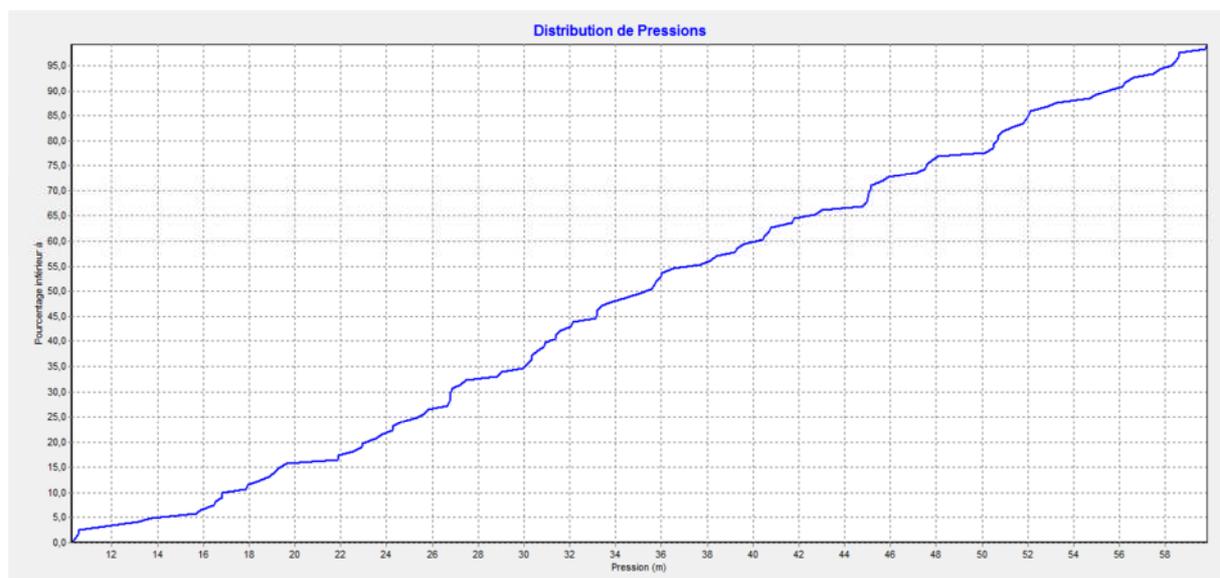


**Figure (V-2) :** La variation de la vitesse dans le réseau avec la 1<sup>ère</sup> simulation.

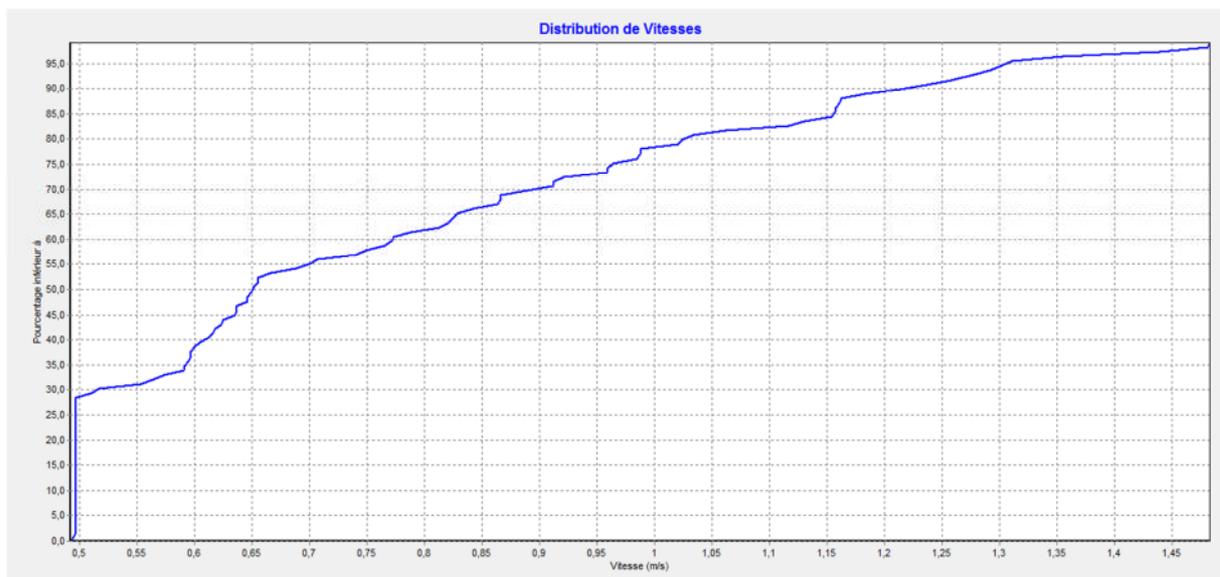
On remarquant que les pressions supérieures à 6 Bar et les vitesses sont supérieures à 1.5 m/s. Pour avoir un réseau de distribution qui fonctionne avec les conditions adéquates il va falloir effectuer des changements dans le réseau avec l'utilisation des :

- ❖ Vannes de régulation des pressions.
- ❖ Vannes de régulation des débits.
- ❖ Changements des diamètres des tronçons.

Après plusieurs itérations on a mis le réseau sous des conditions adéquates de fonctionnement d'un système de distribution. Et les résultats de la dernière simulation sont représentés si dessous :



**Figure (V-4) :** La variation de la pression dans le réseau avec la dernière simulation.



**Figure (V-5) :** Variation de la vitesse dans le réseau avec la dernière simulation.

On remarque que le système de distribution fonction sous des conditions adéquates, avec une pression (1Bar-6Bar), et une vitesse de (0.5m/s - 1.5m/s).

Les résultats de la dernière simulation en détail sont représentés si dessous :

Tableau (V-3) : Récapitulation des résultats au niveau de chaque nœud.

Nœuds	Charge(m)	P(m)	Nœuds	Charge (m)	P(m)
nœud 2	606,14	43,04	nœud 54	423,18	40,45
nœud 3	575,54	22,53	nœud 55	416,97	58,47
nœud 4	574,69	34,52	nœud 56	406,96	30,96
nœud 5	566,76	27,22	nœud 57	416,89	58,63
nœud 6	594,21	50,53	nœud 58	415,04	54,7
nœud 7	593,68	59,83	nœud 59	375,09	24,62
nœud 8	577,71	56,13	nœud 60	373,98	22,96
Nœud 9	578,89	41,83	Nœud 61	374,01	39,17
Nœud 10	577,18	36,03	Nœud 62	370,96	35,78
Nœud 11	593,51	35,12	Nœud 63	371,52	50,89
Nœud 12	592,82	19,63	Nœud 64	368,79	47,61
Nœud 13	591,68	40,71	Nœud 65	367,48	51,94
Nœud 14	589,11	19,11	Nœud 66	366,6	52,07
Nœud 15	588,76	13,75	Nœud 67	367,87	44,77
Nœud 16	583,42	18,42	Nœud 68	371,37	50,74
Nœud 17	593,96	50,48	Nœud 69	348,16	45,92
Nœud 18	531,66	31,4	Nœud 70	347,18	47,18
Nœud 19	529,57	50,68	Nœud 71	346,63	57,74
Nœud 20	528,77	45	Nœud 72	370,28	57,47
Nœud 21	529,16	51,77	Nœud 73	321,92	26,63
Nœud 22	529,14	52,13	Nœud 74	368,79	58,25
Nœud 23	527,34	47,79	Nœud 75	360,86	52,86
Nœud 24	523,59	59,74	Nœud 76	358,01	41,71
Nœud 25	523,17	55	Nœud 77	360,03	56,28
nœud 26	522,57	45,04	Nœud 78	367,04	40,8
nœud 27	521,98	44,98	Nœud 80	359,27	10,52
nœud 28	520,78	23,83	Nœud 81	357,04	10,42
nœud 29	510,67	35,7	Nœud 82	470,38	32,14
nœud 30	508,41	16,57	Nœud 83	467,48	25,8
nœud 31	509,58	33,2	nœud 86	586,56	15,89
nœud 32	509,08	29,03	nœud 87	582,69	15,7
nœud 33	507,52	25,32	nœud 89	577,22	27,48
nœud 34	506,28	29,97	nœud 90	577,41	26,78
nœud 35	505,72	18,88	nœud 91	576,21	24,3
nœud 36	470,49	30,34	nœud 92	570,83	31,58
nœud 37	469,79	56,64	nœud 93	555,63	16,42
nœud 38	442,85	38,19	nœud 95	553,84	21,92
nœud 39	441,95	33,22	nœud 94	549,46	30,35
nœud 40	441,94	42,7	nœud 96	358,39	33,84
nœud 41	441,16	38,41	nœud 97	355,49	26,77
nœud 42	440,27	55,59	nœud 98	354,5	26,9
nœud 43	438,36	45,15	nœud 99	351,31	24,26
nœud 44	437,49	53,28	nœud 100	341,26	10,26
nœud 45	436,12	37,7	nœud 101	334,83	48,06
nœud 46	435,35	47,52	nœud 102	322,45	30,15

nœud 47	433,25	30,86	nœud 103	302,24	58,58
nœud 48	429,09	17,85	nœud 88	576,95	25,63
Nœud 49	431,44	21,88	Nœud 84	338,41	40,54
nœud 50	430,18	32,04	Nœud 85	336,62	39,62
nœud 51	428,49	39,33	Nœud 1	607,92	22,92
nœud 52	426,68	33,42	Nœud 18	579,92	16,82
nœud 53	425,89	26,78			

*Tableau (V-4) : Répartition des résultats pour chaque tronçon.*

Tuyau	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	p.ch.un(m/km)
Tuyau 3	31,87	20	0,1	0,5	26,92
Tuyau 4	156,78	20	0,13	0,67	56,04
Tuyau 9	52,24	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 11	43,66	40	0,52	0,57	15,78
Tuyau 12	34,98	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 15	174,5	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 16	22,44	90	-5,67	1,16	20,26
Tuyau 17	105,95	200	15,24	0,63	2,32
Tuyau 19	98,95	160	9,37	0,6	2,83
Tuyau 21	298,96	125	7,87	0,83	7,02
Tuyau 22	24,37	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 23	62,75	125	7,52	0,79	6,44
Tuyau 25	3,49	125	7,37	0,77	6,19
Tuyau 26	51,25	20	0,1	0,52	35,07
Tuyau 29	34,98	32	0,29	0,51	17,12
Tuyau 30	18,17	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 31	54,85	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 34	7,8	25	0,45	1,31	140,19
Tuyau 36	40,78	25	0,3	0,87	50,36
Tuyau 37	38,01	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 38	55,18	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 42	27,64	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 44	23,93	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 46	108,78	63	1,87	0,83	17,53
Tuyau 47	26,69	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 48	175,42	63	1,58	0,7	12,76
Tuyau 49	64,21	40	0,45	0,5	12,03
Tuyau 50	61,11	40	0,93	1,02	46,89
Tuyau 51	78,58	20	0,13	0,65	52,97
Tuyau 52	55,75	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 53	61,13	32	0,53	0,91	50,24
Tuyau 54	31,91	20	0,13	0,65	52,97
Tuyau 55	54,85	25	0,3	0,87	63,89
Tuyau 56	24,18	20	0,1	0,5	32,63

Tuyau 57	107,34	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 59	264,21	25	0,23	0,66	37,9
Tuyau 61	5,05	110	8,71	1,18	16,37
Tuyau 62	56,67	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 64	34,05	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 66	66,77	20	0,12	0,6	45,66
Tuyau 67	187,19	110	7,81	1,06	13,31
Tuyau 75	76,91	40	0,59	0,65	19,9
Tuyau 76	126,72	110	6,2	0,84	8,57
Tuyau 78	73,25	90	5,73	1,16	20,36
Tuyau 80	87,42	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 81	204,42	110	4,15	0,56	4,03
Tuyau 82	131,69	50	0,87	0,61	13,29
Tuyau 83	177,86	25	0,25	0,71	43,7
Tuyau 84	263,95	25	0,23	0,66	37,9
Tuyau 85	213,17	140	-9,3	0,6	2,79
Tuyau 86	63,51	20	0,12	0,6	45,66
Tuyau 87	36,23	160	9,62	0,62	2,97
Tuyau 89	176,2	32	0,38	0,65	21,97
Tuyau 94	7,87	32	0,36	0,62	24,22
Tuyau 99	55,08	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 101	129,34	50	0,82	0,59	12,7
Tuyau 102	88,78	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 103	22	25	0,51	1,48	177,11
Tuyau 104	97,73	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 105	180	20	0,16	0,77	73,52
Tuyau 107	191,54	20	0,17	0,82	64,65
Tuyau 33	69,25	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 35	15,53	20	0,1	0,49	32,03
Tuyau 60	6,8	20	0,11	0,55	39,65
Tuyau 109	54,75	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 18	28,21	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 69	67,27	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 70	40,03	20	0,1	0,5	32,63
Tuyau 1	22,33	200	19,81	0,81	3,8
Tuyau 71	180,6	160	18,07	1,16	9,83
Tuyau 90	103	20	0,1	0,5	26,92
Tuyau 97	9,76	25	0,33	0,96	60,94
Tuyau 111	76,49	20	-0,18	0,89	75,04
Tuyau 114	254,03	160	17,43	1,12	7,61
Tuyau 121	212,6	125	12,92	1,35	14,57
Tuyau 131	68,33	110	8,49	1,15	12,74
Tuyau 134	15,67	110	7,27	0,99	9,61
Tuyau 136	97,12	40	0,87	0,96	33,01
Tuyau 138	103,98	110	4,59	0,62	4,19
Tuyau 142	173,31	20	0,15	0,74	54,02

Tuyau 144	1054,61	50	0,9	0,63	11,93
Tuyau 6	71,67	20	0,2	0,98	89,2
Tuyau 20	123	32	0,75	1,29	74,39
Tuyau 40	149,15	20	0,13	0,64	41,39
Tuyau 45	44,92	20	0,26	1,3	146,56
Tuyau 58	149,89	63	1,44	0,64	9,02
Tuyau 63	82,56	75	1,89	0,59	6,37
Tuyau 65	103,49	90	7,06	1,44	24,38
Tuyau 79	172,41	160	15,42	0,99	6,09
Tuyau 96	87,89	125	11,03	1,16	11,03
Tuyau 108	100,7	90	4,7	0,96	11,66
Tuyau 110	138	90	2,97	0,61	5,09
Tuyau 115	140,1	125	11,53	1,21	11,96
Tuyau 118	36,56	20	0,1	0,5	26,92
Tuyau 123	25,58	50	-1,04	0,75	16,31
Tuyau 5	2,81	25	0,36	1,03	68,96
Tuyau 24	27,74	20	0,1	0,5	26,92
Tuyau 28	42,76	32	0,66	1,13	58,54
Tuyau 32	67,08	25	-0,32	0,91	55,23
Tuyau 43	112,92	32	0,4	0,69	24,18
Tuyau 68	13,31	20	0,1	0,5	26,92
Tuyau 72	193,77	110	9,28	1,28	15,43
Tuyau 14	167,89	125	8,23	0,86	6,42
Tuyau 73	73,26	125	11,76	1,24	12,38
Tuyau 74	58,32	125	11,99	1,26	12,73
Tuyau 77	354,88	75	2,44	0,76	10,08
Tuyau 92	115,36	75	2,94	0,92	14,09
Tuyau 95	206,3	125	14,14	1,48	17,2
Tuyau 27	200,95	90	5	1,02	13,04

**Remarque :** les données « diamètres externes avec les diamètres internes » sont représentés dans l'annexe (V-1).

### V.11. conclusion :

A partir de ce chapitre on a déterminé les diamètres des différents tronçons, et on peut dire que notre système de distribution fonctionne dans des conditions de vitesses et pressions adéquates.

Mais il faut installer des accessoires de protection du réseau contre les pressions importantes, avec un contrôle et gestion régulier pour assurer une longue vie du réseau.

# Chapitre VI :

## PROTECTION DES CONDUITES

## VI.1. Introduction :

Pour assurer le fonctionnement adéquate d'une chaîne d'adduction et une durée de vie maximale, il va falloir mettre des dispositifs de protection contre les différents phénomènes qui peuvent provoquer des détériorations dans la chaîne d'adduction, et parmi ces phénomènes en trouve, le coup de bélier, la corrosion, la force de pression dans les coudes.

## VI.2. Le phénomène de coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène de choc apparaissant au moment d'une brusque variation de vitesse et de pression, ce phénomène se traduit par des oscillations de pression, surpression et dépression alternative, provoquées par la modification rapide du régime d'écoulement, ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à une autre, avec un aller-retour périodique . [6]

### VI.2.1. Causes fréquentes du coup de bélier :

Les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont : [14]

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- Coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- Variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- Vibration des accessoires de contrôle comme les vannes ;

### VI.2.3. Analyse physique de Coup de bélier dans les pompes :

#### a. Première phase du coup de bélier :

Lorsque la pompe s'arrête, la colonne d'eau continue son ascension grâce à son inertie. La pompe ne fournissant plus d'eau, il n'y a pas lieu de relève pour combler le vide laissé par la colonne ascendante. L'onde de dépression se propage de la sortie de la pompe vers le réservoir. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe. [15]

#### b. Deuxième phase ou contre coup :

Une onde élastique de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir. Elle se produit au moment où l'onde de pression normale atteint la section de la pompe. Comme précédemment, dès que l'onde de surpression atteint le réservoir, une onde de pression statique normale commence à se propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe. [15]

### VI.2.4. Les moyens de protection anti-bélier : [16]

- Les cheminés d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Bassin d'alimentation ;
- Volant d'inertie ;
- Les ventouses ;
- Les soupapes de décharge ;
- Vannes à fermeture lente.

### VI.2.5. Etude du coup de bélier

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

#### VI.2.5.1. La valeur du coup de bélier :

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

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

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm),
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Le coefficient K est donné comme suit : [17]

$$K = \frac{10000}{E} \quad (\text{VI.2})$$

E : module d'élasticité du matériau.

Pour l'acier K= 0,5.

#### ➤ 1<sup>er</sup> Cas : Fermeture brusque

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),

$V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),  
 $g$  : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

- **La valeur maximale de la pression-surpression est :**

$$H_s = H_0 + B \quad (VI.4)$$

- **La valeur maximale de la pression-dépression est :**

$$H_d = H_0 - B \quad (VI.5)$$

Où :

$H_0$ : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, telle que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (VI.6)$$

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique de refoulement (m).

10 : Pression atmosphérique (m).

$H_0$  : Pression absolue de la conduite (m).

- **2<sup>ème</sup> Cas : Fermeture lente :**

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

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

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \quad (VI.7)$$

## VI.2.6. Valeurs numérique de coup de bélier :

**Tableau (VI-1) : Valeurs numérique de coup de bélier.**

Tronçon	Caractéristiques des conduites									
	D (mm)	e (mm)	$V_0$ (m/s)	$H_g$ (m)	$h_0$ (m)	a (m/s)	B (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	PNS(m)
frg-SR1	200	3	0,71	39	49	1102,50	79,79	128,79	-30,79	350
SR1-SR2	350	8	0,55	49,5	59,5	1190,31	66,74	126,24	-7,24	350
SR2-SR3	350	8	0,53	207,5	217,5	1190,31	64,31	281,81	153,19	350
SR3-SR4	300	6	0,65	243,5	253,5	1164,30	77,15	330,65	176,35	350
SR4-R1	200	3	0,82	210,5	220,5	1102,50	92,16	312,66	128,34	350

### Remarque :

D'après les résultats obtenues ci-dessus on remarque que le tronçon Forage-SR1 présente une dépression importantes ( $H_d = -30.79$  m), pour cela on propose l'installation d'une ventouse à 3 fonctions.

Pour les autres tronçons les valeurs de la surpression sont inférieures à la pression nominale de service des conduites ce qui ne nécessite pas l'installation d'ouvrage de protection anti-bélier.

### VI.2.7. Le rôle d'une ventouse à 3 fonctions:

- Protection de la conduite contre la dépression.
- Protéger la conduite contre la difficulté de remplissage.
- Dégazer et évacuer l'air accumulé aux points hauts des conduites.



*Figure (VI-1) : La ventouse à 3 fonctions.*

#### VI.2.7.1. Localisation :

- ❖ Sur les points hauts.
- ❖ Chaque 600 m si la conduite horizontale
- ❖ A proximité des vannes de vidange.
- ❖ Après les pompes.

#### VI.2.7.2. Diamètres et pressions disponibles :

Pour les diamètres : 40-50-60-65-80-100-150-200 (mm)

Pour les pressions : 10-16-25-40 (Bar)

#### VI.2.7.3. Dimensionnement de la ventouse :

On peut choisir le diamètre de la ventouse en fonction de diamètre du tronçon :

*Tableau (VI-2) : Les diamètres des ventouses en fonction des diamètres des tuyaux.*

D <sub>conduites</sub> (mm)	<250	300-600	700-900	1000-1200	1200-1800
D <sub>ventouse</sub> (mm)	50-60-65	80-100	150	200	2*200

Donc pour le tronçon (F-SR1) avec le diamètre 200 mm, on va prendre une ventouse de diamètre 65 mm.

### **VI.3. La protection des conduites contre la corrosion:**

Les phénomènes de corrosion sont des réactions d'une attaque du métal soit avec un contacte externe avec des sols, ou bien par des réactions avec les eaux véhiculés à travers ces conduites en métal.

Les métaux sont classés selon leur potentiel. C'est le métal qui possède le plus grand potentiel par rapport à un autre qui est la cathode est se trouve donc protégé.

Pour le métal possédant le plus faible potentiel, se dissous anodiquement.

#### **VI.3.1. La corrosion externe :**

On peut classer les sols corrosifs comme suit :

- A faible risque :  
Sables et graviers, calcaires ... etc.
- A risque élevé :  
Marnes, argiles ...etc.
- A risque très élevé :  
Gypse, sels, charbons ... etc.

En résumé, le caractère corrosif des sols est dépendant des paramètres suivants :

- leur perméabilité à l'air et à l'eau, qui dépend de leur porosité et de leur granulométrie ;
- leur taux d'humidité ;
- leur teneur en sels ;
- leur alcalinité ou leur acidité (pH) ;
- leur conductivité électrique ou leur résistivité.

#### **VI.3.2. La corrosion interne :**

La corrosion interne provoqué par des eaux corrosives, et nous pouvons distinguer les eaux qui sont incrustantes (dureté magnésienne supérieure à 150 mg/l) ou agressives (dureté magnésienne inférieur à 50 mg/l).

#### **VI.3.3. La lutte contre la corrosion :**

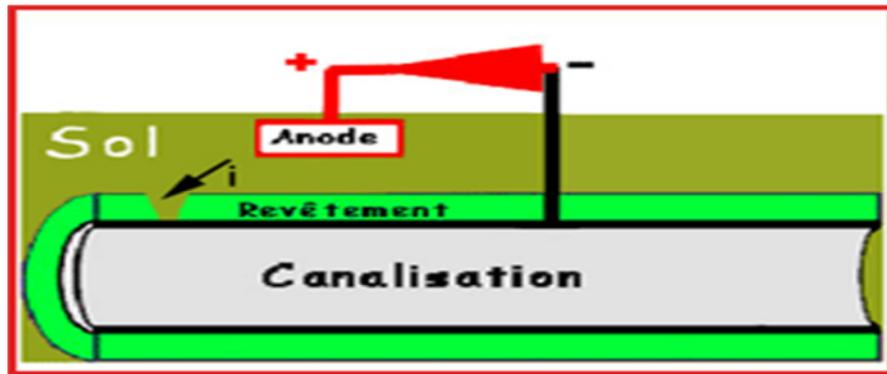
##### ***VI.3.3.1. Protection contre la corrosion externe:***

Pour un fonctionnement adéquat du réseau La protection cathodique d'un réseau en acier est très recommandée, et parmi ces techniques de protection on trouve :

- protection par anode réactive ;
- Protection par soutirage de courant.

Dans notre cas on opte pour la protection par anode réactive pour les avantages qu'elle présente :

- ✓ Facilité d'installation ;
- ✓ Solution économique ;
- ✓ Elle n'exige pas une source d'énergie.



*Figure (VI-2) : La protection avec la cathode réactive.*

#### **VI.3.3.2. La lutte contre la corrosion interne:**

- Modification des caractéristiques physico-chimiques de l'eau à véhiculer par un traitement approprié.
- Assurer au maximum l'évacuation de l'air aux points hauts.
- Les joints devront être correctement exécutés.
- Interposition d'un film protecteur entre l'eau et le métal, ce film est constitué soit par un enduit bitumineux soit par un conduit spécial.

### **VI.4. La protection des conduites contre la poussée due à la pression de l'eau :**

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

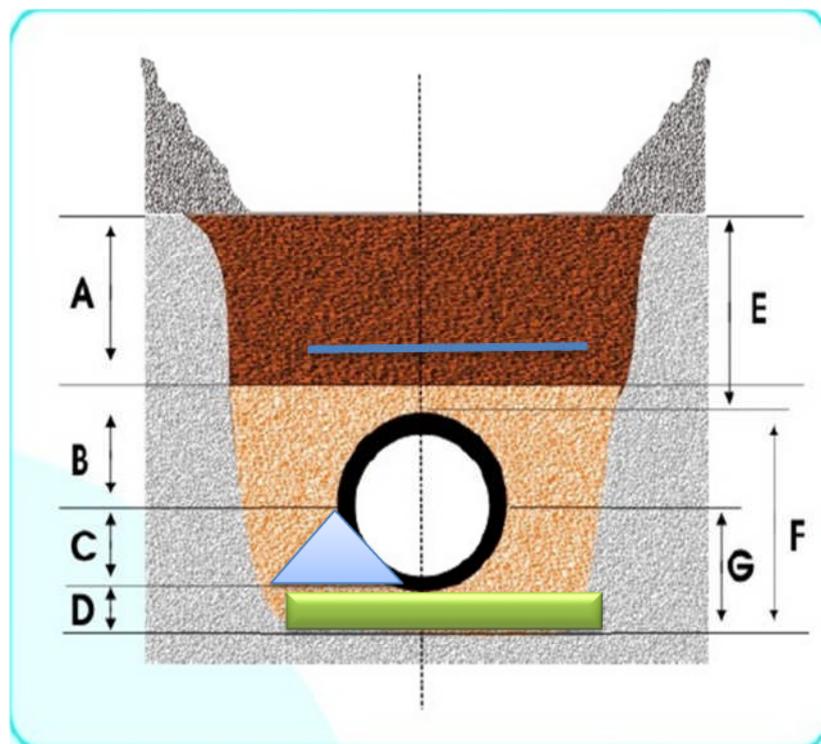
### **VI.5. Les procédures de la pose des conduites :**

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure VI-3):

- La pose s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante.
- Le fond des fouilles est recouvert d'un lit de pose.
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément; on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite.
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

**Tableau (VI-3) : Les différents matériaux.**

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface



**Figure (VI-3) : pose de la conduite en tranchée.**

Avec :

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui
- : Grillage avertisseur

**VI.6. Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous nous sommes intéressés à deux parties, qui sont la pose et la protection des conduites.

L'étude de coup de bélier nous a permis de déterminer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les tronçons d'adduction afin de déterminer les moyens de protection anti-bélier nécessaires dans les tronçons concernés.

La protection des réseaux d'alimentation en eau potable contre le phénomène de corrosion est d'une importance considérable. Afin de protéger le réseau étudié, on a opté pour la protection cathodique, vu leur large utilisation.

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux. Une mauvaise pose des conduites va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretiens qui vont augmenter.

# CONCLUSION GENERALE

## Conclusion générale

A travers l'étude que nous avons présentée, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur les problèmes du système d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Aissa Mimoun.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme (2040), sont bien loin d'être satisfaisant par rapport au débit journalier fournit par les forages existants dans la zone d'étude. Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de renforcer la chaîne d'alimentation en eau potable par un piquage à partir du projet « flanc nord », avec un débit d'exploitation de 190.76 m<sup>3</sup>/h. ceci nous avait contraint à exclure deux forages. Pour le dimensionnement des conduites de la chaîne d'adduction, nous avons calculé les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables.

A l'aide du logiciel CAPRARI, le choix des pompes s'est porté sur les pompes centrifuges à axe horizontal vu leur rendement très élevé. Une pompe de service et une autre de secours seront prévues pour chaque station de pompage.

Après l'étude du coup de bélier, il s'est avéré que ce phénomène peut survenir dans le tronçon forage- SR1, pour cela on prévoit l'installation d'une ventouse pour la lutte contre la dépression au niveau de ce tronçon.

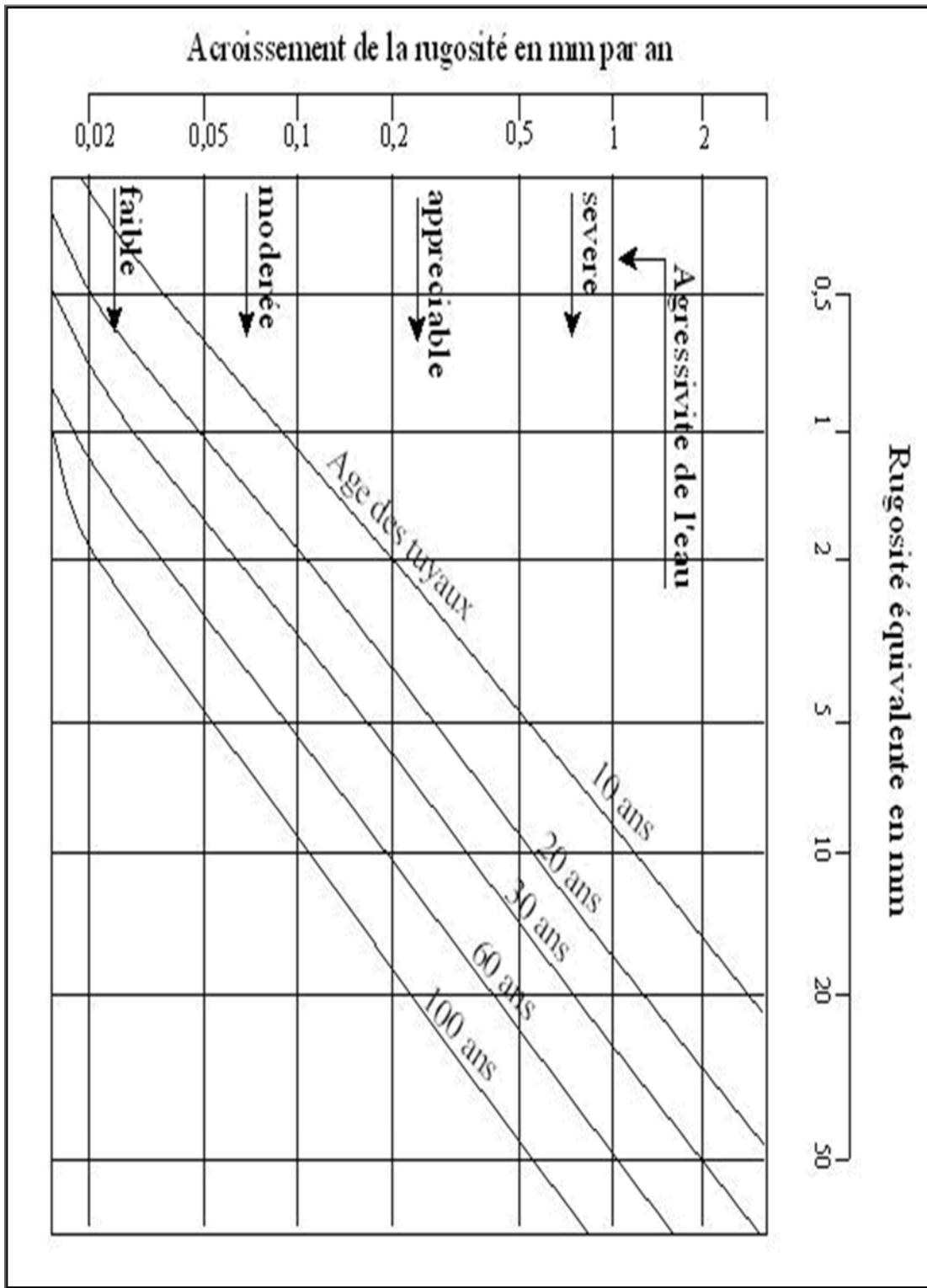
Le dimensionnement du réseau de distribution du village Ikhelouiene a été effectué avec le logiciel de simulation EPANET. Pour ajuster notre réseau aux conditions de fonctionnement adéquates, plusieurs itérations ont été effectuées.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Aissa Mimoun, et aussi, nous espérons que ce mémoire sera utile aux études à venir dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

# ANNEXES

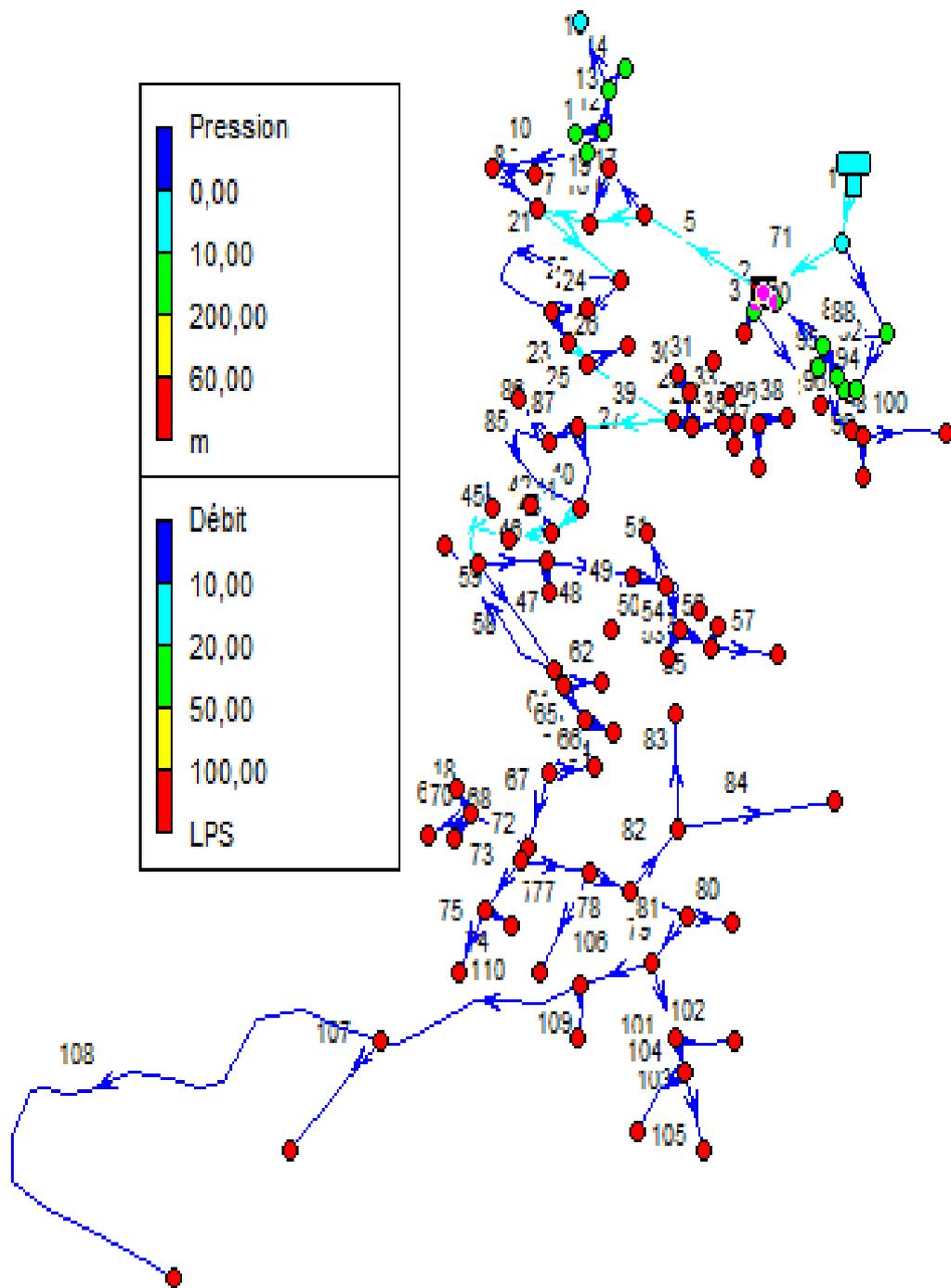


ANNEXE III-1 : Abaque de PETER LAMON

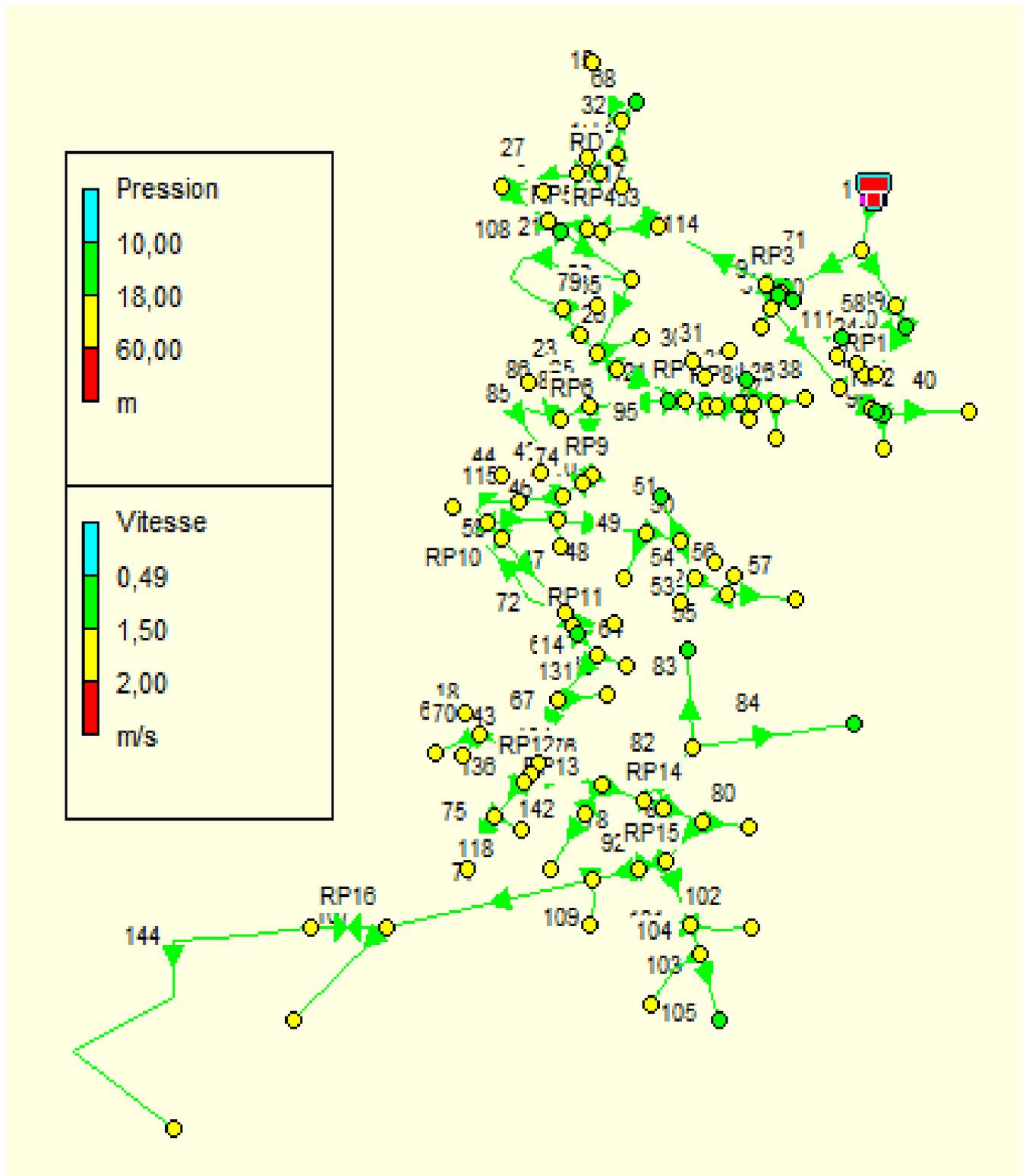


<b>Dex (mm)</b>	<b>Din (mm)</b>	<b>e (mm)</b>
200	176,2	23,8
160	141	19
125	110,2	14,8
110	96,2	13,8
90	79	11
75	63,8	11,2
63	53,6	9,4
50	42,6	7,4
40	34,6	5,4
32	27,2	4,8
25	21	4
20	16	4

Annexe V-2 : Réseau de distribution (1<sup>er</sup> simulation)



Annexe V-3 : Réseau de distribution (dernière simulation)



## Résumé

Ait Aissa Mimoun est située au nord-ouest de Tizi Ouzou, présente un relief très accidenté et un climat de type méditerranéen.

Notre mémoire de fin d'étude consiste à englober tous les points qui touchent le plan de l'étude du réseau d'A.E.P de la commune d'Ait Aissa Mimoun afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

## Abstract

Ait Aissa Mimoun is situated on the north-west of Tizi Ouzou. It is characterized by an uneven relief and a Mediterranean climate.

The memory of our last studies consists to join all points which touch the plan of the D.W.S of Ait Aissa Mimoun in order to answer qualitatively and quantitatively to the growing needs of the population.

## ملخص

تقع أيت عيسى ميمون شمال غرب تيزي وزو، وتمتاز بمناخ البحر الأبيض المتوسط. ذاكرة نهائية دراستنا تشمل جميع المسائل التي تمس تصميم الدراسة لشبكة إمدادات المياه في إطار تلبية احتياجات بلدية أيت عيسى ميمون نوعيا وكميا مع تزايد عدد السكان الملحوظ.