



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**FOUGHALIA Ilyas**

**KAHLA Moustafa**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

**INTITULE :**

***ETUDE DU RESEAU D'AEP DES VILLAGES  
AIN BEIDA HERICHE, SEDARI ET  
SEBIKHIA, WILAYA DE MILA***

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

- Président : **Mr BEDJOU**
- Promoteur (s) : **Mr BELHOCINE. M**  
**Mr HAMMOUCHE. A**
- Examineur (s) : **Mr AKNI**

# Remerciements

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

*Notre reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Nos promoteurs **M**onsieur **BELHOCINE** et **M**onsieur **HAMMOUCHE** pour leur contribution à l'élaboration de ce mémoire.*

***M**onsieur **HADDAD** pour ses directives et ses conseils.*

***M**onsieur **ROULA** Sofien le gérant du bureau d'étude où nous avons fait notre stage, pour ses appréciations et ses remarques.*

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

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

*F. ILYAS & K. MOUSTAFA*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :*

*A la mémoire de mon père que Dieu lui accorde sa miséricorde ;*

*A ma mère pour tous les sacrifices qu'elle a consentis à mon égard ;*

*A mon neveu YASSER et ma nièce NADJWA ;*

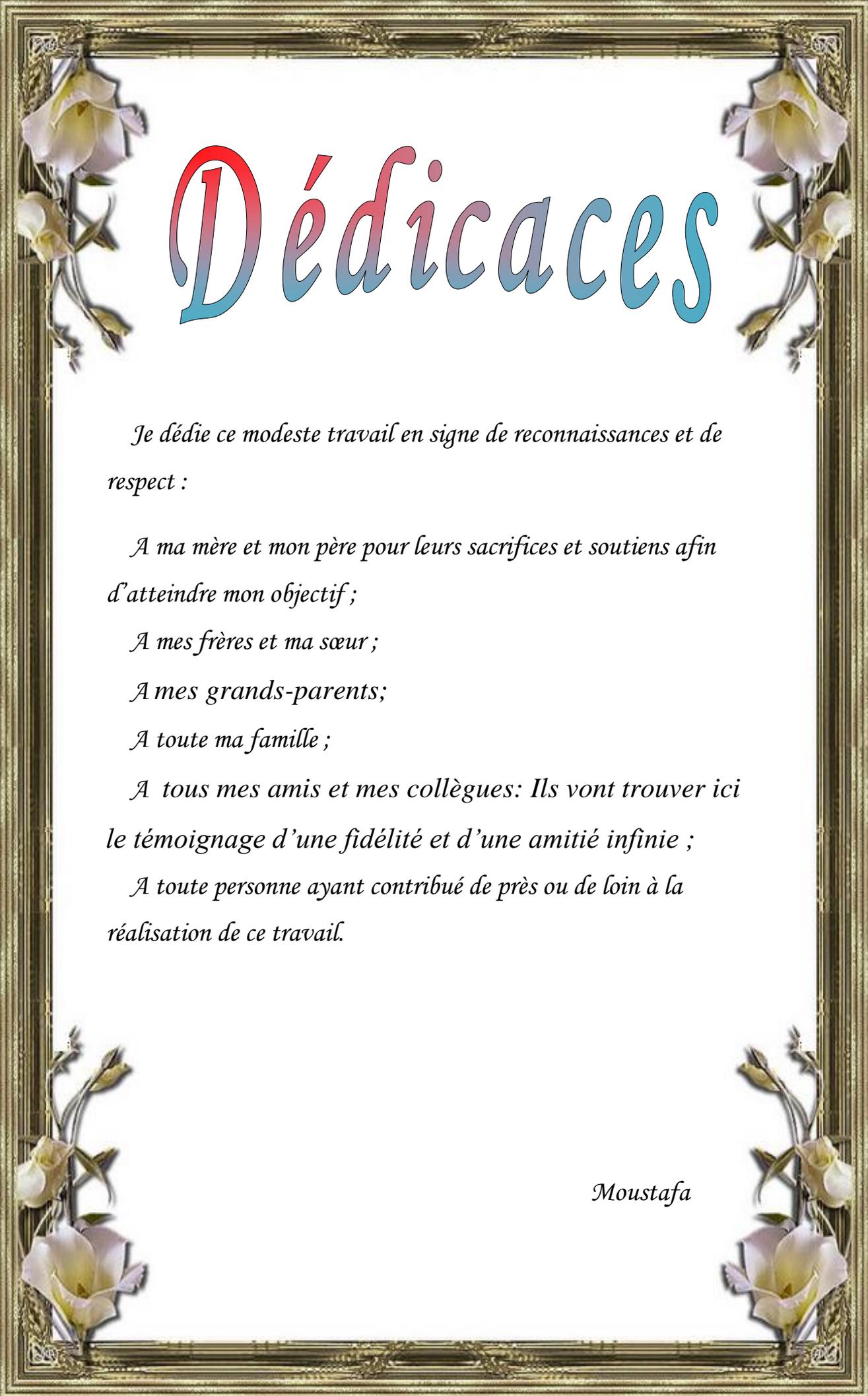
*A mes frères et sœurs ;*

*A toute la famille FOUGHALIA ;*

*A mes amis : AISSA KEMIHÀ, HAMZA CHAKRAOUI  
et AISSA SOUALAH ;*

*A mes amis de La cité universitaire IRYAHÈN, et surtout mes  
copains de chambre : HAMZA DEMIA, MOUSTAFA LEKAF  
et AMINE REFADA.*

ILYAS

A decorative border with a gold, ornate frame. In each of the four corners, there is a cluster of light pink roses with green leaves and stems, extending slightly into the white background.

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :*

*A ma mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif ;*

*A mes frères et ma sœur ;*

*A mes grands-parents ;*

*A toute ma famille ;*

*A tous mes amis et mes collègues: Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie ;*

*A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Moustafa*

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapitre I :</b>	
<b>Présentation du site et estimation des besoins</b>	
I.1.Présentation du site.....	2
I.1.1. Situation géographique.....	2
I.1.2. Situation topographique.....	3
I.1.3. Situation climatique .....	3
<i>I.1.3.1. La pluviométrie</i> .....	3
<i>I.1.3.2.La température</i> .....	3
<i>I.1.3.3. Les Vents</i> .....	4
I.1.4. Situation Physique.....	4
I.1.5. Situation hydraulique.....	4
I.2. Estimation des besoins en eau .....	5
I.2.1. Evaluation de la population à différents horizons.....	5
I.2.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière .....	6
<i>I.2.2.1. Les besoins domestiques</i> .....	6
<i>I.2.2.2. Les besoins scolaires</i> .....	7
<i>I.2.2.3.Les besoins administratifs</i> .....	7
<i>I.2.2.4. Les besoins sanitaires</i> .....	7
<i>I.2.2.5. Les besoins socioculturels</i> .....	8
<i>I.2.2.6. Les besoins commerciaux</i> .....	8
<i>I.2.2.7. Les besoins des équipements projetés</i> .....	8
I.2.2. Récapitulation de la consommation moyenne totale .....	8
I.2.3. Majoration de la consommation journalière ( $Q_{MOYJ}$ ).....	9
I.2.4. Variation de la consommation journalière .....	10
I.2.5. Variation de la consommation horaire.....	10
<i>I.2.5.1. Coefficient d'irrégularité maximal horaire (<math>K_{maxh}</math>)</i> .....	11
<i>I.2.5.2. Coefficient d'irrégularité minimale horaire (<math>K_{minh}</math>)</i> .....	11
<i>I.2.5.3. Evaluation de la consommation horaire</i> .....	12
I.3.conclusion.....	13
<b>Chapitre II :</b>	
<b>Réservoirs</b>	
II.1. Introduction.....	14
II.2. Rôle et utilité des réservoirs .....	14
II.3. Classification des réservoirs.....	14
II.3.1. Classification selon le matériau de constriction .....	14
II.3.2. Classification selon la situation des lieux.....	14
II.3.3.Classification selon la forme géométrique.....	15
II.3.4. Classification selon l'utilisation.....	15
II.4. Emplacement des réservoirs.....	15
II.5. Les équipements des réservoirs.....	15
II.5.1. Conduite d'adduction.....	15
II.5.2. Conduite de distribution.....	16
II.5.3. Conduite de trop-plein.....	16
II.5.4. Conduite de vidange.....	17

II.5.5. Conduit BY-PASS.....	17
II.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	17
II.6. Détermination de la capacité du réservoir.....	18
II.6.1. Réservoir R1 qui alimente la zone I.....	18
II.6.2. Réservoir R2 qui alimente la zone II.....	19
II.6.3. Dimensionnement du réservoir du la station de reprise (sdr1).....	21
II.7.Conclusion.....	21

### **Chapitre III : Adduction**

III.1.Introduction.....	23
III.2. Quelques notions simples sur l'adduction.....	23
III.2.1. Choix du tracé.....	23
III. 2.2. Profil d'une adduction.....	23
III.2.3. La ligne piézométrique.....	23
III.2.4. L'air dans la tuyauterie.....	24
III.2.5. Dépôts dans l'adduction.....	24
III.2 .6. Choix des types des conduites.....	25
III.2.7. Organes et accessoires de l'adduction.....	25
III.2.7.1. <i>Organes de sectionnement</i> .....	25
III.2.7.2. <i>Organes de protection</i> .....	26
III.2.7.3. <i>Organes de régulation</i> .....	27
III.2.7.4. <i>Organes de branchement</i> .....	28
III.2.8. Tracé et dimensionnement d'une adduction.....	28
III.2.9. Choix du site de stockage.....	28
III.3.Etude Technico-économique.....	28
III.3.1. Calcul du diamètre économique.....	28
III.3.2. Calcul de la vitesse.....	29
III.3.3. Calcul des pertes de charge.....	29
III.3.3. 1. <i>pertes de charge linéaires <math>H_L</math></i> .....	29
III.3.3. 2. <i>Pertes de charge singulières <math>H_S</math></i> .....	30
III.3.3. 3. <i>Pertes de charge totales <math>H_T</math></i> .....	30
III.3.4. Détermination de la hauteur manométrique HMT.....	30
III.3.4. Puissance absorbée par la pompe.....	31
III.3.5. Energie consommée par la pompe.....	31
III.3.6. Frais d'exploitation.....	31
III.3.6. Frais d'amortissement.....	32
III.3.7. Bilan économique.....	32
III.3.8. Description du schéma général de l'adduction.....	32
III.4.Calcul de l'adduction.....	34
III.4.1.Conduite de refoulement entre le forage n°1 et la station de reprise projeté.....	34
III.4.1.1. <i>Données de base</i> .....	34
III.4.1.2. <i>Détermination de la hauteur manométrique totale</i> .....	34
III.4.1.3. <i>Etude économique</i> .....	34
III.4.2.Conduite de refoulement entre le forage n°2 et la station de reprise projeté.....	35
III.4.2.1. <i>Données de base</i> .....	35
III.4.2.2. <i>Détermination de la hauteur manométrique totale</i> .....	35
III.4.2.3. <i>Etude économique</i> .....	36
III.4.3.Conduite de refoulement entre le forage n°3 et la station de reprise projeté.....	36

III.4.3.1. Données de base .....	36
III.4.3.2. Détermination de la hauteur manométrique totale .....	37
III.4.3.3. Etude économique .....	37
III.4.4. Conduites de refoulement entre la station de reprise projeté et la station de reprise existante .....	38
III.4.4.1. Données de base .....	38
III.4.4.2. Détermination de la hauteur manométrique totale .....	38
III.4.4.3. Etude économique .....	38
III.4.5. Conduites de refoulement entre la station de reprise existante et le réservoir 2000 m <sup>3</sup> .....	39
III.4.5.1. Données de base .....	39
III.4.5.2. Détermination de la hauteur manométrique totale .....	39
III.4.5.3. Etude économique .....	40
III.4.6. Conduite d'adduction gravitaire entre le réservoir 2000 m <sup>3</sup> et les réservoirs 3*200 m <sup>3</sup> .....	40
III.4.6.1. Données de base .....	40
III.4.6.2. Le diamètre théorique .....	41
III.4.6.3. le diamètre nominal .....	41
III.5. Conclusion .....	41

## **Chapitre IV : Pompes**

IV.1. Introduction .....	42
IV.2. Classification des pompes .....	42
IV.3. Choix du type de la pompe .....	43
IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge .....	43
IV.4.1. la vitesse de rotation (n) .....	43
IV.4.2. Le débit de pompage (Q) .....	43
IV.4.3. La hauteur manométrique totale (HMT) .....	43
IV.4.3.1. Hauteur géométrique d'aspiration (Ha) .....	44
IV.4.3.2. Hauteur géométrique de refoulement (Hr) .....	44
IV.4.3.3. Pertes de charges (Ja+Jr) .....	44
IV.4.4. Les puissances utiles et absorbées .....	44
IV.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe .....	44
IV.4.4.2. Puissance hydraulique ou utile (Pu) .....	44
IV.4.5. Le rendement de la pompe .....	44
IV.5. Les courbes caractéristiques .....	44
IV.5.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges .....	44
IV.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite .....	45
IV.6. Couplage d'une pompe .....	45
IV.6.1. Couplage en parallèle .....	46
IV.6.2. Couplage en série: .....	46
IV.7. Point de fonctionnement .....	46
IV.7.1. Recherche du point de fonctionnement .....	46
IV.7.2. Réalisations du point de fonctionnement désire .....	47
IV.8. Etude de la cavitation .....	50
IV.9. Choix des pompes du projet .....	52
IV.9.1. Tronçon « forage F1-SR1 » .....	52
IV.9.2. Tronçon « forage F2-SR1 » .....	53
IV.9.3. Tronçon « forage F3-SR1 » .....	53
IV.9.4. Tronçon «SR1- SR2 » .....	55

IV.9.5. Tronçon «SR1- R 2000m <sup>3</sup> ».....	87
IV.9.6. Vérification de la cavitation.....	58
IV.9.6.1. les forages .....	58
IV.9.6.2. La station de reprise projetée (SR1).....	59
IV.9.6.3. La station de reprise existant (SR2).....	59
IV.10.Conclusion.....	59

## **Chapitre V : Distribution**

V.1.Introduction.....	60
V.2. Classification des réseaux d'A.E.P .....	60
V.3.choix du trace.....	61
V.4. Choix du type de tuyau.....	61
V.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	61
V.5.1. Débit de pointe.....	61
V.5.2. Débit spécifique.....	61
V.5.3. Débit en route.....	61
V.5.4. Débit de tronçon.....	62
V.5.5.Les diamètres des conduites.....	62
V.6. Modélisation et simulation du réseau.....	62
V.6.1. Présentation du logiciel EPANET.....	62
V.6.2. Utilisation du logiciel EPANET.....	62
V.6.3. Modélisation du réseau.....	63
V.7.Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie .....	63
V.7.1.1.Données de base.....	63
V.7.1.2.Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau.....	63
V.7.1.3.Etat des nœuds du réseau après simulation .....	67
V.7.1.4.Etat des arcs du réseau après simulation.....	70
V.7.2.Distribution à partir des réservoirs 3*200 m <sup>3</sup> vers la zone II.....	74
V.7.2.1.Données de base.....	74
V.7.2.2.Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau.....	74
V.7.2.3.Etat des nœuds du réseau après simulation.....	75
V.7.2.4.Etat des arcs du réseau après simulation.....	77
V.8.Etude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie .....	79
V.8.1.Conditions de fonctionnement et d'emplacement d'un poteau d'incendies.....	79
V.8.2.Choix d'emplacement des poteaux d'incendies.....	80
V.8.3.Etat du réseau après simulation .....	80
IV.9.Equipements du réseau de distribution.....	84
IV.10.Conclusion.....	85

**Chapitre VI :**  
**Protection et pose des conduites**

VI.1.Introduction .....	86
VI.2. Le phénomène du coup de bélier.....	86
VI.2.1.Vue sur le phénomène .....	86
VI.2.2. Analyse physique du coup de bélier .....	86
VI.2.3. Moyens de protection contre le coup de bélier .....	88
VI.2.4. Etude du coup de bélier.....	89
VI.2.4.1. Valeur du coup de bélier.....	89
VI.2.4.2. Choix des moyens de protection contre le coup de bélier.....	92
VI.2.4.3. Calcul du réservoir d'air.....	92
VI.3 : Pose des canalisations.....	97
VI.3.1. Principe de pose des canalisations.....	97
VI.3.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	97
VI.3.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	98
VI.3.4. Pose de canalisation en galerie .....	98
VI.3.5. Traversée d'une rivière.....	99
VI.4.Conclusion.....	99
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>100</b>

# Liste des symboles

$P_n$  : population future prise à l'horizon considéré.

$P_0$  : population de l'année de référence (hab).

$T$  : taux d'accroissement annuel de la population.

$n$  : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

$Q_{\text{moy},j}$  : Consommation moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

$N_i$  : Nombre de consommateurs par catégorie.

$q_i$  : la dotation moyenne journalière ( $1/\text{hab.j}$ ).

$i$  : Nombre de groupes ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ).

$Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$  : Débit moyen journalier majoré ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

$K_f$  : coefficient de fuite .

$Q_{\text{dom}}$  : Débit domestique ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

$Q_{\text{equip}}$  : Débit d'équipements ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

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

$Q_{\text{min},j}$  : Débit minimal journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

$K_{\text{max},j}$  : coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville.

$K_{\text{min},j}$  : coefficient d'irrégularité minimal.

$\alpha_{\text{max}}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail.

$\beta_{\text{max}}$  : coefficient dépend du nombre d'habitants.

$\alpha_{\text{min}}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

$\beta_{\text{min}}$  : coefficient dépend du nombre d'habitants.

$V_{\text{inc}}$  : Volume pour incendie qui est égale à  $60 \text{ m}^3$  par heure.

$V_T$  : Volume total du réservoir.

$V_u$  : Volume utile en ( $\text{m}^3$ ) (maximal de stockage pour la consommation).

$P_{\text{max}}$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

$Q_{\text{max},j}$  : Débit maximal journalier en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

$D$  : Diamètre de la conduite en mètre ;

$V$  : vitesse d'écoulement ( $\text{m/s}$ ).

$J$  : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau ( $\text{m/m}$ );

$L$  : Longueur de la conduite.

$D_{\text{int}}$  : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

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

$D$  : le diamètre du tuyau (en m).

$K$  : coefficient de rugosité équivalente de la paroi ( pour le PEHD :  $K = 0.01 \text{ mm}$  , si  $D \leq 200 \text{ mm}$  ;  $K = 0.02 \text{ mm}$  , si  $D > 200 \text{ mm}$  ; et pour l'acier :  $K = 0.05 \text{ mm}$  )

$Re$  : Nombre de Reynolds.

$\nu$  : la viscosité cinématique de l'eau.

$H_S$  : Perte de charge singulière (m).

$H_L$  : Perte de charge linéaire (m).

$H_T$  : Perte de charge totale (m).

ND : Niveau dynamique du plan de pompage.  
 SR1: station de reprise projetée.  
 SR2: station de reprise existante.  
 R 2000 : Réservoir 2000 m<sup>3</sup>.  
 R 3\*200 m<sup>3</sup>: trois réservoirs 200 m<sup>3</sup>.  
 Cr<sub>1</sub> : Cote du radier de la station de reprise projeté.  
 Ctp<sub>1</sub> : Cote de trop plein de la station de reprise projeté.  
 Cr<sub>2</sub> : Cote du radier de la station de reprise existante.  
 Ctp<sub>2</sub> : Cote de trop plein de la station de reprise existante.  
 Cr<sub>3</sub> : Cote du radier du réservoir 2000 m<sup>3</sup>.  
 Ctp<sub>3</sub> : Cote de trop plein du réservoir 2000 m<sup>3</sup>.  
 Ctp<sub>4</sub> : Cote de trop plein des trois réservoirs 200 m<sup>3</sup>.  
 H<sub>MT</sub> : Hauteur manométrique totale.  
 H<sub>g</sub> : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.  
 P : puissance absorbée par la pompe (Kw).  
 η : Rendement de la pompe en % .  
 ρ : masse volumique de l'eau = 1000kg/m<sup>3</sup>.  
 E : Energie totale dépensée par la pompe (kwh).  
 t : Temps de fonctionnement des pompes.  
 F<sub>exp</sub> : frais d'exploitation (DA).  
 P : prix du kwh .  
 A : amortissement annuel de la conduite .  
 i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie).  
 n : durée d'exploitation de la conduite .  
 P<sub>U</sub> : prix unitaire de la conduite .  
 F<sub>amor</sub> : frais d'amortissement.  
 B<sub>L</sub> : Le bilan.  
 N:la vitesse de rotation.  
 Ha : Hauteur géométrique d'aspiration.  
 Hr : Hauteur géométrique de refoulement.  
 Pu : Puissance hydraulique ou utile.  
 H : hauteur d'élévation en (m).  
 H<sub>T</sub> : Charge totale en fonction du débit en (m).  
 R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).  
 D : diamètre de la conduite (m).  
 L : longueur de la conduite (m) ;  
 g : accélération de la pesanteur (g= 9.81 m/s) ;  
 λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.  
 H<sub>2</sub> : la hauteur manométrique totale au point désiré.  
 H<sub>3</sub> : C'est la distance entre le point de travail désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.  
 h : perte de charge engendrée par le vannage en (m).

$\frac{P_0}{\rho}$  : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m).

$h_v$  : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.

$J_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

$Q_p$  = débit de pointe (l/s).

$\sum L_i$  = somme des Longueurs des tronçons du réseau.

$Q_r$  : Débit en route (l/s).

$q_s$  : Débit spécifique (l/s).

$L_{i-j}$  : Longueur du tronçon [i-j] (m).

$Q_T$  : Débit transité par le tronçon (l/s).

$p$ : Débit aval (l/s).

DN: diamètre nominale.

$a$  : la célérité de l'onde (m/s).

$K$  : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ( $K = 83$  pour le PEHD).

$D_{int}$  : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

$e$  : Epaisseur de la conduite en (m).

$b$ : La valeur maximale du coup de bélier (m).

$V_0$  : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).

$H_S$  : La valeur maximale de la pression.

$H_0$  : La pression absolue dans la conduite.

$H_d$  : La valeur maximale de la pression (dépression).

$t_f$ : le temps de fermeture .

$S$  : Section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>).

$T$  : Temps d'aller et retour de l'onde (s).

$V_m$  : Vitesse moyenne entre.

$\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

$Z_0$  : Pression absolue.

$U_0$  : Volume d'air initial.

$U$  : Nouveau volume d'air.

$Z$  : Pression dans le réservoir d'air.

$d'$  : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère (m).

$V_f$  : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement (m/s).

$d' = 0,92 d$  : Diamètre de la veine contractée (m).

$d$  : Diamètre de la tuyère (m).

$\Delta H_1$  : La perte de charge à la montée de l'eau

$c$  : Coefficient de perte de charge.

$m_1$  : rapport égal au carré du Diamètre de la veine contractée sur le Diamètre de la tubulure.

$D_t$  : Diamètre de la tubulure

$V_2$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s).

$V_f$  : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s).

$d$  : Diamètre de la tuyère en (m).

$\Delta H_2$  : La perte de charge à la descente de l'eau

$c'$  : Coefficient de perte de charge.

## Liste des Tableaux

<i>Tableau (I-1): Les caractéristiques des trois forages de "Hemama" .....</i>	4
<i>Tableau (I-2): Estimation de la population à différents horizons .....</i>	5
<i>Tableau (I-3): Estimation de la population à différents horizons pour les deux zones d'études..</i>	6
<i>Tableau (I-4): Besoins domestiques à différents horizons pour les deux zones .....</i>	6
<i>Tableau (I-5): Besoins scolaires.....</i>	7
<i>Tableau (I-6): Besoins administratifs.....</i>	7
<i>Tableau (I-7): Besoins sanitaires.....</i>	7
<i>Tableau (I-8): Besoins socioculturels.....</i>	8
<i>Tableau (I-9): Besoins artisanaux et commerciaux.....</i>	8
<i>Tableau (I-10): Besoins des équipements projetés.....</i>	8
<i>Tableau (I-11): récapitulation des besoins à l'horizon 2040.....</i>	9
<i>Tableau (I-12): majoration de la consommation journalière (<math>Q_{moy j}</math>) à l'horizon 2040.....</i>	9
<i>Tableau (I-13): variation de la consommation journalière à l'horizon 2040.....</i>	10
<i>Tableau (I-14): valeurs du coefficient <math>\beta_{max}</math> en fonction du nombre d'habitants .....</i>	10
<i>Tableau (I-15): valeurs du coefficient <math>K_{max h}</math> pour les deux zones .....</i>	11
<i>Tableau (I-16): valeurs du coefficient <math>\beta_{min}</math> en fonction du nombre d'habitants.....</i>	11
<i>Tableau (I-17): valeurs du coefficient <math>K_{min h}</math> pour les deux zones.....</i>	11
<i>Tableau (I-18): Variation du débit horaire pour la zone I .....</i>	12
<i>Tableau (I-19): Variation du débit horaire pour la zone I .....</i>	13
<i>Tableau (II-1) : Calcul de la capacité du réservoir de la zone I.....</i>	19
<i>Tableau (II-2) : Calcul de la capacité des réservoirs de la zone II.....</i>	20
<i>Tableau (III-1) : Détermination de la HMT du tronçon F1-SR1 .....</i>	34
<i>Tableau (III-2) : Frais d'exploitation du forage n°1 .....</i>	34
<i>Tableau (III-3) : Frais d'amortissement de la conduite F1-SR1 .....</i>	35
<i>Tableau (III-4) : Bilan global des frais du tronçon F1-SR1 .....</i>	35
<i>Tableau (III-5) : Détermination de la HMT du tronçon F2-SR1 .....</i>	36
<i>Tableau (III-6) : Frais d'exploitation du forage n°2.....</i>	36
<i>Tableau (III-7) : Frais d'amortissement de la conduite F2-SR1 .....</i>	36
<i>Tableau (III-8) : Bilan global des frais du tronçon F2-SR1 .....</i>	36
<i>Tableau (III-9) : Détermination de la HMT du tronçon F3-SR1 .....</i>	37
<i>Tableau (III-10) : Frais d'exploitation du forage n°3.....</i>	37
<i>Tableau (III-11) : Frais d'amortissement de la conduite F3-SR1 .....</i>	37

<i>Tableau (III-12) : Bilan global des frais du tronçon F3-SR1 .....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau (III-13) : Détermination de la HMT du tronçon F3-SR1 .....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau (III-14) : Frais d'exploitation de la station de pompage projetée.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau (III-15) : Frais d'amortissement de la conduite SR1-SR2.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau (III-16) : Bilan global des frais du tronçon SR1-SR2 .....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau (III-17) : Détermination de la HMT du tronçon SR2-R2000.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau (III-18) : Frais d'exploitation de la station de pompage existante.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau (III-19) : Frais d'amortissement de la conduite SR2-R2000.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau (III-20) : Bilan global des frais du tronçon SR2-R2000.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau (III-21): calcul de diamètre théorique (R2000-R3*200).....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau (III-22): calcul de diamètre nominal du tronçon (R2000-R3*200).....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau (IV-1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température.</i>	<i>51</i>
<i>Tableau (IV-2) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies.....</i>	<i>55</i>
<i>Tableau (IV-3) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe.....</i>	<i>56</i>
<i>Tableau (IV-4) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies.....</i>	<i>58</i>
<i>Tableau (V-1) : calcul des débits et diamètres de la zone I.....</i>	<i>64</i>
<i>Tableau (V-2) : Etat des nœuds du réseau de la zone I après simulation .....</i>	<i>67</i>
<i>Tableau (V-3) : Etat des arcs du réseau de la zone I.....</i>	<i>70</i>
<i>Tableau (V-4) : calcul des débits et diamètres de la zone II .....</i>	<i>74</i>
<i>Tableau (V-5) : Etat des nœuds du réseau de la zone II après simulation .....</i>	<i>75</i>
<i>Tableau (V-6) : Etat des arcs du réseau de la zone II.....</i>	<i>77</i>
<i>Tableau (V-7) : Etat des arcs du réseau qui se changent après simulation.....</i>	<i>80</i>
<i>Tableau (V-8) : Les nouvelles caractéristiques des arcs du réseau après simulation.....</i>	<i>82</i>
<i>Tableau (VI-1): Calcul des valeurs maximales du coup de bélier.....</i>	<i>91</i>
<i>Tableau (VI-2): développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR- R2000m<sup>3</sup>.....</i>	<i>95</i>

## Liste des figures

<i>Figure (I-1): Carte administrative d'wilaya de Mila</i> .....	2
<i>Figure (I-2): Carte représentative de la zone d'étude</i> .....	3
<i>Figure (II-1) : conduite d'adduction</i> .....	16
<i>Figure (II-2) : conduite de distribution</i> .....	16
<i>Figure (II-3): Matérialisation de la réserve d'incendie</i> .....	17
<i>Figure (II-4) : Schéma générale de réservoir</i> .....	22
<i>Figure (III-1) : L'emplacement préférable des ventouses</i> .....	24
<i>Figure (III-2): Robinet vanne à opercule</i> .....	26
<i>Figure (III-3): Robinet vanne papillon</i> .....	26
<i>Figure (III-4): ventouse (d'après document Pont-à-Mousson)</i> .....	27
<i>Figure (III-5): clapet anti retour</i> .....	27
<i>Figure (III-6): schéma général des adductions</i> .....	33
<i>Figure (IV-1) : Les trois essentiels des turbopompes.</i> .....	43
<i>Figure (IV-2) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge</i> .....	45
<i>Figure (IV-3) : Couplage des pompes en parallèle</i> .....	46
<i>Figure (IV-4) : Couplage des pompes en série.</i> .....	46
<i>Figure (IV-5) : point de fonctionnement d'une pompe</i> .....	47
<i>Figure (IV-06) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage</i> .....	49
<i>Figure (IV.7) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation</i> .....	49
<i>Figure (IV-8) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression</i> .....	51
<i>Figure (IV-9) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge</i> .....	51
<i>Figure (IV-10) : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge</i> .....	52
<i>Figure (IV-11) Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F1</i> .....	52
<i>Figure (IV-12) Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F2</i> .....	53
<i>Figure (IV-13) Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F3</i> .....	54
<i>Figure (IV-14) Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la SR1</i> .....	55
<i>Figure (IV-15) : Recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe de la SR1</i>	57
<i>Figure (IV-16) Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la SDR2</i> .....	58
<i>Figure (V-1): état du réseau de la zone I après simulation</i> .....	73
<i>Figure (V-2): état du réseau de la zone II après simulation</i> .....	79
<i>Figure (V-3) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud</i> .....	81
<i>Figure (V-4) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 94</i> .....	81

<i>Figure (V-5) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 98.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure (V-6) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 112.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure (V-7) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 69 après correction.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure (V-8) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 94 après correction.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure (V-9) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 98 après correction.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure (V-10) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 112 après correction.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure (VI-1) : Phases de propagation de l'onde du coup de bélier.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure (VI-2) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure (VI-3): Cheminée d'équilibre .....</i>	<i>89</i>
<i>Figure (VI.4) : Variation de la pression absolue en fonction de temps.....</i>	<i>96</i>
<i>Figure (VI.5) : Epure de BERGERON pour la conduite SR2-R2000m3.....</i>	<i>96</i>
<i>Figure (VI-6): pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire.....</i>	<i>97</i>
<i>Figure (VI-7): pose d'une canalisation en galerie.....</i>	<i>98</i>
<i>Figure (VI-8): canalisation traversée d'une rivière.....</i>	<i>99</i>

*Introduction  
générale*

# Introduction générale

L'eau c'est la vie, et l'homme ne peut pas vivre sans eau. Chaque développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y'ait de l'eau en quantité suffisante. L'homme est responsable de maîtriser la science relative à cette denrée.

Depuis l'indépendance, l'Algérie se trouve en face d'un sérieux problème et une situation délicate, à savoir la sécheresse qui nécessite des grands efforts de l'état pour remédier à ce déficit en matière d'eau potable.

Chez nous au nord algérien, on a la quantité d'eau suffisante, mais on n'a pas les moyens pour l'exploiter, nous n'avons pas la bonne gestion qui permet d'avoir le minimum de gaspillage, le minimum de pertes au niveau des réseaux aussi bien d'adduction que de distribution

Dans ce cadre, le sujet de notre mémoire de fin d'études est l'alimentation en eau potable des trois villages de la daïra d'Ain El Beida Heriche (Ain El Beida Heriche, sdari et sebikhia).

Les trois villages seront alimentés à partir des trois forages réalisés dans la région de Hmama.

Pour cela, nous débuterons notre travail par une description du site, à savoir : la situation géographique, climatique, hydrologique, et la situation hydraulique, tout en estimant le nombre d'habitants et les différents besoins en eau aux divers horizons, court, moyen et long terme, suivant les données acquises auprès de l'APC de Ain El Beida Heriche et la subdivision d'hydraulique de la Daïra de Ain El Beida Heriche, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

En second lieu, il sera procédé au dimensionnement des réservoirs de stockage en tenant compte des capacités des réservoirs existants.

Le troisième volet consiste essentiellement en le dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur les conditions d'ordre technique et économique.

La quatrième partie porte sur le choix des pompes, dont le but est d'acheminer l'eau des Forages F1, F2, F3, vers les réservoirs de stockage, où on doit tenir compte des conditions d'exploitations désirées.

Dans la cinquième partie, nous allons dimensionner les différents diamètres des conduites du réseau de distribution, dont l'objectif est d'assurer un bon fonctionnement du réseau pour amener l'eau à tous les catégories des consommateurs.

Enfin, dans la dernière partie, on terminera par une analyse qui concerne la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la pose des conduites, et on finalisera par une conclusion générale.

# *Chapitre I*

## *Présentation du site et estimation des besoins*

## I.1.Présentation du site

### I.1.1. Situation géographique [1]

La Daïra de **Ain El Beida Heriche** dépend administrativement de la wilaya de Mila, elle est située dans la partie Ouest de la wilaya, elle se compose de deux (02) communes : **Ain El Beida Heriche** et **Ayadi Barbes**.

Le présent projet s'inscrit dans le cadre d'une étude tendant à améliorer la distribution d'eau potable des centres **Ain El Beida Heriche, Sedari et Sebikhia**

Ces dernières font partie de la commune d'Ain El Beida Heriche.



Figure (I-1): Carte administrative d'wilaya de Mila

Les trois centres : Ain El Beida Hericher, Sedari et Sbikhia , sont limités:

- ✓ **au Nord** : par la route communale reliant Ain El Beida – Ferdjioua.
- ✓ **au Sud** : par mechtas Ain Achelache et Benet Athmane.
- ✓ **à l'Est** : par Ferdjioua.
- ✓ **à l'Ouest** : par Mechtas Khrerba.

Les trois centres sont localisés entre les coordonnées Lamberts longitudinales (785.60 – 788.00) et les coordonnées Lamberts méridiennes (347.20-349.60) [2,3].

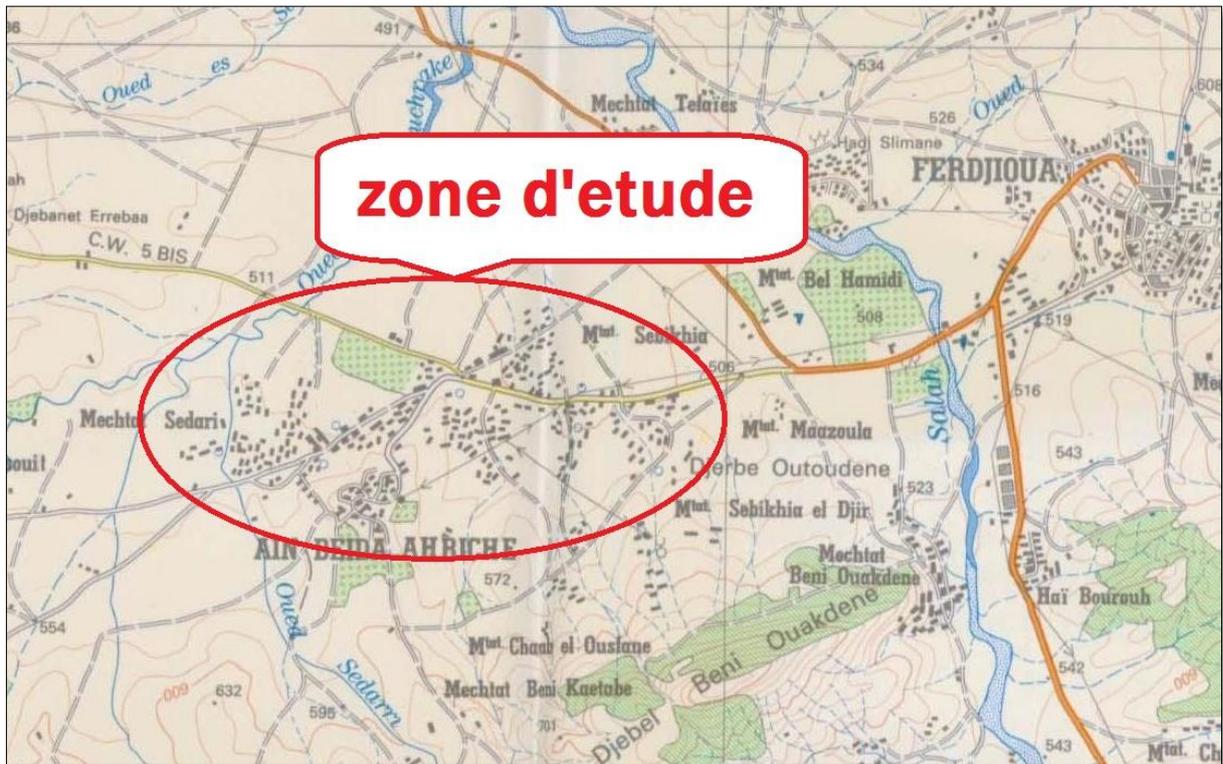


Figure (I-2): Carte représentative de la zone d'étude [2]

### I.1.2. Situation topographique [1]

Aïn Elbeida Heriche dont l'altitude varie entre un minimum de 485 mètres et un maximum de 1 238 mètres pour une altitude moyenne de 862 mètres couvre une superficie de 6176 hectares soit 61,76 km<sup>2</sup>.

### I.1.3. Situation climatique [1]

Le climat de La Daïra de Aïn Elbeida Heriche est de type méditerranéen soumis à deux influences, celle de la mer et du relief.

#### I.1.3.1. La pluviométrie

La Daïra de Aïn Beida Heriche fait partie du domaine bioclimatique semi-aride avec un territoire hétérogène du point de vue climatologique. Dans le Nord sur le Djebel Aïn Sioune et Djemaa Debbah, la pluie moyenne annuelle dépasse 2000 mm avec 85 jours de pluie, tandis que le Sud de la Daïra ne reçoit que 400 mm par ans, les mois les plus pluvieux sont : Novembre, Décembre, janvier et Février.

#### I.1.3.2. La température

Elle diffère d'une saison à l'autre. Et varie entre un minimum de 4°C à 18°C en hiver, et un maximum de 18°C à 38°C en été.

### I.1.3.3. Les Vents

Les Vents prédominants sont de directions Nord Ouest- Nord Est. Ils sont chargé de l'humidité acquise par un long parcours maritime.

Ils condensent cette humidité sous forme de pluies très abondantes sur les massifs montagneux, et un degré moindre dans les vallées abritées. Ces vents soufflent surtout en période hivernale.

Les Vents du Sud sont rares et faibles, ne fréquentent la région qu'en été et plus particulièrement au mois de Juillet et Août.

### I.1.4. Situation Physique [1]

Le relief de la daïra d'Ain El Beida Heriche fait partie du domaine intra-tellienne Algérien.

La région de la ville offre un paysage à relief très accidenté, caractérisé par un système de collines allongées, très molles avec des pentes comprises entre 5% et 25%.

### I.1.5. Situation hydraulique

Le réseau existant des trois centres est dans un mauvais état, et on tenant compte de l'extension relative au PDAU en matière de logements et des équipements, ce dernier ne répond pas aux besoins futurs de la population. Aussi, le but de l'étude consiste à trouver une solution technico-économique, pour alimenter et satisfaire les besoins des habitants des centres Ain El Beida Heriche, sedari et sbekhia en eau potable.

L'alimentation actuelle des 03 centres se fait de la manière suivante :

- 1- Zone centrale, (**Ain El Beida Heriche**) par une conduite en PVC à partir d'un réservoir d'une capacité de 200 m<sup>3</sup>.
- 2- Zone Est (**Sbikhia**), par une conduite en Acier à partir d'un réservoir de capacité de 200m<sup>3</sup>.
- 3- Zone Ouest (Sedari) par une conduite en PVC à partir d'un réservoir de capacité de 200 m<sup>3</sup>.

*Tableau (I-1): Les caractéristiques des trois forages de "Hemama"*

Forage	Débit existant (l/s)	Débit utilisé (l/s)	Cote de terrain naturel (m)	Niveau dynamique (m)	Niveau statique (m)	Profondeur (m)
1	32	26	298,85	18,5	9,5	60
2	32		298,7	18,5	9,5	60
3	31		300,2	21	12	70

Les trois réservoirs existants sont implantés sur un même site, ces derniers sont alimentés à partir de trois (03) forages existant (**tableau (I-1)**) dont le débit est estimé à 18 l/s pour les deux (02) réservoirs alimentant les zones **Sbikhia** et **Sedari** et 8 l/s pour le réservoir alimentant **Ain El Beida Heriche** (source Hemama ).

Un autre réservoir de capacité de 2000 m<sup>3</sup> est en cours de réalisation.

## I.2. Estimation des besoins en eau

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable des différents besoins que l'agglomération peut exiger.

Notre étude sera menée sur l'horizon 2040, en prenant en considération les besoins futures de la population, non seulement selon l'accroissement de la population dans le temps, mais aussi selon l'extension des équipements dans la zone étudiée.

### I.2.1. Evaluation de la population à différents horizons

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

D'après le recensement effectué par les services d'APC en **2014**, la population de la commune Ain El Beida Heriche (chef lieu) et Sdari et Sebkhia étant de 13597 habitants.

Pour avoir une idée sur cette population à long terme, nous pouvons faire une estimation moyennant la relation qui obéit à la loi des accroissements finis donnée par :

$$P_n = P_o (1+T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- $P_n$  : population future prise à l'horizon considéré ;
- $P_0$  : population de l'année de référence (hab) ;
- $T$  : taux d'accroissement annuel de la population, D'après les APC ce taux est pris égal à 3% dans cette région ;
- $n$  : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Dans notre cas :

$$P_n = 13597 (1+3/100)^{26}$$

$$P_n = 29323 \text{ hab}$$

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

*Tableau (I-2): Estimation de la population à différents horizons*

Année	2014	2015	2030	<b>2040</b>
Evaluation de la population totale [Ha]	13597	14005	21819	<b>29324</b>

La topographie de la région, la densité de la population, sa dispersion, et l'implantation des réserves existants, nous imposent de diviser la région en deux zones :

- **zone n°1**: Ain Elbeida Heriche et Sdari.
- **zone n°2**: Sebikhia.

Tableau (I-3): Estimation de la population à différents horizons pour les deux zones d'études

Année	2014	2015	2030	<b>2040</b>
Evaluation de la population de la zone <b>I</b> (Ain Bida Heriche et Sdari)	10662	10982	17109	<b>22994</b>
Evaluation de la population de la zone <b>II</b> (Sebikhia)	2935	3023	4710	<b>6330</b>

### I.2.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire de calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés.

La consommation moyenne journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{N_i q_i}{1000} \quad (I.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$  : Consommation moyenne journalière [ $m^3/j$ ];
- $N_i$  : Nombre de consommateurs par catégorie;
- $q_i$  : la dotation moyenne journalière [ $l/hab.j$ ];
- $i$  : Nombre de groupes ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ).

#### I.2.2.1. Les besoins domestiques

La norme de consommation est adoptée en fonction de l'importance de la population, de son mode de vie, et suivant la norme d'hygiène.

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

Tableau (I-4): Besoins domestiques à différents horizons pour les deux zones

Zone	Horizons	population	Dotation (l/hab.j)	Cons.Moy.Jour ( $m^3/j$ )
I	2015	10982	150	1647,3
	2030	17109	150	2566,35
	<b>2040</b>	<b>22994</b>	<b>150</b>	<b>3449,1</b>
II	2015	3023	150	453,45
	2030	4710	150	706,5
	<b>2040</b>	<b>6330</b>	<b>150</b>	<b>949,5</b>
Total	2015	14005	150	2100,75
	2030	21819	150	3272,85
	<b>2040</b>	<b>29324</b>	<b>150</b>	<b>4398,6</b>

**I.2.2.2. Les besoins scolaires**

Le tableau ci-dessous illustre les besoins scolaires comme suite :

*Tableau (I-5): Besoins scolaires*

Zone	Type d'équipement	N <sup>bre</sup> d'élèves	Dotation (l/ élève.j)	Cons.Moy.Jour. (m <sup>3</sup> /j)
I	Ecole fondamentale 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> cycle	2595	10	25,95
	Lycée	500	10	5
	CEM	600	10	6
	Bibliothèque	120	10	1,2
II	CEM	600	10	6
	02 Ecoles	1595	10	15.95
<b>Total</b>				<b>60.1</b>

**I.2.2.3. Les besoins administratifs**

Le tableau suivant nous montre les besoins administratifs.

*Tableau (I-6): Besoins administratifs*

Zone	Type d'équipement	N <sup>bre</sup> d'employés	Dotation (l/ empl.j)	Cons.Moy.Jour. (m <sup>3</sup> /j)
I	APC	49	10	0,49
	DAIRA	58	10	0.58
	POSTE	06	10	0,06
II	Centre administratif	92	10	0.92
	Gendarmerie	50	10	0,5
<b>Total</b>				<b>2.55</b>

**I.2.2.4. Les besoins sanitaires**

Le tableau suivant détermine les besoins sanitaires comme suite :

*Tableau (I-7): Besoins sanitaires*

Zone	Type d'équipement	N <sup>bre</sup> de lits	Dotation (l/occu.j)	Cons.Moy.Jour (m <sup>3</sup> /j)
I	06 salles de soins	12	150	1,8
II	04 salles de soins	8	150	1,2
<b>Total</b>				<b>3</b>

**I.2.2.5. Les besoins socioculturels**

Le tableau ci-dessous illustre les besoins *socioculturels* comme suite :

*Tableau (I-8): Besoins socioculturels*

Zone	Type d'équipement	N <sup>bre</sup> d'occupation	Dotation (l/occu.j)	Cons.Moy.Jour. (m <sup>3</sup> /j)
I	Mosquée (2)	1600 fidèles	20	32
	Stade	80 joueurs	60	4,8
II	Mosquée	800 fidèles	20	16
	Air de jeu	3218 m <sup>2</sup>	04 l/j/m <sup>2</sup>	12,872
<b>Total</b>				<b>65.67</b>

**I.2.2.6. Les besoins commerciaux**

Les besoins artisanaux et commerciaux sont donnés au tableau suivant :

*Tableau (I-9): Besoins artisanaux et commerciaux*

Zone	Type d'équipement	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Cons.Moy.Jour. (m <sup>3</sup> /j)
I	Marché couvert	1787,43	5	<b>8.9</b>

**I.2.2.7. Les besoins des équipements projetés**

Les besoins artisanaux et commerciaux sont donnés au tableau suivant :

*Tableau (I-10): Besoins des équipements projetés*

Zone	Type d'équipement	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Cons.Moy.Jour. (m <sup>3</sup> /j)
I	CEM	4085.66	5	20.43
	Ecole	4135.61	5	20,68
	Protection civile	1158.24	5	5,79
II	Tribunal	1626.12	5	8,13
	Crèche	484.84	5	2,42
<b>Total</b>				<b>57,45</b>

**I.2.2. Récapitulation de la consommation moyenne totale**

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon 2040.

Le tableau ci-dessous illustre la récapitulation des besoins à l'horizon 2040 comme suite :

Tableau (I-11): récapitulation des besoins à l'horizon 2040

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)		
	Zone I	Zone II	Total
<b>Domestiques</b>	<b>3449,1</b>	<b>949,5</b>	<b>4398,6</b>
Scolaires	38,05	21,95	<b>60,1</b>
Administratifs	1,13	1,42	<b>2,55</b>
Sanitaires	1,8	1,2	<b>3</b>
Socioculturels	36,8	28,872	<b>65,67</b>
Commerciaux	8,9	-	<b>8,9</b>
Equipements projetés	46,90	10,55	<b>57,45</b>
<b>Total des besoins non domestiques (Equipements)</b>	<b>133,58</b>	<b>63,992</b>	<b>197,572</b>

### I.2.3. Majoration de la consommation journalière ( $Q_{MOYJ}$ )

Dans le but de compenser les fuites au niveau de la conduite d'adduction, et du réseau de distribution, qui varient selon le type des conduites, vétusté, la nature du terrain et la qualité d'entretien, nous optons pour une majoration de 20% ; donc le débit moyen journalier devient :

$$Q_{moy\ j\ maj} = K_f * Q_{moy\ j} \quad (I.3)$$

Avec :

- $Q_{moy\ j\ maj}$  : Débit moyen journalier majoré (m<sup>3</sup>/j);
- $K_f$  : coefficient de fuite ;
- $Q_{moy\ j}$  : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).  $\iff Q_{moy\ j} = Q_{dom} + Q_{equip}$
- $Q_{dom}$  : Débit domestique (m<sup>3</sup>/j);
- $Q_{equip}$  : Débit d'équipements (m<sup>3</sup>/j);

Tableau (I-12): majoration de la consommation journalière ( $Q_{moy\ j}$ ) à l'horizon 2040

Zones	Débit Domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Débit d'équipements (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{moy\ j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_f$	$Q_{moy\ j\ maj}$ (m <sup>3</sup> /j)
Zone I	3449,1	133,58	3582,68	1,2	4299,216
Zone II	949,5	63,992	1013,492	1,2	1216,190
<b>Total</b>	<b>4398,6</b>	<b>197,572</b>	<b>4596,172</b>	<b>1,2</b>	<b>5515,406</b>

### I.2.4. Variation de la consommation journalière

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération, qui est utile pour le fonctionnement du système, et leur dimensionnement.

Au cours de la journée, la consommation en eau varie en présentant des maximums et des minimums, tel que :

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j} \quad (I.4)$$

$$Q_{min j} = K_{min j} * Q_{moy j} \quad (I.5)$$

Avec :

- $K_{max j}$  : coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, il est compris entre 1.1 et 1.3  
on adoptera pour notre cas, un coefficient  $K_{max j} = 1.3$  ;
- $K_{min j}$  : coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9  
on prendra  $K_{min j} = 0.8$

Les variations de la consommation journalière à l'horizon 2040 sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau (I-13): variation de la consommation journalière à l'horizon 2040

Zones	$Q_{moy j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{min j}$	$Q_{min j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{max j}$	$Q_{max j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Zone I	4299,216	0,8	3439,373	1,3	5588,98
Zone II	1216,190	0,8	972,952	1,3	1581,048
<b>Total</b>	<b>5515,406</b>	<b>0,8</b>	<b>4412,325</b>	<b>1,3</b>	<b>7170,028</b>

### I.2.5. Variation de la consommation horaire

#### I.2.5. 1. Coefficient d'irrégularité maximal horaire ( $K_{max h}$ )

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population, ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients:

$$K_{max h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.6)$$

Avec :

- $\alpha_{max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,3$  ;
- $\beta_{max}$  : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau (I-14): valeurs du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

nombre d'habitants * 10 <sup>3</sup>	< 1	1.5	2.5	1	6	10	20	30	100	300	>10 <sup>3</sup>
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Le nombre d'habitants total des deux zones d'étude est 29324 habitants, donc la valeur de  $\beta_{\max} = 1,15$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de  $\beta_{\max}$  et  $K_{\max h}$  mentionnées au tableau suivant :

Tableau (I-15): valeurs du coefficient  $K_{\max h}$  pour les deux zones

Zones	Nombre d'habitants	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max h}$
Zone I	<b>22994</b>	1,3	1,18	<b>1,534</b>
Zone II	<b>6330</b>	1,3	1,39	<b>1,807</b>
Total	<b>29324</b>	1,3	1,15	<b>1,495</b>

Les valeurs de  $K_{\max h}$  permettent de choisir le régime de consommation de ces agglomérations.

### I.2.5. 2. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min h}$ )

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

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (I.7)$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,5$ .
- $\beta_{\min}$  : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau (I-16): valeurs du coefficient  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants

nombre d'habitants* $10^3$	< 1	1.5	2.5	4	6	10	20	50
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Le nombre d'habitants total des deux zones d'étude est 29323 habitants, donc la valeur de  $\beta_{\min} = 0,53$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de  $\beta_{\min}$  et  $K_{\min h}$  mentionnées au tableau suivant :

Tableau (I-17): valeurs du coefficient  $K_{\min h}$  pour les deux zones

Zones	Nombre d'habitants	$\alpha_{\min}$	$\beta_{\min}$	$K_{\min h}$
Zone I	<b>22994</b>	0,5	0,51	0,255
Zone II	<b>6330</b>	0,5	0,26	0,130
Total	<b>29324</b>	0,5	0,53	0,265

**I.2.5.3. Evaluation de la consommation horaire**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération (tableau annexe).

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre 10000 et 50000 hab pour **la zone I**.

*Tableau (I-18): Variation du débit horaire pour la zone I*

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 5588,98 \text{ m}^3/\text{j}$	
	En %	m3/h
0-1	1.5	83,835
1-2	1.5	83,835
2-3	1.5	83,835
3-4	1.5	83,835
4-5	2.5	139,725
5-6	3.5	195,614
6-7	4.5	251,504
7-8	5.5	307,394
8-9	6.25	<b>349,311</b>
9-10	6.25	<b>349,311</b>
10-11	6.25	<b>349,311</b>
11-12	6.25	349,311
12-13	05	279,449
13-14	05	279,449
14-15	5.5	307,394
15-16	06	335,339
16-17	06	335,339
17-18	5.5	307,394
18-19	05	279,449
19-20	4.5	251,504
20-21	04	223,559
21-22	03	167,669
22-23	02	111,780
23-24	1.5	83,835
Total	100%	5588,98

Le débit maximum horaire de pointe pour **la zone I** est de **349,311 m3/h** et survient entre 8h à 11h.

Pour le cas de la **zone II** le choisie la répartition variant dans la colonne de moins de 10000 hab.

Tableau (I-19): Variation du débit horaire pour la zone I

Heures	Consommation total $Q_{\max j} = 1581,048 \text{ m}^3/\text{J}$	
	En %	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	15,810
1-2	01	15,810
2-3	01	15,810
3-4	01	15,810
4-5	02	31,621
5-6	03	47,431
6-7	05	79,052
7-8	6,5	102,768
8-9	6,5	102,768
9-10	5,5	86,958
10-11	4,5	71,147
11-12	5,5	86,958
12-13	07	<b>110,673</b>
13-14	07	<b>110,673</b>
14-15	5,5	86,958
15-16	4,5	71,147
16-17	05	79,052
17-18	6,5	102,768
18-19	6,5	102,768
19-20	5,0	79,052
20-21	4,5	71,147
21-22	03	47,431
22-23	02	31,621
23-24	01	15,810
Total	100%	<b>1581,048</b>

Le débit maximum horaire de pointe pour la **zone II** est de **110,673 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 12h à 14h.

Donc le  $Q_p$  pour les deux zones est comme suit :

$$Q_p = 349,311 + 110,673$$

$$Q_p = 459,984 \text{ m}^3/\text{h}$$

### I.3.conclusion

L'estimation des besoins des deux zones étudiées (zone I: Ain Bida Heriche et Sdari, et la zone II: Sebikhia) en considérant toutes les catégories de consommation, nous a permis de déterminer les différents débits qui seront nécessaires pour le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau à l'horizon 2040.

Les sources existantes, qui ont un débit de 95 l/s assurent le débit de consommation exigé qui est de 82,986 l/s, sans aucun risque de déficit d'eau en 2040.

# *Chapitre II*

## *Réservoirs*

## II.1.Introduction

Lorsque les besoins horaires sont supérieurs au volume d'eau produit par la source, il est nécessaire de construire un réservoir de stockage. Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue.

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

- Conserver la qualité de l'eau stockée.
- Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

## II.2. Rôle et utilité des réservoirs

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés .De plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies, et offrent notamment les avantages suivants : [4]

- Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification de l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tous points du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau à une température constante, et la préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.

## II.3. Classification des réservoirs : [5]

### II.3.1. Classification selon le matériau de confection

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

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

### II.3.2. Classification selon la situation des lieux

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

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

### II.3.3. Classification selon la forme géométrique

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

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

### II.3.4. Classification selon l'utilisation

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

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

## II.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc, on est amené à prendre en considération les facteurs suivants : [6]

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de l'agglomération en question.
- L'état du relief de la région qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économiques suivant :
  - Simplicité de réalisation du coffrage.
  - Etanchéité plus facile à réaliser.

## II.5. Les équipements des réservoirs

Chaque réservoir doit être équipé de : [5]

### II.5.1. Conduite d'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (figure N°II.1).

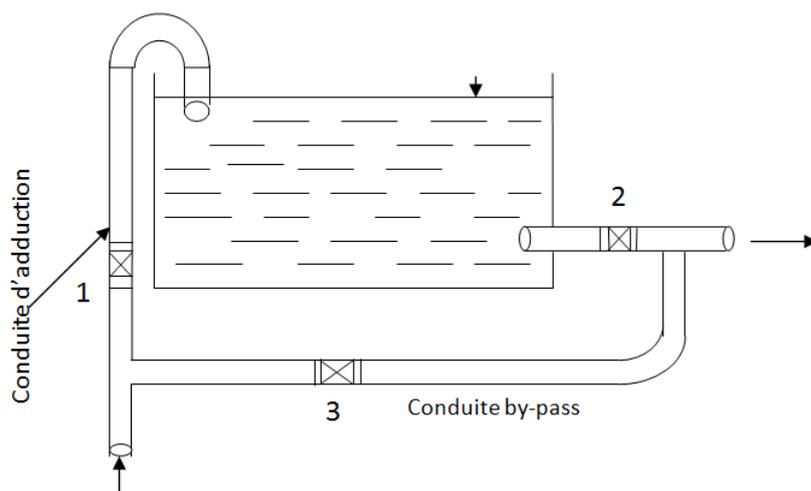


Figure (II-1) : conduite d'adduction

A son débouché dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

### II.5.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (Figure (II-2)).

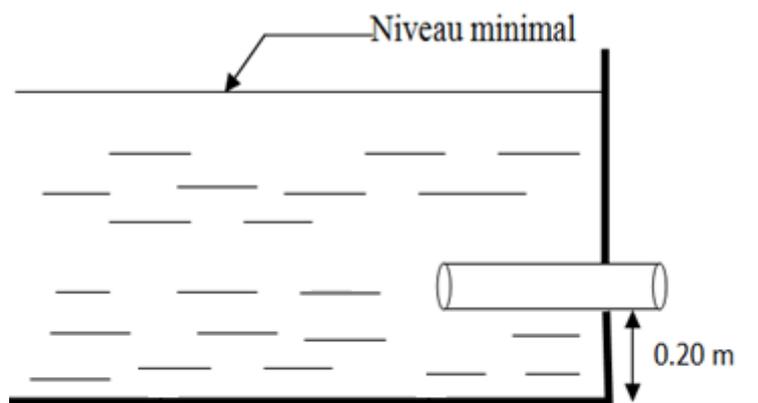


Figure (II-2) : conduite de distribution

### II.5.3. Conduite de trop-plein

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

### II.5.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (Figure (II-3)).

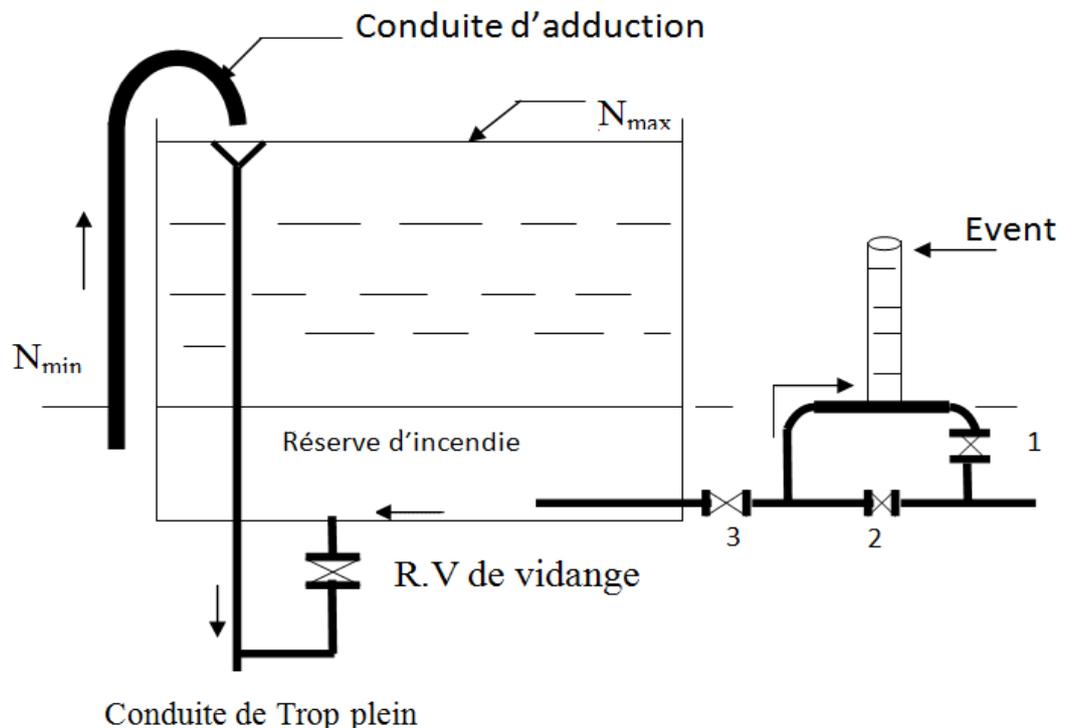


Figure (II-3): Matérialisation de la réserve d'incendie

### II.5.5. Conduit BY-PASS

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (Figure (II-1)). Elle a le rôle d'assurer la distribution pendant le nettoyage du réservoir, son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,
- En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

### II.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut interdire son utilisation, pour cela, on utilise un système en siphon (Figure (II-3)) :

(En temps normale: 1 est fermé 2 est ouvert. En cas d'incendie il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas est une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

L'évent du siphon interdit l'utilisation d'au dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

- normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

## II.6. Détermination de la capacité du réservoir

La capacité du réservoir [5] se détermine en fonction des variations des débits à l'entrée (apport), et à la sortie (distribution). En autres termes, elle dépend du mode de pompage et la variation de consommation journalière de l'agglomération.

Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations du débit journalières de consommation, en tenant compte bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Pour déterminer la capacité des réservoirs de notre projet on va recourir à la méthode analytique.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montrent dans les tableaux (II-1) et (II-2), en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie.

La capacité maximale du réservoir se détermine par la formule suivante:

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

Avec:

- $V_{inc}$  : Volume pour incendie qui est égale à  $60 \text{ m}^3$  par heure. La durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2 h, donc la réserve minimale à prévoir est de  $120 \text{ m}^3$ .
- $V_T$  : Volume total du réservoir.
- $V_u$  : Volume utile en ( $\text{m}^3$ ) (maximal de stockage pour la consommation);
- $P_{max}$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%).
  - o  $P_{max} = |R_{max}^+| + |R_{min}^-|$  (II.2)
- $Q_{max.j}$  : Débit maximal journalier en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

### II.6.1. Réservoir R1 qui alimente la zone I

La variation des du débit horaire est obtenu a partir des valeurs des coefficients  $\beta_{max}$  et  $\alpha_{max}$  qui sont données précédemment dans le tableau (I-14) :

Pour la zone I :  $\alpha_{max} = 1,3$  et  $\beta_{max} = 1,18$  donc  $K_{max h} = 1,534$ .

Tableau (II-1) : Calcul de la capacité du réservoir de la zone I.

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
00 – 0 1	4,16	232,874	1,5	83,8347	2,66	-	2,66
01 – 0 2	4,16	232,874	1,5	83,8347	2,66	-	5,32
02 – 0 3	4,16	232,874	1,5	83,8347	2,66	-	7,98
03 – 0 4	4,16	232,874	1,5	83,8347	2,66	-	10,64
04 – 0 5	4,16	232,874	2,5	139,7245	1,66	-	12,3
05 – 0 6	4,16	232,874	3,5	195,6143	0,66	-	12,96
06 – 0 7	4,16	232,874	4,5	251,5041	-	-0,34	12,62
07 – 0 8	4,16	232,874	5,5	307,3939	-	-1,34	11,28
08 – 0 9	4,17	232,874	6,25	349,31125	-	-2,08	9,2
09 – 1 0	4,17	232,874	6,25	349,31125	-	-2,08	7,12
10 – 1 1	4,17	232,874	6,25	349,31125	-	-2,08	5,04
11 – 1 2	4,17	232,874	6,25	349,31125	-	-2,08	2,96
12 – 1 3	4,17	232,874	5	279,449	-	-0,83	2,13
13 – 1 4	4,17	232,874	5	279,449	-	-0,83	1,3
14 – 1 5	4,17	232,874	5,5	307,3939	-	-1,33	-0,03
15 – 1 6	4,17	232,874	6	335,3388	-	-1,83	-1,86
16 – 1 7	4,17	232,874	6	335,3388	-	-1,83	-3,69
17 – 1 8	4,17	232,874	5,5	307,3939	-	-1,33	-5,02
18 – 1 9	4,17	232,874	5	279,449	-	-0,83	-5,85
19 – 2 0	4,17	232,874	4,5	251,5041	-	-0,33	-6,18
20 – 2 1	4,17	232,874	4	223,5592	0,17	-	-6,01
21 – 2 2	4,17	232,874	3	167,6694	1,17	-	-4,84
22 – 2 3	4,17	232,874	2	111,7796	2,17	-	-2,67
23 – 2 4	4,17	232,874	1,5	83,8347	2,67	-	0
Total	100 %	5588,98	100 %	5588,98	-	-	-

D'après le Tableau (II-1) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |12,96| + |-6,18| = 19,14 \%$$

On a  $Q_{\max,j} = 5588,98 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\text{Alors } V_u = \frac{19,14}{100} * 5588,98 = 1069,731 \text{ m}^3$$

Et on sait que  $V_T = V_{\text{inc}} + V_u$

$$\text{donc } V_T = 120 + 1069,731$$

$$V_T = 1189,731 \text{ m}^3$$

## II.6.2. Réservoir R2 qui alimente la zone II

La variation des du débit horaire est obtenu a partir des valeurs des coefficients  $\beta_{\max}$  et  $\alpha_{\max}$  qui sont données précédemment dans le tableau (I-14) :

Pour la zone II :  $\alpha_{\max} = 1,3$  et  $\beta_{\max} = 1,39$  donc  $K_{\max h} = 1,807$ .

Tableau (II-2) : Calcul de la capacité des réservoirs de la zone II.

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
00 – 0 1	4,16	65,877	1	15,81047	3,16	-	3,16
01 – 0 2	4,16	65,877	1	15,81047	3,16	-	6,32
02 – 0 3	4,16	65,877	1	15,81047	3,16	-	9,48
03 – 0 4	4,16	65,877	1	15,81047	3,16	-	12,64
04 – 0 5	4,16	65,877	2	31,62094	2,16	-	14,8
05 – 0 6	4,16	65,877	3	47,43141	1,16	-	15,96
06 – 0 7	4,16	65,877	5	79,05235	-	-0,84	15,12
07 – 0 8	4,16	65,877	6,5	102,768055	-	-2,34	12,78
08 – 0 9	4,17	65,877	6,5	102,768055	-	-2,33	10,45
09 – 1 0	4,17	65,877	5,5	86,957585	-	-1,33	9,12
10 – 1 1	4,17	65,877	4,5	71,147115	-	-0,33	8,79
11 – 1 2	4,17	65,877	5,5	86,957585	-	-1,33	7,46
12 – 1 3	4,17	65,877	7	110,67329	-	-2,83	4,63
13 – 1 4	4,17	65,877	7	110,67329	-	-2,83	1,8
14 – 1 5	4,17	65,877	5,5	86,957585	-	-1,33	0,47
15 – 1 6	4,17	65,877	4,5	71,147115	-	-0,33	0,14
16 – 1 7	4,17	65,877	5	79,05235	-	-0,83	-0,69
17 – 1 8	4,17	65,877	6,5	102,768055	-	-2,33	-3,02
18 – 1 9	4,17	65,877	6,5	102,768055	-	-2,33	-5,35
19 – 2 0	4,17	65,877	5	79,05235	-	-0,83	-6,18
20 – 2 1	4,17	65,877	4,5	71,147115	-	-0,33	-6,51
21 – 2 2	4,17	65,877	3	47,43141	1,17	-	-5,34
22 – 2 3	4,17	65,877	2	31,62094	2,17	-	-3,17
23 – 2 4	4,17	65,877	1	15,81047	3,17	-	0
Total	100%	1581,047	100%	1581,047	-	-	-

D'après le Tableau (II-2) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |15,96| + |-6,51| = 22,47 \%$$

On a  $Q_{\max,j} = 1581,047 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\text{Alors : } V_u = \frac{22,47}{100} * 1581,047 = 130,561 \text{ m}^3$$

Et on sait que  $V_T = V_{\text{inc}} + V_u$

$$\text{Donc : } V_T = 120 + 130,561$$

$$V_T = 250,561 \text{ m}$$

### II.6.3. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (sdr1)

La station de reprise est un réservoir équipé d'une station de pompage permettant le refoulement. Le dimensionnement de la station de reprise, sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas. On prendra dans ce cas un temps de stockage d'un quart d'heure (1/4 heure).

$$V_{st} = Q_{max} \cdot h \cdot t \quad (II.3)$$

Avec :

$V_{st}$  : volume de la station de reprise.

$Q_{max,h}$ : Débit entrant dans la station.

$t$ : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $t=0.25$  heure).

On a :

$$Q_{max,h} = 7170.18 \text{ m}^3/\text{j} \longrightarrow Q_{max,h} = 298.757 \text{ m}^3/\text{h} \longrightarrow 82,99 \text{ l/s}$$

Donc:

$$V_{st} = 298,757 \cdot 0.25$$

$$V_{st} = 74,689 \text{ m}^3$$

On prend un volume de  $75 \text{ m}^3$  le même volume de la station de reprise existant.

### II.7. Conclusion

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un autre réservoir ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de stockage de **1189,731 m<sup>3</sup>** qui est plus petit que la capacité du réservoir existant de  $2000 \text{ m}^3$  pour la zone I. Pour la zone II, nous avons trouvé un volume de stockage de **250,561 m<sup>3</sup>** plus petit que la capacité des réservoirs existants de  $3 \cdot 200 \text{ m}^3$ .

C'est pour cela dans notre étude, nous ne projetterons aucun réservoir, d'autant plus que ceux existants sont en bon état.

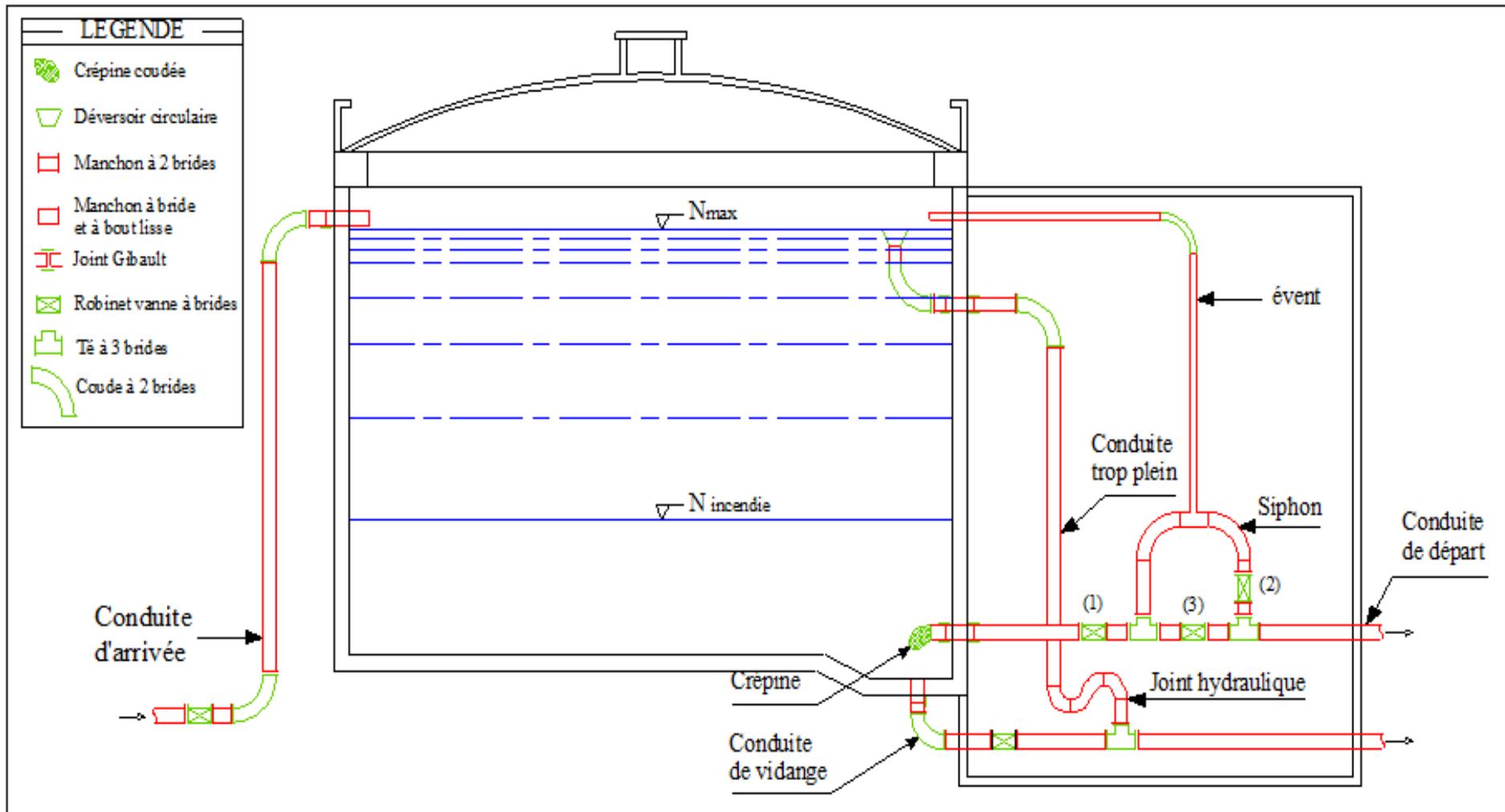


Figure (II-4) : *Schéma* générale de réservoir.

*Chapitre III*  
*Adduction*

### III.1.Introduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs, soit par refoulement, gravitaire ou mixte.

#### a. Adduction gravitaire

L'écoulement de l'eau est dû à la différence des niveaux hydrauliques, l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom.

#### b. Adduction par refoulement

Où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

#### c. Adduction mixte

C'est la combinaison entre les deux types précédents.

### III.2. Quelques notions simples sur l'adduction

#### III.2.1. Choix du tracé [7]

Le choix du tracé s'effectue en respectant le mieux possible les conditions suivantes:

- Choix d'un profil en long aussi régulier que possible afin de réduire les frais d'amortissement.
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et le transport du matériel.
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air, qui peuvent occasionner la rupture de la veine liquide, et qui peuvent aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Ces phénomènes dangereux se produisent dans le cas du refoulement, lors de l'arrêt brusque des pompes (phénomène du coup de bélier).

#### III. 2.2. Profil d'une adduction

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

#### III.2.3. La ligne piézométrique

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

### III.2.4. L'air dans la tuyauterie [8]

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure, de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts, d'où la nécessité :

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- De localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, citerne, vanne de purge,
- D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse .Figure (III-1).



Figure (III-1) : L'emplacement préférable des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

### III.2.5. Dépôts dans l'adduction [8]

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- Prévoir un décanteur-dessableur en tête d'ouvrage,
- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,7 m/s.
- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

### III.2 .6. Choix des types des conduites [7]

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels:

- Le diamètre ;
- La pression supportée ;
- Les conditions d'installation ;
- Le type de sol ;
- Le revêtement ;
- La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique)

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de :

- La disponibilité ;
- la durée de vie ;
- Le prix unitaire.

Parmi les conduites utilisées on cite:

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile);
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint);
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

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

- Durée de vie importante ;
- Facilité de pose ;
- Disponibilité sur le marché national ;
- Faible conductivité thermique ;
- Coefficient de rugosité très faible ;
- Résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars) ;
- Résistance aux attaques chimiques (corrosion interne, externe et microbiologique).

### III.2.7. Organes et accessoires de l'adduction [6]

#### III.2.7.1. Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons :

- **Robinet vanne** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Figure (III-1).
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon .Figure (III-2).

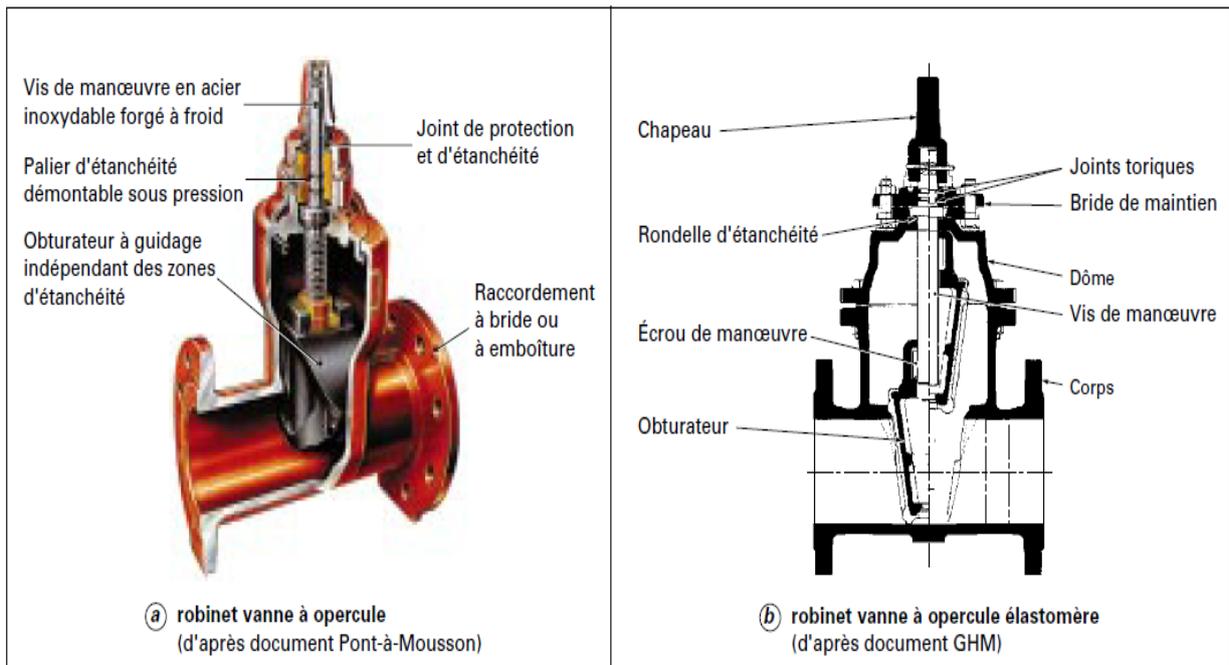


Figure (III-2): Robinet vanne à opercule

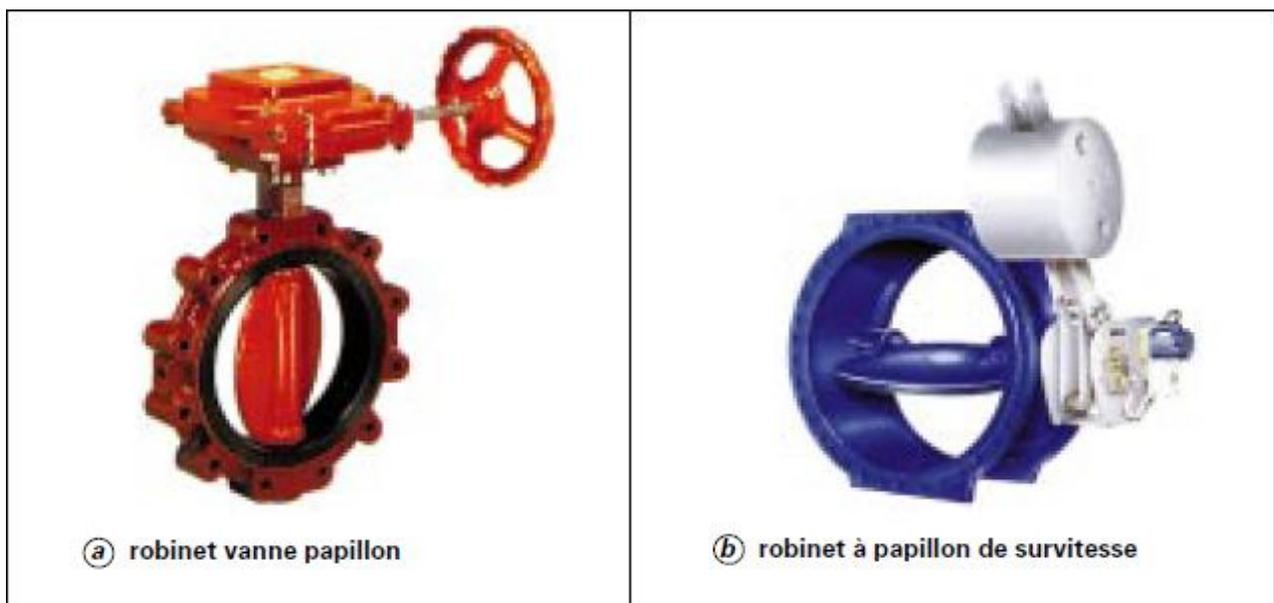


Figure (III-3): Robinet vanne papillon

**III.2.7.2. Organes de protection**

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

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations .Figure (III-3).
- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé .Figure (III-4).
- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

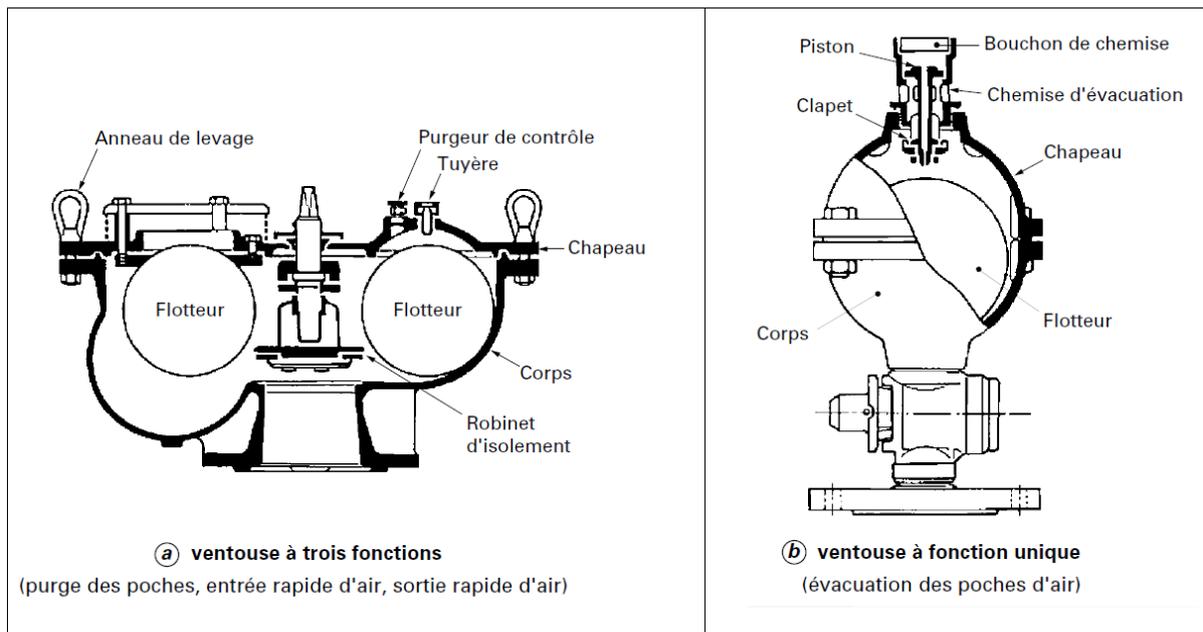


Figure (III-4): ventouse (d'après document Pont-à-Mousson)

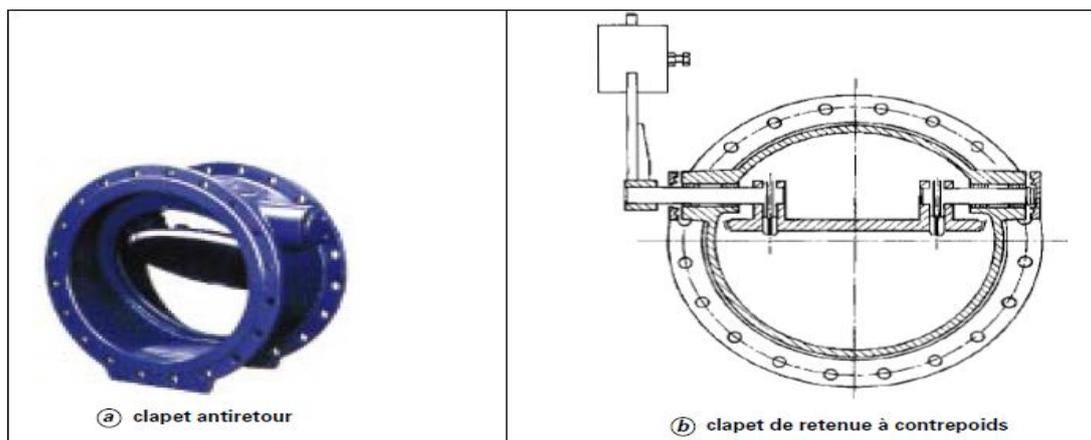


Figure (III-5): clapet anti retour

### III.2.7.3. Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite :

- a. Vanne de régulation du débit :** limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- b. Vanne de régulation de la pression amont :** maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. on obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.
- c. Vanne de régulation de la pression aval :** son but est de fournir une pression à l'aval constant.

#### III.2.7.4. Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions, on distingue :

- **Les coudes** : destinés pour le changement de direction ;
- **Les tés** : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale ;
- **Les cônes** : joignent des conduites de diamètres différentes.

#### III.2.8. Tracé et dimensionnement d'une adduction

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudié les besoins : quantité d'eau à fournir, type d'agglomération... etc Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

#### III.2.9. Choix du site de stockage

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux contraintes suivantes :

- Assurer une pression de 5 à 10 m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s)
- Etre plus près des usagers

### III.3. Etude Technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste [4] à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les dépenses d'exploitation et les dépenses d'amortissement de la conduite qui augmentent avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet? Cependant, la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

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

#### III.3.1. Calcul du diamètre économique

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS, ces formules sont données comme suit :

La formule de **Jacques BONNIN** : 
$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

La formule de **Charles BRESS** : 
$$D = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre ;
- Q : Débit véhiculé en m<sup>3</sup>/s.

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

### III.3.2. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les tuyaux, se calcule par la formule suivante :

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

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;
- D : Diamètre de la conduite.

### III.3.3. Calcul des pertes de charge

#### III.3.3.1. pertes de charge linéaires $H_L$

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations, peuvent être tirées d'abaques ou calculées. Elles sont déterminées par la formule de **DARCY- WEISBACH** :

$$H_L = J \times L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{8\lambda L}{\pi^2.D^5.g} \times Q^2 \quad (\text{III.4})$$

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2.D^5.g} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- **J** : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m);
- **L** : Longueur de la conduite ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- **V** : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s<sup>2</sup>) ;
- **λ**: Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

La formule de **COLLEBROOK** pour les régimes transitoires :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3,71.D} + \frac{2,51}{Re.\sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.6})$$

Où :

- D : le diamètre du tuyau (en m) ;
- K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi, avec :

$$K = K_0 + \alpha t$$

Où :

- $K_0$  : Rugosité absolue des tuyaux neufs (pour le PEHD :  $K_0 = 0.01\text{mm}$ , si  $D \leq 200\text{ mm}$  ;  $K = 0.02\text{mm}$  ,si  $D > 200\text{ mm}$  ; et pour l'acier :  $K = 0.05\text{ mm}$  )
- $\alpha$  : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT (Annexe (VI-1)).
- $Re$  : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule :

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

Avec :

- $\nu$  : la viscosité cinématique de l'eau qui est égale :
  - à  $10^\circ\text{C}$   $\nu = 1,31 \times 10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}$  ;
  - à  $20^\circ\text{C}$   $\nu = 1,00 \times 10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}$  ;
  - à  $30^\circ\text{C}$   $\nu = 0,08 \times 10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}$  .

### III.3.3. 2. Pertes de charge singulières $H_S$

Elles sont provoquées par les coudes, vannes, clapets...etc, et estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD, et à 15% des pertes de charge linéaires pour l'acier :

$$\text{Pour les conduites en PEHD :} \quad H_S = 0.1 H_L \quad (\text{III.8})$$

$$\text{Pour les conduites en acier :} \quad H_S = 0.15 H_L \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- $H_S$  : Perte de charge singulière (m) ;
- $H_L$  : Perte de charge linéaire (m).

### III.3.3. 3. Pertes de charge totales $H_T$

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières:

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- $H_T$  : Perte de charge totale (m) ;
- $H_S$  : Perte de charge singulière (m) ;
- $H_L$  : Perte de charge linéaire (m).

### III.3.4. Détermination de la hauteur manométrique HMT

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

$$HMT = H_g + H_T \quad (\text{III.11})$$

Avec :

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

### III.3.4. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{MT}}{1000 \cdot \eta} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

- $P$  : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
- $Q$  : Débit de la pompe ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- $H_{MT}$  : hauteur manométrique totale (m) ;
- $\eta$  : Rendement de la pompe en % ;
- $\rho$  : masse volumique de l'eau =  $1000\text{kg}/\text{m}^3$ .

### III.3.5. Energie consommée par la pompe

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

$$E = P \cdot t \times 365 \quad (\text{III.13})$$

Avec :

- $E$  : Energie totale dépensée par la pompe (kwh) ;
- $P$  : puissance absorbée (kw) ;
- $t$  : Temps de fonctionnement des pompes  $t=20$  heures .

### III.3.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (Kwh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E \cdot P \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- $F_{exp}$  : frais d'exploitation (DA) ;
- $E$  : Energie totale dépensée par la pompe (kw) ;
- $P$  : prix du kwh = 4,47 (DA/kwh) (source d'information Sonalgaz) ;

### III.3.6. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 25 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A = i + \frac{i}{(i + 1)^n - 1} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- **A** : amortissement annuel de la conduite ;
- **i** : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) ;
- **n** : durée d'exploitation de la conduite = 25 ans ;

Donc :

$$A = 0.08 + \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{25} - 1}$$

$$A = 0,0937$$

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

$$F_{amor} = A \times P_U \times L \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- **P<sub>U</sub>** : prix unitaire de la conduite (annexe (III-2), annexe (III-3)) ;
- **F<sub>amor</sub>** : frais d'amortissement
- **L** : longueur de la conduite.

### III.3.7. Bilan économique

Le bilan sera :

$$B_L = F_{exp} + F_{amor} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- **F<sub>exp</sub>** : Les frais d'exploitation (DA) ;
- **F<sub>amor</sub>** : Les frais d'amortissement ;
- **B<sub>L</sub>** : Le bilan.

### III.3.8. Description du schéma général de l'adduction

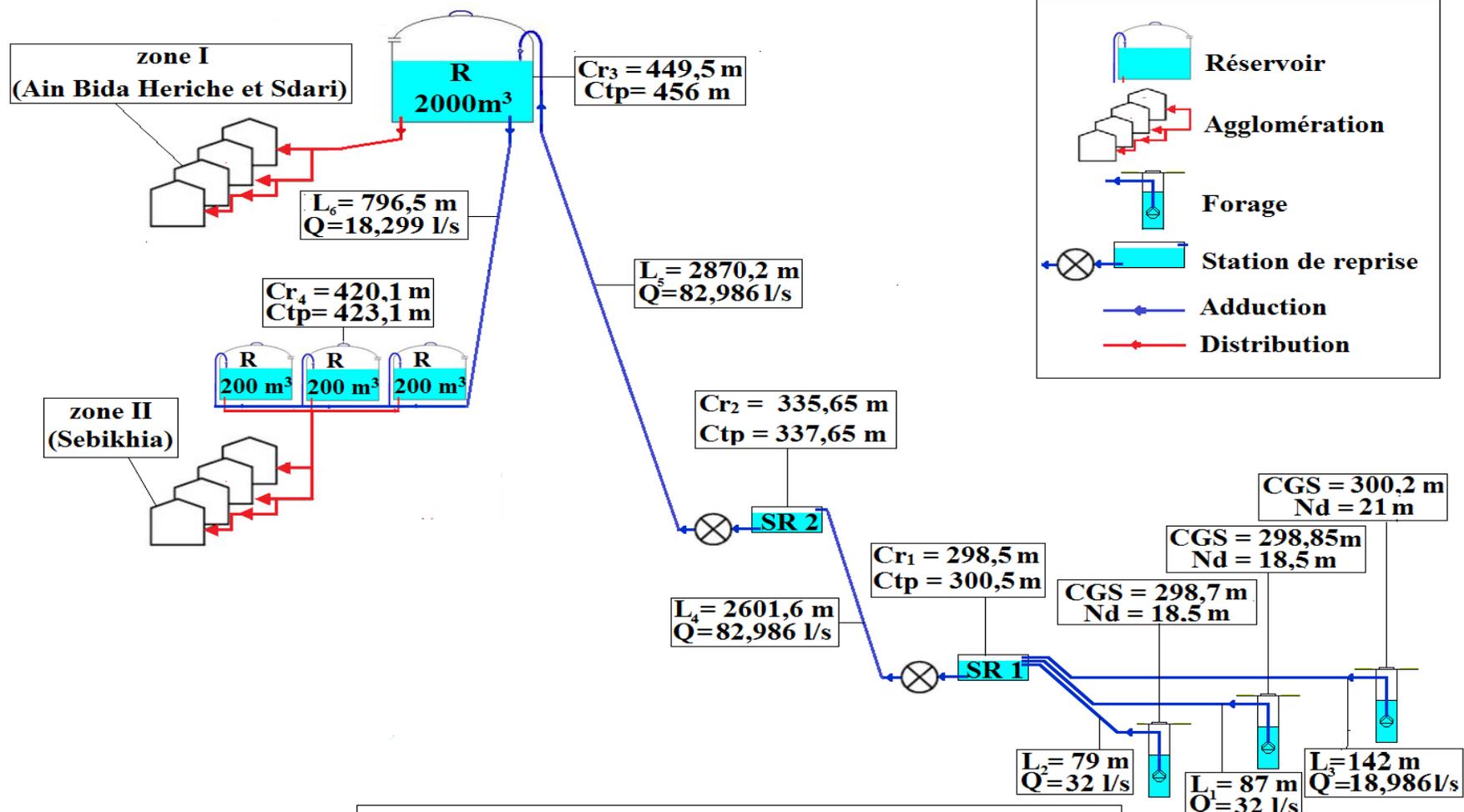


Figure (III-6): schéma général des adductions

### III.4.Calcul de l'adduction

Le calcul de l'adduction se fait on se basant sur le débit maximum journalier.

#### III.4.1.Conduite de refoulement entre le forage n°1 et la station de reprise projeté

##### III.4.1.1. Données de base

- $Q = 32 \text{ l/s}$
- Longueur  $L = 87\text{m}$  ;
- Cote de trop plein de la station de reprise projeté  $C_{tp1} = 300,5 \text{ m}$  ;
- Niveau dynamique du plan de pompage  $ND = 280,35\text{m}$ .

Hauteur géométrique  $H_g = C_{tp1} - ND = 20,15\text{m}$  ;

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{32 \cdot 10^{-3}} = 0.179\text{m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \cdot \sqrt{32 \cdot 10^{-3}} = 0,268 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés choisies sont : 150, 200, 250, 315

##### III.4.1.2.Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant (III-1): (Donnant la viscosité cinématique de l'eau  $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à  $20^\circ\text{C}$ )

Tableau (III-1) : Détermination de la HMT du tronçon F1-SR1

D(mm)	V(m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$H_L$ (m)	$H_S$ (m)	$H_T$ (m)	HMT (m)
150	2,022	287072,755	0,01837	0,0269	2,344	0,352	2,696	22,846
200	1,117	213425,818	0,01809	0,0060	0,524	0,079	0,603	20,753
250	0,708	169851,380	0,01812	0,0019	0,168	0,025	0,193	20,343
300	0,489	141150,731	0,01828	0,0008	0,067	0,010	0,077	20,227

La condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas des diamètres  $\varnothing 150$  et  $\varnothing 300$   
Donc on élimine ces deux diamètres

##### III.4.1.3. Etude économique

###### a) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III-2) :

Tableau (III-2) : Frais d'exploitation du forage n°1

D (mm)	P (Kw)	$E = P \text{ (Kwh)} * 24 * 365$	$F_{\text{exp}} = C * E_a \text{ (DA)}$
200	8,686	76089,360	340119,439
250	8,515	74591,400	333423,558

**b) Frais d'amortissement**

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III-3) :

Tableau (III-3) : Frais d'amortissement de la conduite F1-SRI

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix total (DA)	$F_{amor} = A \times P_U \times L$ (DA)
200	7720,53	87	671686,11	62936,989
250	9058,67	87	788104,29	73845,372

**c) Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III-4) :

Tableau (III-4) : Bilan global des frais du tronçon F1-SRI

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais total (DA)
200	62936,989	340119,439	403056,428
250	73845,372	333423,558	407268,930

D'après le calcul précédent, on peut constater que le diamètre économique est Ø 200 mm parce qu'il nous donne des frais totaux d'investissement plus économique.

**III.4.2. Conduite de refoulement entre le forage n°2 et la station de reprise projeté****III.4.2.1. Données de base**

- $Q = 32$  l/s
- Longueur  $L = 79$  m ;
- Cote de trop plein  $C_{tp1} = 300,5$  m ;
- Niveau dynamique du plan de pompage 280,2m.

Hauteur géométrique  $H_g = C_{tp1} - ND = 20,3$ m ;

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{32 \cdot 10^{-3}} = 0.179 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \cdot \sqrt{32 \cdot 10^{-3}} = 0,268 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont les mêmes que du premier forage : 150, 200, 250, 300, et parce que la condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas des diamètres Ø150 et Ø300, on élimine ces deux diamètres.

**III.4.2.2. Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant (III-5)

Tableau (III-5) : Détermination de la HMT du tronçon F2-SR1

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	H <sub>L</sub> (m)	H <sub>S</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	HMT (m)
200	1,117	213425,818	0,01809	0,0060	0,476	0,071	0,548	20,848
250	0,708	169851,380	0,01812	0,0019	0,152	0,023	0,175	20,475

**III.4.2.3. Etude économique****a) Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III-6) :

Tableau (III-6) : Frais d'exploitation du forage n°2

D (mm)	P (Kw)	E = P (Kwh) *24*365	F <sub>exp</sub> = C*Ea (DA)
200	8,726	76439,760	341685,727
250	8,570	75073,200	335577,204

**b) Frais d'amortissement**

Le calcul du frais d'amortissement est donné dans le tableau (III-7)

Tableau (III-7) : Frais d'amortissement de la conduite F2-SR1

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Langueur de la conduite (m)	Prix total (DA)	F <sub>amor</sub> = A×P <sub>U</sub> ×L (DA)
200	7720,53	79	609921,87	57149,679
250	9058,67	79	715634,93	67054,993

**c) Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III-8)

Tableau (III-8) : Bilan global des frais du tronçon F2-SR1

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais total (DA)
200	57149,67922	341685,727	398835,406
250	67054,99294	335577,204	402632,197

Donc on peut constater que le diamètre économique est Ø 200 mm.

**III.4.3. Conduite de refoulement entre le forage n°3 et la station de reprise projeté****III.4.3.1. Données de base**

- Q = 18,986 l/s
- Longueur L = 142 m ;
- Cote de trop plein C<sub>tp1</sub> = 300,5 m ;
- Niveau dynamique du plan de pompage 279,2m

Hauteur géométrique H<sub>g</sub> = C<sub>tp1</sub> - ND = 21,3m ;

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{18,986.10^{-3}} = 0,1378\text{m}$$

D'autre part la formule de BRESSE nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \cdot \sqrt{18,986.10^{-3}} = 0,2067\text{ m}$$

Les diamètres normalisés choisies sont : 100,150, 200, 250

### III.4.3.2. Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant (III-9)

Tableau (III-9) : Détermination de la HMT du tronçon F3-SR1

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	H <sub>L</sub> (m)	H <sub>S</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	HMT (m)
100	2,796	260064,379	0,01985	0,0851	12,08	1,812	13,892	34,192
150	1,199	170323,854	0,01921	0,0099	1,409	0,211	1,620	22,920
200	0,663	126628,206	0,01922	0,0023	0,320	0,048	0,368	21,668
250	0,420	100774,947	0,01948	0,0007	0,104	0,016	0,119	21,419

La condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas des diamètres Ø100 et Ø250  
Donc on élimine ces deux diamètres.

### III.4.3.3. Etude économique

#### a) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III-10)

Tableau (III-10) : Frais d'exploitation du forage n°3

D (mm)	P (Kw)	E = P (Kwh) *24*365	F <sub>exp</sub> = C*Ea (DA)
150	5,692	49861,920	222882,782
200	5,381	47137,560	210704,893

#### b) Frais d'amortissement

Le calcul du frais d'amortissement est donné dans le tableau (III-11) :

Tableau (III-11) : Frais d'amortissement de la conduite F3-SR1

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Langueur de la conduite (m)	Prix total (DA)	F <sub>amor</sub> = A×P <sub>U</sub> ×L (DA)
150	6468,53	142	918531,26	86066,379
200	7720,53	142	1096315,26	102724,74

#### c) Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III-12)

Tableau (III-12) : Bilan global des frais du tronçon F3-SR1

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais total (DA)
150	86066,379	222882,782	308949,161
200	102724,74	210704,893	313429,633

Donc le diamètre économique est  $\varnothing$  150 mm.

### III.4.4. Conduites de refoulement entre la station de reprise projeté et la station de reprise existante

#### III.4.4.1. Données de base

- $Q = 82,986$  l/s
- Longueur  $L = 2601,6$  m ;
- Cote du radier de la station de reprise projeté  $Cr_1 = 298,5$  m ;
- Cote de trop plein de la station de reprise existante  $Ctp_2 = 337,65$  m

Hauteur géométrique  $H_g = Ctp_2 - Cr_1 = 39,15$  m ;

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{82,986 \cdot 10^{-3}} = 0,288 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \cdot \sqrt{82,986 \cdot 10^{-3}} = 0,432 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont : 315, 400, 500.

#### III.4.4.2. Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (III-13)

Tableau (III-13) : Détermination de la HMT du tronçon F3-SR1

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$H_L$ (m)	$H_s$ (m)	$H_T$ (m)	HMT (m)
315	1,591	410064,584	0,0149	0,0075	19,429	1,943	21,372	60,522
400	0,986	322891,416	0,0152	0,0023	5,988	0,599	6,587	45,737
500	0,631	258344,696	0,0155	0,0008	2,002	0,200	2,202	41,352

#### III.4.4.3. Etude économique

##### a) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III-14)

Tableau (III-14) : Frais d'exploitation de la station de pompage projetée

D (mm)	P (Kw)	$E_a = 24 * 365 * P$ (Kwh)	$F_{exp} = C \cdot E_a$ (DA)
315	65,694	575479,440	2572393,097
400	49,645	434890,200	1943959,194
500	44,886	393201,360	1757610,079

**b) Frais d'amortissement :**

Le calcul du frais d'amortissement est donné dans le tableau (III-15)

Tableau (III-15) : Frais d'amortissement de la conduite SR1-SR2

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Langueur de la conduite (m)	Prix total (DA)	$F_{amor} = A \times P_U \times L$ (DA)
315	7681,42	2601,6	19983982,27	1872499,139
400	12473,71	2601,6	32451603,94	3040715,289
500	19288,95	2601,6	50182132,32	4702065,798

**c) Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III-6)

Tableau (III-16) : Bilan global des frais du tronçon SR1-SR2

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais total (DA)
315	1872499,139	2572393,097	4444892,236
400	3040715,289	1943959,194	4984674,483
500	4702065,798	1757610,079	6459675,877

Donc le diamètre économique est Ø315 mm.

### III.4.5. Conduites de refoulement entre la station de reprise existante et le réservoir 2000 m<sup>3</sup>

#### III.4.5.1. Données de base

- Q = 82,986 l/s
- Longueur L = 2870,2 m ;
- Cote du radier de la station de reprise existante Cr<sub>2</sub> = 335,65 m
- Cote de trop plein du réservoir 2000 m<sup>3</sup> Ctp<sub>3</sub> = 456

Hauteur géométrique Hg = Ctp<sub>3</sub> - Cr<sub>2</sub> = 120,35m ;

D'après la formule de **BONNIN** le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{82,986 \cdot 10^{-3}} = 0,288 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \cdot \sqrt{82,986 \cdot 10^{-3}} = 0,432 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés choisies sont : 315, 400, 500.

#### III.4.5.2. Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (III-17)

Tableau (III-17) : Détermination de la HMT du tronçon SR2-R2000

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$H_L$ (m)	$H_s$ (m)	$H_T$ (m)	HMT (m)
315	1,591	410064,584	0,0149	0,0075	21,435	2,144	23,579	143,929
400	0,986	322891,416	0,0152	0,0023	6,606	0,661	7,267	127,617
500	0,631	258344,696	0,0155	0,0008	2,209	0,221	2,430	122,780

### III.4.5.3. Etude économique

#### a) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III-18)

Tableau (III-18) : Frais d'exploitation de la station de pompage existante

D (mm)	P (Kw)	$E_a = 24 * 365 * P$ (Kwh)	$F_{exp} = C * E_a$ (DA)
315	156,229	1368566,040	6117490,199
400	138,523	1213461,480	5424172,816
500	133,272	1167462,720	5218558,358

#### b) Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III-19)

Tableau (III-19) : Frais d'amortissement de la conduite SR2-R2000

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA)	Langueur de la conduite (m)	Prix total (DA)	$F_{amor} = A * P_U * L$ (DA)
315	7681,42	2870,2	22047211,68	2065823,735
400	12473,71	2870,2	35802042,44	3354651,377
500	19288,95	2870,2	55363144,29	5187526,62

#### c) Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donné dans le tableau (III-20)

Tableau (III-20) : Bilan global des frais du tronçon SR2-R2000

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais total (DA)
315	2065823,735	6117490,199	8183313,934
400	3354651,377	5424172,816	8778824,193
500	5187526,62	5218558,358	10406084,978

Donc le diamètre économique est  $\varnothing 315$  mm

### III.4.6. Conduite d'adduction gravitaire entre le réservoir $2000 \text{ m}^3$ et les réservoirs $3*200 \text{ m}^3$

#### III.4.6.1. Données de base

- Débit : 18,299 l/s
- Cote du radier du réservoir  $2000 \text{ m}^3$  :  $Cr_3=449,5$  m

- Cote de trop plein des réservoirs 3\*200 m<sup>3</sup> : Ctp<sub>4</sub>= 423,1 m
- charge disponible : 26,4 m
- longueur de la conduite : 796,5 m

### III.4.6.2. Le diamètre théorique

A partir de la formule (III-3), on peut tirer le diamètre théorique qui est égale à :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \quad (\text{III-19})$$

Le diamètre théorique qui est reporté à l'adduction (R2000-R3\*200) est représenté dans le tableau ci-dessous, avec une vitesse de 1 m/s.

Tableau (III-21): calcul de diamètre théorique (R2000-R3\*200)

D intérieur (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	Ht (m)
0,1527	1	152680	0,01714	5,012

Le diamètre théorique = 1527 mm

### III.4.6.3. le diamètre nominal

Le diamètre nominal qui correspond à l'adduction est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau (III-22): calcul de diamètre nominal du tronçon (R2000-R3\*200)

DN (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	Ht (m)
0.16	1,363	178217,340	0,01681	9,906

Pour que l'eau arrive aux réservoirs 3\* 200, il faut que  $H_t \leq H_g$  (condition vérifiée).

- Ht: Pertes de charge totales dans la conduite ;
- Hg: La charge disponible.

La charge appliquée sur conduite d'adduction vers le réservoir de 3\*200 m<sup>3</sup> est égale à :

$$H_g - H_t = 26,4 - 9,906 = 16,494 \text{ m}$$

Cette charge n'a pas une grande importance pour représenter un risque sur les installations et les conduites.

## III.5. Conclusion

Pour établir les diamètres des conduites de notre adduction, nous avons calculé les différents paramètres, tel que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, afin de trouver une solution idéal du point de vue technique et économique.

*Chapitre IV*

*Pompes*

## IV.1. Introduction

Les pompes sont des machines hydrauliques qui aspirent un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus haute pression; par conséquent on peut dire que le rôle de la pompe, est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

## IV.2. Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [4] :

- **Les pompes volumétriques** : appelées aussi pompes à déplacement, c'est le cas des pompes à piston et les vis d'Archimède.
- **Les Turbo-pompes**

Le principe de fonctionnement des Turbo-pompes, consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "La roue" ou "Rotor"; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement.

Les Turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède).

On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

### 1. Selon le type de la roue

- ❖ Les pompes centrifuges. Figure (IV-01) (a).
- ❖ Les pompes hélico-centrifuges Figure (IV-01) (b).
- ❖ Les pompes hélices (axiales) Figure (IV-01) (c).

### 2. Selon le nombre d'éléments disposés en série

- ❖ Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- ❖ Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre vas parcourir successivement chaque cellule.

### 3. Selon la disposition de l'axe de la pompe

- ❖ Les pompes axiales.
- ❖ Les pompes horizontales.

### 4. Selon la nature du fluide véhiculé

- ❖ Fluide compressible.
- ❖ Fluide incompressible.

### 5. Selon l'importance de la pression produite

- ❖ Basse pression.
- ❖ Moyenne pression.
- ❖ Haute pression.

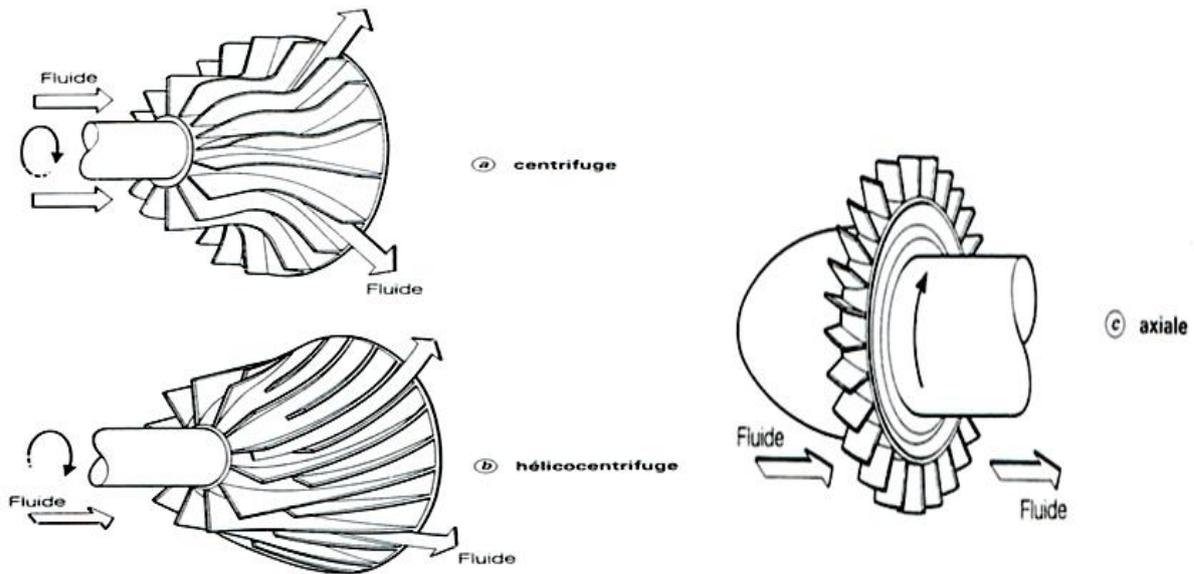


Figure (IV-1) : Les trois essentiels des turbopompes.

### IV.3. Choix du type de la pompe

Les paramètres agissant sur le choix d'une pompe sont :

- Le débit à refouler.
- La hauteur d'élévation de l'eau.
- Le rendement de la pompe doit être élevé, de manière à avoir un coût minimum du mètre cube d'eau à élever.
- Le type de la pompe.

Au niveau des forages, on choisira les groupes électro-pompes immergés pour les avantages suivants :

- Amorçage automatique.
- Rendement élevé.
- fiabilité.
- Entretien nul.

Pour la station de reprise, nous choisirons les pompes centrifuges à axe horizontal.

### IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge [5]

Les critères les plus importants des pompes sont :

#### IV.4.1. la vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N; l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

#### IV.4.2. Le débit de pompage (Q)

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

#### IV.4.3. La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

**IV.4.3.1. Hauteur géométrique d'aspiration ( $H_a$ )**

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge.

C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal; ce sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

**IV.4.3.2. Hauteur géométrique de refoulement ( $H_r$ )**

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe. Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

**IV.4.3.3. Pertes de charges ( $J_a + J_r$ )**

La pompe devra composer les dissipations de l'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètres.

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r \quad (IV.1)$$

**IV.4.4. Les puissances utiles et absorbées****IV.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe**

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par ( $P_a$ ), unité de mesure (Kw).

**IV.4.4.2. Puissance hydraulique ou utile ( $P_u$ )**

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

$$P_u = g * Q * H \quad (IV.2)$$

**IV.4.5. Le rendement de la pompe**

C'est le rapport de la puissance utile ( $P_u$ ) à la puissance absorbée de la pompe ( $P_a$ )

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g * Q * H}{P_a} \quad (IV.3)$$

Avec :

- $\eta_p$  : Le rendement de la pompe.
- $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).
- $Q$  : débit relevé en ( $m^3/s$ ).
- $H$  : hauteur d'élévation en (m).

**IV.5. Les courbes caractéristiques [5]****IV.5.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges**

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

- La courbe débit-hauteur** [ $H=f(Q)$ ] : elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.
- La courbe puissance-débit** [ $P=f(Q)$ ] : elle présente les variations des puissances en fonction du débit.
- La courbe rendement-débit** [ $\eta=f(Q)$ ] : elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

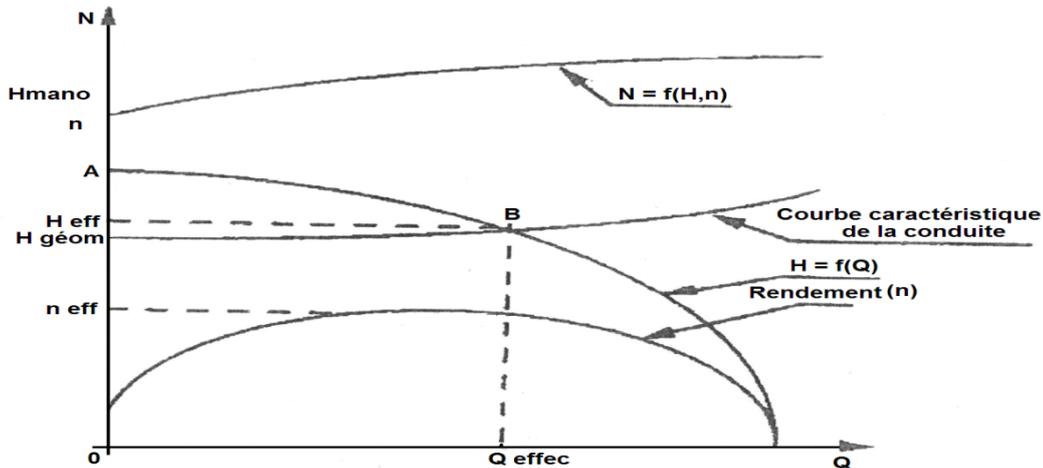


Figure (IV-2) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

#### IV.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une hauteur-débit (Fig VI-02)

La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_C = H_g + RQ^2 \quad (IV.4)$$

Avec:

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

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

Avec :

- $D$  : diamètre de la conduite en (m) ;
- $L$  : longueur de la conduite en (m) ;
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $g= 9.81 \text{ m/s}$ ) ;
- $\lambda$  : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

## IV.6. Couplage d'une pompe

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle.

### IV.6.1. Couplage en parallèle

Dans le cas de la mise en parallèle des pompes, les débits s'ajoutent pour la même hauteur totale; voir la figure (IV-03).

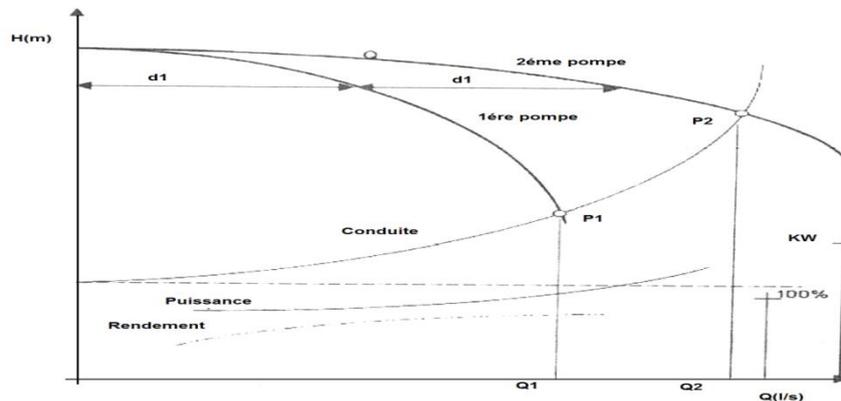


Figure (IV-3) : Couplage des pompes en parallèle.

### IV.6.2. Couplage en série:

Les hauteurs totales s'ajoutent pour un même débit ; voir la figure (IV.03).

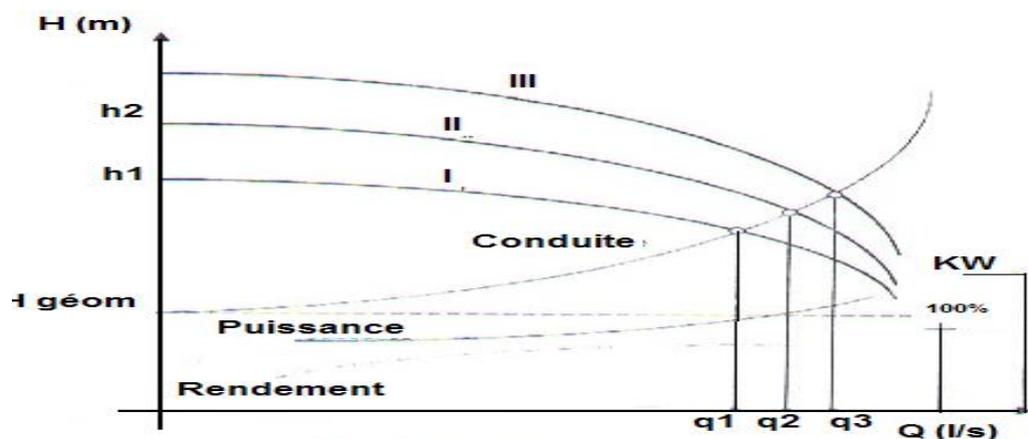


Figure (IV-4) : Couplage des pompes en série.

## IV.7. Point de fonctionnement

### IV.7.1. Recherche du point de fonctionnement

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

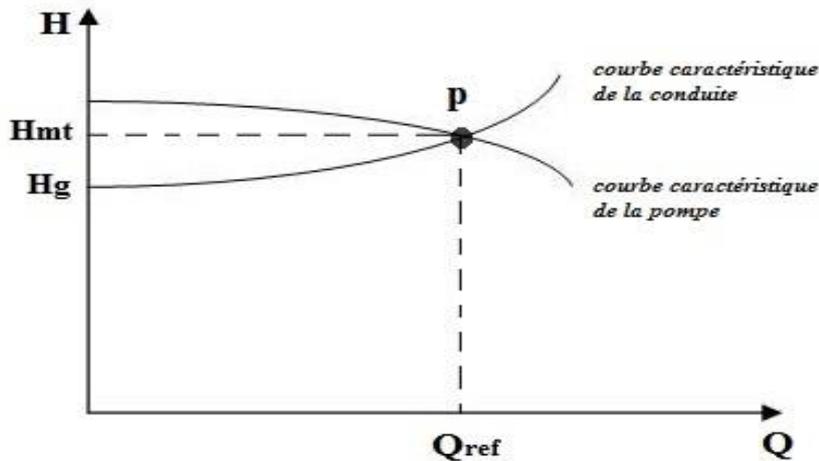


Figure (IV-5) : point de fonctionnement d'une pompe.

#### IV.7.2. Réalisations du point de fonctionnement désire [9]

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

Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désire sont :

##### *1<sup>er</sup> Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage »*

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de tel façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

Pour cela on utilise la formule qui suit :

$$T = \frac{T_1 * Q_1}{Q} \quad (IV.6)$$

Avec :

$T_1$  : le temps de pompage, pour notre cas égale 24h.

Donc :

$$24 * Q_1 = T * Q \quad (IV.7)$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{24 * Q_1}{Q} \quad (IV.8)$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$Pa_1 = \frac{g * H * Q}{\eta} \quad (IV.9)$$

Avec :  $\eta$  : rendement correspondant au point P1 ( $Q_1, H_1$ ) en %.

**2<sup>ème</sup> Variante : « Régulation par refoulement (le vannage) »**

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit  $Q_2$ . La puissance absorbée sera :

$$Pa_2 = \frac{g * H_2 * Q_2}{\eta} \quad (IV.10)$$

Avec :

$$H_2 = H_1 + h \quad (IV.11)$$

Où :

- $h$  : perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- $H_2$  : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de  $h=0$  en (m).
- $\eta$  : rendement correspondant au point P (Q, H) en %.

Les inconvénients de la méthode sont :

- Augmentation de l'énergie consommée par la pompe ;
- Risque de détérioration rapide de la pompe ;
- Diminution du rendement de la pompe.

**3<sup>ème</sup> Variante : « variation de la vitesse »**

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

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (IV.16)$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 ( $H_1, Q_1$ ) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue V ( $Q_v, H_v$ ) de P1 (Figure (IV.07)), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \quad (IV.17)$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation ( $N_1$ ) est :

$$N_1 = N \times \left( \frac{Q_1}{Q_v} \right) \quad (IV.18)$$

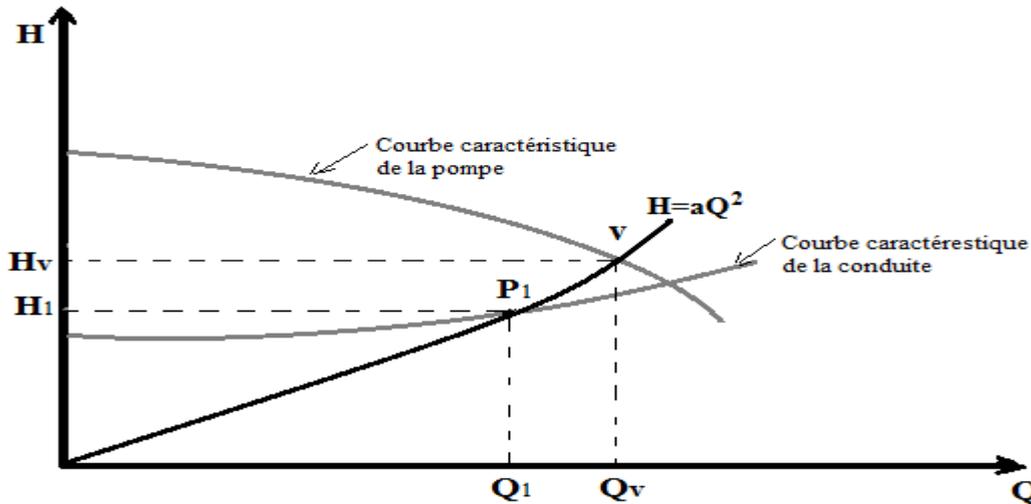


Figure (IV.7) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

La puissance absorbée par la pompe est:

$$Pa_3 = \frac{g * H_v * Q_v}{\eta} \tag{IV.19}$$

**4<sup>eme</sup> Variante : « rognage de la roue de la pompe »**

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Dans une limite ne dépasse pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q<sub>D</sub>, H<sub>D</sub>), ce qui est illustré par la figure (IV-06) ci-après :

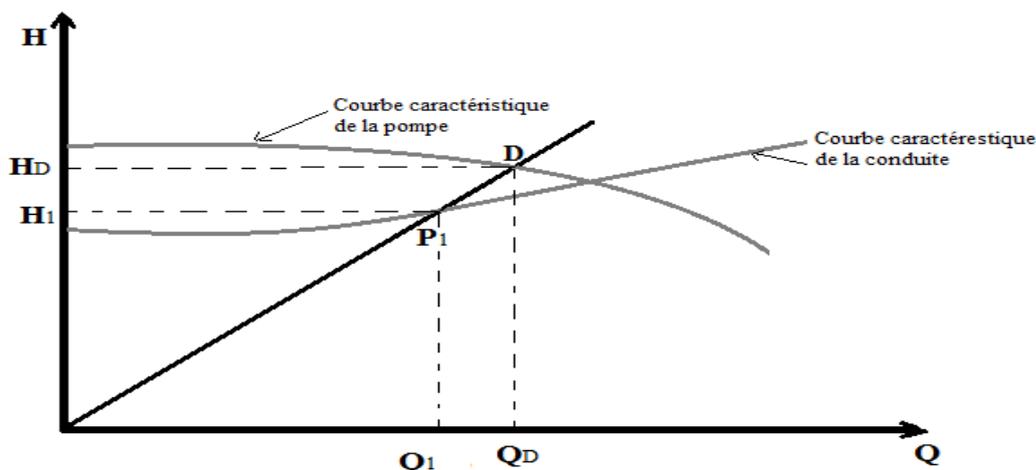


Figure (IV-06) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D^2}{d^2} \tag{IV.12}$$

Où :

D et d : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ;  
En posant  $d=m*D$ , avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}} \quad (\text{IV.13})$$

Avec : m:coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m (\%) \quad (\text{IV.14})$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$Pa_4 = \frac{g * H_3 * Q_3}{\eta} \quad (\text{IV.15})$$

#### IV.8. Etude de la cavitation [5]

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydraulique (rendement, hauteur d'élévation,...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue  $P_a$  à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise  $NPSH_r$ .

$$NPSH_r = \frac{P_0}{\varpi} - h_v \quad (\text{IV.20})$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;
- $h_v$  : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.

Le NPSH requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (\text{IV.21})$$

Deux cas sont possible (voir les figures suivant) :

➤ *Aspiration en dépression*

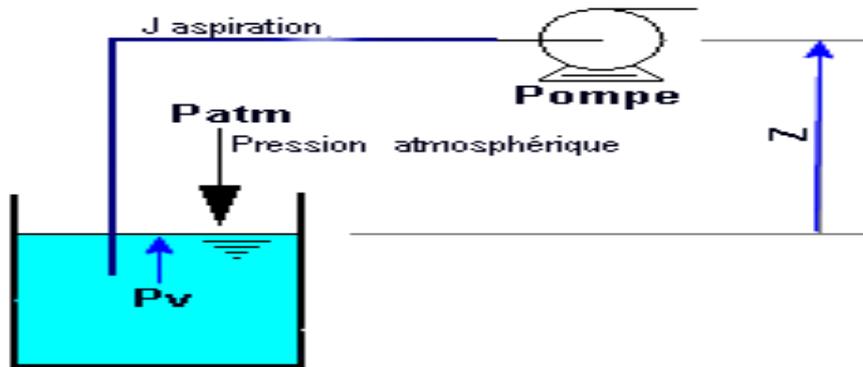


Figure (IV-8) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.

➤ *Aspiration en charge*

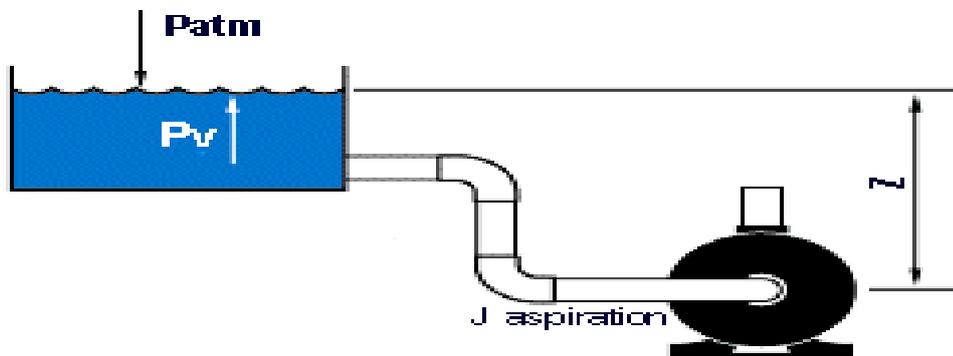


Figure (IV-9) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.

Où, le  $NPSH_d$ : représente la charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - (J_a + h_v) \quad (\text{aspiration en dépression}) \quad (IV.22)$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - (J_a + h_v) \quad (\text{aspiration en charge}) \quad (IV.23)$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e) ;
- $H_a$  : Hauteur d'aspiration en m ;
- $J_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e);

Les différents tensions de vapeur sont donnée ans le tableau ci-après :

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

T(°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$H_v$	0,06	0,083	0,125	0,24	0,23	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

La figure (IV-10) ci-après présente le phénomène de la cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge.



Figure (IV-10) : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.

## IV.9. Choix des pompes du projet

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

### IV.9.1. Tronçon « forage F1-SR1 »

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 32 \text{ l/s}$  ;
- $H_g = 20,15 \text{ m}$  ;
- $H_{mt} = 20,753 \text{ m}$  ;

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F1 sont représentées dans la figure (IV-11) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe IV-1).

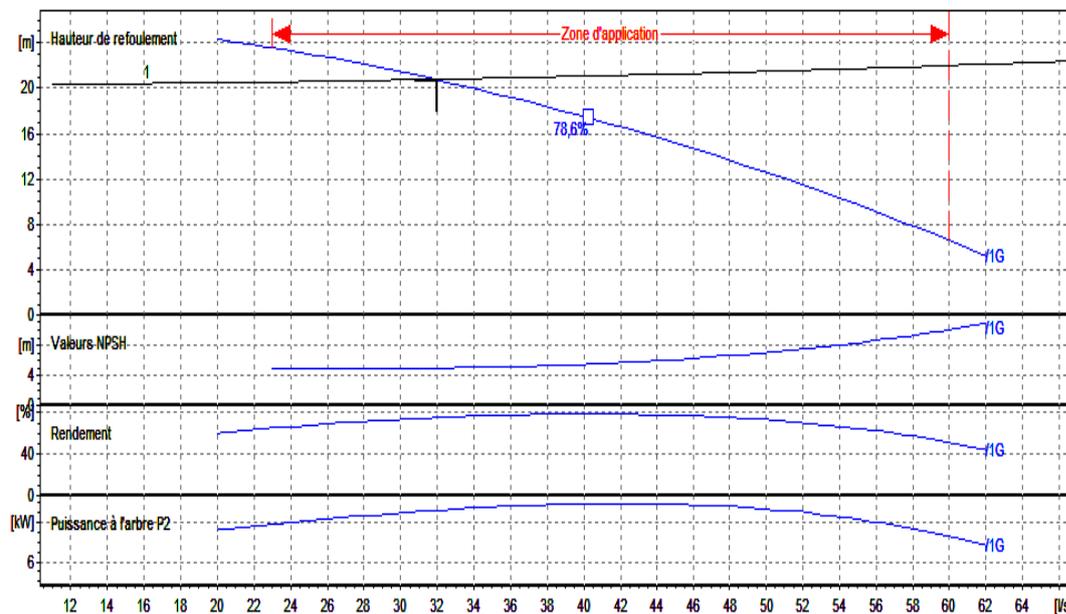


Figure (IV-11) Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F1.

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé [E10S50/1G + MC612].

- point de fonctionnement :  $P = (Q = 32 \text{ l/s} ; H_{mt} = 20,8 \text{ m})$  ;
- point désiré :  $P_1 = (Q = 32 \text{ l/s} ; H_{mt_1} = 20,8 \text{ m})$  ;

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe Figure (IV-11).

### IV.9.2. Tronçon « forage F2-SR1 »

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 32 \text{ l/s}$  ;
- $H_g = 20,3 \text{ m}$  ;
- $H_{mt} = 20,848 \text{ m}$  ;

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F2 sont représentées dans la *figure (IV-12)* ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe IV-2).

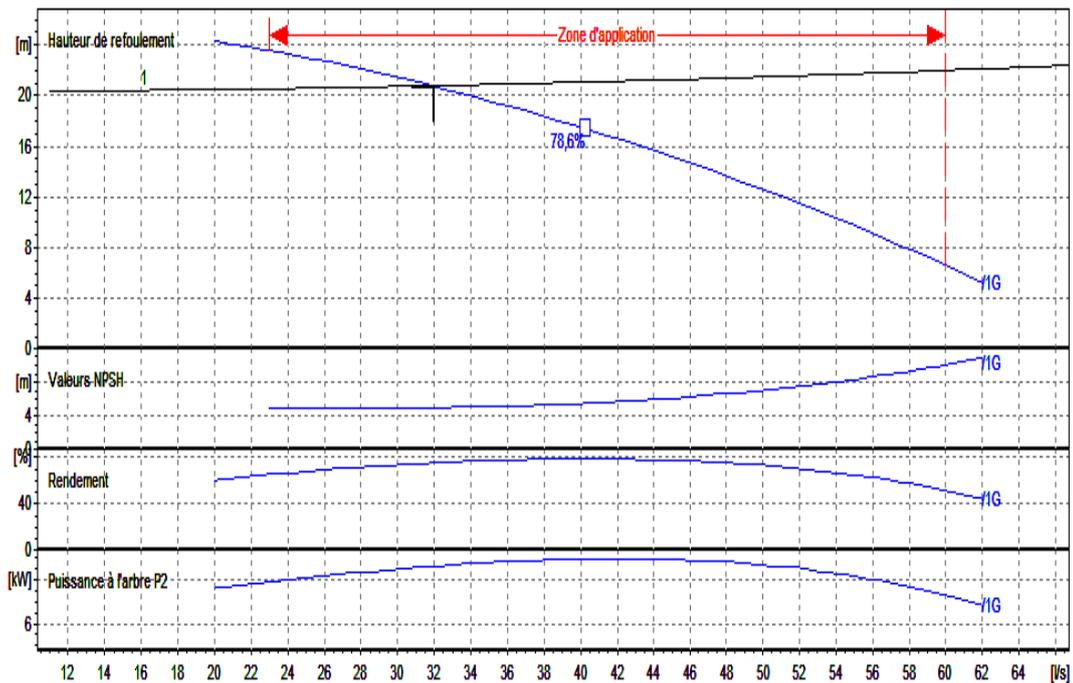


Figure (IV-12) Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F2.

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé [E10S50/1G + MC612] la même pompe pour le forage F1.

- point de fonctionnement :  $P = (Q = 32 \text{ l/s} ; H_{mt} = 20,8 \text{ m})$  ;
- point désiré :  $P_1 = (Q = 32 \text{ l/s} ; H_{mt_1} = 20,8 \text{ m})$  ;

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe *Figure (IV-12)*.

### IV.9.3. Tronçon « forage F3-SR1 »

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 18,986 \text{ l/s}$  ;
- $H_g = 21,3 \text{ m}$  ;
- $H_{mt} = 22,920 \text{ m}$  ;

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F3 sont représentées dans la *figure (IV-13)* ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe IV-3).

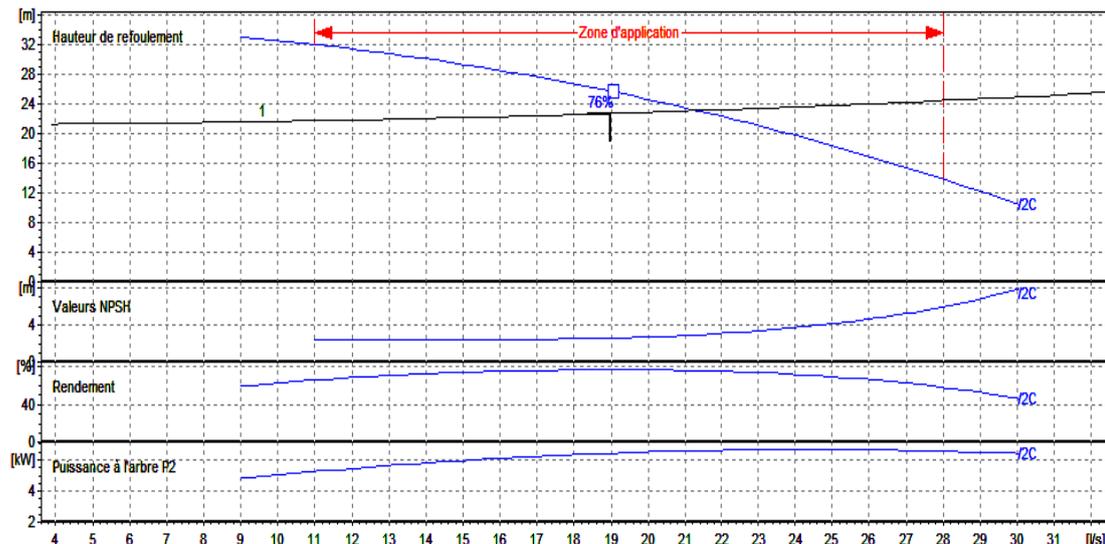


Figure (IV-13) Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F3.

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé [E8S55/2C + MC610].

- point de fonctionnement :  $P = (Q = 21,2 \text{ l/s} = 0,0212 \text{ m}^3/\text{s} ; H_{mt} = 23,3 \text{ m}) ;$
- point désiré :  $P_1 = (Q_1 = 18,986 \text{ l/s} ; H_{mt_1} = 22,9 \text{ m}) ;$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, voir la courbe *Figure (IV-13)*.

#### ❖ Réalisation du point désiré :

##### ➤ Réduction ou augmentation du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit, Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T = (T_1 \times Q_1) / Q = 24 \times 0,018986 / 0,0212 = \mathbf{21,494 \text{ h}}$$

La puissance absorbée sera:

$$\begin{aligned} P_{a1} &= (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,0212 \times 23,3 / 0,751 \\ &= \mathbf{6,452 \text{ kw.}} \end{aligned}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times t \times 365 \times e$$

Avec :

- $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).
- $t$  : Temps de pompage (h).
- $e$  : Prix d'un Kwh,  $e = \mathbf{4,47 \text{ (DA)}}$  ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 6,452 \times 21,494 \times 365 \times 4,47$$

$$F_{exp} = \mathbf{226262,19 \text{ DA}}$$

Finalement les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies pour les forages sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-2) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies.

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSHr (m)
F1	E10S50/1G + MC612	2900	75,2	5
F2	E10S50/1G + MC612	2900	75,2	5
F3	E8S55/2C + MC610	2900	75,1	2,91

#### IV.9.4. Tronçon «SR1- SR2 »

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 82,986 \text{ l/s}$  ;
- $H_g = 39,15\text{m}$ ;
- $H_{mt} = 60,522 \text{ m}$ ;

Les courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la SR1, sont représentées dans la figure (IV-14) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe IV-4).

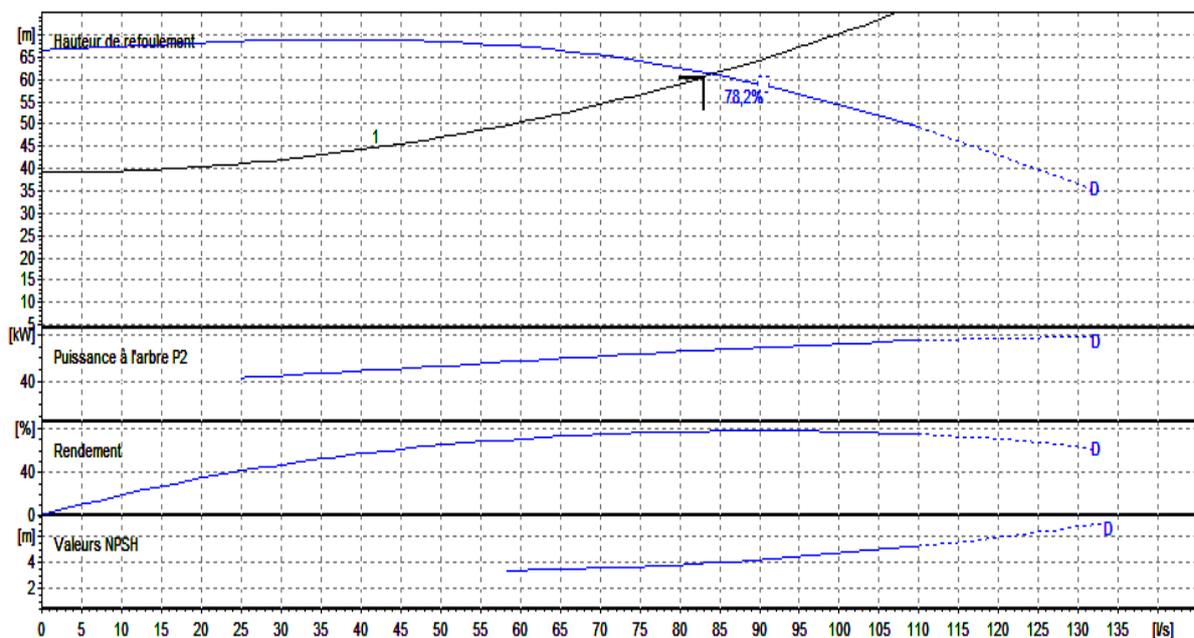


Figure (IV-14) Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la SR1.

On a opté pour le choix d'une pompe de type centrifuge à axe horizontal.

- point de fonctionnement :  $P = (Q = 84,3 \text{ l/s} ; H_{mt} = 61,1\text{m})$  ;
- point désiré :  $P_1 = (Q_1 = 82,986 \text{ l/s} ; H_{mt_1} = 60,5\text{m})$  ;

Le point de fonctionnement plus proche au point désiré, voir la courbe Figure (IV.14).

❖ *Réalisation du point désiré :*➤ *Réduction ou augmentation du temps de pompage*

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit, Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T = T_1 \cdot Q_1 / Q = 24 \times 0,082986 / 0,0843 = \mathbf{23,626 \text{ h}}$$

- La puissance absorbée sera:

$$Pa_1 = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,0843 \times 61,1 / 0,778 \\ = 64,947 \text{ kw.}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = 64,947 \times 23,626 \times 365 \times 4,47 \\ F_{exp} = \mathbf{2503512,03 \text{ DA.}}$$

➤ *Le vannage*

La perte de charge créée par l'étranglement de la vanne de refoulement est

$$H_2 = H_1 + h$$

$$h = H_2 - H_1 = 61,1 - 60,5 = \mathbf{0,6m}$$

$$Pa_2 = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,082986 \times 61,1 / 0,778 \\ = \mathbf{63,935 \text{ kw.}}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = 63,935 \times 24 \times 365 \times 4,47 \\ F_{exp} = \mathbf{2503515,58 \text{ DA}}$$

➤ *Variation de la vitesse*

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$  passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole  $H = a \cdot Q^2$ , ce qui est illustré dans la figure (IV-15). Le tableau suivant donne les résultats du calcul.

Tableau (IV-3) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe.

Q	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Hp	66,6	67,4	68,4	68,8	68,9	68,5	67,3	65,4	62,6	59	54,4
ae*Q <sup>2</sup>	0	0,860	3,439	7,738	13,756	21,494	30,952	42,129	55,026	69,642	85,978
Hc	39,150	39,430	40,272	41,674	43,638	46,162	49,247	52,893	57,100	61,868	67,197

Les résultats obtenus dans le tableau (IV-03) ci-dessus sont représentés dans la figure (IV-15) ci-après :

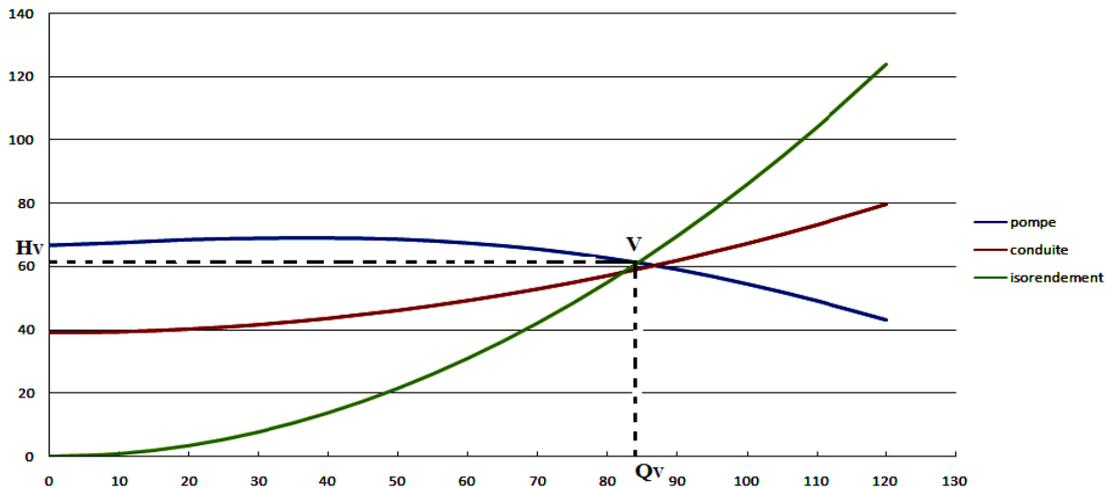


Figure (IV-15) : Recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe de la SR1.

D'après la courbe ci-dessus, la nouvelle vitesse de rotation est comme suit :  
 Cette courbe passe par le point  $P_v = (Q_v = 84,275 \text{ l/s} = 0,0843 \text{ m}^3/\text{s} ; H_v = 61,064 \text{ m})$

$$N = 2900 * (82,986 / 84,275)$$

$$N = \mathbf{2855,644 \text{ tr/min}}$$

Donc la vitesse de rotation qui permet de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être de **2855,644 tr/min**.

- La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,0843 \times 61,1 / 0,778$$

$$= \mathbf{64,947 \text{ kw.}}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 64,947 \times 24 \times 365 \times 4,47$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{2543142,7 \text{ DA}}$$

#### Remarque :

Notre choix se portera sur la première variante (diminution de la tempe de pompage) qui présente une meilleure économie.

#### IV.9.5. Tronçon «SR1- R 2000m<sup>3</sup> »

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 82,986 \text{ l/s} ;$
- $H_g = 143,929 \text{ m};$
- $H_{mt} = 120,35 \text{ m};$

Les courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la SR2, sont représentées dans la figure (IV-16) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe IV-5).

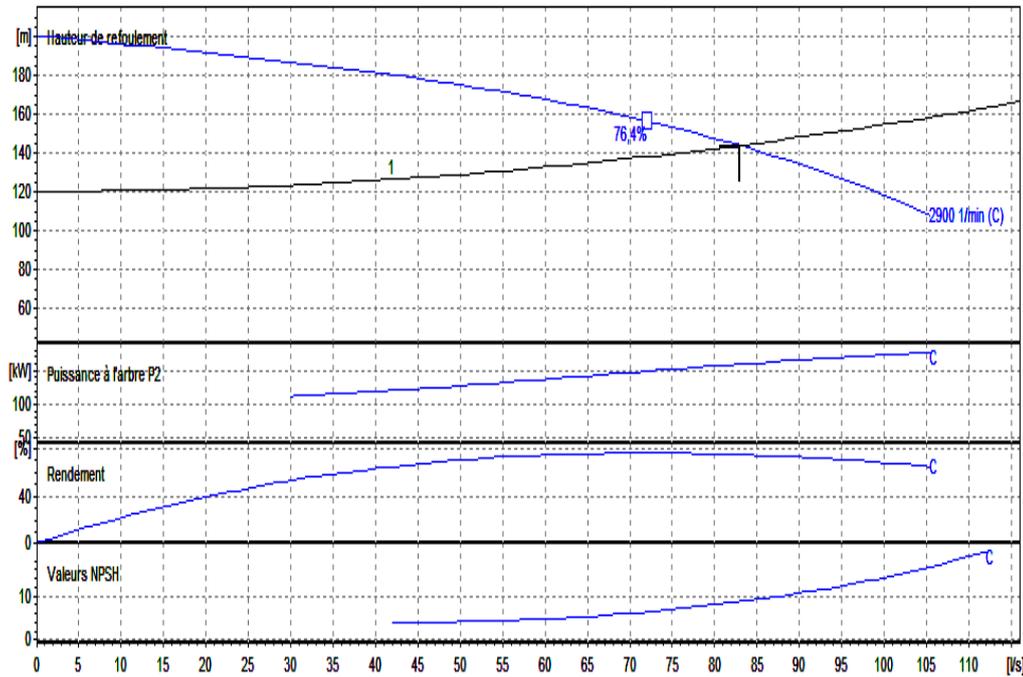


Figure (IV-16) Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la SDR2.

On a opté pour le choix d'une pompe de type centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

- point de fonctionnement : P = (Q = 82,986 l/s ; Hmt =144m) ;
- point désiré : P<sub>1</sub> = (Q<sub>1</sub> = 82,986 l/s ; Hmt<sub>1</sub>=144m) ;

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe Figure (IV-16).

Les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies pour la **SR1** et **SR2**, sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-4) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies.

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSHr (m)
<b>SDR1</b>	E8S55/2C + MC610	2900	77,8	3,97
<b>SDR2</b>	PM 125/ 2 C	2900	75	8,51

#### IV.9.6. Vérification de la cavitation

##### IV.9.6.1. les forages

Par mesure de sécurité, les pompes immergées seront placées à 1m au dessous du niveau dynamique des forages, donc ces pompes travaillent en charge et par conséquent il n'y a pas de cavitation.

**IV.9.6.2. La station de reprise projetée (SR1)**

- La cote du plan d'aspiration 298,7m
- La cote de l'axe de la pompe 298,7m
- Hauteur d'aspiration;  $H_a = (298,7 - 298,7) = 0\text{m}$

La hauteur d'aspiration est égale à zéro, donc la pompe est montée en charge.

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

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 298,7$$

$$P_0 = 9,972\text{mce}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,972 + 0 - (0 + 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 9,732\text{m}$$

On constate que  $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$ , donc la relation (IV.23) est vérifiée, il n'y a pas un problème de cavitation.

**IV.9.6.3. La station de reprise existant (SR2)**

- La cote du plan d'aspiration 335,85m
- La cote de l'axe de la pompe 335,85m
- Hauteur d'aspiration;  $H_a = (335,85 - 335,85) = 0\text{m}$

La hauteur d'aspiration égale à zéro, donc la pompe est montée en charge.

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

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 335,85$$

$$P_0 = 9,927\text{mce}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,927 + 0 - (0 + 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 9,687\text{m}$$

On constate que  $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$ , donc la relation (IV.21) est vérifiée, il n'y a pas un problème de cavitation.

**IV.10. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI PUMP TUTOR, afin de choisir les pompes qui sont de type immergé pour les trois forages, centrifuge monocellulaire à axe horizontale pour la station de reprise SR1 et centrifuge multicellulaires à axe horizontale pour la station de reprise SR2, et pour un fonctionnement idéal des pompes, on a opté pour un changement du temps de pompage et de la vitesse de rotation, avec une vérification de la condition de cavitation.

*Chapitre V*  
*Distribution*

## V.1.Introduction

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés. Mais le plus utilisé c'est le réseau maillé.

## V.2. Classification des réseaux d'A.E.P

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [5,11]:

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux étagés ;
- Les réseaux à alimentation distincte ;
- Les réseaux mixtes.

### a. Le réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

### b. Le réseau maillé

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval. Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure.

### c. Le réseau étagé

Il est constitué de réseaux indépendants, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes.

### d. Le réseau à alimentation distincte

Constitué généralement de deux réseaux, l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre pour la distribution de l'eau non potable réservé aux usages industriels, lavage des rues et arrosages des plantations. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

### e. Le réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

### **Remarque :**

Compte tenu de la topographie de notre site et la répartition de l'agglomération sur la surface totale des 3 villages, la distribution projeté est de type ramifié.

### **V.3.choix du trace**

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

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

### **V.4. Choix du type de tuyau**

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le PEHD (PN 10) en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques [12] qu'il présente :

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

### **V.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution**

#### **V.5.1. Débit de pointe**

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

- pour la zone I (Ain Bida Heriche et Sdari) :  $Q_p = 349,311 \text{ m}^3/\text{h}$
- pour la zone II (sbekhia) :  $Q_p = 110,673 \text{ m}^3/\text{h}$

#### **V.5.2. Débit spécifique**

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

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- $Q_p$  = débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$  = somme des Longueurs des tronçons du réseau.

#### **V.5.3. Débit en route**

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

$$Q_r = q_s * L_{i,j} \text{ (l/s)} \quad (\text{V.2})$$

Avec:

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

#### V.5.4. Débit de tronçon

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

Le débit de transit est donné par la formule :

$$Q_T = p + 0.55 Q_R \quad (V.3)$$

Avec:

- $Q_T$  : Débit transité par le tronçon (l/s);
- $p$ : Débit aval (l/s);
- $Q_R$  : Débit en route (l/s).

#### V.5.5. Les diamètres des conduites

Le diamètre de chaque conduite est déterminé en fonction du débit correspondant. On utilisera un programme Excel en première approche, puis on procédera au fur et à mesure à des ajustements à l'aide du logiciel EPANET 2.0, en respectant les conditions de vitesse (0,5 à 1,5 m/s).

### V.6. Modélisation et simulation du réseau

Suite à l'essor qu'ont connus les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine d'hydraulique. Ces logiciels sont capables de faire des simulations et des calculs fastidieux en un temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser est intitulé EPANET.

#### V.6.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

#### V.6.2. Utilisation du logiciel EPANET

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

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

### V.6.3. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

#### a) . Première étape

Elle consiste à au report du tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec EPANET.

#### b) . Deuxième étape

Il s'agit de choisir et de définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base.

#### c) . Troisième étape

Dans notre projet la modélisation consiste à un introduire les différentes données du réseau.

##### Au niveau des nœuds

- L'altitude des nœuds par rapport à un plan de référence.
- La demande en eau (débit en route prélevé sur le réseau).

##### Au niveau des arcs

- Les nœuds initial et final, le diamètre, la longueur et le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

##### Au niveau des réservoirs

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre ;
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

## V.7. Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie

### V.7.1. Distribution à partir du réservoir 2000 m<sup>3</sup> vers la zone I

#### V.7.1.1. Données de base

- La cote du radier du réservoir est de 449,5 m ;
- La longueur totale du réseau de distribution est de 17924 m ;
- Le débit de pointe est :  $Q_p = 349,311 \text{ m}^3/\text{h}$  ; soit  $97,03 \text{ l/s}$  ;
- Le débit spécifique :  $q_s = \frac{97,03}{17924} = 0,00541 \text{ l/s/m}$

#### V.7.1.2. Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant représente les différents débits (débit de route, débit aval et le débit tronçon) ainsi que les diamètres obtenus (avec une vitesse proposée de 1 m/s):

Tableau (V-1) : calcul des débits et diamètres de la zone I

Tronçon	Longueur (m)	q <sub>s</sub> (l/s/m)	Q <sub>r</sub> (l/s/m)	Q <sub>aval</sub> (l/s)	Q <sub>T</sub> (l/s)	D (mm)	DN (mm)
R2000-N68	540	0,00541	-----	97,031	97,031	352	400
N68-N69	362	0,00541	1,960	18,216	19,294	157	200
N69-N70	161	0,00541	0,872	0	0,479	25	32
N69-N71	133	0,00541	0,720	16,625	17,021	147	200
N71-N72	89	0,00541	0,482	0	0,265	18	25
N71-N73	46	0,00541	0,249	15,894	16,031	143	200
N73-N74	67	0,00541	0,363	0	0,199	16	20
N73-N75	40	0,00541	0,217	15,315	15,434	140	160
N75-N76	99	0,00541	0,536	0	0,295	19	25
N75-N77	77	0,00541	0,417	14,362	14,591	136	160
N77-N78	50	0,00541	0,271	0	0,149	14	32
N77-N79	56	0,00541	0,303	13,788	13,955	133	160
N79-N80	44	0,00541	0,238	6,962	7,093	95	110
N80-N81	80	0,00541	0,433	0	0,238	17	20
N80-N82	53	0,00541	0,287	6,242	6,400	90	110
N82-N83	69	0,00541	0,374	2,718	2,923	61	63
N83-N84	78	0,00541	0,422	0	0,232	17	20
N83-N85	50	0,00541	0,271	2,025	2,174	53	63
N85-N86	60	0,00541	0,325	0	0,179	15	20
N85-N87	117	0,00541	0,633	0	0,348	21	25
N85-N88	77	0,00541	0,417	0,650	0,879	33	40
N88-N89	60	0,00541	0,325	0	0,179	15	20
N88-N90	60	0,00541	0,325	0	0,179	15	20
N82-N91	70	0,00541	0,379	2,772	2,980	62	75
N91-N92	245	0,00541	1,326	0	0,729	30	40
N91-N93	46	0,00541	0,249	1,196	1,333	41	50
N93-N94	50	0,00541	0,271	0	0,149	14	20
N93-N95	171	0,00541	0,926	0	0,509	25	32
N79-N96	40	0,00541	0,217	6,372	6,491	91	110
N96-N97	113	0,00541	0,612	0	0,336	21	25
N96-N98	47	0,00541	0,254	5,505	5,645	85	110
N98-N99	65	0,00541	0,352	0	0,194	16	20
N98-N100	107	0,00541	0,579	4,574	4,893	79	90
N100-N101	116	0,00541	0,628	0	0,345	21	25
N100-N102	46	0,00541	0,249	3,697	3,834	70	90
N102-N103	82	0,00541	0,444	0	0,244	18	25
N102-N104	88	0,00541	0,476	2,777	3,039	62	75
N104-N105	165	0,00541	0,893	0	0,491	25	32
N104-N106	207	0,00541	1,121	0,763	1,380	42	50
N106-N107	141	0,00541	0,763	0	0,420	23	32
N68-N108	637	0,00541	3,448	73,407	75,303	310	400
N108-N109	58	0,00541	0,314	33,888	34,061	208	250
N109-N110	102	0,00541	0,552	0	0,304	20	25
N109-N111	100	0,00541	0,541	32,795	33,093	205	250
N111-N112	56	0,00541	0,303	1,359	1,526	44	63

Tableau (V-1) : calcul des débits et diamètres de la zone I (suite)

Tronçon	Long (m)	qS (l/s/m)	Qr (l/s/m)	Q a (l/s)	QT (l/s)	D (mm)	DN (mm)
N112-N113	106	0,00541	0,574	0	0,316	20	25
N112-N114	145	0,00541	0,785	0	0,432	23	32
N111-N115	112	0,00541	0,606	30,527	30,860	198	250
N115-N116	108	0,00541	0,585	5,895	6,217	89	110
N116-N117	44	0,00541	0,238	1,884	2,015	51	63
N117-N118	84	0,00541	0,455	0	0,250	18	25
N117-N119	264	0,00541	1,429	0	0,786	32	40
N116-N120	177	0,00541	0,958	2,815	3,342	65	90
N120-N121	40	0,00541	0,217	0,920	1,039	36	50
N121-N122	70	0,00541	0,379	0	0,208	16	20
N121-N123	100	0,00541	0,541	0	0,298	19	25
N120-N124	85	0,00541	0,460	1,218	1,471	43	50
N124-N125	105	0,00541	0,568	0	0,313	20	25
N124-N126	120	0,00541	0,650	0	0,357	21	25
N115-N127	96	0,00541	0,520	23,527	23,813	174	200
N127-N128	98	0,00541	0,531	2,360	2,652	58	75
N128-N129	70	0,00541	0,379	0	0,208	16	20
N128-N130	93	0,00541	0,503	1,478	1,755	47	63
N130-N131	103	0,00541	0,558	0	0,307	20	25
N130-N132	170	0,00541	0,920	0	0,506	25	32
N127-N133	103	0,00541	0,558	20,079	20,385	161	200
N133-N134	50	0,00541	0,271	16,408	16,557	145	200
N134-N135	100	0,00541	0,541	0	0,298	19	25
N134-N136	43	0,00541	0,233	15,634	15,762	142	160
N136-N137	170	0,00541	0,920	0	0,506	25	32
N136-N138	58	0,00541	0,314	14,400	14,573	136	160
N138-N139	109	0,00541	0,590	0	0,325	20	25
N138-N140	48	0,00541	0,260	13,550	13,693	132	160
N140-N141	140	0,00541	0,758	0	0,417	23	32
N140-N142	62	0,00541	0,336	12,456	12,641	127	160
N142-N143	238	0,00541	1,288	0	0,709	30	40
N142-N144	184	0,00541	0,996	1,359	1,907	49	63
N144-N145	85	0,00541	0,460	0	0,253	18	25
N144-N146	86	0,00541	0,466	0	0,256	18	25
N144-N147	80	0,00541	0,433	0	0,238	17	25
N142-N148	51	0,00541	0,276	8,537	8,689	105	125
N148-N149	60	0,00541	0,325	1,878	2,057	51	63
N149-N150	198	0,00541	1,072	0	0,590	27	32
N149-N151	149	0,00541	0,807	0	0,444	24	32
N148-N152	102	0,00541	0,552	5,782	6,085	88	110
N152-N153	300	0,00541	1,624	0	0,893	34	40
N152-N154	177	0,00541	0,958	3,199	3,726	69	90
N154-N155	123	0,00541	0,666	0	0,366	22	25
N154-N156	468	0,00541	2,534	0	1,393	42	50
N133-N157	63	0,00541	0,341	3,059	3,246	64	75
N157-N158	158	0,00541	0,855	0	0,470	24	32

Tableau (V-1) : calcul des débits et diamètres de la zone I (suite)

Tronçon	Long (m)	qS (l/s/m)	Qr (l/s/m)	Q a (l/s)	QT (l/s)	D (mm)	DN (mm)
N157-N159	125	0,00541	0,677	1,527	1,899	49	63
N159-N160	185	0,00541	1,001	0	0,551	26	32
N159-N161	97	0,00541	0,525	0	0,289	19	25
N108-N162	58	0,00541	0,314	38,890	39,063	223	250
N162-N163	65	0,00541	0,352	0	0,194	16	20
N162-N164	189	0,00541	1,023	37,515	38,078	220	250
N164-N165	91	0,00541	0,493	0	0,271	19	25
N164-N166	267	0,00541	1,445	35,577	36,372	215	250
N166-N167	158	0,00541	0,855	0	0,470	24	32
N166-N168	241	0,00541	1,305	33,417	34,135	209	250
N168-N169	55	0,00541	0,298	21,215	21,379	165	200
N169-N170	239	0,00541	1,294	10,399	11,111	119	160
N170-N171	143	0,00541	0,774	0	0,426	23	32
N170-N172	64	0,00541	0,346	9,279	9,469	110	125
N172-N173	323	0,00541	1,749	0	0,962	35	40
N172-N174	96	0,00541	0,520	7,010	7,296	96	110
N174-N175	107	0,00541	0,579	0	0,319	20	25
N174-N176	195	0,00541	1,056	5,376	5,956	87	110
N176-N177	148	0,00541	0,801	0	0,441	24	32
N176-N178	125	0,00541	0,677	3,898	4,270	74	90
N178-N179	120	0,00541	0,650	0	0,357	21	25
N178-N180	65	0,00541	0,352	2,896	3,090	63	75
N180-N181	124	0,00541	0,671	0	0,369	22	25
N180-N182	67	0,00541	0,363	1,862	2,062	51	63
N182-N183	130	0,00541	0,704	0	0,387	22	25
N182-N184	214	0,00541	1,158	0	0,637	28	32
N169-N185	40	0,00541	0,217	9,306	9,425	110	125
N185-N186	79	0,00541	0,428	1,721	1,957	50	63
N186-N187	120	0,00541	0,650	0	0,357	21	25
N186-N188	75	0,00541	0,406	0,666	0,889	34	40
N188-N189	123	0,00541	0,666	0	0,366	22	25
N185-N190	80	0,00541	0,433	6,724	6,962	94	110
N190-N191	71	0,00541	0,384	0	0,211	16	32
N190-N192	255	0,00541	1,380	4,959	5,718	85	110
N192-N193	152	0,00541	0,823	0	0,453	24	32
N192-N194	98	0,00541	0,531	3,605	3,897	70	90
N194-N195	120	0,00541	0,650	0	0,357	21	25
N194-N196	43	0,00541	0,233	2,723	2,851	60	63
N196-N197	122	0,00541	0,660	0	0,363	22	25
N196-N198	58	0,00541	0,314	1,749	1,921	49	63
N198-N199	142	0,00541	0,769	0	0,423	23	32
N198-N200	40	0,00541	0,217	0,763	0,882	34	40
N200-N201	141	0,00541	0,763	0	0,420	23	32
N168-N202	201	0,00541	1,088	10,816	11,415	121	160
N202-N203	63	0,00541	0,341	6,025	6,213	89	110
N203-N204	325	0,00541	1,759	0	0,968	35	40
N203-N205	40	0,00541	0,217	4,049	4,168	73	90

Tableau (V-1) : calcul des débits et diamètres de la zone I (suite et fin)

Tronçon	Long (m)	qS (l/s/m)	Qr (l/s/m)	Q a (l/s)	QT (l/s)	D (mm)	DN (mm)
N205-N206	100	0,00541	0,541	0	0,298	19	25
N205-N207	171	0,00541	0,926	0	0,509	25	32
N205-N208	102	0,00541	0,552	2,030	2,334	55	63
N208-N209	90	0,00541	0,487	0	0,268	18	25
N208-N210	285	0,00541	1,543	0	0,849	33	40
N202-N211	230	0,00541	1,245	3,205	3,890	70	90
N211-N212	80	0,00541	0,433	0	0,238	17	25
N211-N213	76	0,00541	0,411	2,360	2,587	57	75
N213-N214	95	0,00541	0,514	0	0,283	19	25
N213-N215	87	0,00541	0,471	1,375	1,634	46	63
N215-N216	174	0,00541	0,942	0	0,518	26	32
N215-N217	80	0,00541	0,433	0	0,238	17	25

## V.7.1.3. Etat des nœuds du réseau après simulation

Tableau (V-2) : Etat des nœuds du réseau de la zone I après simulation

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir	449,5	-----	450,5	1
68	422,65	2,704	449,37	26,72
69	403,85	1,776	446,08	42,23
70	402,72	0,436	441,55	38,83
71	403,35	0,725	445,12	41,77
72	403,26	0,241	442,08	38,82
73	399,43	0,414	444,82	45,39
74	402,91	0,181	439,72	36,81
75	402,99	0,585	444,58	41,59
76	400,05	0,268	440,49	40,44
77	399,58	0,495	444,15	44,57
78	400,41	0,135	441,88	41,47
79	397,4	0,379	443,21	45,81
80	396,35	0,479	442,15	45,8
81	394,7	0,217	439,87	45,17
82	394,4	0,52	441,08	46,68
83	393,95	0,533	438,88	44,93
84	396,3	0,211	436,77	40,47
85	392,94	0,823	437,95	45,01
86	375,8	0,162	434,19	58,39
87	390	0,317	431,45	41,45
88	389,2	0,533	435,48	46,28
89	382,4	0,162	431,72	49,32
90	387,32	0,162	431,72	44,4
91	393,2	0,977	438,77	45,57
92	385,51	0,663	433,8	48,29
93	389,7	0,723	437,69	47,99
94	375,45	0,135	435,42	59,97
95	376,98	0,463	432,33	55,35
96	397,33	0,541	442,9	45,57
97	402,2	0,306	437,01	34,81

Tableau (V-2) : Etat des nœuds du réseau de la zone I après simulation (suite)

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
98	397,2	0,593	442,62	45,42
99	399,2	0,176	437,91	38,71
100	395,95	0,728	441,31	45,36
101	393,5	0,314	434,97	41,47
102	394,24	0,585	440,94	46,7
103	396,31	0,222	438,52	42,21
104	392,55	1,245	439,65	47,1
105	392,93	0,447	434,79	41,86
106	384,2	0,942	434,77	50,57
107	379,97	0,382	431,63	51,66
108	398,04	2,038	446,68	48,64
109	391,1	0,704	446,17	55,07
110	386,87	0,276	441,74	54,87
111	386,2	0,725	445,34	59,14
112	383,79	0,831	443,67	59,88
113	391,95	0,287	438,74	46,79
114	372,9	0,392	431,92	59,02
115	377,66	0,855	444,53	66,87
116	376,95	0,891	442,55	65,6
117	368,1	1,061	440,36	72,26
118	368,88	0,227	430,81	61,93
119	361,73	0,715	422,37	60,64
120	375,9	0,817	435,45	59,55
121	377,8	0,568	433,67	55,87
122	372,15	0,189	427,92	55,77
123	376,25	0,271	418,05	41,8
124	373,2	0,839	433,1	59,9
125	376,2	0,284	415,27	39,07
126	375,29	0,325	426,13	50,84
127	364,11	0,804	444,09	79,98
128	362,3	0,706	441,48	79,18
129	353,42	0,189	435,73	82,31
130	357,3	0,991	437,94	80,64
131	355,22	0,279	420,99	65,77
132	357,18	0,46	419,58	62,4
133	358,61	0,585	443,05	84,44
134	352,6	0,522	442,7	90,1
135	352,85	0,271	427,09	74,24
136	352,35	0,734	442,43	90,08
137	350,8	0,46	424,07	73,27
138	349,81	0,582	442,11	92,3
139	350,07	0,295	422,3	72,23
140	349,35	0,677	441,34	91,99
141	349,83	0,379	430,65	80,82
142	348,35	1,448	440,47	92,12
143	349,15	0,644	427,03	77,88

Tableau (V-2) : Etat des nœuds du réseau de la zone I après simulation (suite)

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
144	361,73	1,177	432,5	70,77
145	346,15	0,23	422,6	76,45
146	349,14	0,233	422,25	73,11
147	368,51	0,217	424,1	55,59
148	346,2	0,577	439,79	93,59
149	347,8	1,102	436,71	88,91
150	345,4	0,536	428,65	83,26
151	345,5	0,403	424,01	78,51
152	345,1	1,567	437,93	92,83
153	343,82	0,812	412,22	68,4
154	343,1	2,079	434,2	91,1
155	355,2	0,333	426,75	71,55
156	342,57	1,267	403,87	61,3
157	357,28	0,937	442	84,72
158	375,23	0,428	427	51,77
159	354,1	1,102	436,54	82,44
160	363,63	0,501	413,24	49,61
161	361,19	0,263	422,18	60,99
162	391,07	0,845	446,46	55,39
163	388,2	0,176	441,75	53,55
164	387,36	1,481	445,76	58,4
165	377,64	0,246	433,81	56,17
166	371,95	1,803	443,12	71,17
167	367,7	0,428	428,13	60,43
168	374,7	1,345	441,01	66,31
169	373,08	0,904	440,4	67,32
170	371,1	1,207	437,78	66,68
171	365,78	0,387	426,45	60,67
172	368,8	1,307	436,79	67,99
173	365,84	0,874	426,06	60,22
174	357,92	1,077	434,35	76,43
175	355,8	0,29	415,49	59,69
176	370,57	1,267	430,96	60,39
177	358,15	0,401	418,46	60,31
178	356,76	0,839	427,55	70,79
179	356,7	0,325	420,59	63,89
180	356,4	0,693	425,25	68,85
181	340,46	0,336	417,62	77,16
182	358,4	1,112	421,8	63,4
183	354,54	0,352	413,1	58,56
184	353,34	0,579	411,81	58,47
185	372,12	0,539	439,79	67,67
186	370,92	0,742	436,1	65,18
187	365,8	0,325	429,13	63,33
188	365,28	0,536	428,83	63,55
189	362,6	0,333	421,38	58,78

Tableau (V-2) : Etat des nœuds du réseau de la zone I après simulation (suite et fin)

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
190	369,81	1,099	437,92	68,11
191	362,5	0,192	431,92	69,42
192	352,14	1,367	433,82	81,68
193	352,94	0,411	420,41	67,47
194	349,53	0,706	431,56	82,03
195	349	0,325	424,59	75,59
196	348,45	0,604	430,24	81,79
197	347,85	0,33	422,96	75,11
198	347,2	0,65	427,6	80,4
199	343,6	0,384	416,5	72,9
200	346,5	0,49	426,28	79,78
201	344	0,382	415,36	71,36
202	359,59	1,337	438,69	79,1
203	358,6	1,158	437,54	78,94
204	355	0,88	426,61	71,61
205	363,25	1,118	436,49	73,24
206	363,31	0,271	420,87	57,56
207	363,09	0,463	417,8	54,71
208	358,2	1,291	434,34	76,14
209	359,02	0,244	422,69	63,67
210	352,2	0,771	412,09	59,89
211	361,03	1,045	433,49	72,46
212	359,04	0,217	425,08	66,04
213	361,57	0,698	431,54	69,97
214	357,12	0,257	418,05	60,93
215	362,15	0,923	428,63	66,48
216	357,3	0,471	409,02	51,72
217	363,29	0,217	420,23	56,94

## V.7.1.4. Etat des arcs du réseau après simulation

Tableau (V-3) : Etat des arcs du réseau de la zone I

Arc	Longueur (m)	Diamètre (m)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert. Charge (m/km)
Tuyau 1	540	400	0,02	97,03	0,99	2,1
Tuyau 2	362	160	0,01	19,2	1,23	9,07
Tuyau 3	161	32	0,01	0,44	0,75	28,17
Tuyau 4	133	160	0,01	16,98	1,09	7,25
Tuyau 5	89	25	0,01	0,24	0,7	34,19
Tuyau 6	46	160	0,01	16,02	1,03	6,52
Tuyau 7	67	20	0,01	0,18	0,9	76,13
Tuyau 8	40	160	0,01	15,42	0,99	6,09
Tuyau 9	99	25	0,01	0,27	0,77	41,24
Tuyau 10	77	160	0,01	14,57	0,93	5,49
Tuyau 11	50	20	0,01	0,14	0,67	45,43
Tuyau 12	56	125	0,01	13,94	1,46	16,76
Tuyau 13	40	110	0,01	6,48	0,88	7,8
Tuyau 14	44	90	0,01	7,08	1,44	24,24
Tuyau 15	80	25	0,01	0,22	0,63	28,43

Tableau (V-3) : Etat des arcs du réseau de la zone I (suite)

Arc	Long (m)	D (m)	Rugosité	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC (m/km)
Tuyau 16	113	25	0,01	0,31	0,88	52,16
Tuyau 17	47	110	0,01	5,63	0,77	6,06
Tuyau 18	65	20	0,01	0,18	0,88	72,45
Tuyau 19	107	90	0,01	4,87	0,99	12,26
Tuyau 20	116	25	0,01	0,31	0,91	54,61
Tuyau 21	46	90	0,01	3,82	0,78	7,93
Tuyau 22	82	25	0,01	0,22	0,64	29,59
Tuyau 23	53	90	0,01	6,38	1,3	20,07
Tuyau 24	69	63	0,01	2,9	1,29	31,92
Tuyau 25	78	25	0,01	0,21	0,61	27,06
Tuyau 26	50	63	0,01	2,16	0,96	18,7
Tuyau 27	60	20	0,01	0,16	0,81	62,59
Tuyau 28	117	25	0,01	0,32	0,92	55,54
Tuyau 29	77	40	0,01	0,86	0,94	32,07
Tuyau 30	60	20	0,01	0,16	0,81	62,59
Tuyau 31	60	20	0,01	0,16	0,81	62,59
Tuyau 32	70	63	0,01	2,96	1,31	33,09
Tuyau 33	245	40	0,01	0,66	0,73	20,29
Tuyau 34	46	50	0,01	1,32	0,93	23,45
Tuyau 35	50	20	0,01	0,14	0,67	45,43
Tuyau 36	171	32	0,01	0,46	0,8	31,34
Tuyau 37	88	75	0,01	3,02	0,94	14,71
Tuyau 38	165	32	0,01	0,45	0,77	29,45
Tuyau 39	207	50	0,01	1,32	0,93	23,55
Tuyau 40	141	32	0,01	0,38	0,66	22,29
Tuyau 41	637	315	0,02	75,13	1,24	4,22
Tuyau 42	58	200	0,01	34,05	1,4	8,76
Tuyau 43	102	25	0,01	0,28	0,8	43,44
Tuyau 44	100	200	0,01	33,07	1,36	8,31
Tuyau 45	56	50	0,01	1,51	1,06	29,82
Tuyau 46	106	25	0,01	0,29	0,83	46,56
Tuyau 47	58	250	0,02	39,05	1,02	3,89
Tuyau 48	65	20	0,01	0,18	0,88	72,45
Tuyau 49	189	250	0,02	38,03	1	3,7
Tuyau 50	91	20	0,01	0,25	1,22	131,32
Tuyau 51	112	200	0,01	30,83	1,26	7,31
Tuyau 52	108	90	0,01	6,19	1,24	18,28
Tuyau 53	44	50	0,01	2	1,41	49,69
Tuyau 54	84	20	0,01	0,23	1,13	113,78
Tuyau 55	177	63	0,01	3,29	1,46	40,14
Tuyau 56	40	40	0,01	1,03	1,13	44,45
Tuyau 57	100	20	0,01	0,27	1,35	156,14
Tuyau 58	70	20	0,01	0,19	0,94	82,18
Tuyau 59	85	50	0,01	1,45	1,02	27,65
Tuyau 60	105	20	0,01	0,28	1,41	169,82
Tuyau 61	120	25	0,01	0,32	0,94	58,05
Tuyau 62	264	32	0,01	0,71	1,23	68,15
Tuyau 63	96	200	0,01	23,79	0,98	4,55
Tuyau 64	98	63	0,01	2,63	1,16	26,6
Tuyau 65	70	20	0,01	0,19	0,94	82,18

Tableau (V-3) : Etat des arcs du réseau de la zone I (suite)

Arc	Long (m)	D (m)	Rugosité	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC (m/km)
Tuyau 66	93	50	0,01	1,73	1,21	38,11
Tuyau 67	103	20	0,01	0,28	1,39	164,49
Tuyau 68	170	25	0,01	0,46	1,33	108,01
Tuyau 69	145	25	0,01	0,39	1,13	81,09
Tuyau 70	103	160	0,01	20,36	1,3	10,1
Tuyau 71	63	75	0,01	3,23	1,01	16,66
Tuyau 72	125	50	0,01	1,87	1,31	43,7
Tuyau 73	97	20	0,01	0,26	1,31	147,98
Tuyau 74	185	25	0,01	0,5	1,45	125,94
Tuyau 75	158	25	0,01	0,43	1,24	94,9
Tuyau 76	50	160	0,01	16,55	1,06	6,92
Tuyau 77	100	20	0,01	0,27	1,35	156,14
Tuyau 78	170	25	0,01	0,46	1,33	108,01
Tuyau 79	109	20	0,01	0,29	1,47	181,8
Tuyau 80	43	160	0,01	15,75	1,01	6,32
Tuyau 81	58	160	0,01	14,56	0,93	5,48
Tuyau 82	48	125	0,01	13,68	1,43	16,19
Tuyau 83	140	25	0,01	0,38	1,09	76,35
Tuyau 84	62	125	0,01	12,63	1,32	13,98
Tuyau 85	238	32	0,01	0,64	1,11	56,48
Tuyau 86	51	110	0,01	8,68	1,18	13,24
Tuyau 87	60	50	0,01	2,04	1,43	51,41
Tuyau 88	198	32	0,01	0,54	0,92	40,68
Tuyau 89	149	25	0,01	0,4	1,16	85,21
Tuyau 90	184	50	0,01	1,86	1,3	43,32
Tuyau 91	85	20	0,01	0,23	1,14	116,48
Tuyau 92	86	20	0,01	0,23	1,16	119,2
Tuyau 93	80	20	0,01	0,22	1,08	105,02
Tuyau 94	102	90	0,01	6,06	1,23	18,25
Tuyau 95	300	32	0,01	0,81	1,4	85,7
Tuyau 96	177	75	0,01	3,68	1,15	21,07
Tuyau 97	123	25	0,01	0,33	0,96	60,62
Tuyau 98	468	40	0,01	1,27	1,4	64,81
Tuyau 99	267	200	0,01	36,3	1,49	9,86
Tuyau 100	158	25	0,01	0,43	1,24	94,9
Tuyau 101	241	200	0,01	34,07	1,4	8,77
Tuyau 102	55	160	0,01	21,36	1,37	11,03
Tuyau 103	239	125	0,01	11,05	1,16	10,95
Tuyau 104	143	25	0,01	0,39	1,12	79,25
Tuyau 105	40	110	0,01	9,41	1,28	15,37
Tuyau 106	79	50	0,01	1,94	1,36	46,72
Tuyau 107	120	25	0,01	0,32	0,94	58,05
Tuyau 108	75	32	0,01	0,87	1,5	96,87
Tuyau 109	123	25	0,01	0,33	0,96	60,62
Tuyau 110	64	110	0,01	9,45	1,28	15,48
Tuyau 111	96	90	0,01	7,27	1,48	25,45
Tuyau 112	107	20	0,01	0,29	1,44	176,31
Tuyau 113	195	90	0,01	5,9	1,2	17,41
Tuyau 114	148	25	0,01	0,4	1,16	84,45
Tuyau 115	125	75	0,01	4,24	1,33	27,21

Tableau (V-3) : Etat des arcs du réseau de la zone I (suite et fin)

Arc	Long (m)	D (m)	Rugosité	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC (m/km)
Tuyau 116	120	25	0,01	0,32	0,94	58,05
Tuyau 117	65	63	0,01	3,07	1,36	35,38
Tuyau 118	124	25	0,01	0,34	0,97	61,6
Tuyau 119	67	50	0,01	2,04	1,43	51,5
Tuyau 120	130	25	0,01	0,35	1,02	66,92
Tuyau 121	214	32	0,01	0,58	1	46,68
Tuyau 122	323	40	0,01	0,87	0,96	33,22
Tuyau 123	80	90	0,01	6,94	1,41	23,37
Tuyau 124	71	20	0,01	0,19	0,95	84,51
Tuyau 125	255	90	0,01	5,65	1,15	16,07
Tuyau 126	152	25	0,01	0,41	1,19	88,26
Tuyau 127	98	75	0,01	3,87	1,21	23,1
Tuyau 128	120	25	0,01	0,32	0,94	58,05
Tuyau 129	43	63	0,01	2,84	1,26	30,68
Tuyau 130	122	25	0,01	0,33	0,95	59,65
Tuyau 131	58	50	0,01	1,91	1,34	45,41
Tuyau 132	142	25	0,01	0,38	1,11	78,16
Tuyau 133	40	40	0,01	0,87	0,96	33,08
Tuyau 134	141	25	0,01	0,38	1,1	77,43
Tuyau 135	201	125	0,01	11,36	1,19	11,53
Tuyau 136	63	90	0,01	6,2	1,24	18,33
Tuyau 137	40	75	0,01	4,16	1,3	26,31
Tuyau 138	171	25	0,01	0,46	1,34	109,28
Tuyau 139	100	20	0,01	0,27	1,35	156,14
Tuyau 140	102	63	0,01	2,31	1,02	21,05
Tuyau 141	90	20	0,01	0,24	1,21	129,42
Tuyau 142	285	32	0,01	0,77	1,33	78,05
Tuyau 143	325	40	0,01	0,88	0,97	33,63
Tuyau 144	230	75	0,01	3,83	1,2	22,64
Tuyau 145	80	20	0,01	0,22	1,08	105,02
Tuyau 146	76	63	0,01	2,57	1,14	25,53
Tuyau 147	87	50	0,01	1,61	1,13	33,51
Tuyau 148	80	20	0,01	0,22	1,08	105,02
Tuyau 149	174	25	0,01	0,47	1,36	112,7
Tuyau 150	95	20	0,01	0,26	1,28	142

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, mais les pressions aux nœuds dépassent la limite de 60 m pour plusieurs nœuds qui sont mentionnées en rouge dans le tableau (V-2) et dans la figure (V-1). Ce qui peut provoquer de nombreux problèmes au niveau des installations et des conduites.

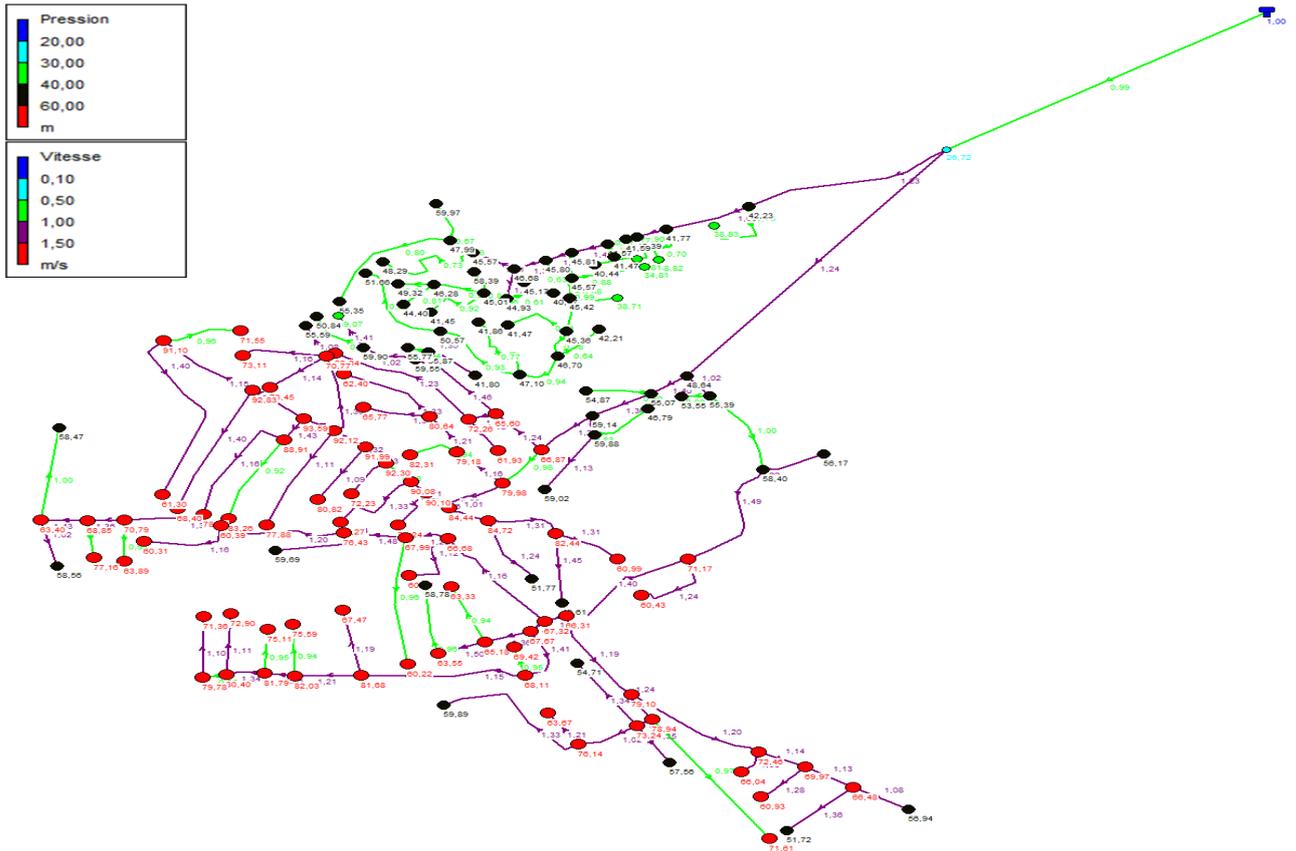


Figure (V-1): état du réseau de la zone I après simulation

Pour protéger notre réseau contre les surpressions, nous avons opté pour l'utilisation des réducteurs de pression au niveau des tronçons n°51 et 99.

**V.7.2. Distribution à partir des réservoirs 3\*200 m<sup>3</sup> vers la zone II**

**V.7.2. 1. Données de base**

- La cote du radier du réservoir est de 40,1 m ;
- La longueur totale du réseau de distribution est de 6946 m ;
- Le débit de pointe est :  $Q_p = 110,673 \text{ m}^3/\text{h}$  ; soit  $30,743 \text{ l/s}$  ;
- Le débit spécifique :  $q_s = \frac{30,743}{6946} = 0,004426 \text{ l/s/m}$ .

**V.7.2. 2. Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau**

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant représente les différents débits (débit de route, débit aval et le débit tronçon) ainsi que les diamètres obtenus avec une vitesse proposée de 1 m/s :

Tableau (V-4) : calcul des débits et diamètres de la zone II

Tronçon	Longueur (m)	q <sub>s</sub> (l/s/m)	Q <sub>r</sub> (l/s/m)	Q <sub>aval</sub> (l/s)	Q <sub>T</sub> (l/s)	D (mm)	DN (mm)
R3*200m <sup>3</sup> -N1	855	0,004426		30,743	30,743	198	250
N1-N2	59	0,004426	0,261	8,972	9,115	108	125
N2-N3	28	0,004426	0,124	1,031	1,099	37	50

N3-N4	47	0,004426	0,208	0,389	0,504	25	32
N4-N5	88	0,004426	0,389	0	0,214	17	25
N3-N6	98	0,004426	0,434	0	0,239	17	25
N2-N7	152	0,004426	0,673	7,144	7,514	98	125
N7-N8	51	0,004426	0,226	0	0,124	13	20
N7-N9	21	0,004426	0,093	6,825	6,876	94	125
N9-N10	163	0,004426	0,721	3,523	3,920	71	90
N10-N11	187	0,004426	0,828	0	0,455	24	32
N10-N12	92	0,004426	0,407	2,288	2,512	57	75
N12-N13	141	0,004426	0,624	0	0,343	21	25
N12-N14	64	0,004426	0,283	1,381	1,537	44	63
N14-N15	51	0,004426	0,226	0	0,124	13	20
N14-N16	28	0,004426	0,124	1,031	1,099	37	50
N16-N17	54	0,004426	0,239	0	0,131	13	20
N16-N18	110	0,004426	0,487	0	0,268	18	25
N16-N19	69	0,004426	0,305	0	0,168	15	20
N9-N20	52	0,004426	0,230	2,350	2,477	56	75
N20-N21	91	0,004426	0,403	0	0,222	17	25
N20-N22	45	0,004426	0,199	1,748	1,858	49	63
N22-N23	151	0,004426	0,668	0	0,368	22	32
N22-N24	52	0,004426	0,230	0,850	0,976	35	50
N24-N25	118	0,004426	0,522	0	0,287	19	25
N24-N26	74	0,004426	0,328	0	0,180	15	20
N1-N27	96	0,004426	0,425	21,085	21,319	165	200
N27-N28	146	0,004426	0,646	0	0,355	21	25
N27-N29	35	0,004426	0,155	20,284	20,370	161	200
N29-N30	151	0,004426	0,668	0	0,368	22	32
N29-N31	184	0,004426	0,814	0	0,448	24	32
N29-N32	242	0,004426	1,071	17,731	18,320	153	200
N32-N33	106	0,004426	0,469	0	0,258	18	25
N32-N34	225	0,004426	0,996	16,266	16,813	146	200
N34-N35	137	0,004426	0,606	1,788	2,122	52	63
N35-N36	404	0,004426	1,788	0	0,983	35	50
N34-N37	144	0,004426	0,637	1,009	1,360	42	50
N37-N38	44	0,004426	0,195	0	0,107	12	20
N37-N39	184	0,004426	0,814	0	0,448	24	32
N34-N40	99	0,004426	0,438	11,786	12,027	124	160
N40-N41	84	0,004426	0,372	1,120	1,324	41	50
N41-N42	105	0,004426	0,465	0	0,256	18	25
N41-N43	87	0,004426	0,385	0,270	0,482	25	32
N43-N44	30	0,004426	0,133	0	0,073	10	20
N43-N45	31	0,004426	0,137	0	0,075	10	20
N40-N46	130	0,004426	0,575	9,719	10,036	113	160
N46-N47	47	0,004426	0,208	0	0,114	12	20
N46-N48	80	0,004426	0,354	9,157	9,352	109	125
N48-N49	47	0,004426	0,208	0	0,114	12	20
N48-N50	98	0,004426	0,434	8,516	8,754	106	125
N50-N51	38	0,004426	0,168	1,301	1,394	42	50

N51-N52	133	0,004426	0,589	0	0,324	20	25
N51-N53	161	0,004426	0,713	0	0,392	22	32
N50-N54	109	0,004426	0,482	6,564	6,829	93	110
N54-N55	170	0,004426	0,752	0	0,414	23	32
N54-N56	193	0,004426	0,854	4,957	5,427	83	110
N56-N57	150	0,004426	0,664	4,293	4,658	77	90
N57-N58	180	0,004426	0,797	3,497	3,935	71	90
N58-N59	180	0,004426	0,797	0	0,438	24	32
N58-N60	200	0,004426	0,885	1,815	2,302	54	75
N60-N61	79	0,004426	0,350	0	0,192	16	20
N60-N62	56	0,004426	0,248	0,381	0,517	26	32
N62-N63	56	0,004426	0,248	0	0,136	13	20
N62-N64	30	0,004426	0,133	0	0,073	10	20
N60-N65	189	0,004426	0,837	0	0,460	24	32

### V.7.2. 3. Etat des nœuds du réseau après simulation

Tableau (V-5) : Etat des nœuds du réseau de la zone II après simulation

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoirs	420,1	-----	421,1	1
1	376,7	0,343	414,89	38,19
2	363,6	0,529	414,44	50,84
3	367,35	0,383	413,97	46,62
4	369,21	0,299	413,41	44,2
5	351,4	0,195	411,33	59,93
6	356,17	0,217	411,19	55,02
7	354,2	0,496	413,9	59,7
8	352,43	0,113	412,2	59,77
9	354,4	0,522	413,72	59,32
10	350,04	0,978	409,93	59,89
11	339,78	0,414	393,21	53,43
12	347,8	0,657	407,7	59,9
13	340,5	0,312	400,09	59,59
14	347,5	0,316	405,76	58,26
15	344,2	0,113	404,07	59,86
16	344,5	0,578	404,37	59,87
17	343,3	0,12	402,37	59,07
18	340,78	0,243	390,24	49,46
19	344,4	0,153	400,47	56,07
20	352,51	0,416	412,48	59,97
21	344,4	0,201	404,14	59,74
22	353,53	0,549	411,85	58,32
23	342,85	0,334	402,64	59,79
24	353,41	0,54	409,78	56,37
25	340,2	0,261	392,56	52,36
26	352,97	0,164	405,05	52,08
27	376,65	0,613	413,84	37,19
28	354,31	0,323	411,42	57,11
29	378,5	1,354	413,72	35,22

30	356,7	0,334	411,07	54,37
31	354,49	0,407	409,14	54,65
32	369,07	1,268	411,72	42,65
33	359,36	0,235	408,26	48,9
34	351,7	1,339	410,13	58,43
35	340,1	1,197	402,77	62,67
36	332,68	0,894	388,8	56,12
37	340,15	0,823	399,99	59,84
38	349,28	0,097	398,86	49,58
39	332,49	0,407	384,03	51,54
40	360,17	0,693	408,88	48,71
41	354,24	0,611	408,24	54
42	342,92	0,232	395,82	52,9
43	350,2	0,328	398,73	48,53
44	342,6	0,066	398,33	55,73
45	346,49	0,069	398,29	51,8
46	356,1	0,569	406,65	50,55
47	356,36	0,104	405,3	48,94
48	347,16	0,498	405,45	58,29
49	350,14	0,104	404,09	53,95
50	340,18	0,542	404,14	63,96
51	338,95	0,735	403,17	64,22
52	338,95	0,294	396,71	57,76
53	336,3	0,356	392,18	55,88
54	342,6	1,045	401,69	59,09
55	356,99	0,356	398,35	41,36
56	334,15	0,759	398,85	64,7
57	330,27	0,73	394,06	63,79
58	328,5	1,239	389,86	61,36
59	330,5	0,398	385,55	55,05
60	328,93	1,16	385,81	56,88
61	327,9	0,175	384,27	56,37
62	329,23	0,314	383,77	54,54
63	328,27	0,124	381,58	53,31
64	329,54	0,066	383,38	53,84
65	330,5	0,418	380,87	50,37

#### V.7.2. 4. Etat des arcs du réseau après simulation

Tableau (V-6) : Etat des arcs du réseau de la zone II

Arc	Longueur (m)	Diamètre (m)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert. Charge (m/km)
Tuyau 1	855	200	0,01	30,72	1,26	7,26
Tuyau 2	59	125	0,01	9,1	0,95	7,71
Tuyau 3	28	50	0,01	1,09	0,77	16,73
Tuyau 4	47	40	0,01	0,49	0,54	12,05
Tuyau 5	88	25	0,01	0,19	0,56	23,57
Tuyau 6	98	25	0,01	0,22	0,63	28,43
Tuyau 7	100	125	0,01	7,48	0,78	5,4

Tuyau 8	51	20	0,01	0,11	0,56	33,3
Tuyau 9	21	110	0,01	6,87	0,93	8,67
Tuyau 10	163	75	0,01	3,88	1,21	23,24
Tuyau 11	187	25	0,01	0,41	1,2	89,41
Tuyau 12	92	63	0,01	2,49	1,1	24,22
Tuyau 13	141	25	0,01	0,31	0,9	53,99
Tuyau 14	64	50	0,01	1,52	1,07	30,29
Tuyau 15	51	20	0,01	0,11	0,56	33,3
Tuyau 16	28	40	0,01	1,09	1,2	49,72
Tuyau 17	54	20	0,01	0,12	0,6	36,98
Tuyau 18	110	20	0,01	0,24	1,21	128,48
Tuyau 19	69	20	0,01	0,15	0,76	56,6
Tuyau 20	52	63	0,01	2,47	1,09	23,74
Tuyau 21	91	20	0,01	0,2	1	91,66
Tuyau 22	45	63	0,01	1,85	0,82	14,14
Tuyau 23	151	25	0,01	0,33	0,96	60,94
Tuyau 24	52	40	0,01	0,97	1,06	39,67
Tuyau 25	118	20	0,01	0,26	1,3	145,98
Tuyau 26	74	20	0,01	0,16	0,82	63,96
Tuyau 27	96	160	0,01	21,28	1,36	10,95
Tuyau 28	146	32	0,01	0,32	0,56	16,59
Tuyau 29	35	200	0,01	20,34	0,83	3,42
Tuyau 30	151	32	0,01	0,33	0,57	17,59
Tuyau 31	184	32	0,01	0,41	0,7	24,94
Tuyau 32	242	160	0,01	18,25	1,17	8,27
Tuyau 33	106	25	0,01	0,23	0,68	32,71
Tuyau 34	225	160	0,01	16,74	1,07	7,07
Tuyau 35	137	50	0,01	2,09	1,47	53,72
Tuyau 36	404	40	0,01	0,89	0,98	34,59
Tuyau 37	144	40	0,01	1,33	1,46	70,47
Tuyau 38	44	20	0,01	0,1	0,48	25,54
Tuyau 39	184	25	0,01	0,41	1,18	86,72
Tuyau 40	99	125	0,01	11,99	1,26	12,71
Tuyau 41	84	63	0,01	1,31	0,58	7,6
Tuyau 42	105	20	0,01	0,23	1,15	118,29
Tuyau 43	87	25	0,01	0,46	1,34	109,28
Tuyau 44	30	20	0,01	0,07	0,33	13,15
Tuyau 45	31	20	0,01	0,07	0,34	14,19
Tuyau 46	130	110	0,01	9,99	1,36	17,11
Tuyau 47	47	20	0,01	0,1	0,52	28,82
Tuyau 48	80	110	0,01	9,31	1,27	15,07
Tuyau 49	47	20	0,01	0,1	0,52	28,82
Tuyau 50	98	110	0,01	8,71	1,18	13,34
Tuyau 51	38	50	0,01	1,38	0,97	25,53
Tuyau 52	133	25	0,01	0,29	0,85	48,59
Tuyau 53	161	25	0,01	0,36	1,03	68,28
Tuyau 54	109	90	0,01	6,78	1,38	22,42
Tuyau 55	170	32	0,01	0,36	0,61	19,68

Tuyau 56	193	90	0,01	5,38	1,09	14,72
Tuyau 57	150	75	0,01	4,62	1,45	31,92
Tuyau 58	180	75	0,01	3,89	1,22	23,35
Tuyau 59	180	32	0,01	0,4	0,68	23,97
Tuyau 60	200	63	0,01	2,26	1	20,25
Tuyau 61	79	25	0,01	0,17	0,51	19,5
Tuyau 62	56	32	0,01	0,5	0,87	36,45
Tuyau 63	56	20	0,01	0,12	0,62	39,16
Tuyau 64	30	20	0,01	0,07	0,33	13,15
Tuyau 65	189	32	0,01	0,42	0,72	26,14

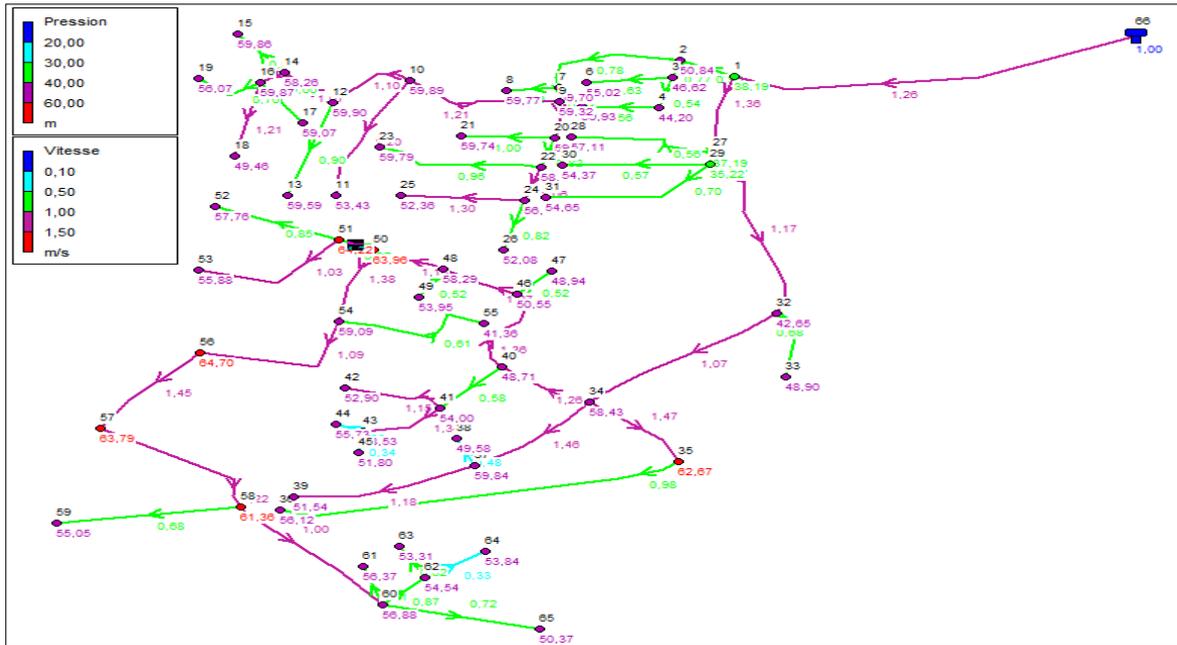


Figure (V-2): état du réseau de la zone II après simulation

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

- les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées à l'exception des tronçons 38, 44 et 64 ayant des vitesses de 0.48 m/s, 0.33m/s et 0.33m/s successivement. La seule manière qu'on peut suivre pour augmenter la vitesse est de diminuer les diamètres, mais il n'existe pas de diamètre inférieur à 20mm.
- Les pressions aux nœuds dépassent la limite de 60 m pour plusieurs nœuds qui sont mentionnés en rouge dans le tableau (V-5) et dans la figure (V-2). Ce qui peut provoquer de nombreux problèmes au niveau des installations et des conduites.

Pour protéger notre réseau contre les surpressions, nous avons opté pour l'utilisation des réducteurs de pression aux niveaux des tronçons n° 35 et 50.

## V.8. Etude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie

### V.8.1. Conditions de fonctionnement et d'emplacement d'un poteau d'incendies

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

- le débit de fonctionnement d'un poteau d'incendie doit être égal à 17 l/s pour une durées de 2 heures ;

- la pression fournie au poteau d'incendie doit être supérieure à 1.5 bar ;
- la distance maximale entre deux poteaux d'incendies est 400 m.
- le diamètre de la conduite d'alimentation du poteau d'incendies doit être supérieur à 100 mm.

### V.8.2. Choix d'emplacement des poteaux d'incendies

En se basant sur la densité de la population et sur les endroits les plus exposés aux incendies, sans oublier les conditions de fonctionnement et d'emplacement des poteaux d'incendies, nous avons décidé de placer 4 poteaux sur le réseau de la zone I au niveau des nœuds : 69, 94, 98, et 112.

Donc, sur le réseau de distribution de la zone I, nous avons ajouté des débits localisés de 17 l/s au niveau des nœuds 69, 94, 98, et 112, de sorte à ne pas exploiter simultanément plus qu'un poteau d'incendie (chaque poteau a sa propre simulation).

### V.8.3. Etat du réseau après simulation

Après simulation de chaque poteau d'incendies séparément, nous avons remarqué que toutes les pressions aux nœuds sont dans les limites souhaitées, les vitesses sont acceptables, sauf des conduites d'alimentation reliant entre le nœud 68 et les poteaux d'incendies. Les résultats sont illustrées dans le tableau (V-7) et comme le montre les figures (V-3), (V-4), (V-5) et (V-6).

Tableau (V-7) : Etat des arcs du réseau qui se changent après simulation

Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 2	362	160	0,01	36,20	2,32
Tuyau 4	133	160	0,01	33,98	2,18
Tuyau 6	46	160	0,01	33,02	2,11
Tuyau 8	40	160	0,01	32,42	2,08
Tuyau 10	77	160	0,01	31,57	2,02
Tuyau 12	56	125	0,01	30,94	3,24
Tuyau 13	40	110	0,01	23,48	3,19
Tuyau 14	44	90	0,01	24,08	4,89
Tuyau 17	47	110	0,01	22,63	3,08
Tuyau 23	53	90	0,01	23,38	4,75
Tuyau 32	70	63	0,01	19,96	8,85
Tuyau 34	46	50	0,01	18,32	12,85
Tuyau 35	50	20	0,01	17,14	85,22
Tuyau 42	58	200	0,01	51,05	2,09
Tuyau 44	100	200	0,01	50,07	2,05
Tuyau 45	56	50	0,01	18,51	12,99

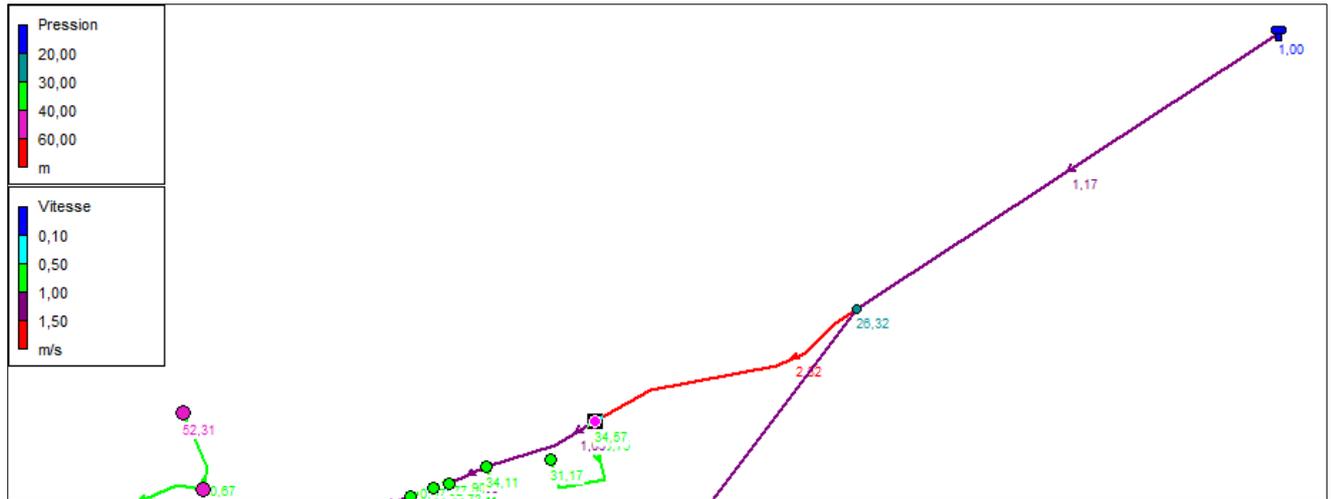


Figure (V-3) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 69

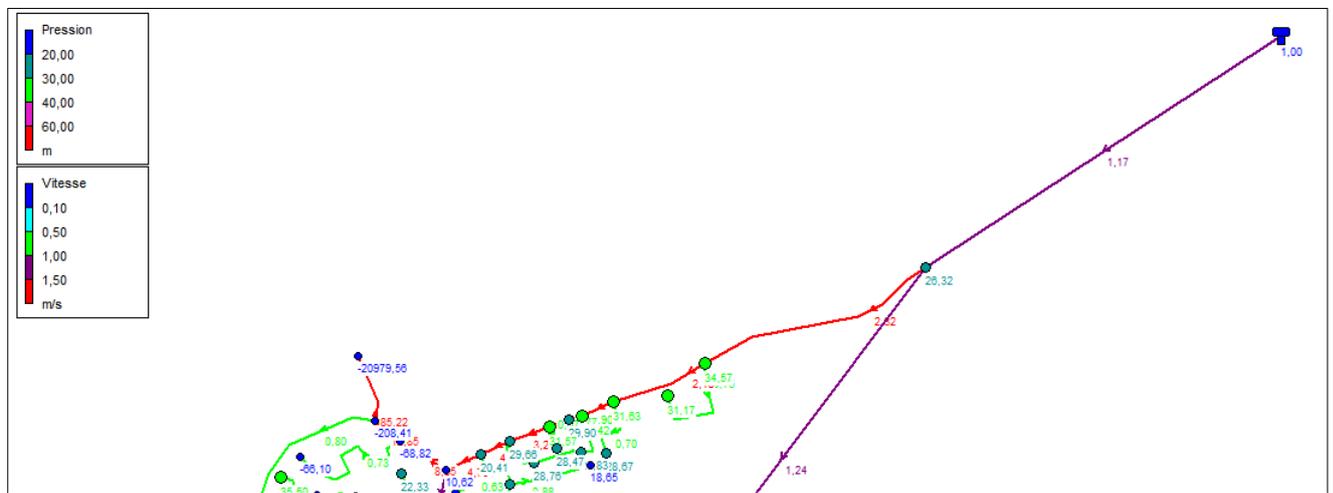


Figure (V-4) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 94

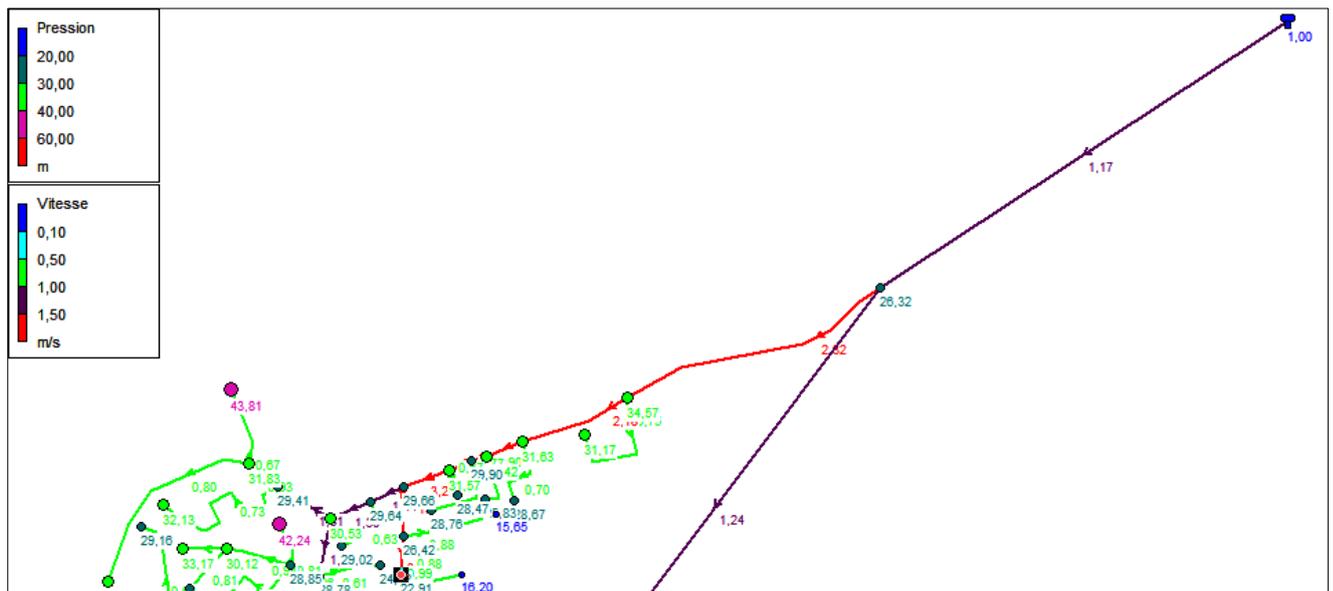


Figure (V-5) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 98

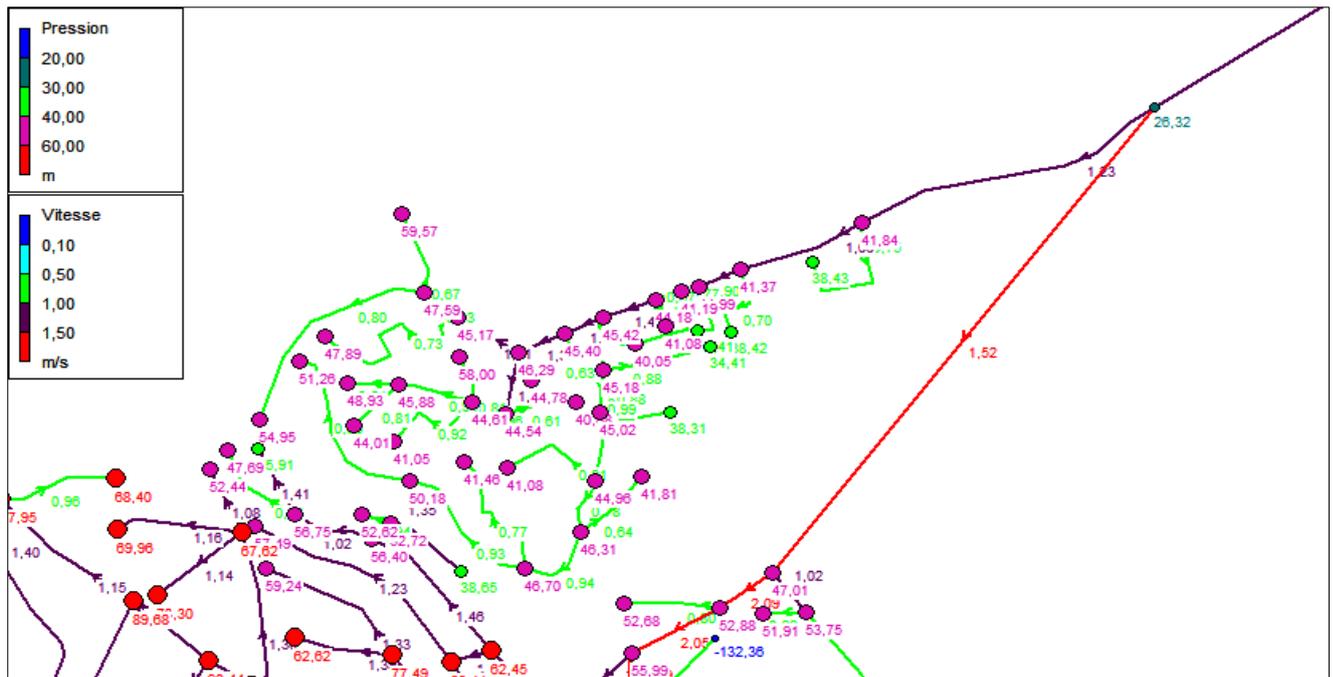


Figure (V-6) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 112

Pour diminuer les vitesses (qui sont illustrées dans le tableau (V-7)) et pour les rendre acceptables, on va augmenter les diamètres des conduites qui alimentent les poteaux d'incendies, et nous faisons la simulation une deuxième fois.

Les nouveaux diamètres et vitesses sont illustrées dans le tableau (V-8) et comme le montre les figures (V-7), (V-8), (V-9) et (V-10).

Tableau (V-8) : Les nouvelles caractéristiques des arcs du réseau après simulation

Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 2	362	200	0,01	36,20	1,48
Tuyau 4	133	200	0,01	33,98	1,39
Tuyau 6	46	200	0,01	33,02	1,35
Tuyau 8	40	200	0,01	32,42	1,33
Tuyau 10	77	200	0,01	31,57	1,29
Tuyau 12	56	200	0,01	30,94	1,27
Tuyau 13	40	200	0,01	23,48	0,96
Tuyau 14	44	200	0,01	24,08	0,99
Tuyau 17	47	160	0,01	22,63	1,45
Tuyau 23	53	160	0,01	23,38	1,50
Tuyau 32	70	160	0,01	19,96	1,28
Tuyau 34	46	160	0,01	18,32	1,17
Tuyau 35	50	160	0,01	17,14	1,10
Tuyau 42	58	250	0,02	51,05	1,34
Tuyau 44	100	250	0,02	50,07	1,31
Tuyau 45	56	160	0,01	18,51	1,19

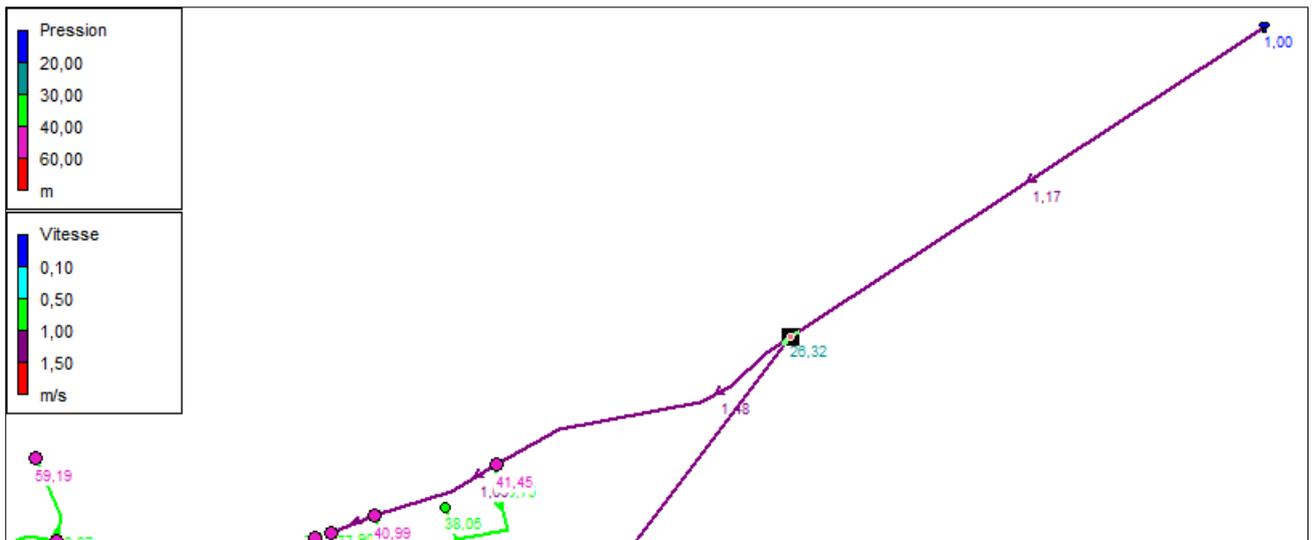


Figure (V-7) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 69 après correction

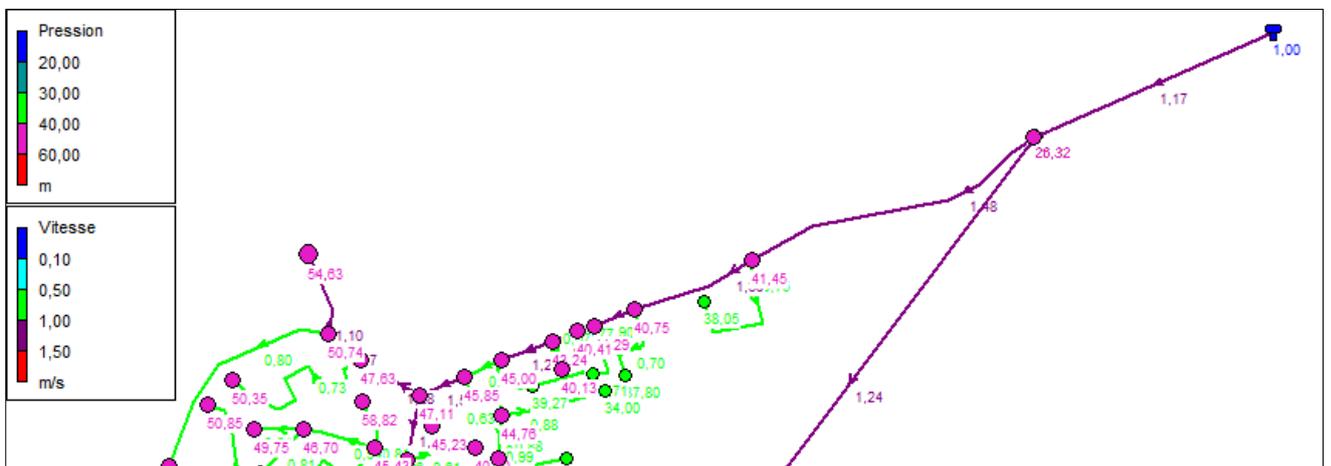


Figure (V-8) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 94 après correction

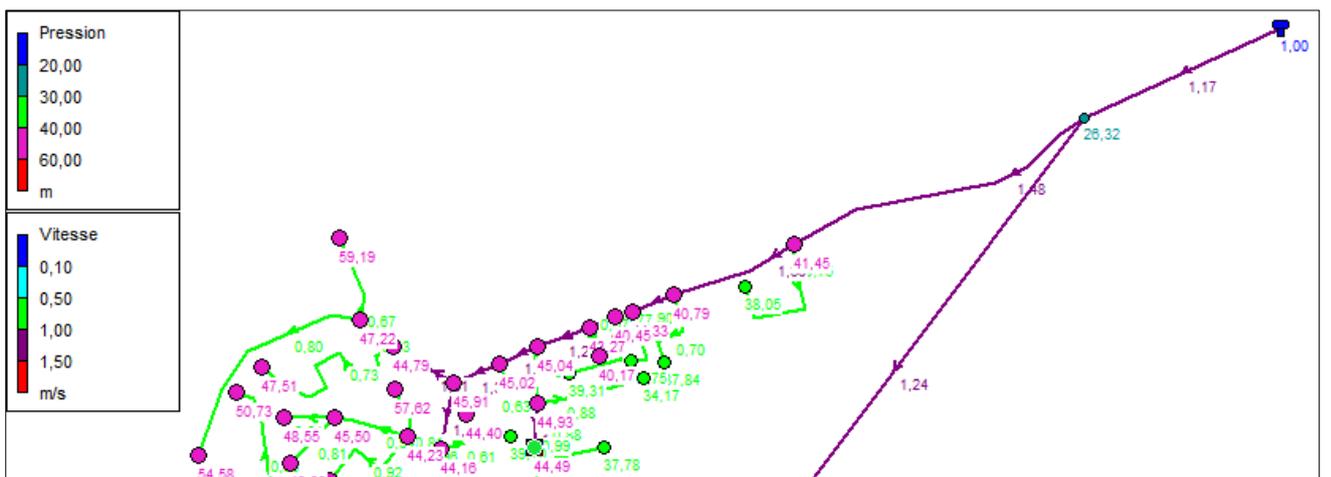


Figure (V-9) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 98 après correction

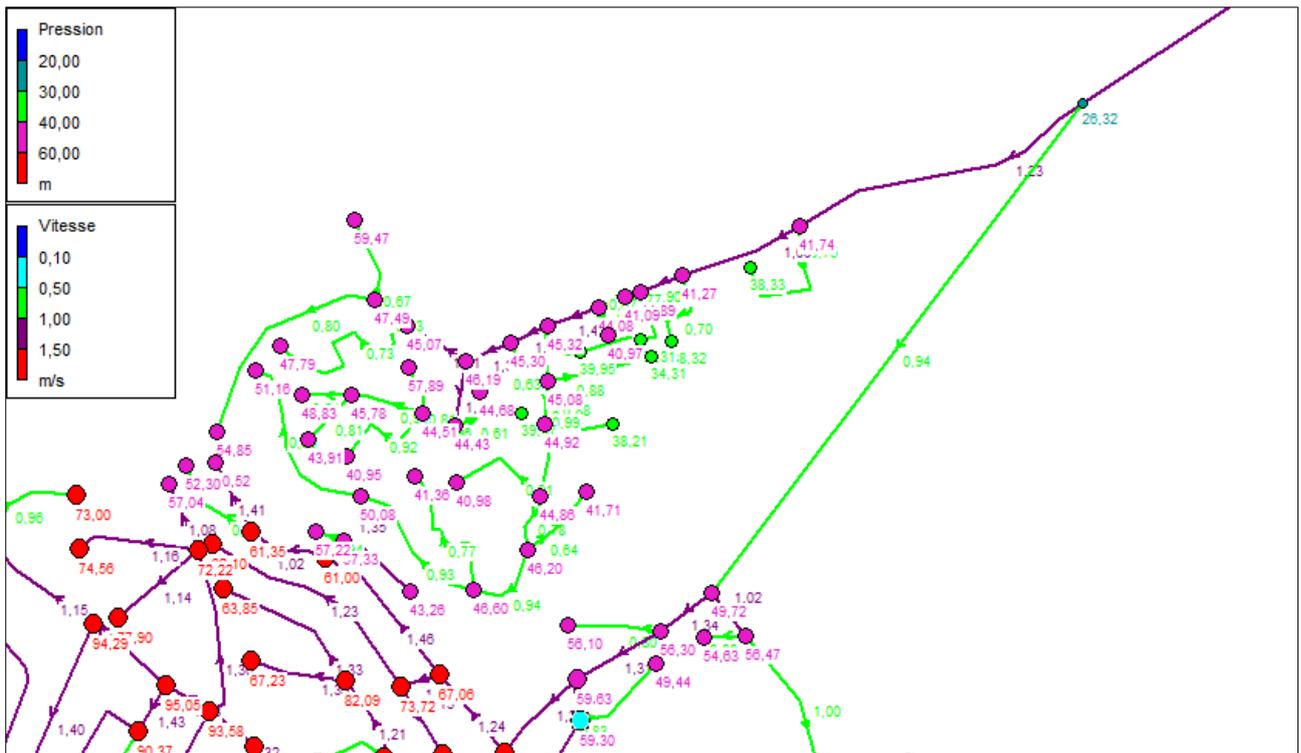


Figure (V-10) : cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 112 après correction

#### IV.9. Equipements du réseau de distribution

Sur l'ensemble des canalisations formant le réseau, plusieurs organes sont installés afin de :

- Assurer la continuité de l'écoulement ;
- Régulariser et mesurer les vitesses ;
- Protéger les conduites.

Les appareils qu'on peut trouver [10] sont :

**a) . Les robinets-vannes**

Ils permettent l'isolement de divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations, et sont placés toujours en des endroits accessibles.

**b) . Les ventouses**

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle baigne un flotteur de forme cylindrique ou sphérique ; son rôle est d'évacuer l'air contenu dans la conduite ; pour cela, elle est toujours placée en des endroits les plus hauts du réseau.

**c) . Les clapets**

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

**d) . Les décharges**

Ce sont des robinets disposés aux points bas des conduites surtout si la vitesse d'écoulement est faible dans ces dernières. Le rôle des décharges est de vidanger les conduites à chaque fois que cela est nécessaire.

**e) . Les réducteurs de pression**

C'est un appareil réduit la pression de l'eau qui le traverse , et permet d'obtenir à sa sortie une valeur réglée et constante. Installé à l'entrée du réseau d'eau .Il protège toute l'installation des problèmes dus à un excès de pression : bruits dans les canalisations, coups de bélier, éclaboussures, usures prématurées des appareils(Cavitation) , et des robinetteries.

**f) . Bouches de lavage**

Elles sont utilisées pour le lavage (nettoyage) des rues et caniveaux.

**g) . Bouches d'arrosage**

Placées dans des jardins publics, elles permettent l'entretien des espaces verts.

**h) . Poteaux d'incendies**

Ils permettent le branchement immédiat des engins d'extinction des incendies, ils sont installés sur les canalisations maîtresses.

D'autre part, on peut trouver des pièces spéciales de raccord qui sont :

**i) . Les raccordements**

Ils permettent une prise des canalisations secondaires sur des canalisations principales.

**j) . Les cônes**

Ce sont des convergents ou des divergents qui permettent les raccordements des conduites présentant des diamètres différents.

**k) . Les Tés**

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

**l) . Les coudes**

Ils sont utilisés en cas de changement de direction.

**IV.10. Conclusion**

en conclusion, on peut dire que les réseaux d'alimentation en eau potable des deux zones (les trois villages) fonctionnent normalement, la pression de service est assurée aux points les plus défavorables, les vitesses sont acceptables, mais le contrôle et la gestion rigoureuse du réseau restent des conditions indispensables pour assurer une longue vie au réseau, et pour fournir de l'eau en quantité suffisante et à des pressions appropriées aux besoins.

*Chapitre VI*  
*Protection et pose*  
*des conduites*

## VI.1.Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre les différentes contraintes éventuelles, tels que l'agressivité des sols et la flexion longitudinale.

En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

## VI.2. Le phénomène du coup de bélier

### VI.2.1.Vue sur le phénomène [13]

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire résultant d'un changement du régime d'écoulement existant dans une conduite, c'est-à-dire lorsqu'on provoque une variation importante est souvent rapide du débit à extrémité aval de celle-ci, chaque tranche d'eau subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) qui peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. Ce phénomène est engendré principalement par :

- L'arrêt brutal, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.
- La fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.

Le coup de bélier se manifeste par écrasement de la conduite lors d'une dépression, ou par éclatement lors d'une surpression. Donc on est obligé de l'étudier pour parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et pour concevoir des moyens de protections adaptés minimisant les effets du phénomène.

### VI.2.2. Analyse physique du coup de bélier

Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes, caractérisé par une vitesse de propagation et comportant quatre phases de durée ( $L/a$ ) (Figure (VI.1)). L'analyse physique dans le cas de l'arrêt d'une pompe sur une conduite de refoulement est comme [6] suit :

- **Phase 1** : L'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. A l'instant  $t = L/a$ , toute la longueur de la conduite est en dépression.
- **Phase 2** : Lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant  $t = 2L/a$ , la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchi sur le clapet.
- **Phase 3** : en raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de

pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps  $L/a$ , c'est-à-dire  $3L/a$  depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

- **Phase 4 :** A l'instant  $t = 3L/a$ , une onde réfléchie sur l'extrémité libre du réservoir repars vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet à  $t = 4L/a$ , la conduite et l'écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant  $t = 0$  et les quatre phases se répètent une nouvelle fois.

Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de période  $4L/a$ , comportant une succession de phases de dépressions et de phases de surpressions.

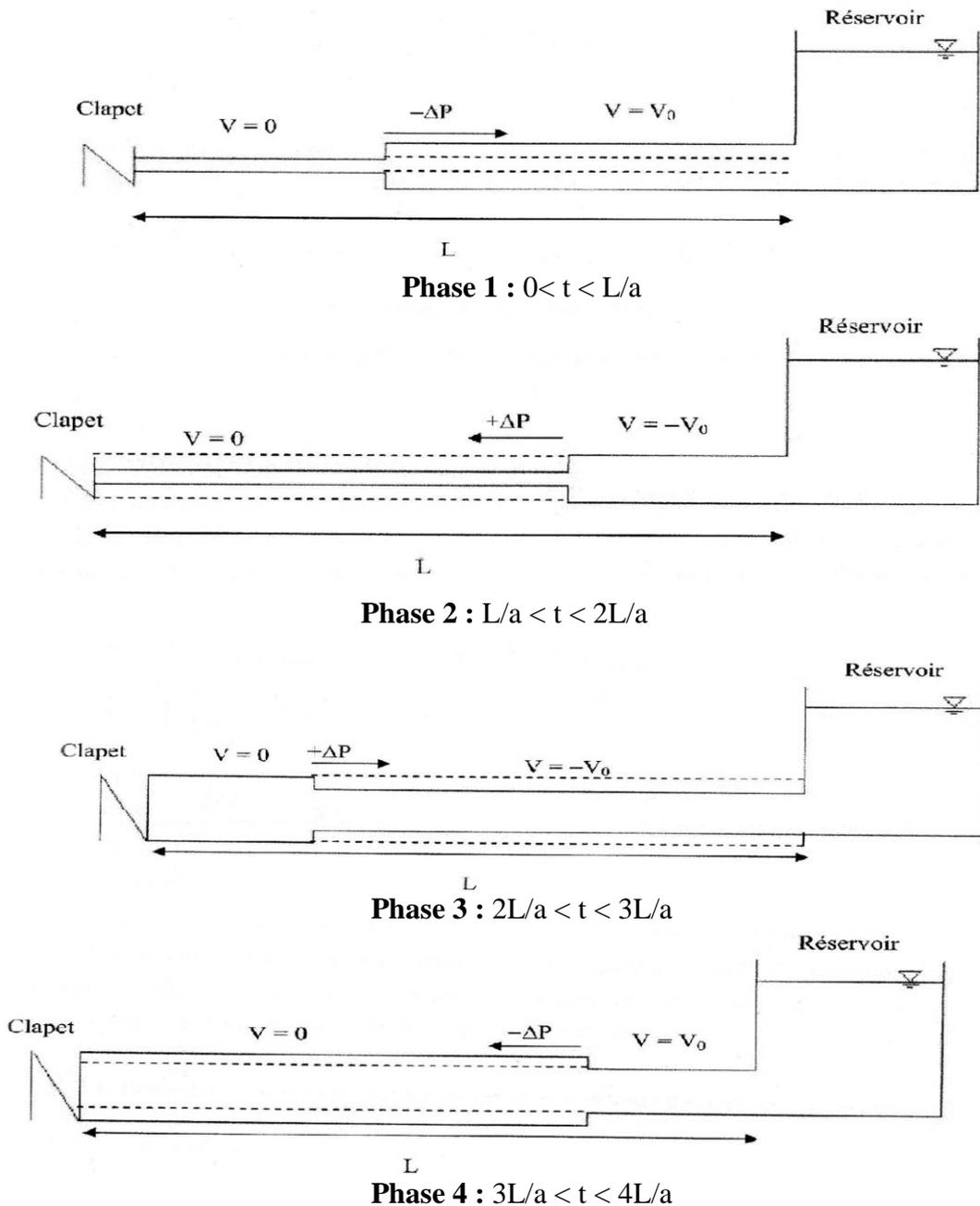


Figure (VI-1) : Phases de propagation de l'onde du coup de bélier

### VI.2.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Il est impossible de supprimer définitivement les effets du coup de bélier. mais il ya des dispositifs de protection engagés ont un rôle de limiter les variations de la pression (surpression ou dépression) dans la conduite, Les appareils les plus adaptés sont [14] les suivants:

#### a) . *Volant d'inertie*

Le volant d'inertie permet de ralentir plus progressivement l'arrêt des pompes en cas de panne de courant électrique (ou du moteur).

#### *Réservoir d'air*

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé à la conduite de refoulement, immédiatement à l'aval du clapet (Figure (VI-2)).

Sa capacité contient de l'eau et de l'air, et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression. Une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. A ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

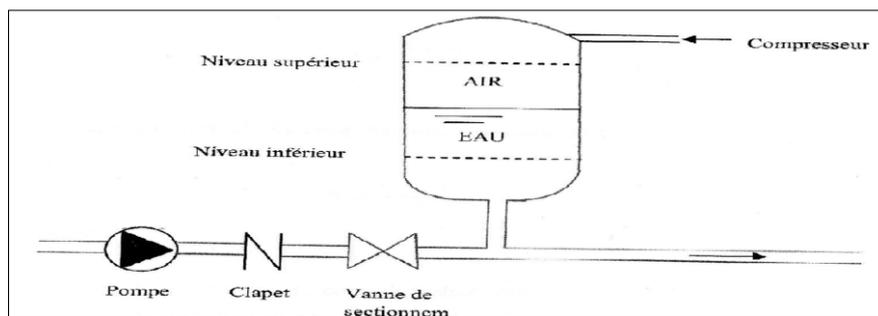


Figure (VI-2) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air.

#### b) . *Cheminées d'équilibre*

Les cheminées d'équilibre sont des réservoirs à l'air libre, sous forme d'un tube piézométrique vertical, elles peuvent jouer le même rôle que les réservoirs d'air, afin de diminuer leurs dimensions, elles sont souvent utilisées au niveau des points hauts, elles sont très rarement utilisées à la station.

Elles présentent certains avantages à savoir :

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

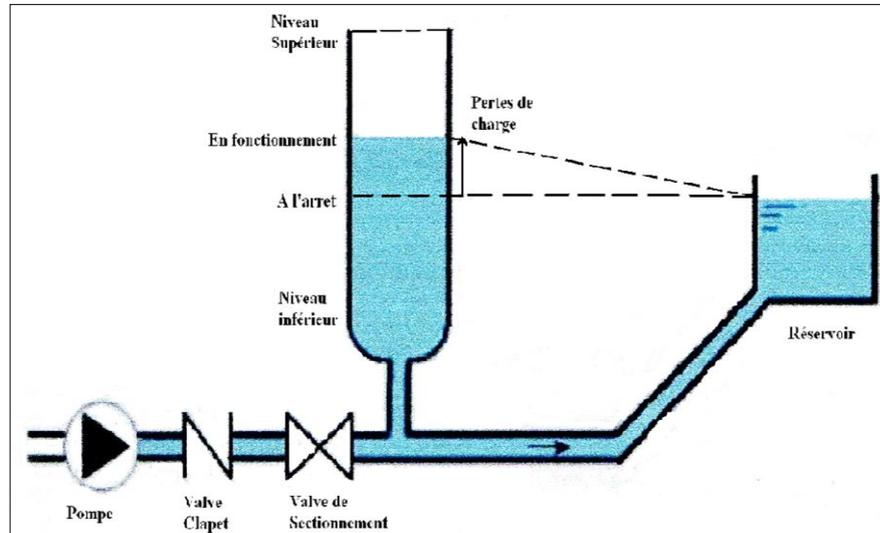


Figure (VI-3): Cheminée d'équilibre

### c) . Soupapes de décharge

Les soupapes de décharge s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort, cette soupape ne doit s'ouvrir que sur une pression déterminée, légèrement supérieure à (5%) à la pression maximale de fonctionnement normale.

L'ouverture de la soupape doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, et laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

## VI.2.4. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons d'adduction, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

### VI.2.4.1. Valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [5] :

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

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (K = 83 pour le PEHD).
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).
- e : Epaisseur de la conduite en (m).

**1<sup>er</sup> cas : fermeture brusque**

Dans le cas où la fermeture est brusque le temps de fermeture est :

$$t_f \leq 2L / a \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- L: Longueur de la conduite.
- a : la célérité de l'onde (m/s).

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de (**JOUKOSKI**):

$$b = a * V_0 / g \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- B: La valeur maximale du coup de bélier (m).
- a : la célérité de l'onde (m/s).
- V<sub>0</sub> : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).
- g : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

La valeur maximale de la pression (surpression) (H<sub>s</sub>) sera :

$$H_s = H_0 + b \quad (\text{VI.4})$$

La valeur maximale de la pression (dépression) (H<sub>d</sub>) sera :

$$H_d = H_0 - b \quad (\text{VI.5})$$

$$H_0 = Hg + 10 \quad (\text{VI.6})$$

Dont:

- H<sub>0</sub> : La pression absolue dans la conduite (m)

**2<sup>eme</sup> cas : fermeture lente**

Dans le cas, la fermeture est lente, le temps de fermeture est :

$$t_f > 2L / a \quad (\text{VI.7})$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de **MICHAUD** :

$$b = 2 * L * V_0 / g * t_f \quad (\text{VI.8})$$

Les valeurs des suppressions et des dépressions pour le cas le plus défavorable (fermeture brusque) sont regroupées dans le tableau (VI-01)

Tableau (VI-1): Calcul des valeurs maximales du coup de bélier.

tronçons	Type d'adduction	D (mm)	E (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	b (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>a</sub> (m)
F1 - SR1	Refoulement	200	4,5	1,117	30,15	1187,335	135,244	165,394	-105,094
F2 - SR1		200	4,5	1,117	30,3	1187,335	135,244	165,544	-104,944
F3 - SR1		150	4	1,339	31,3	1218,144	166,310	197,610	-135,010
SR1- SR2		315	28,6	1,616	49,15	350,795	57,780	106,930	-8,630
SR2- R2000		315	28,6	1,591	130,35	350,795	56,879	187,229	73,471
R2000 - 3*R200	Gravitaire	160	14,6	1,363	36,4	351,806	48,863	85,263	-12,463

#### Commentaires :

Le tronçon (SR1-SR2) ne nécessite aucune protection contre le coup de bélier, parce que la valeur de surpression est inférieure à la pression admissible de la conduite PN16 qui est égale à 176 mce pour le coup de bélier, et la valeur absolue de la dépression est inférieure à la condition de sécurité qui est égale à 10 mce.

Pour le cas des tronçons (F1 - SR1), (F2 - SR1), (F3 - SR1), les valeurs de la surpression dans les canalisations sont inférieures à la pression admissible des conduites d'acier (40 bar), mais les valeurs absolues de la dépression qui sont égales à |-105,094|, |-104,944| et |-135,01| respectivement, ne vérifient pas la condition de sécurité qui doit être inférieure à 10 mce.

La dépression peut conduire à un aplatissement de la conduite [5] si celle-ci ne présente pas une épaisseur suffisante. Toutefois, pour une conduite en acier, il est admis que cet aplatissement ne peut se produire si l'épaisseur, exprimée en millimètres, est égale ou supérieure à 8 fois le diamètre de la conduite exprimé en mètre (pour D= 1.00 m, e minimal = 8 mm).

Dans le cas du premier et du deuxième forage l'épaisseur exprimée en millimètre (4.5) est supérieure à 22 fois le diamètre de la conduite exprimée en mètres (0.2).

Pour le troisième forage l'épaisseur exprimée en millimètre (4) est supérieure à 26 fois le diamètre de la conduite exprimée en mètres (0.15).

Tous les autres tronçons risquent le phénomène de coup de bélier, soit par surpression, ou par dépression.

**VI.2.4.2. Choix des moyens de protection contre le coup de bélier****a) . Le tronçon R2000 m<sup>3</sup> - 3\*R200 m<sup>3</sup> (partie gravitaire)**

Pour ce tronçon, le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \quad (\text{VI.9})$$

- $t_r$  : temps de retour de l'onde de déformation ;
- L : longueur de la conduite (m).

$$t_r = \frac{2 * 796,5}{351,806} \Rightarrow t_r = 4,53 \text{ s.}$$

Donc, pour protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **4,53 s**.

**b) . Le tronçon SR2-R2000 m<sup>3</sup>**

Au niveau de ce tronçon, on a une surpression égale à 187,229 m qui dépasse la résistance de la conduite en PEHD PN 16 qui est de 17,6 bar.

Le réservoir d'air est le dispositif le plus simple et protégera l'installation contre les surpressions et les dépressions, pour cela nous avons choisi ce dispositif comme moyen de protection de ce tronçon d'adduction.

**VI.2.4.3. Calcul du réservoir d'air**

On distingue différentes méthodes de calcul [5]:

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Nous utilisons un programme Excel pour calculer les différents paramètres du réservoir d'air.

### **Principe de calcul**

Une fois, les caractéristiques du réservoir d'air (volume  $U_0$  d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement sont fixées [5], les valeurs maximales de la surpression et la dépression seront déterminées par la méthode de BERGERON.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de d'étranglement, ou des deux. Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements.

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivante :

- On fixe préalablement le volume d'air  $U_0$  en régime normal et une vitesse finale  $V_f$  pour un intervalle de temps  $T$  considéré.
- On calcule les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge soit à la montée ou à la descente de l'eau.
- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend le même procédé de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat voulu.

#### *Application des principes cités*

Après l'arrêt brusque du groupe, la masse d'eau continue de monter vers le réservoir d'eau avec une vitesse décroissante. Cette vitesse s'annule à un moment donné et par conséquent toute la masse d'eau descend vers le réservoir d'air avec une vitesse de sens contraire (négative) qui augmente d'abord en valeur absolue puis diminue pour devenir nulle, ...etc ; et le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Les principales étapes de calculs seront alors comme suit :

**1) Les temps se suivent selon des valeurs  $T = 2L/a$ .**

**2) Variation du volume d'air**

Lorsque le réservoir de l'anti-bélier écoule de l'eau dans la conduite de refoulement on enregistre une augmentation du volume d'air, si le réservoir reçoit de l'eau de la conduite de refoulement on enregistre une diminution du volume d'air.

$$\Delta U = S \times T \times V_m \quad (\text{VI.10})$$

Avec :

- $S$  : Section de la conduite de refoulement ( $m^2$ ).
- $T$  : Temps d'aller et retour de l'onde (s).
- $V_m$  : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie en (m/s).

**3) Pression dans le réservoir d'air**

La nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON, telle que :

$$Z = (Z_0 + \delta_0) U_0^{1.4} / U^{1.4} \quad (\text{VI.11})$$

Avec :

- $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- $Z_0$  : Pression absolue.
- $U_0$  : Volume d'air initial.
- $U$  : Nouveau volume d'air.
- $Z$  : Pression dans le réservoir d'air.

**4) Calcul des pertes de charge dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure**

Elles se rapportent à l'organe d'étranglement ; on choisi une tuyère. On calculera, à la montée de l'eau, la vitesse  $V_1$  de l'eau dans la tuyère en fonction de la vitesse finale  $V_f$  de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On calculera aussi la vitesse  $V_2$  dans la tuyère à la descente de l'eau.

❖ **Cas de la montée de l'eau**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0,92.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad (\text{VI.12})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m).
- V<sub>f</sub> : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).
- d' = 0,92 d : Diamètre de la veine contractée en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

La perte de charge ΔH<sub>1</sub> à la montée de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_1 = c \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

- c : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge 'c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe (VI-1). Il s'écrit en fonction du rapport m<sub>1</sub>, tel que :

$$m_1 = (d' / D_t)^2 \quad (\text{VI.14})$$

Avec :

- D<sub>t</sub> : Diamètre de la tubulure.

❖ **Cas de la descente**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0,5.

On a:

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{D^2}{d^2} = K' \quad (\text{VI.15})$$

Où:

- V<sub>2</sub> : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s).
- V<sub>f</sub> : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s).
- D : Diamètre de la conduite en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

La perte de charge ΔH<sub>2</sub> à la descente de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_2 = c' \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{VI.16})$$

- c' : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe (VI-1). Il s'écrit en fonction du rapport m<sub>2</sub>, tel que :

$$m_2 = 0.5 \left( \frac{d}{D_t} \right)^2 \quad (\text{VI.17})$$

Avec :

- $D_t$ : Diamètre de la tubulure.

Les résultats du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont donnés dans le tableau (VI-2) ci-dessous

Tableau (VI-2): développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR-R2000m<sup>3</sup>

<p>Données de l'Adducti</p> <p>Diametre 0,2578 m</p> <p>Débit 0,082986 m<sup>3</sup>/s</p> <p>H géomet 120,35 m</p> <p>Long. Cond 2870,2 m</p> <p>coef. K 83</p> <p>Epaisseur 0,0286 m</p> <p>C Haz Will 83,1</p>	<p>Résultat</p> <p>Vitesse 1,5906307 m/s</p> <p>Section 0,0521718 m<sup>2</sup></p> <p>Célérité a 350,79467 m/s</p> <p>B 56,879179 m</p> <p>Hmax 187,22918 m</p> <p>Hmin 73,470821 m</p> <p>periode <math>\theta</math> 16,363989 s</p> <p>H<sub>0</sub> 130,35 m</p> <p>PDC <math>\delta</math> 62,566679 m</p> <p>a/g 35,758885 s</p>	<p>Données du Réservoir d</p> <p>Volume U<sub>t</sub> 2,8 m<sup>3</sup></p> <p>K PDC entr 28,342 Vf<sup>2</sup></p> <p>K PDC sort 16,742 Vf<sup>2</sup></p> <p>Exposant 1,2</p>
<p>Résultats des variations du volume</p> <p>U<sub>max</sub> 4,1144187 m<sup>3</sup></p> <p>U<sub>min</sub> 2,8 m<sup>3</sup></p>	<p>Pression de l'</p> <p>pres. air Z 663,68105 /U<sup>A</sup></p>	<p>Résultats des pressic</p> <p>Surpression 4,3870917 m</p> <p>Dépression 9,1409777 m</p>

temps	$\Delta U$	U	Z	$\Delta h_1 ; \Delta h_2$	Z- $\Delta h ; Z+\Delta h$	$\delta$	Z -+ $\Delta h$ -+ $\delta$	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	2,8	192,91668	0	192,91668	62,566679	130,35	1,5906307	0	0	
16,363989	1,0294506	3,8294506	132,49383	11,284805	121,20902	18,38233	102,82669	0,8209392	1,2058155	0,8210004	-6,116E-05
32,727978	0,284968	4,1144187	121,55959	0,6671333	122,22673	0,822824	123,04955	-0,1529099	0,3337886	-0,1534232	0,0005133
49,091967	-0,1846583	3,9297604	128,44587	2,2087719	130,65464	2,4932724	133,14791	-0,2788237	-0,2162939	-0,2791645	0,0003408
65,455955	-0,1500473	3,7797131	134,58877	0,1483244	134,73709	0,2044697	134,94156	-0,0721765	-0,1757533	-0,0723421	0,0001656
81,819944	0,0225389	3,802252	133,63196	0,262191	133,36977	0,5641974	132,80557	0,1248971	0,0264003	0,1251426	-0,0002455
98,183933	0,110303	3,9125549	129,12397	0,2972965	128,82668	0,6338185	128,19286	0,1332427	0,1292	0,1332574	-1,465E-05
114,54792	0,0501476	3,9627025	127,1656	0,0070572	127,17266	0,0121876	127,18485	-0,0155957	0,0587388	-0,0157798	0,0001841
130,91191	-0,0542687	3,9084338	129,28737	0,3514215	129,63879	0,4544886	130,09328	-0,1112886	-0,063566	-0,1113522	6,366E-05
147,2759	-0,0727921	3,8356417	132,23724	0,0992392	132,33648	0,1409337	132,47741	-0,0589744	-0,0852628	-0,0591734	0,000199
163,63989	-0,0029071	3,8327345	132,35761	0,0459046	132,31171	0,1123751	132,19933	0,0522357	-0,0034052	0,052363	-0,0001273
180,00388	0,0579399	3,8906744	129,99587	0,1163642	129,8795	0,2659131	129,61359	0,0833587	0,0678661	0,0833693	-1,055E-05
196,36787	0,0394466	3,930121	128,43172	0,0013681	128,43035	0,0043436	128,42601	0,0089605	0,0462045	0,0090398	-7,936E-05
212,73185	-0,0236815	3,9064395	129,36658	0,1179722	129,48455	0,1654071	129,64996	-0,0644207	-0,0277386	-0,0645171	9,633E-05
229,09584	-0,0491127	3,8573268	131,34565	0,072383	131,41803	0,1052228	131,52326	-0,0511872	-0,0575267	-0,0505363	-0,000651

A partir du tableau on a:

- La surpression maximale = **4,387 m**.
- La dépression maximale = **9,14 m**.
- Le volume total du réservoir d'air =  $U_t = U_{max} * 1,2 = 4,9373 \text{ m}^3$ .

Donc, le volume de réservoir d'air est  $5 \text{ m}^3$

**L'explication graphique**

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier. L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Figure (VI-4)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

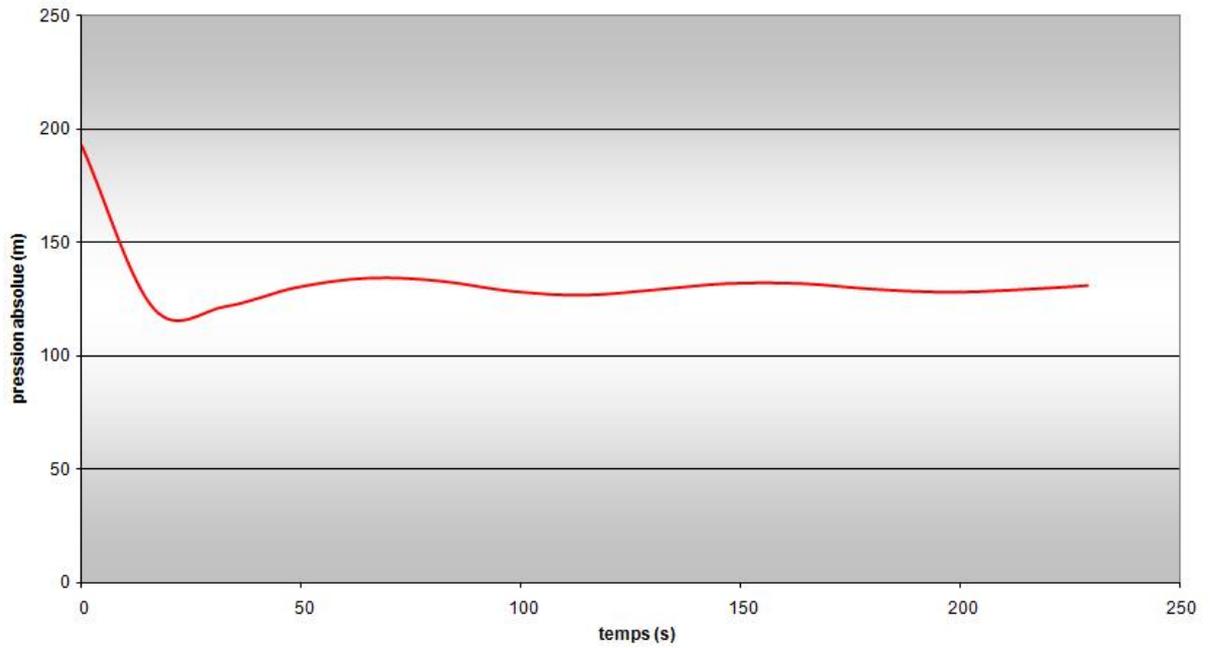


Figure (VI.4) : Variation de la pression absolue en fonction de temps

#### ✚ Tracé de l'épure de BERGERON

L'épure de BERGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel (Figure (V.5)).

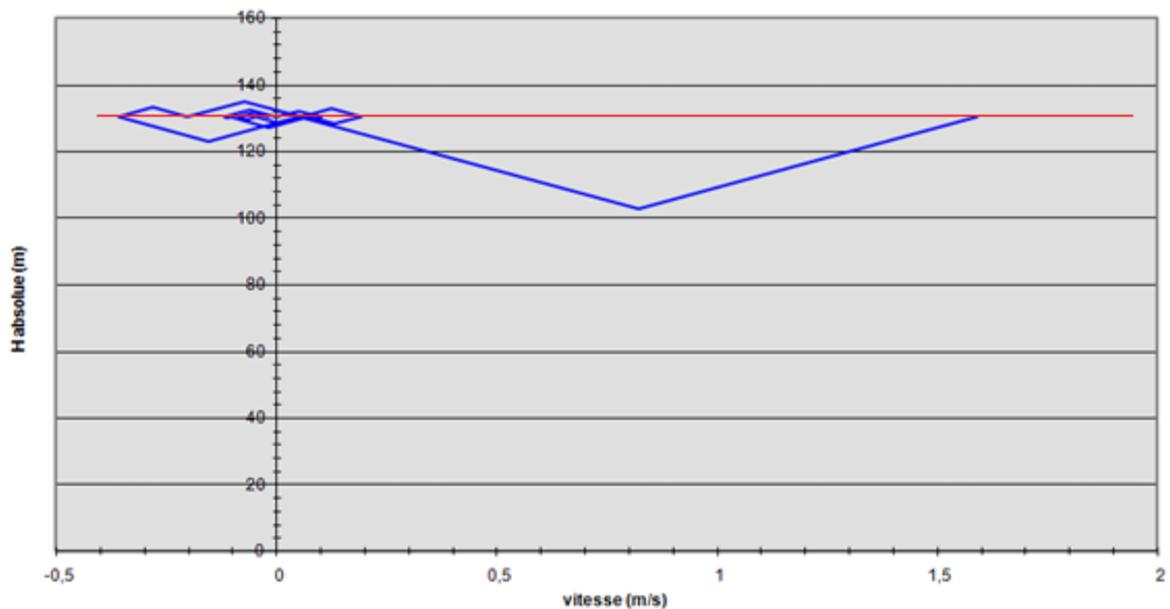


Figure (VI.5) : Epure de BERGERON pour la conduite SR2-R2000m3

## **VI.3 : Pose des canalisations**

### **VI.3.1. Principe de pose des canalisations**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. [15] Par contre, le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m. Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

### **VI.3.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé [16]. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente (Figure (VI-4)).

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durée 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

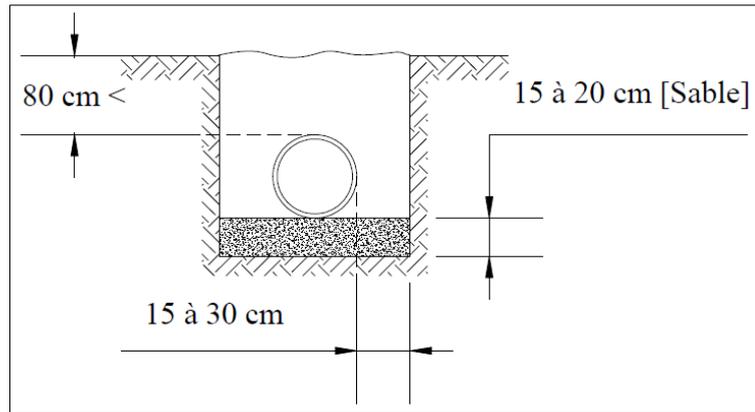


Figure (VI-6): pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire

### VI.3.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

#### 1) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

#### 2) Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

### VI.3.4. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

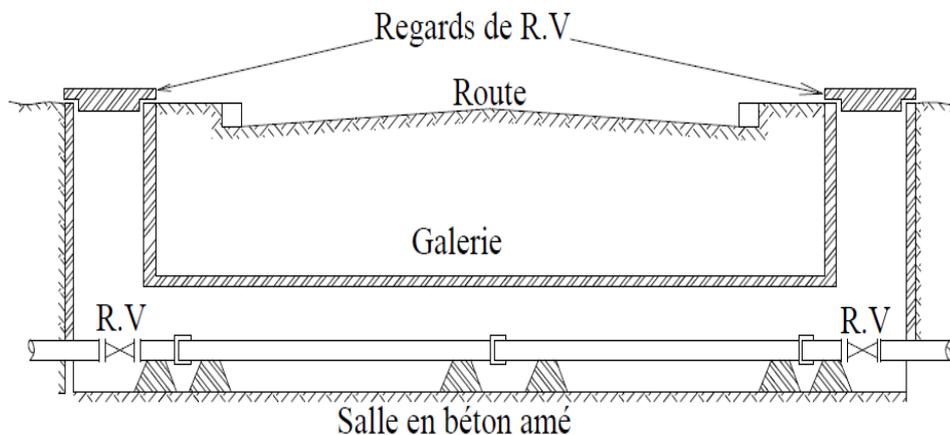


Figure (VI-7): pose d'une canalisation en galerie

### VI.3.5. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction [16]. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

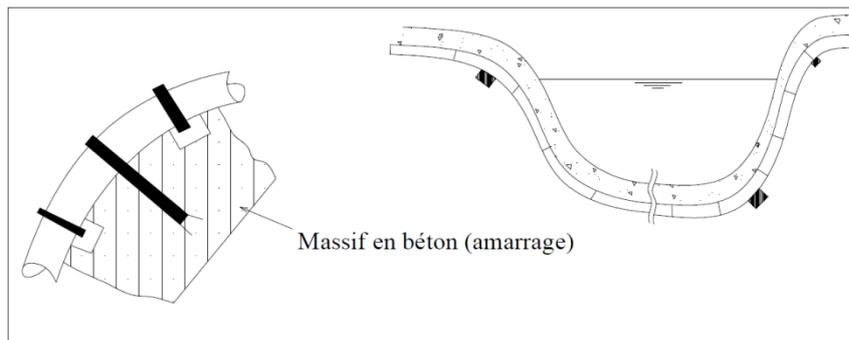


Figure (VI-8): canalisation traversée d'une rivière

### VI.4. Conclusion

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, et dans le but de protéger notre canalisation contre le coup de bélier, nous avons placé un réservoir d'air ayant un volume de  $5 \text{ m}^3$  pour le tronçon (SR-R200). Pour ce qui est des conduites gravitaires, on a opté pour des vannes à fermeture lente.

Notre adduction à un diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre. Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

*Conclusion*

*générale*

## Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'AEP, ceci dans le but de satisfaire les besoins des trois villages de la daïra d'Ain Beida Heriche. Pour cela, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude.

L'évaluation des différents besoins en eau de la zone d'étude à l'horizon 2040 a donné un total de **7170,028 m<sup>3</sup>/j** (82,986 l/s), alors que le débit journalier fourni par les trois forages existants est de **8208 m<sup>3</sup>/j** (95 l/s). On constate que ces besoins journaliers seront satisfaits par le débit fourni à partir des trois forages de la région Hemama.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement gravitaire et par refoulement, nous avons projeté une autre station de reprise entre les forages et la station de reprise existante. Pour le stockage, on a trouvé que les réservoirs existants répondent aux exigences de la population.

Vu le relief ascendant de la zone d'étude, nous étions dans l'obligation de faire une adduction par refoulement vers le réservoir de stockage de 2000m<sup>3</sup>. Concernant les trois réservoirs 200 m<sup>3</sup>, on a utilisé une adduction gravitaire à partir du réservoir de 2000 m<sup>3</sup>.

Pour le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques qui sont de 315 mm avec des vitesses adéquates (1.616 m/s et 1.591 m/s). Nous avons opté pour le PEHD PN 16 pour la partie d'adduction qui relie la station de reprise projetée au réservoir 2000 m<sup>3</sup> passant par la station de reprise existante, et la même chose pour la partie d'adduction gravitaire reliant le réservoir de 2000 m<sup>3</sup> aux trois réservoirs de 200 m<sup>3</sup> avec un diamètre de 160 mm. Concernant la conduite de refoulement à partir des trois forages, et après avoir fait l'étude technico-économique, nous avons obtenu des diamètres des conduites de refoulement de 200 mm (forage 1 et 2) et de 150 mm (forage 3) en acier PN 40 avec des vitesses acceptables.

Le réseau de distribution choisi est de type ramifié, il est dimensionné d'une façon assurant des pressions et des vitesses acceptables, nous avons opté pour le PEHD PN 10 pour les avantages qu'il présente. Le réseau est partagé en deux zones: une première, alimentée à partir du réservoir 2000 m<sup>3</sup> et une deuxième zone alimentée à partir des trois réservoirs 200 m<sup>3</sup>.

Dans le but de choisir les pompes adéquates, nous avons utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI. Pour les forages F1, F2 et F3, le choix s'est porté sur les pompes immergées de type **E10S50/1G + MC612**, **E10S50/1G + MC612** et **E8S55/2C + MC610** respectivement. Pour la station de reprise projetée (SR1), on a choisi une pompe centrifuge à axe horizontal de type **E8S55/2C + MC610**, plus une de secours. Pour la station de reprise existante (SR2), nous avons choisi une pompe centrifuge à axe horizontal de type **PM 125/ 2 C**, plus une de secours.

Le calcul hydraulique effectué sur la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, a justifié la nécessité d'une protection contre ce phénomène au niveau du tronçon

reliant la station de reprise existante au réservoir 2000 m<sup>3</sup>, l'installation d'un réservoir d'air à été le moyen adopté contre ce phénomène qui peut survenir sous forme de surpression. Ainsi pour ce qui est de conduite gravitaire, il suffit de prolonger le temps de fermeture des vannes pour que le phénomène ne survienne pas.

Nous avons réservé une partie de notre étude pour expliquer les différentes étapes de la pose des canalisations à cause de sa grande importance pour une réussite totale du projet.

Ce projet nous a permis de rencontrer plusieurs problèmes hydrauliques et de trouver leurs solutions tout en utilisant les connaissances acquises durant notre cycle de formation et nous espérons que ce modeste travail sera un guide bibliographique pour les promotions futures.

# *Bibliographie*

## Bibliographie

- [1] données de région d'étude : APC et subdivision Aïn Beida Hariche, wilaya de mila.
- [2] cartes d'états major de : Ferdjioua (NJ-31-V-6 EST), Echelle : 1/25.000.
- [3] cartes d'états major de : Djemila (n°71) et Redjas El Frada (n°72), Echelle : 1/50.000.
- [4] **BONIN, J.**, Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris 1982.
- [5] **DUPONT, A.**, Hydraulique urbaine, Tome 2: ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris 216, 1979.
- [6] **HUGUES, G.**, Adduction et distribution d'eau, Technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [7] **BOUMERIDJA. M, DJEDAOUN. F**, Etude d'alimentation en eau potable des villages Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait khetal, commune de Beni Mauche, Wilaya de Bejaia, Promotion 2010.
- [8] **BENHLILOU, M.**, Alimentation en eau potable de la commune de Ouled Slama, Option A.E.P-ENSH,algérie, Promotion 2000/2001.
- [9] **BELALOUI.G, BOURASSE.A.**, Etude de AEP de la ville d'AKBOU (w.de Bejaia) lot : forages et piquage sur conduite barrage vers un réservoir de 3000 m<sup>3</sup>, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 122 pages, Promotion 2012.
- [10] **Guide des applications : Watts industries. A Division of Watts Water Technologies Inc**
- [11] **GOMELLA, C. et GUERREE, H.** La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, paris ,1977.
- [12] Catalogue STPM CHIALI : matériels hydraulique tubes et accessoires.
- [13] **MAOUGAL, F.**, Etude de transfert Sétif-Hodna système Ouest : Ighil Emda Mahouane. Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Ecole national polytechnique, Algérie, promotion 2010.
- [14] **AMI, D. et SADOU, B.** Etude de l'adduction en eau potable de la commune d'adekar et les deux villages tifra et tizi-tifra a partir des deux forages projetés sur la rive d'oued soummam, Mémoire de fin d'études, D.E.U.A., Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie,72 page, promotion 2007/2008.
- [15] **BOUZIANE, F.**, alimentation en eau potable des centres ruraux de sidi amar, merad et meunacer (w.tipaza), Mémoire de fin d'études, Ingénieur d'état, école nationale supérieure de l'hydraulique de Blida, 07 juillet 2008.

### Logiciels utilisés

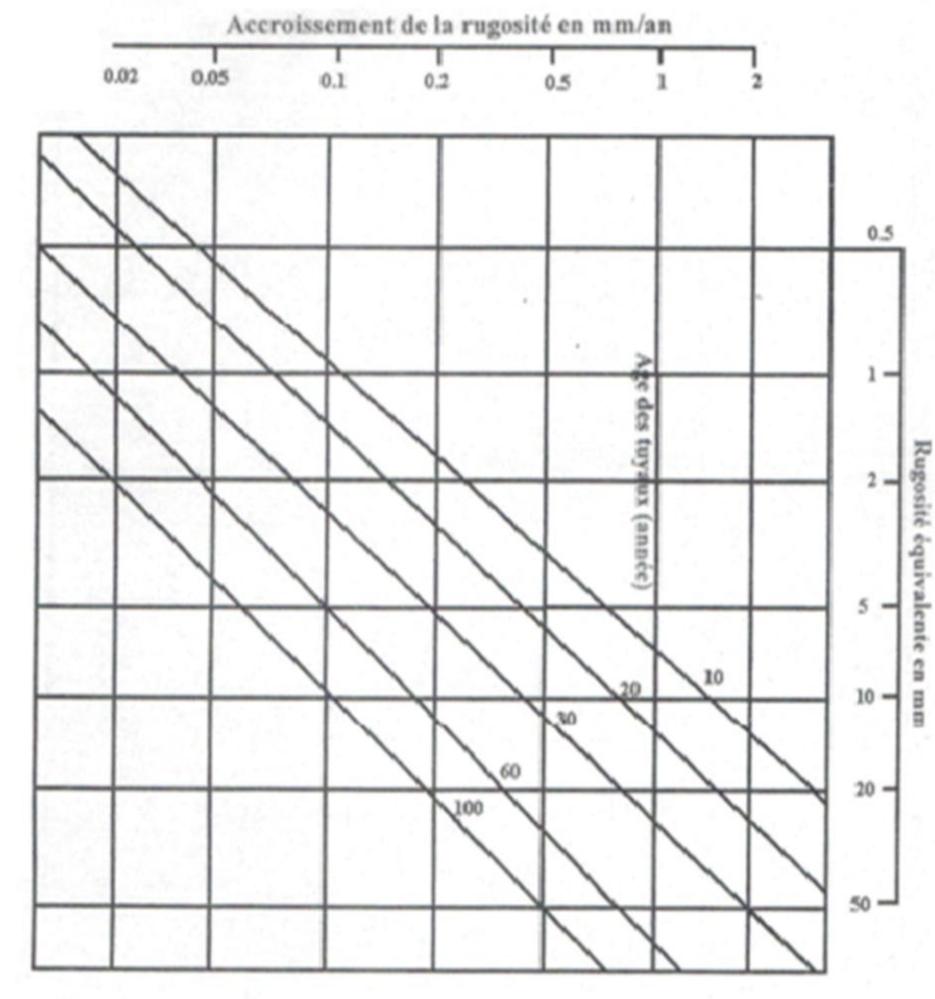
- AUTOCAD 2008 : pour tracer le réseau d'AEP ;
- COVADISE 2008 : pour tracer le profile en longe de l'adduction ;
- EPANET : pour simulation du réseau d'AEP ;
- PUMP TUTOR (CAPRARI) : pour le choix des pompes.

# *Annexes*

Annexe (II-01): La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitant.

Heures (H)	Nombre d'habitant				
	Mois 10000	10000à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
00 – 01	01	1,5	03	3,35	0,75
01 – 02	01	1,5	3,2	3,25	0,75
02 – 03	01	1,5	2,5	3,3	01
03 – 04	01	1,5	2,6	3,2	01
04 – 05	02	2,5	3,5	3,25	03
05 – 06	03	3,5	4,1	3,4	5,5
06 – 07	05	4,5	4,5	3,85	5,5
07 – 08	6.5	5,5	4,9	4,45	5,5
08 – 09	6.5	6,25	4,9	5,2	3,5
09 – 10	5.5	6,25	4,6	5,05	3,5
10 – 11	4.5	6,25	4,8	4,85	06
11 – 12	5.5	6,25	4,7	4,6	8,5
12 – 13	07	05	4,4	4,6	8,5
13 – 14	07	05	4,1	4,55	06
14 – 15	5.5	5,5	4,2	4,75	05
15 – 16	4.5	06	4,4	4,7	05
16 – 17	05	06	4,3	4,65	3,5
17 – 18	6.5	5,5	4,1	4,35	3,5
18 – 19	6.5	05	4,5	4,4	06
19 – 20	5.0	4,5	4,5	4,3	06
20 – 21	4.5	04	4,5	4,3	06
21 – 22	03	03	4,8	3,75	03
22 – 23	02	02	4,6	3,75	02
23 – 24	01	1,5	3,3	3,7	01

Annexe (III-1) l'abaque de PETERLAMONT



Annexe (III-2): prix des canalisations en acier

DESIGNATION	Part en DZD	
	Prix unitaire	Montant HT
<b>1200 - CANALISATIONS, ROBINETTERIE, ACCESSOIRES</b>		
<b>1200.1 - Canalisations</b>		
Conduites acier PMA 40/45 bars en tranchée		
PMA 40 bars - diamètre 150 mm	6 468,53	
PMA 40 bars - diamètre 200 mm	7 720,53	
PMA 40 bars - diamètre 250 mm	9 058,67	
PMA 40 bars - diamètre 350 mm	11 562,67	
PMA 40 bars - diamètre 400 mm	12 815,67	
PMA 40 bars - diamètre 800 mm	32 404,05	
PMA 40 bars - diamètre 1000 mm	37 911,05	
PMA 40 bars - diamètre 1800 mm	112 986,63	
PMA 40 bars - diamètre 2000 mm	135 006,27	
PMA 45 bars - diamètre 1800 mm	112 986,63	
PMA 45 bars - diamètre 2000 mm	138 410,27	

*Annexe (III-3): prix des canalisation en PEHD*



Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès  
 Téléphone : 048 55 11 90 / 55 65 65 / 061 24 09 19 / 070 94 97 49  
 Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33  
 Site Web : [www,groupe-chiali.com](http://www.groupe-chiali.com) e-mail : [info@groupe-chiali.com](mailto:info@groupe-chiali.com)

## TUBE PE

### TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	35,52	41,56
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	56,46	66,06
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	88,71	103,79
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	136,70	159,94
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	212,38	248,48
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	335,55	392,59
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	475,85	556,74
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	566,74	663,09
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	840,88	983,83
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 088,66	1 273,73
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 779,29	2 081,77
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 794,15	3 269,16
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 323,02	5 057,93
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	6 565,32	7 681,42
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	10 661,29	12 473,71
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	16 486,28	19 288,95
11 004 6301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	25 408,31	29 727,72

### TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	31,48	36,83
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	39,80	46,57
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	61,83	72,34
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	96,79	113,24
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	147,86	173,00
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	233,89	273,65
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	330,68	386,90
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	387,50	453,38
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	577,28	675,42
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	735,44	860,46
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 204,65	1 409,44
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1 829,83	2 140,90
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2 890,41	3 381,78
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4 479,51	5 241,03
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	7 374,35	8 627,99
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	11 312,40	13 235,51
11 003 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	17 101,74	20 009,04

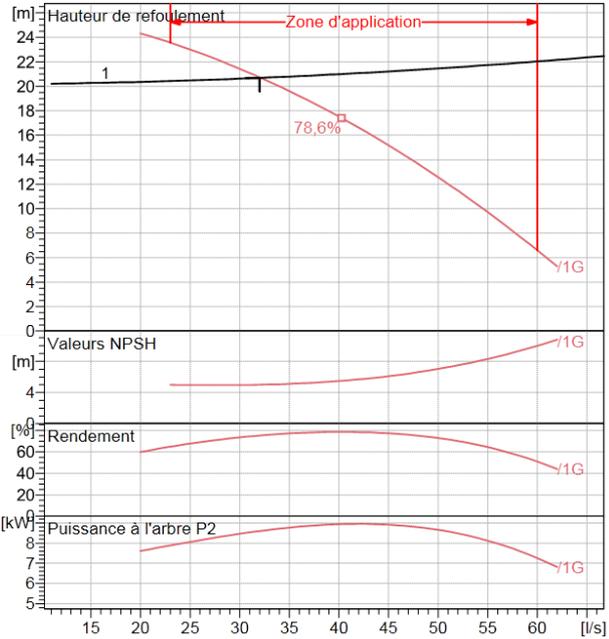
Annexe (IV-01): caractéristiques de la pompe des forages F1 et F2



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

<b>E10S50/1G + MC612</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	20,7 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	20,7 m
Puissance absorbée	8,6 kW
Rendement	75,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	27 m
Orif. de refoulement	150 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	9,2 kW
Courant nominal	21 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	125 kg
<b>Matériaux</b>	
<b>CONSTRUCTION POMPE</b>	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
<b>CONSTRUCTION MOTEUR</b>	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

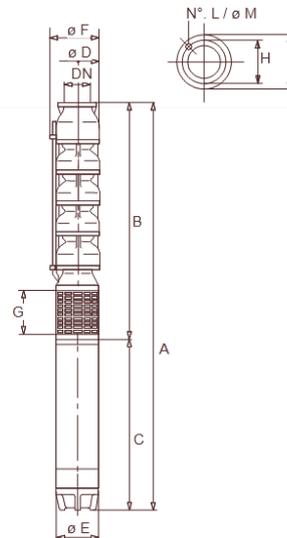


**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

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

**Dimensions mm**

- A = 1402
- B = 680
- C = 722
- D = 240
- DN = 150
- E = 143
- F = 250
- G = 198
- H = 206
- I = 234
- L = 6
- M = 16



Notes:

Date 03.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (IV-02): caractéristiques de la pompe du forage F3



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

**E8S55/2C + MC610**

<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	19 l/s
Hauteur de refoulement	22,8 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	21,3 l/s
Hauteur de refoulement	23,2 m
Puissance absorbée	6,58 kW
Rendement	75%
Hauteur manométrique H(Q=0)	34,3 m
Orif. de refoulement	100 mm

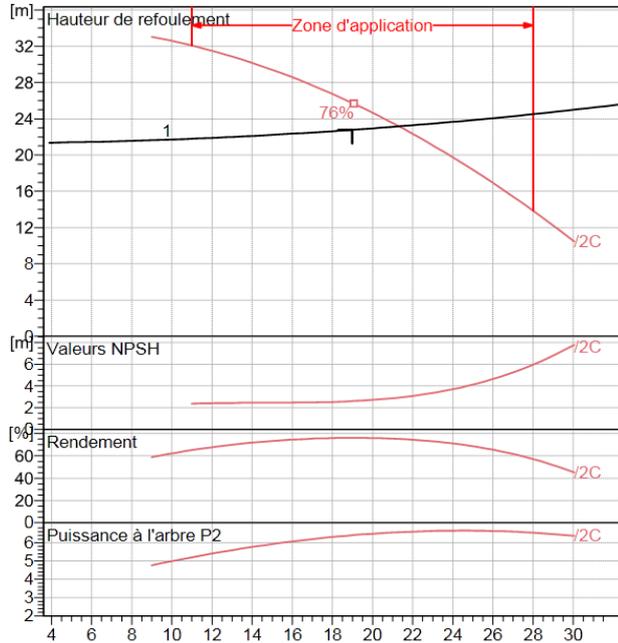
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	7,5 kW
Courant nominal	17,4 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	93 kg

**Matériaux**

<b>CONSTRUCTION POMPE</b>	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
<b>CONSTRUCTION MOTEUR</b>	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

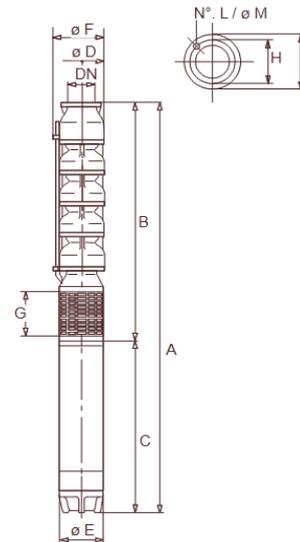


**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

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

**Dimensions mm**

- A = 1333
- B = 660
- C = 673
- D = 168
- DN = 100
- E = 143
- F = 181
- G = 160
- H = 145
- I = 166
- L = 6
- M = 11,5



Notes:

Date 04.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (IV-03): caractéristiques de la pompe de la station de reprise projetée



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

MEC-AZRBH 2/125D	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	83 l/s
Hauteur de refoulement	60,5 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

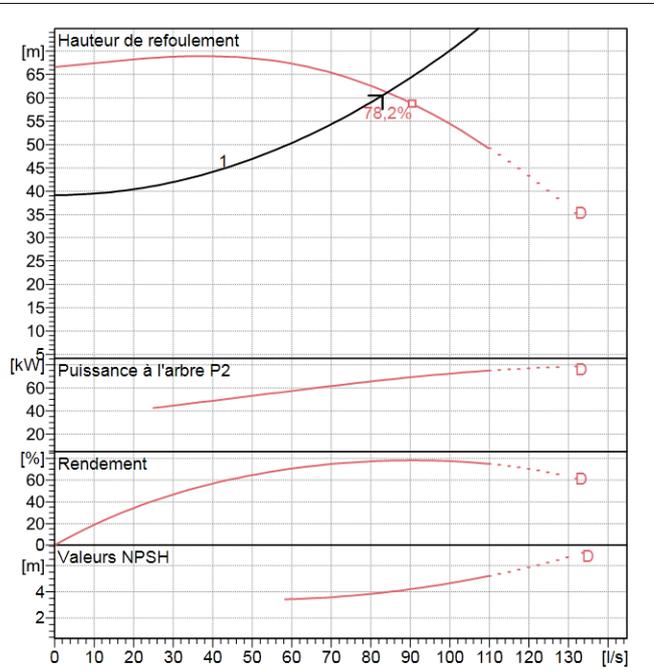
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	84,3 l/s
Hauteur de refoulement	61,1 m
Puissance absorbée	67,2 kW
Rendement	77,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	66,6 m
Orif. de refoulement	125 mm

<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	807 kg

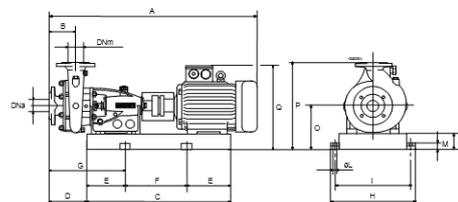
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Bronze
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				
UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

- A = 1682
- B = 155
- C = 1299
- D = 202
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 200
- F = 899
- G = 402
- H = 680
- I = 630
- L = 20
- M = 42
- N = 140
- O = 420
- P = 770
- Q = 910



Notes:

Date 04.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (IV-04): caracteristiques de la station de reprise existante

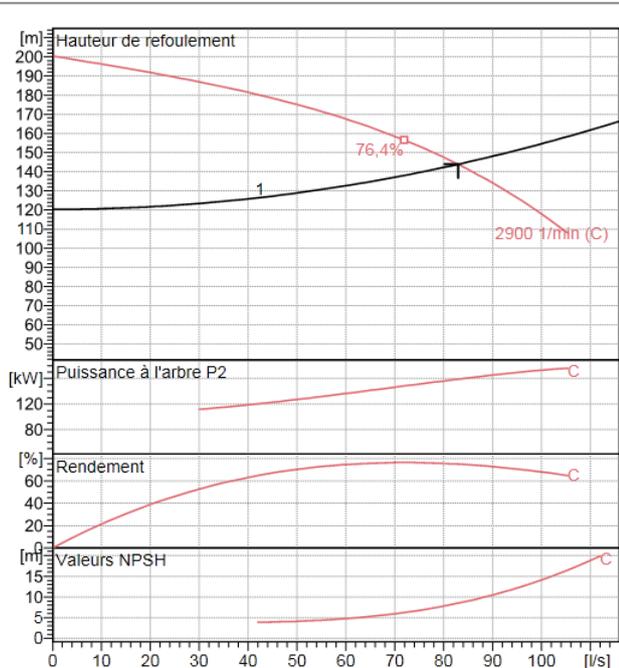


Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

<b>PM 125/ 2 C</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	83 l/s
Hauteur de refoulement	144 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	83 l/s
Hauteur de refoulement	144 m
Puissance absorbée	159 kW
Rendement	75%
Hauteur manométrique H(Q=0)	200 m
Orif. de refoulement	125 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1720 kg

<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

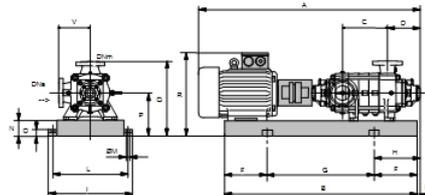


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

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

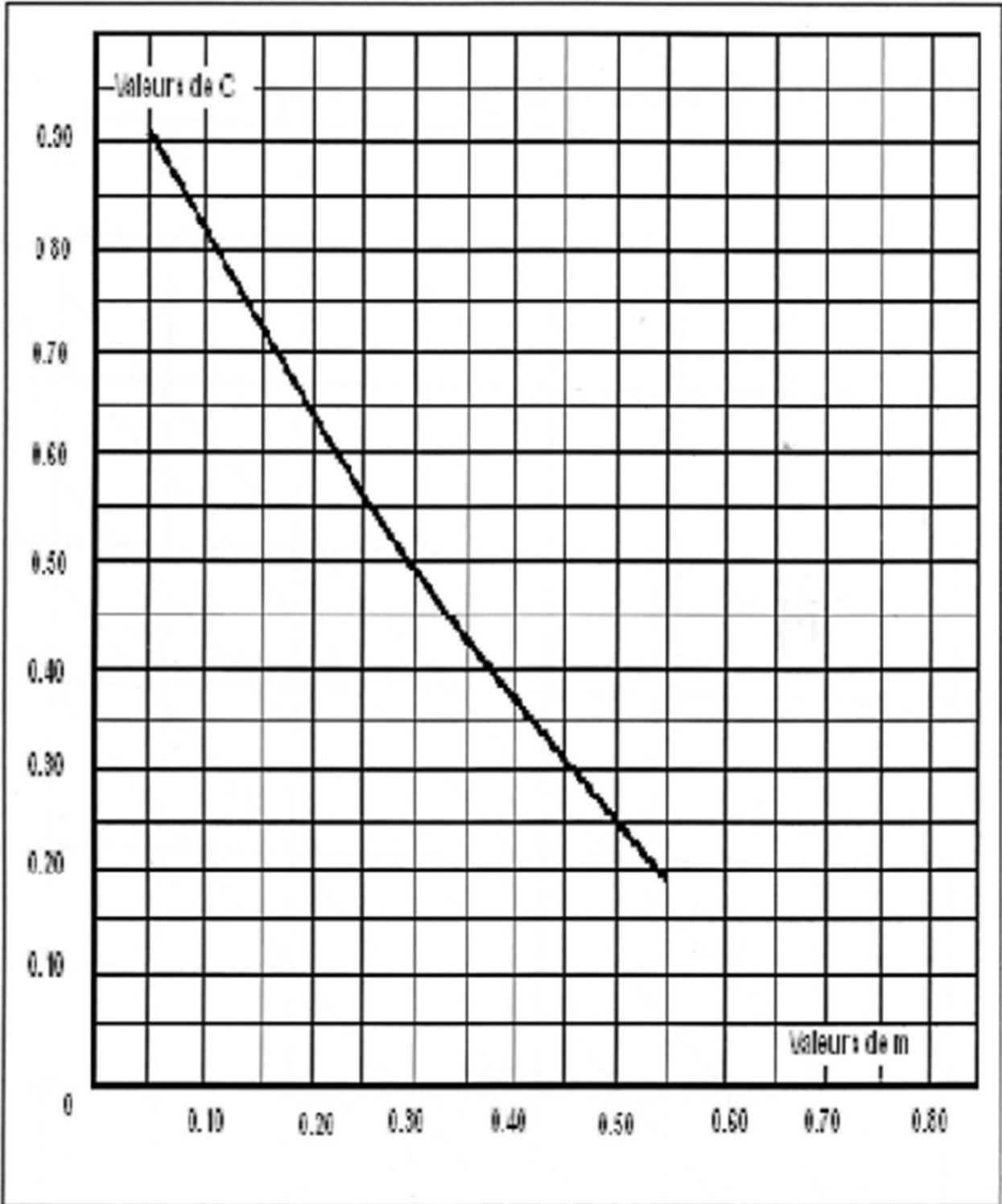
**Dimensions mm**

- A = 2380
- B = 1780
- C = 245
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 181
- F = 300
- G = 1180
- H = 481
- I = 760
- L = 710
- M = 22
- N = 160
- O = 50
- P = 475
- Q = 795
- R = 982
- V = 320



Notes:			
Date <b>04.06.2015</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°

Annexe (VI-01).:Détermination du coefficient de perte de charge  $C$ ,  $C'$  dans la tuyère



## ملخص:

خلال مذكرة التخرج هذه قمنا بمعالجة نظام التزويد بالماء الشروب للقرى الثلاث لبلدية 'عين البيضاء حريش' وهي 'سداري' و 'سيخة'، 'عين البيضاء حريش'، التابعة لإقليم ولاية ميلة، وذلك انطلاقا من الآبار المتواجدة بمنطقة حمامة و التي يبلغ تدفقها 95 لتر في الثانية.

وقد تمت الدراسة على أربع مراحل أساسية: استعراض الموقع و تقدير الاحتياجات، حساب قنوات الإيراد وصهاريج التخزين، حساب شبكة التوزيع، و أخيرا اختيار المضخات الملائمة وحمية القنوات.  
**الكلمات المفتاحية:** محطة الاستئناف، ضخ، ضربة الحمل، إيراد، لزوجة.

## Résumé :

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons traité la conception générale d'un système d'alimentation en eau potable des trois villages : Ain Beida Heriche, Sebikhia et Sedari situés dans la commune d'Ain Beida Heriche (Wilaya de Mila) à partir des forages situées dans la région Hemama et ayants un débit total de 95 l/s.

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

**Les mots clés :** station de reprise, refoulement, coup de bélier, adduction, viscosité.

## Abstract:

During this graduation memorandum, we have to address the drinking water supply system for the three villages of the municipality of Ain Beida Heriche: Sedari, Ain Beida Heriche and Sebikhia of the province of Mila, And so out of wells located in Hemama, which has a flow of 95 liters per second.

The study has four main phases: the site review and needs assessment, the storage tanks and account revenue channels, the distribution network account and selection of appropriate pumps, finally, the protect channels.

**Keywords :** rework station, suppression, hammer, adduction, viscosity.