

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En Vue de l'Obtention du Diplôme de MASTER II  
Spécialité : Génie Civil  
Option : Construction Hydraulique et  
Aménagement*



## THEME :

***RACCORDEMENT EN EAU POTABLE DES VILLAGES  
BENI-MENDES ET BENI-KOUFFI A PARTIR DU  
BARRAGE KOUDIET ACERDOUNE***

**Proposer par :**  
DHW de Tizi Ouzou

**Présenté par :**  
Mr. MAMMARI Sofiane  
Mr. AMROUCHENE M'hand  
Mlle. OUGHANEM Kahina

**Devant le jury composé de :**  
Président : Mr. KHATTAOUI M.  
Promotrice : Mme. BEN KACI S.  
EXAMINATEUR 1: Mr. DAHMOUS  
EXAMINATEUR 2: Mr. BEN ARBIA.R

**PROMOTION 2012/2013**

# Remerciements

*Nous remercions Dieu qui nous a donné la force et la sagesse  
pour achever ce modeste travail.*

*Nous adressons nos vifs remerciements et notre profonde  
gratitude à notre promotrice « Mlle. BENKACI.S » pour des  
conseils éclairés et des précieuses orientations.*

*Tous nos respects aux membres de jury qui nous feront  
l'honneur de juger et d'apprécier notre travail.*

*Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Nos remerciements vont également à tout le personnel de :*

- *La DHW de tizi ousou, en particulier M<sup>r</sup> DJOUDER.M*
- *L'APC de BOGHNI.*
- *L'unité de l'ADE de tizi ousou.*
- *La Subdivision d'Hydraulique de BOGHNI en particulier  
M<sup>r</sup> DAHMANI.*

*Merci.*

# Dédicaces

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;*

*Mes frères et ma sœur Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;*

*A la mémoire de tous nos enchères que dieu les accueille dans son vaste paradis, amen.*

*A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;*

*A tous mes amis sans exception.*

*A la promotion de CHA 2012/2013*

*Et surtout une Spéciale Dédicace et un profond respect pour*

*Ma cher aimé.*

*Merci*

*Sofiane.*

# Dédicaces

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;*

*A Mes très chers frères et mes sœurs ; Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve.*

*Que Dieu garde notre fraternité pour toujours.*

*A Salma la mariée de Ramdane, Amrane, Farid et sa petite fille 'maya' laquelle j'aime beaucoup. Ainsi a tous leurs famille*

*A La mémoire de mon grand père, ton souvenir restera toujours graver dans nos esprits. Que Dieu t'accueille dans son vaste paradis.*

*A ma grande famille oncles, tantes, cousins et cousines.*

*A Tous les membres de l'association culturelle de mon village Ichelibene en particulier Sadak, Gaya, Md ouachour*

*A tous les anciens de 'Oued-Aissi'.*

*A Tout ceux que j'aime et à tous ceux qui m'aiment*

*M'hand.*

# Dédicaces

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;*

*Mes frères et ma sœur Votre soutien sans réserve et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours ;*

*A la mémoire de tous nos enchères que dieu les accueille dans son vaste paradis, amen.*

*A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;*

*A tous mes amis sans exception.*

*A la promotion de CHA 2012/2013*

*Merci*

*Kahina.*

## SOMMAIRE

## Introduction général

**Chapitre I : Présentation de la région d'étude**

I.1. Introduction .....	1
I.2. Situation géographique .....	1
I.3. La situation géologique.....	3
I.4. La situation topographique .....	3
I.5. La situation Climatique .....	4
I.5.1. La température.....	4
I.5.2. La pluviométrie .....	5
I.5.3. Diagramme Ombrothermique .....	6
I.6. Le réseau routier .....	6
I.7. Situation hydraulique .....	7
I.7.1. Introduction .....	7
I.7.2. Le village de Beni Mendes .....	7
I.7.2.1. Réseau.....	7
I.7.2.2. Les réservoirs .....	7
I.7.2.3. Assainissement .....	7
I.7.3. Le village d'Ath Kouffi .....	8
I.7.3.1. Les réservoirs .....	8
I.7.3.2. Réseau d'AEP.....	8
I.7.3.3. Assainissement .....	8
I.8. Conclusion.....	8

**Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la population**

II.1. Introduction .....	9
II.2. Situation démographique et son évolution .....	9
II.3. Evaluation de la population.....	9
II.4. La dotation.....	10
II.5. Consommation moyenne journalière .....	10

II.6. Différents types de besoins .....	11
II.6.1. Besoins domestiques à différents horizons .....	11
II.6.2. Besoins Scolaires.....	11
II.6.3. Besoins sanitaires.....	11
II.6.4. Besoins municipaux.....	12
II.6.5. Besoins Socioculturels .....	12
II.6.6. Besoins Commerciaux .....	12
II.6.7. Besoins Industriel .....	13
II.6.8. Besoins Agricoles.....	13
II.7. Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes.....	14
II.8. Etude des variations des débits .....	15
II.8.1. Variation de la consommation journalière .....	16
II.8.1.1. Variation de consommation maximale journalière ( $C_{\max j}$ ; $Q_{\max j}$ ).....	16
II.8.1.2 . Variation de consommation minimale journalière ( $C_{\min j}$ ; $Q_{\min j}$ ) .....	16
II.8.2. Variation de la consommation horaire .....	16
II.8.3. Débit de pointe .....	18
II.9. Conclusion .....	18

### **Chapitre III : Ressource en eau**

III.1. Introduction .....	19
III.2. Types de ressources et captage .....	19
III.3. Description de la chaine d'adduction .....	20
III.4. Description du barrage Koudiet Acerdoune .....	22
III.4.1. la situation du barrage .....	22
III.4.2. Description des ouvrages .....	22
III.4.2.1. Evacuateurs de crues .....	22
III.4.2.2. Galerie de dérivation et vidange de fond.....	22
III.4.2.3. Tour de prise d'eau .....	23
III.4.2.4. Principales quantités.....	23
III.5. Comparaison entre besoin en eau et ressources actuelles .....	23
III.6. Conclusion .....	24

**Chapitre IV : Contrôle de la qualité de l'eau**

IV.1. Introduction.....	25
IV.2. Définition d'une eau potable .....	25
IV.3. Qualité de l'eau .....	25
IV.4. Résultats des analyses de l'eau du barrage.....	26
IV.5. Interprétation des résultats .....	28
IV.5.1. Les paramètres organoleptiques .....	28
IV.5.1.1. Couleur .....	28
IV.5.1.2. L'odeur et saveur .....	28
IV.5.1.3. Gout .....	28
IV.5.2. Paramètres physico-chimiques .....	29
IV.5.2.1 La température .....	29
IV.5.2.2. La turbidité .....	29
IV.5.2.3. Potentiel hydrogène (pH) .....	30
IV.5.2.4. La conductivité .....	30
IV.5.2.5. Oxygène dissous .....	31
IV.5.2.6. TDS (Taux de minéralisation d'une eau) .....	31
IV.5.3. Paramètres de pollution .....	31
IV.5.3.1. Ammonium ( $\text{NH}_4^+$ ) .....	31
IV.5.3.2. Nitrites ( $\text{NO}_2^-$ ).....	32
IV.5.3.3. Nitrates ( $\text{NO}_3^-$ ).....	32
IV.5.3.4. Phosphate ( $\text{PO}_4^{3-}$ ).....	32
IV.5.4. Minéralisation globale .....	32
IV.5.4.1. Les cations.....	33
A/. Sodium ( $\text{Na}^+$ ).....	33
B/. Potassium ( $\text{K}^+$ ) .....	33

C/. Aluminium ( $AL^{+3}$ ) .....	33
IV.5.4.2. Les anions .....	33
A/. Chlorures ( $Cl^-$ ) .....	33
B/. Les sulfates ( $SO_4^{-2}$ ) .....	33
IV.5.4.3. La dureté .....	34
A/. La dureté totale (TH) .....	34
B/. La dureté permanente .....	34
C/. Titre alcalimétrique (TA).....	34
D/. Titre alcalimétrique complet (TAC) .....	34
IV.5.5. Les paramètres bactériologiques .....	35
IV.5.5.1. Germes totaux à 22° .....	35
IV.5.5.2. Germes totaux à 37°C .....	35
IV.5.5.3. Coliformes totaux .....	35
IV.5.5.4. Streptocoques fécaux .....	35
IV.5.6. Conclusion.....	36

## **Chapitre V : Etude de l'adduction**

V.1. Introduction.....	37
V.2. Types d'adduction .....	37
V.2.1. Adduction gravitaire.....	37
V.2.2. Adduction par refoulement.....	37
V.2.3. Adduction mixte.....	37
V.3. Choix du tracé .....	38
V.4. Choix du type de matériaux .....	38
V.4.1. Tuyaux en fonte (dite fonte ductile ou fonte grise).....	38
V.4.1.1. Avantage des tuyaux en fonte.....	39
V.4.1.2. Inconvénients.....	39
V.4.2. Tuyaux en acier.....	39

---

V.4.2.1. Avantages.....	40
V.4.2.2. Inconvénients .....	40
V.4.3.Tuyaux en plastique.....	40
V.4.3.1. Conduites en PVC (poly chlorure de .....	40
V.4.3.2. Conduites en polyéthylène (PE) .....	40
V.5. les équipements des conduites d'adduction.....	42
V.5.1. Robinet de sectionnement (vanne de sectionnement).....	42
V.5.1.1. Robinet vanne à coin (à opercule).....	42
V.5.1.2. Vannes papillons .....	42
IV.5.2. Ventouses .....	43
V.5.3. Les clapets.....	43
V.5.4.Vanne de décharge.....	44
V.5.5.Crépines.....	44
V.6. Etude technico-économique des diamètres de la conduite de refoulement .....	44
V.6.1. Choix de la gamme de diamètre .....	44
V.6.2.Evaluation des frais d'amortissement .....	46
V.6.3. Evaluation des frais d'exploitation .....	46
V.6.3.1. Hauteur géométrique .....	47
V.6.3.2. Perte de charge (j).....	47
A/. Pertes de charge linéaire (régulières).....	47
➤ Détermination de $\lambda$ .....	48
➤ Détermination de la rugosité.....	49
➤ Nombre de Reynolds.....	49
B/. Pertes de charge singulières .....	50
C/. Pertes de charge Totales.....	50
V.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique Totale (Hmt).....	50

---

V.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe.....	50
V.6.3.5. Calcul de l'énergie consommée par la pompe .....	51
V.6.4. Bilan des frais .....	51
V.7. Etude de l'adduction gravitaire.....	51
V.7.1. Calcul de la charge disponible.....	52
V.7.2. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivé.....	52
V.7.3. Calcul de la pression statique du flotteur .....	53
V.7.4. La ligne piézométrique.....	53
V.8. Etude du projet.....	53
V.9. Calcul technique du projet .....	56
V.9.1. Détermination du diamètre de la conduite gravitaire reliant le point de piquage et la première station de reprise (SR1) projetée .....	56
V.9.1.1. Données de base .....	56
V.9.1.2. La charge disponible.....	56
V.9.1.3. Choix de la gamme des diamètres .....	56
V.9.1.4. Calcul des pertes de charge totale et vérification de la vitesse .....	56
V.9.1.5. Calcul de la pression au niveau de réservoir d'arrivée de réservoir de la SR1 projetée.....	57
V.9.1.6. Calcul de la pression statique de flotteur.....	57
V.9.1.7. Calcul des frais d'amortissement .....	57
V.9.2. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la (SR <sub>1</sub> ) projetée à la (SR <sub>2</sub> ) IAASEKREN projetée.....	57
V.9.2.1. Caractéristiques de la conduite.....	57
V.9.2.2. Calcul de la hauteur géométrique.....	58
V.9.2.3. Choix de la gamme des diamètres.....	58
V.9.2.4. Calcul des hauteurs manométriques totales et vérification de la vitesse.....	58

---

V.9.2.5. Calcul des frais d'exploitation .....	59
V.9.2.6. Calcul des Frais d'amortissement .....	59
V.9.2.7. Bilan .....	59
V.9.3. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR2 au réservoir R3 de tête de carrière.....	60
V.9.3.1. Caractéristiques de la conduite.....	60
V.9.3.2. Calcul de la hauteur géométrique.....	60
V.9.3.3. Choix de la gamme des diamètres.....	60
V.9.3.4. Calcul des hauteurs manométriques totales et vérification de la vitesse.....	60
V.9.3.5. Calcul des frais d'exploitation .....	61
V.9.3.6. Calcul des Frais d'amortissement .....	61
V.9.3.7. Bilan .....	61
V.9.4. Détermination du diamètre de la conduite gravitaire reliant le réservoir de tête carrière (R3) au réservoir R4 de stockage d'Iaabejlilen qui alimente le village de Beni-Kouffi.....	62
V.9.4.1. Caractéristiques de la conduite .....	62
V.9.4.2. Calcul de la charge disponible.....	62
V.9.4.3. Choix de la gamme des diamètres .....	62
V.9.4.4. Calcul les pertes de charge totale et vérification de la vitesse .....	62
V.9.4.5. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée.....	63
V.9.4.6. Calcul de la pression statique du flotteur.....	63
V.9.4.7. Calcul des frais d'amortissement .....	63
V.9.5. Détermination du diamètre de la conduite gravitaire reliant le réservoir de tête carrière (R3) au réservoir R5 de stockage et de transit de Tadarth Oufella existant.....	63
V.9.5.1. Caractéristiques de la conduite .....	63
V.9.5.2. Calcul de la charge disponible .....	63
V.9.5.3. Choix de la gamme des diamètres .....	64
V.9.5.4. Calcul les pertes de charge totale et vérification de la vitesse.....	64

V.9.5.5. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée.....	64
V.9.5.6. Calcul de la pression statique du flotteur.....	64
V.9.5.7. Calcul des frais d'amortissement.....	65
V.9.6. Détermination du diamètre de la conduite gravitaire reliant le réservoir de tête carrière (R3) au réservoir R4 de stockage d'Iaabejlilen qui alimente le village de Beni-Kouffi.....	65
V.9.6.1. Caractéristiques de la conduite .....	65
V.9.6.2. Calcul de la charge disponible .....	65
V.9.6.3. Choix de la gamme des diamètres .....	65
V.9.6.4. Calcul les pertes de charge totale et vérification de la vitesse .....	66
V.9.6.5. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée.....	66
V.9.6.6. Calcul de la pression statique du flotteur.....	66
V.9.6.7. Calcul des frais d'amortissement .....	66
V.10. Récapitulation des frais occasionnés par la réalisation de la nouvelle chaine d'Adduction .....	67
V.11. Conclusion.....	68

## **Chapitre VI : Pose et protection des conduites**

VI.1. Introduction.....	69
VI.2. Différentes types de pose des conduites.....	69
VI.2.1. Pose en terre.....	69
VI.2.2. Pose en mauvais terrains (cas spécial).....	70
VI.2.3. Traversée des routes.....	70
a. Des gaines .....	70
b. Par enrobage dans le béton .....	70
VI.2.4. Pose en galerie.....	71
VI.2.5. Pose des conduites traversées des cours d'eau.....	71
VI.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).....	72
VI.2.7. Butée et amarrage.....	72
VI.3. Différentes étapes de mise en place des canalisations.....	72

---

VI.3.1. Réalisation des fouilles.....	72
VI.3.1.1. Largeur de la tranchée.....	72
VI.3.1.2. La profondeur de la tranchée.....	73
VI.3.1.3. Lit de pose.....	73
VI.3.2. Préparation de la canalisation.....	74
VI.3.3. Epreuve des joints et des canalisations principales.....	74
VI.3.4. Essai général du réseau.....	74
VI.3.5. Remblaiement de la tranchée.....	74
VI.3.6. Désinfection du réseau.....	75
VI.4. Action de l'eau sur les matériaux (entartrage et corrosion).....	75
VI.4.1. L'Entartrage.....	75
VI.4.2. La Corrosion.....	76
VI.5. Moyens de lutte contre la corrosion.....	76
VI.5.1. Protection externe.....	76
a. Traitement du milieu.....	77
b. Revêtement .....	77
c. Protection cathodique .....	77
VI.5.2. Protection interne.....	77
VI.6. Conclusion.....	78

## **Chapitre VII : dimensionnement des réservoirs**

VII.1. Introduction .....	79
VII.2. Fonctions des réservoirs .....	79
VII.3. Implantation des réservoirs.....	80
VII.4. Classification des réservoirs.....	81
VII.5. Construction des réservoirs .....	81
VII.6. Choix du type de réservoir .....	81

---

VII.7. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	82
VII.7.1. Conduite d'adduction (ou d'arrivée).....	82
VII.7.2. Conduite de distribution.....	82
VII.7.3. Conduite du trop-plein.....	82
VII.7.4. Conduite de vidange .....	83
VII.7.5. Conduite by-pass .....	83
VII.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	83
VII.8. Exigences techniques à satisfaire .....	85
a. Résistance.....	85
b. Etanchéité .....	85
c. Durabilité.....	85
VII.9. Entretien des réservoirs .....	85
VII.10. Hygiène et sécurité .....	85
VII.11. Détermination de la forme et proportions des réservoirs.....	86
VII.11.1. Forme .....	86
VII.11.2. Hauteur d'eau .....	86
VII.12. Calcul de la capacité des réservoirs .....	86
VII.12.1. Méthode analytique.....	87
VII.12.2. Méthode graphique.....	87
VII.12.3. Méthode direct.....	87
▪ Réservoir de stockage .....	88
▪ Réservoir de transit .....	88
▪ Réservoir de transit et de stockage.....	88

VII.12.3.1. Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR1) projeté à la cote de 423 mNGA .....	88
VII.12.3.2. Capacité du réservoir de transit de la (SR2) projeté à la cote de 704 mNGA.....	89
VII.12.3.3. Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de tête projeté à la cote de 932 mNGA.....	89
VII.12.4. Dimensionnement des réservoirs.....	90
VII.12.4.1. Sections des réservoirs projetés .....	90
VII.12.4.2. Diamètre de réservoir .....	90
VII.12.4.3. Caractéristiques des réservoirs projetés.....	91
VII.13. Conclusion .....	92

### **Chapitre VIII : Etude et choix des pompes**

VIII.1. Introduction .....	93
VIII.2. Les différents types de pompes .....	93
VIII.2.1. Les pompes centrifuges .....	93
VIII.2.1.1. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge .....	93
VIII.2.1.2. Classification des pompes centrifuges .....	95
A/. Selon le nombre de cellules.....	95
▪ Des pompes monocellulaires.....	95
▪ Des pompes multicellulaires.....	95
B/. Selon la position de l'axe de rotation.....	95
C/. Selon le nombre d'entrée.....	95
VIII.2.1.3. Eléments de base pour le calcul et le choix des pompes.....	96
A/. Selon les caractéristiques hydrauliques.....	96
▪ Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt .....	96

---

▪ La vitesse de rotation .....	96
▪ Le débit « Q » d'une pompe .....	96
▪ Les puissances (utiles et absorbées) .....	96
▪ Le rendement.....	97
B/. Selon les conditions particulières d'utilisation .....	97
▪ Pompes centrifuges monocellulaires et multicellulaires.....	97
▪ Pompes à axe horizontal ou pompes à axe vertical.....	97
VIII.2.1.4. Choix du type de pompe centrifuge.....	98
VIII.2.2. Les pompes volumétriques .....	98
VIII.3. Choix des pompes .....	99
VIII.4. Courbes caractéristiques des pompes .....	99
VIII.4.1. Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$ .....	99
VIII.4.2. La courbe de rendement : $\eta = f(Q)$ .....	99
VIII.4.3. La courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$ .....	99
VIII.5. Les modes de couplage.....	100
VIII.5.1. Couplage en série .....	100
VIII.5.2. Couplage en parallèle .....	101
VIII.6. Courbe caractéristique du réseau.....	101
VIII.7. Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	102
VIII.7.1. Principe de détermination du point de fonctionnement.....	103
VIII.7.1.1. Vannage sur la canalisation de refoulement.....	103
VIII.7.1.2. Rognage de la roue.....	103
VIII.7.1.3. Réduction du temps de pompage.....	103
VIII.8. Etude de la cavitation .....	104
VIII.8.1. Les effets de cavitation .....	104

---

VIII.8.2. Pression absolue minimale admissible à l'aspiration (NPSH) .....	105
VIII.8.3. Calcul du $NPSH_d$ .....	106
VIII.9. Amorçage des pompes centrifuges.....	109
VIII.9.1. L'amorceur à gaz d'échappement .....	109
VIII.9.2. L'amorceur par éjecteur hydraulique.....	109
VIII.9.3. Amorceur à anneau d'eau .....	109
VIII.9.4. L'hydro-injecteur .....	109
VIII.10. Etude des choix des pompes .....	109
VIII.10.1. Élévation de la station de reprise SR1 vers la SR2 .....	109
VIII.10.1.1. Choix de la pompe .....	109
VIII.10.1.2. Caractéristiques de la pompe .....	109
VIII.10.1.3. Caractéristique de la conduite .....	110
▪ 1 <sup>ère</sup> Possibilité .....	111
▪ 2 <sup>ème</sup> possibilité .....	113
▪ 3 <sup>ème</sup> possibilité .....	113
VIII.10.2. Élévation de la station de reprise SR2 vers le réservoir de tête R3 .....	115
VIII.10.2.1. choix de la pompe .....	115
VIII.10.2.2. Caractéristiques de la pompe .....	115
VIII.10.2.3. Caractéristique de la conduite .....	116
▪ 1 <sup>ère</sup> Possibilité .....	118
▪ 2 <sup>ème</sup> possibilité .....	119
▪ 3 <sup>ème</sup> possibilité .....	120
VIII.11. Récapitulation des frais occasionnés par le fonctionnement des pompes .....	122
VIII.12. Conclusion .....	122

## **Chapitre IX : protection des conduites contre le coup de bélier**

IX.1. Introduction .....	123
--------------------------	-----

---

IX.2. Définition de coup de bélier .....	123
IX.3. Analyse physique du phénomène .....	123
▪ Première phase .....	124
▪ Deuxième phase .....	124
▪ Troisième phase .....	124
▪ Quatrième phase .....	124
IX.4. Célérité des ondes .....	125
IX.5. Calcul de la valeur du coup de bélier.....	125
▪ Cas de la fermeture brusque .....	125
▪ Cas de fermeture lente.....	125
IX.6. Moyens de protection contre le coup de bélier .....	126
IX.6.1. Volants d'inertie.....	126
IX.6.2. Soupape de décharge.....	126
IX.6.3. Cheminées d'équilibre.....	126
IX.6.4. Le réservoir d'air.....	127
IX.6.4.1. Principe de fonctionnement.....	128
IX.7. Calcul des réservoirs d'air .....	129
▪ Méthode de Puech et Meunier .....	129
▪ Méthode de Vibert .....	129
▪ Méthode de Bergeron .....	129
IX.8. Protection de la conduite reliant la (SR1) à la (SR2) .....	130
IX.8.1. Caractéristiques de la conduite .....	130
IX.8.2. Profil en long de la conduite.....	130
IX.8.3. Dimensionnement des protections.....	130
IX.8.3.1. Dépression.....	130
A/. Caractéristiques de la conduite (A).....	131

---

B/. Caractéristiques de la perte de charge (K).....	131
C/. Caractéristiques du réservoir (B).....	131
IX.8.3.2. Surpression .....	133
IX.8.3.3. Tracé de l'épure de Bergeron.....	134
A/. Calculs préliminaires.....	134
a. variation du volume d'air dans le réservoir .....	134
b. la nouvelle pression dans le réservoir (Z) .....	135
c. pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite.....	135
d. perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite .....	136
e. calcul de la perte de charge au refoulement.....	136
f. Epure du Bergeron.....	136
g. Explication du tableau.....	137
h. Caractéristiques du réservoir d'air.....	140
i. Précaution à prendre pour le réservoir d'air .....	140
IX.8.4. Interprétation des résultats .....	140
IX.9. Conclusion .....	141

Conclusion générale

---

---

## LISTES DES TABLEAUX

### Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Tableau I.1 : les températures moyennes annuelles en °C de (1996 à 2012) .....	4
Tableau I.2 : Les précipitations moyennes annuelles (1996 à 2012) .....	5

### Chapitre II : Estimation des besoins de la population et ressource en eau

Tableau II.1 : Evolution de la population des villages Beni Mendes et Ath Kouffi.....	10
Tableau II.2 : Besoins domestiques en eau à différents horizons des villages Beni Mendes et Ath kouffi.....	11
Tableau II.3 : Besoins scolaires.....	11
Tableau II.4 : Besoins Sanitaires.....	11
Tableau II.5: Besoins municipaux .....	12
Tableau II.6 : Besoins Socioculturels.....	12
Tableau II.7 : Besoins Commerciaux .....	12
Tableau II.8 : Besoins Industriel .....	13
Tableau II.9 : Besoins de l'élevage.....	13
Tableau II.10 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière des villages Beni Mendes et Ath kouffi.....	14
Tableau II.11: Récapitulatif des besoins moyens en eau en tenant compte des pertes (20%).15	
Tableau II.12 : Débit $Q_{\max j}$ et $Q_{\min j}$ aux différents horizons.....	16
Tableau II.13 : Valeur du coefficient $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau II.14 : Récapitulation des résultats.....	18

### Chapitre III : Ressources en eau

Tableau III.1 : Situation des sources.....	19
Tableau III.2 : Tableau comparatif entre besoin en eau et ressources actuelles .....	24

### Chapitre IV : Contrôle de la qualité de l'eau

Tableau IV.1 : Paramètres physico-chimiques.....	26
Tableau IV.2 : Paramètres de pollution.....	26
Tableau IV.3 : Minéralisation globale .....	27
Tableau IV.4: Paramètres bactériologiques .....	27

Tableau IV.5 : Exigences organoleptiques.....29  
Tableau IV.6: Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité.....30

**Chapitre V : Etude de l'adduction**

Tableau V.1 : Calcul des pertes de charge totale et vérification de la vitesse .....56  
Tableau V.2 : Calcul des frais d'amortissement.....57  
Tableau V.3 : Calcul de la Hmt et vérification de la vitesse .....58  
Tableau V.4 : Calcul les frais d'exploitation .....59  
Tableau V.5 : Calcul des frais d'amortissement.....59  
Tableau V.6 : Calcul du bilan.....59  
Tableau V.7 : Calcul de la Hmt et vérification de la vitesse.....60  
Tableau V.8 : Calcul les frais d'exploitation.....61  
Tableau V.9 : Calcul des frais d'amortissement.....61  
Tableau V.10. Calcul du bilan.....61  
Tableau V.11 : Calcul des pertes de charge totale et vérification de la vitesse.....62  
Tableau V.12 : Calcul des frais d'amortissement.....63  
Tableau V.13 : Calcul des pertes de charge totale et vérification de la vitesse.....64  
Tableau V.14 : Calcul des frais d'amortissement.....65  
Tableau V.15 : Calcul les pertes de charge totale et vérification de vitesse.....66  
Tableau V.16 : Calcul des frais d'amortissement.....66  
Tableau V.17 : Récapitulation des frais de la nouvelle chaîne d'adduction.....67

**Chapitre VII : Dimensionnement des réservoirs**

Tableau VII.1 : Fonctions des réservoirs.....79  
Tableau VII.2 : Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile .....86  
Tableau VII.3 : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR1) projeté à la cote de 423 mNGA.....88  
Tableau VII.4 :Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR2) projeté à la cote de mNGA.....89  
Tableau VII.5 : Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de tête projeté à la cote de 932 mNGA.....89  
Tableau VII.6 : Caractéristiques des réservoirs projetés .....91

Tableau VII.7 : Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs.....91

**Chapitre VII : Etude et choix des pompes**

Tableau VIII.1: Hauteurs admissibles selon le type de roue des pompes dynamiques.....94

Tableau VIII.2. Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....105

Tableau VIII.3 : Caractéristiques des pompes .....109

Tableau VIII.4 : Caractéristiques de la conduite.....111

Tableau VIII.5 : les différentes possibilités en fonction de leurs dépenses journalières d'énergie.....115

Tableau VIII.6 : Caractéristiques des pompes .....115

Tableau VIII.7 : Caractéristiques de la conduite .....116

Tableau VIII.8 : les différentes possibilités en fonction de leurs dépenses journalières d'énergie.....121

Tableau VIII.9 : Récapitulation des frais occasionnés par le fonctionnement des pompes....122

**Chapitre IX : protection des conduites contre le coup de bélier**

Tableau IX.1 : Profil en long de la conduite.....130

Tableau IX.2 : Profil en long de la conduite .....131

Tableau IX.3 : Calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR<sub>1</sub>) projetée – (SR<sub>2</sub>) projetée.....138

Tableau IX.4 : Résultats des différentes méthodes de dimensionnement des protections.....140

---

## LISTES DES FIGURES

### Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Figure I-1 : Situation géographique .....	2
Figure I-2 : Situation géologique .....	3
Figure I-3 : Diagramme ambrothermique .....	6

### Chapitre III : Ressources en eau

Figure III-1 : Schéma synoptique montrant l'ancienne chaîne d'AEP des villages de Beni Mendes et Ath Kouffi .....	21
Figure III-2 : Barrage Koudiet Acerdoune.....	23

### Chapitre V : Etude de l'adduction

Figure V-1 : Corrosion des conduites en fonte.....	39
Figure V-2 : Les tuyaux en PEHD.....	41
Figure V-3 : Robinets vanne à opercule .....	42
Figure V-4 : Robinets vanne papillon .....	43
Figure V-5: Ventouses.....	43
Figure V- 6 : Clapet à double battant .....	44
Figure V-7 : Clapet à simple battant .....	44
Figure V-8 : Clapet à simple battant (à brides).....	44
Figure V-9 : Schéma synoptique montrant la nouvelle chaîne d'AEP des villages Beni Mendes et Ath Kouffi.....	55

### Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Figure VI-1 : Pose des conduites en terre.....	69
Figure VI-2 : Pose en mauvais terrains .....	70
Figure VI-3: Traversée d'une route .....	70
Figure VI-4 : Pose des conduites en galerie.....	71
Figure VI-5 : traversée d'un cours d'eau.....	71

Figure VI-6 : pose à proximité d'un cours d'eau usée.....	72
Figure VI-7 : Lit de pose de conduite.....	73
Figure VI-8 : Remblayage de la fouille.....	75
Figure VI-9 : l'entartrage .....	76
Figure VI-10 : la corrosion des conduites .....	76

### **Chapitre VII : Dimensionnement des réservoirs**

Figure VII-1 : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération .....	80
Figure VII-2 : Emplacement du réservoir en altitude .....	80
Figure VII-3 : conduite de la distribution et de vidange .....	83
Figure VII-4 : Equipements hydrauliques des réservoirs .....	84

### **Chapitre VIII : Etude et choix des pompes**

Figure VIII-1 : Accouplement d'une pompe centrifuge à un moteur.....	94
Figure VIII-2 : Pompe centrifuge.....	94
Figure VIII-3 : Courbes caractéristiques des pompes.....	100
Figure VIII-4 : Couplage en série .....	100
Figure VIII-5 : Couplage en parallèle.....	101
Figure VIII-6 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.....	102
Figure VIII-7 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe.....	103
Figure VIII-8 : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe Centrifuge.....	104
Figure VIII-9 : Calcul de NPSH disponible pour une pompe de charge.....	107
Figure VIII-10 : Calcul de NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	107
Figure VIII-11 : Graphes de courbes NPSH.....	108
Figure VIII-12 : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type 150 NM à 10 étages).....	111

Figure. VIII-13 : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type 50 NM à 06étages).....117

**Chapitre IX : Protection de conduites contre le coup de bélier**

Figure IX-1 : Volants d'inertie.....126

Figure IX-2 : Les différentes formes des réservoirs d'air (anti-bélier).....127

Figure IX-3 : Le réservoir d'air (anti-bélier) .....128

Figure IX-4 : Principe de la disposition du réservoir d'air.....129

Figure IX-5 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du Réservoir.....129

Figure IX-6 : Graphe de MENIER et PEUCH Conduite reliant la SR1 a la SR2.....132

Figure IX-7 : Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite.....135

Figure IX-8 : Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite.....136

Figure IX-9 : Epure de bergeron.....139

## LISTE DES ABREVIATIONS

**D.P.A.T** : Direction de la planification et d'Aménagement du Territoire.

**A.E.P** : Alimentation en Eau Potable.

**A.P.C** : Assemblée Populaire Communale.

**ANRH** : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

**DHW** : Direction d'Hydraulique de Wilaya.

**O.N.M** : Office National de la Météorologie.

**CR** : Côte Radier.

**CTP** : Côte Trop Plein.

**ACL**: Agglomération Chef-Lieu.

**D**: Diamètre.

**D<sub>ext</sub>**: Diamètre extérieur.

**D<sub>int</sub>**: Diamètre intérieur.

**DN** : Diamètre Nominal.

**Hg** : Hauteur géométrique.

**Hmt** : Hauteur manométrique totale.

**Max** : Maximum.

**μS/cm** : Micro Siemens par Centimètre.

**Min** : Minimum.

**Moy** : Moyenne.

**P.D.A.U** : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme

**PP** : Point de Piquage.

**SR** : Station de Reprise.

**PE** : Polyéthylène.

**PEBD** : Polyéthylène à Basse Densité.

**PEHD** : Polyéthylène à Haute Densité.

**PEMD** : Polyéthylène à Moyenne Densité

**PVC** : Chlorure de polyvinyle.

**TA** : Titre Alcalimétrique.

**TAC** : Titre Alcalimétrique Complet.

**TDS** : Taux de Matières Dissoutes.

**TH** : Titre Hydrotimétrique.

**SP** : Station de Pompage.

**SR** : Station de Reprise.

**Pro** : profondeur.

**Q** : débit.

**Q<sub>é</sub>** : débit équivalent.

**RGPH** : Recensement générale de la population et de l'habitat

**R** : Réservoir.

**RN** : Route Nationale.

**CW**: Chemin de Wilaya.

**RS** : Réservoir de Stockage.

**RST** : Réservoir de stockage et de transit

**S** : Section.

**N<sub>d</sub>** : Niveau dynamique.

**NGA** : Nivellement générale Algérien.

**NPSH** : Charge nette d'aspiration.

**NPSH<sub>d</sub>** : Charge nette d'aspiration Disponible.

**NPSH<sub>r</sub>** : Charge nette d'aspiration Requise.

**N<sub>s</sub>** : Niveau Statique.

**NTU**: Nephelometric Turbidity Unit.

**OMS** : Organisation Mondiale de la Santé.

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'eau que l'on peut aussi appeler « L'or bleu », se fait de plus en plus rare en Algérie, comme dans la plupart des pays du Sud de la Méditerranée. Elle constitue un facteur limitant du développement ainsi qu'une source de tensions sociales. Sa rareté est due à deux facteurs susceptibles de s'accroître avec le changement climatique : le stress hydrique et l'irrégularité de la ressource.

Face au défi d'assurer la couverture des besoins sans cesse croissants en eau (villes, industries, agriculture), une politique active de mobilisation des ressources en eau a été mise en œuvre, ainsi que de nouveaux instruments de gestion.

La politique nationale de l'eau se donne des instruments de gestion intégrée et durable des ressources, ce qui permet également de garantir l'impact escompté des grands projets en cours. « Apprendre à gérer la ressource en eau dans une perspective de développement durable, c'est apprendre à maîtriser sa rareté mais aussi ses excès, à assurer l'alimentation en eau potable, agricole et industrielle, et à préserver la qualité de l'environnement ».

A cet effet, et afin de remédier aux insuffisances en eau potable, dont souffrent les villages de BENI-MENDES et ATH-KOUFFI situés au sud-est du chef-lieu de la commune de BOUGHNI, un système judicieux d'adduction est mis en service dans le but de régler le problème de la pénurie d'eau.

C'est dans ce contexte, que s'inscrit notre projet, afin d'apporter une modeste contribution dans le cadre de la mise en exergue des connaissances de base, pour l'étude de la chaîne d'adduction en eau potable de ces villages, à l'aide d'un piquage de la conduite principale alimentée à partir du barrage Koudiet Acerdoune,

Notre région d'étude est alimentée à partir des captages naturels avec un débit de 21 l/s, qui est loin de satisfaire les besoins de la population. L'évolution des différents besoins en eau potable à long terme indique qu'un débit global d'eau estimé à 63,13 l/s, sera indispensable pour répondre aux besoins de la population estimée à 21038 habitants à l'horizon 2035.

Notre étude sera répartie en neuf chapitres, tous d'une importance majeure, que l'on essaiera de développer au maximum.

Nous débuterons par une présentation brève du site en se concentrant sur la situation géographique, topographique et démographique.

En second lieu, nous estimerons les besoins actuels et futurs en se basant sur le nombre d'habitants et les équipements existants actuellement; Cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

Le troisième chapitre, nous le consacrons pour l'étude des ressources en eau existante à savoir les eaux superficielles, souterraines ainsi que les ouvrages existants.

Dans le quatrième chapitre, nous contrôlons la qualité de l'eau du barrage Koudiet Acerdoune., afin d'assurer une distribution d'une eau propre à la consommation

Le dimensionnement des conduites d'adduction, en tenant compte des paramètres techniques et économiques sera étudiée dans le cinquième chapitre en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Pour assurer un bon fonctionnement du réseau d'adduction, quelques conseils et recommandations, sont présentés au cinquième chapitre, pour la pose et la protection des conduites contre la corrosion. Par la suite, l'étude des réservoirs à savoir leurs types, leurs rôles (stockage ou transit), et leurs dimensionnements sera consacré au septième chapitre.

L'acheminement de l'eau du forage vers les réservoirs se fera par l'intermédiaire des stations de reprise équipées des pompes. Le choix de ces dernières sera le but du huitième chapitre. On doit tenir compte des conditions d'exploitation désirées.

Au dernier chapitre, le huitième de ce présent mémoire, un exemple de calcul du coup de bélier est établi pour un tronçon de notre chaîne d'adduction. Afin d'éviter les conséquences de ce phénomène extrême, une protection adéquate est proposée avec tout le dimensionnement nécessaire.

L'étude sera couronnée par une conclusion dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

## **CHAPITRE I**

### **PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE**

---

#### **I.1. INTRODUCTION**

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs nous citons :

- Les données relatives à l'agglomération ;
- Les données propres au réseau d'alimentation en eau potable ;
- la connaissance de la géologie et la topographie ;
- Et le climat du site.

Ces différents paramètres nous permettrons de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations...etc.

#### **I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE**

La commune de Boghni est composée du chef-lieu et des agglomérations secondaires ; parmi ces agglomérations les villages Beni-Mendes et Ath Kouffi qui font l'objet de notre projet. Elles occupent une région montagneuse avec une altitude de 900m pour Ath Kouffi et 800m pour Beni Mendes, et se situent respectivement à 8.50 km et 7 km au sud de chef-lieu de Boghni et à 40 km de Tizi-Ouzou.

La commune de Boghni est située au sud-ouest de la wilaya de Tizi Ouzou avec une superficie de 51,50 km<sup>2</sup> et qui est délimitée par:

- Au Nord : commune de MAATKAS
- Au Sud : TAZROUT (wilaya de Bouira)
- A l'Est : commune de MECHTRAS + PARTIE D'ASSI YOUCEF
- A l'ouest : commune de BOUNOUH + COMMUNE DE AIN ZAOUIA

Plus précisément les villages d'Ath Kouffi et Beni-Mendes sont délimitées :

- Au Nord par le village d'Ighurafmohizi.
- A l'Est par le village d'Ait adja.
- A l'Ouest par le village d'Ait smael.
- Au Sud par les collines de la montagne de Djurdjura. (PDAU)

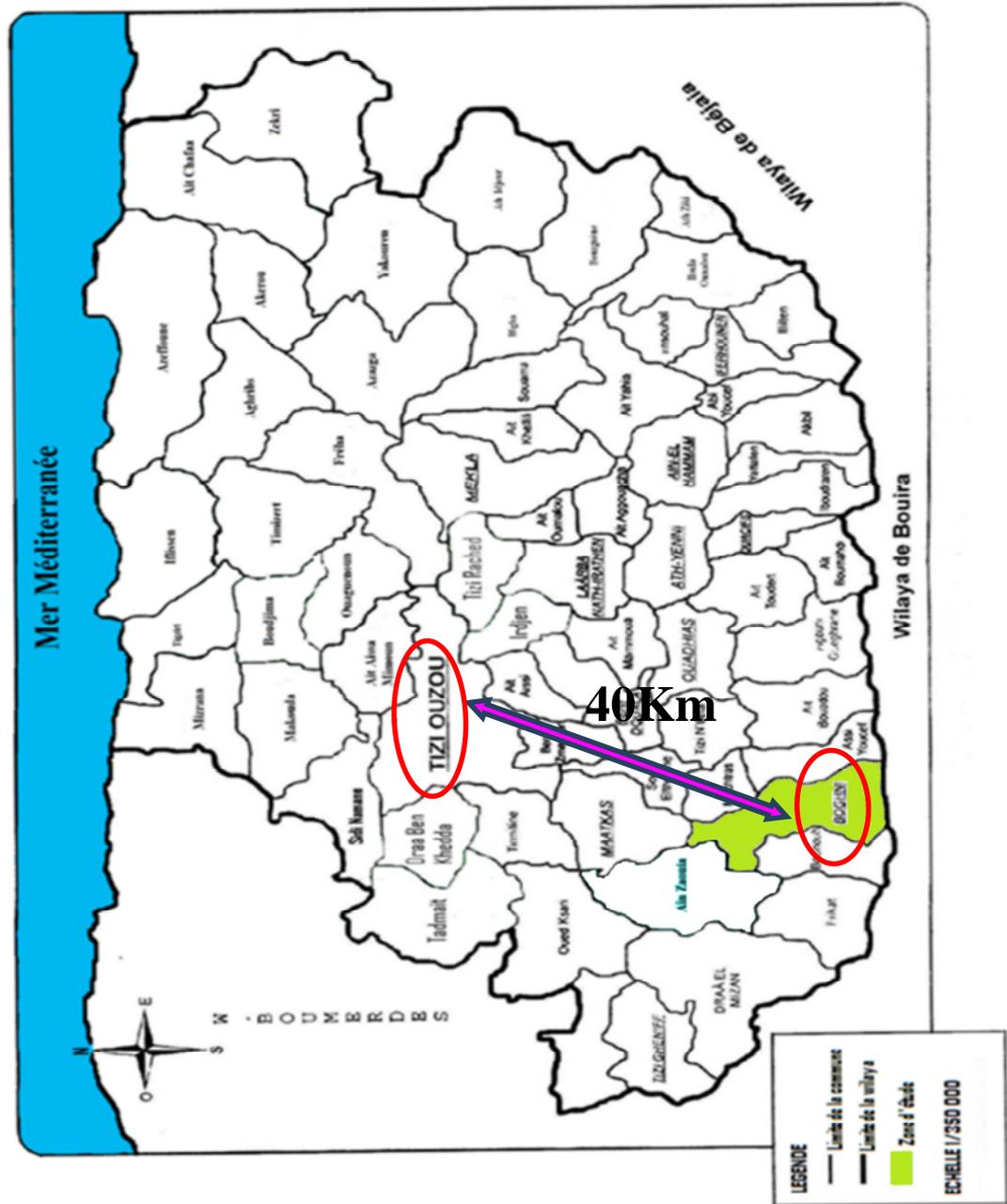
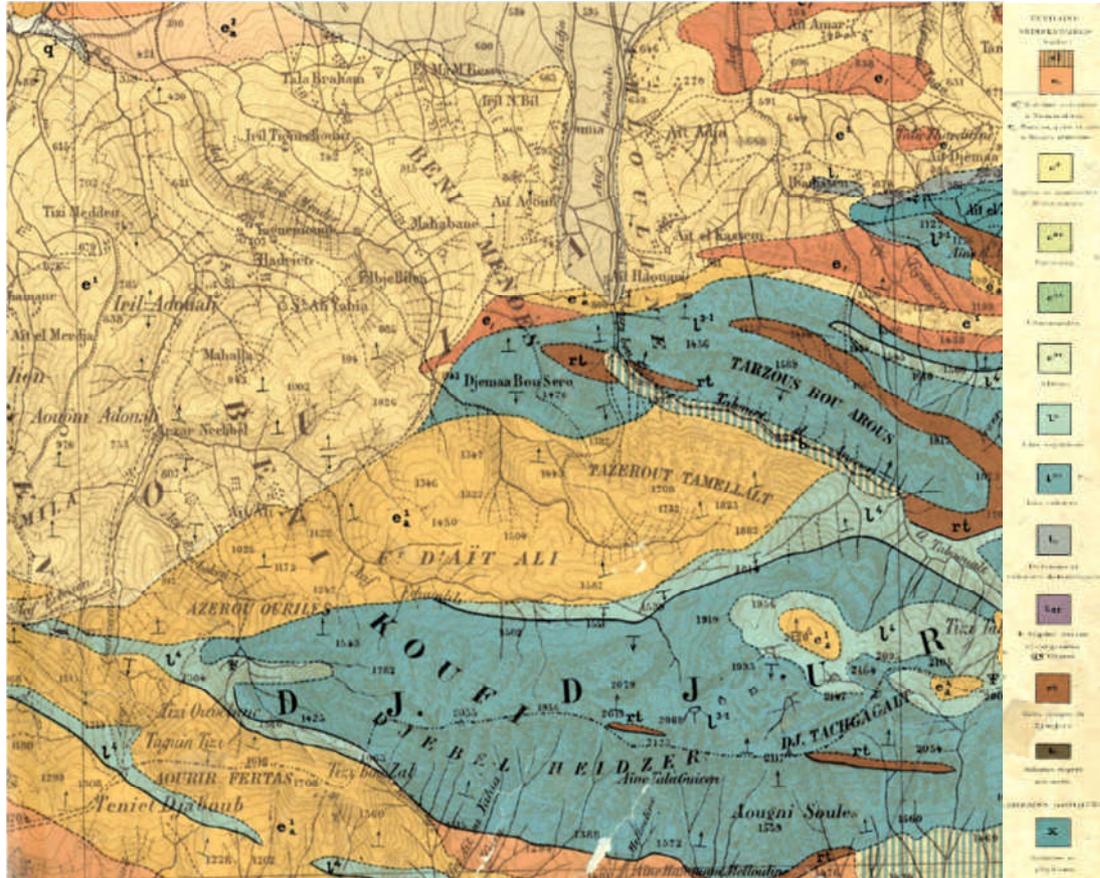


Figure I.1 : Situation géographique

Source APC de Boghni

### I.3. SITUATION GEOLOGIQUE

Le sol de la région de Boghni est essentiellement formé des grés jaunâtres à ciments calcaires ou argileux, il est généralement friable. Ces bancs de grés sont séparés par des intercalations de marnes sableuse qui deviennent parfois prédominantes.



Echelle : 1/50.000

**Figure I.2 : Situation géologique**

### I.4. LA SITUATION TOPOGRAPHIQUE

Etant donné que nous ne disposons pas d'un fond topographique de la commune de Boghni, la structure topographique est présente uniquement pour les villages Beni Mendès et Ath Kouffi, ce relief accidenté en forme de vallons se retrouve également au Sud-Ouest.

Les pentes du relief sont supérieures à 35%. Au sud de l'agglomération, le versant suit une pente assez forte pour atteindre son maximum au pied du massif montagneux du Djurdjura.

Le site de l'agglomération se présente en pente moyenne allant de 0 à 15% et classé comme un terrain très favorable à l'urbanisation.

## I.5. SITUATION CLIMATIQUE

A Boghni, le climat est caractérisé par un hiver très froid et humide ; sec et chaud en été avec des passages orageux. Pendant la période hivernale, certains villages deviennent complètement isolés (neige en abondance jusqu'à 1m de hauteur).

### I.5.1. La température

C'est un facteur climatique d'une grande importance variant avec la topographie (altitude).

Les températures enregistrées sont caractérisées par deux saisons :

- Une saison sèche qui débute au mois de Mai et se termine au mois de septembre, durant laquelle les températures augmentent.
- Une saison froide (humide) qui débute au mois de novembre et se termine au mois de février dont on remarque un abaissement des températures.

**Tableau I.1 : Les températures moyennes annuelles en °C de (1996 à 2012) :**

	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Annuel
<b>1996</b>	12,9	9,9	13,1	15,4	18,3	22,6	26,3	26,8	21,6	16,9	14,8	12,3	17,6
<b>1997</b>	11,9	12,3	12,9	15,9	20,5	25	26,4	27,6	24,9	20,1	15,1	11,6	18,7
<b>1998</b>	10,6	11,9	13,2	15,7	18	23,9	27,6	27,1	24,6	17,4	13,7	9,8	17,8
<b>1999</b>	10	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	18,6
<b>2000</b>	8,2	11,7	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	24,9	18,5	14,6	12,1	18,8
<b>2001</b>	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23	14	9,2	19
<b>2002</b>	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	18,9
<b>2003</b>	10,1	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	23,9	20,4	15,7	10,6	18,6
<b>2004</b>	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	18,1
<b>2005</b>	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13	10,6	17,6
<b>2006</b>	9,2	10	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	19,1
<b>2007</b>	11,4	13	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	19,4	13,6	10,6	18,2
<b>2008</b>	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,1	18,5
<b>2009</b>	10,8	10,4	12,7	14	21	25,2	29,6	28	22,7	19,2	15,3	15,8	18,7
<b>2010</b>	9,6	10,1	12,6	15,3	19,3	25,5	28,2	28,4	23,2	19,5	15,2	13,2	18,3
<b>2011</b>	10,2	9,9	11,8	14,8	20,8	24,9	27,6	27,7	24,5	20,4	14,9	11,1	18,2
<b>2012</b>	10,8	10,5	12,6	14,4	20,4	23,8	26,8	29,3	24,1	19,7	13,4	11,2	18,1
<b>Moy</b>	<b>10,3</b>	10,7	13,3	15,6	19,8	24,8	27,8	<b>27,9</b>	24,2	20,3	14,5	11,7	18,4

Source : O.N.M de Boukhalfa

Les températures moyennes mensuelles atteignent la valeur maximale de: 27.9 C° au mois d'Août et la plus basse (10.3 C°) est atteinte au mois de Janvier

- La température moyenne en été durant les 17 dernières années est :  $T_{\text{moy}} = 26.8^{\circ}\text{C}$
- La température moyenne en hiver toujours durant les 17 dernières années est :  
 $T_{\text{moy}} = 11.9^{\circ}\text{C}$

### I.5.2. La pluviométrie

La précipitation est un facteur climatique essentiel ; qui dépend de l'altitude et de l'exposition des versants aux vents humides. (Voir Tableau I.2)

La pluviométrie varie entre 500 et 1000 mm mais celle-ci augmentent avec l'altitude.

**Tableau I.2 : Les précipitations moyennes annuelles (1996 à 2012)**

	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Annuel
<b>1996</b>	155,4	219	63,2	157,6	55,1	22,4	8,6	7,8	37,7	102,3	64,8	76,4	970.3
<b>1997</b>	51,2	15,7	24,7	78,8	27,5	3,7	0,8	16,6	42,3	89,3	202,7	153,9	707.2
<b>1998</b>	49,8	163,6	64,9	98,5	231,8	1	0	2,8	34,8	87,1	132,7	92,9	959.9
<b>1999</b>	122,9	92,6	75,3	19,6	40,5	1,3	0	2,3	32,6	15,4	149	219,2	770.7
<b>2000</b>	20,5	5,1	6,5	38,3	56,6	6,4	0	0,2	5,3	51,5	78,4	68	336.8
<b>2001</b>	231,6	73,7	4	41,2	45,8	0	0	2,1	35,4	8,6	5,2	63,2	510.8
<b>2002</b>	76,3	33	47,1	53,8	46,1	1,7	2,5	20,6	31	39,2	271,9	286,1	909.3
<b>2003</b>	303,5	106	59,3	128,6	34,3	1,2	3,2	3,3	21,3	67,7	78	166,9	973.3
<b>2004</b>	127,7	52,2	104	86,4	146,1	4,7	0	10,2	36,9	36,4	106,9	197,4	908.9
<b>2005</b>	148,7	37,5	30,3	68,5	1,5	0,1	0,6	1,7	20	57,5	72,2	87,2	528.5
<b>2006</b>	142,5	169,4	35	20,2	78,1	5,6	2,4	2,7	36,5	18,6	7,3	170,5	688.8
<b>2007</b>	8,4	63,4	184,6	201,5	23,8	14,9	11,3	1,8	56,9	210,4	257,8	89,2	1133
<b>2008</b>	8,7	11,8	88,1	32,3	96,8	14	7,2	0	34,6	66,1	190,3	115,4	665.3
<b>2009</b>	221,1	42,4	92	132,6	69,1	0	2,6	7,3	169,8	40,4	116,5	140,3	1034.1
<b>2010</b>	185,4	145,2	75	95,6	84	1,8	1,2	0	35,3	154,2	68,7	218,5	1064.9
<b>2011</b>	235,8	65,3	142,2	64,2	35,2	9,6	4,2	4,6	48,9	253,2	54,8	142	1060
<b>2012</b>	85,3	124,9	14,5	97,4	48,8	5,5	7,4	7,8	58,3	89,7	152	178,9	870.5
<b>Moy</b>	127,9	83,6	65,3	83,2	65,9	5,5	<b>3,1</b>	5,4	43,4	81,6	118,2	<b>145,1</b>	828.2

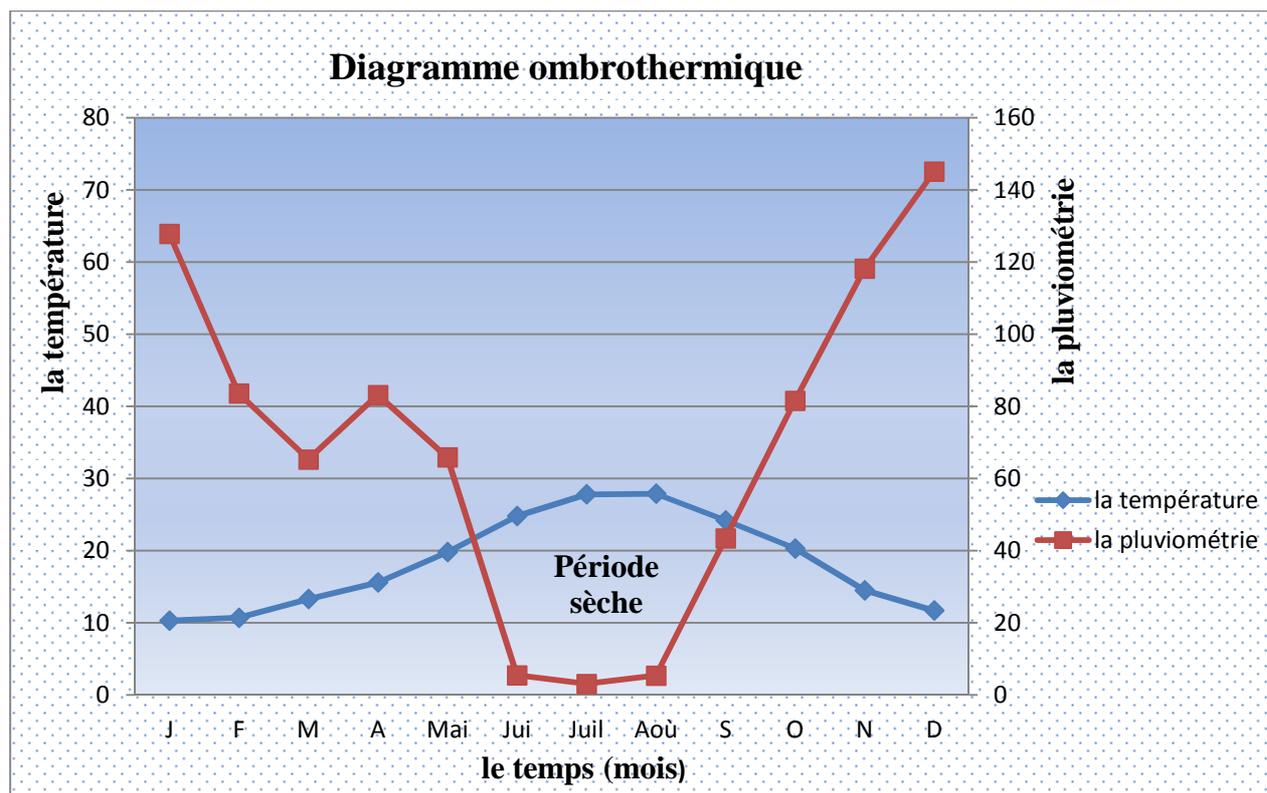
Source : l'ANRH de Tizi-Ouzou

Les régions de Beni Mendes et Ath Kouffi sont fortement arrosées en Décembre et Janvier avec un maximum (145,1 mm) qui est atteint au mois de Décembre.

Les précipitations diminuent du mois de Février pour atteindre un minimum (3,1 mm) au mois de Juillet.

### I.5.3. Diagramme Ombrothermique

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1953) nous permet de déterminer les périodes sèches au cours d'une année hydrologique.



**Figure I.3 : Diagramme Ombrothermique**

Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente de Juin jusqu'à Août.

### I.6. LE RESEAU ROUTIER

Le réseau routier de la commune est composé de :

- RN 30B qui relie le centre-ville de Boghni à tala Guilef au sud, Beni Mendes au Sud-Est et Ath Kouffi au Sud-Ouest. La route est en état défectueux.
- RN 30A reliant Boghni à la commune de Mechtras et Ouadhia à l'Est, et à la commune d'Ain Zaouïa et Bounouh à l'Ouest.

- Chemin de la wilaya CW128 mène vers Draa Ben Khedda et Tizi Ouzou au Nord, c'est une ancienne voie ferrée transformée en route. L'état de la chaussée est moyen, de longueur 5.25 Km ;
- Des routes communales qui dépassent les 34 Km ;
- Pistes non revêtues de 7Km ;
- Pistes non aménagées de 10 Km. (APC de Boghni)

## **I.7. SITUATION HYDRAULIQUE**

### **I.7.1.Introduction**

Depuis sa promotion en qualité de Daïra, la circonscription de Boghni n'a cessé de connaître des mutations économiques et sociales profondes. En effet, les besoins augmentent d'une manière exponentielle, en relation avec la demande pressante d'eau potable, liée à une forte explosion démographique, et à l'industrie qui est un aspect particulier de la région (surtout au niveau de chef-lieu communal Boghni).

Les efforts consentis en matière hydraulique dans les différents programmes (P.C.D, sectoriel) qu'a connu la daïra s'avère insuffisant pour le moyen et long terme. La forte demande dépassera de loin la disponibilité des ressources actuelles en matière d'alimentation en eau potable.

La nature même du site Urbino-industriel induit et génère des pollutions qui nécessitent un traitement afin de préserver la ressource en eau et l'environnement.

### **I.7.2. Le village de Beni Mendes**

L'alimentation en eau potable s'effectue à partir des sources de l'AINSER MENDES qui à l'origine, atteint les 20 l/s. Actuellement le débit de captage ne dépasse pas les 10 l/s en période d'étiage. Ceci est du nécessairement au changement dans le cycle hydrologique (période de sécheresse) d'une part et à la vétusté des installations d'autre part.

#### **I.7.2.1. Réseau**

Les réseaux de distributions sont sous-dimensionnés et non étudiés.

#### **I.7.2.2. Les réservoirs**

04 réservoirs de 500m<sup>3</sup>, 300m<sup>3</sup>, 300m<sup>3</sup> et 100m<sup>3</sup> respectivement situés à Tala N'Braham, Iasakren, Imrabtan et Ighil N'Bil.

#### **I.7.2.3. Assainissement**

Les réseaux collecteurs d'assainissement de type séparatif ont été réalisés dans le cadre du plan quinquennal village initié en 1991.

Il est à noter l'inexistence de système d'épuration au bout des réseaux notamment pour le cas de Beni Mendes dont les rejets s'effectuent en plein cône de déjection pouvant ainsi contaminer la ressource en eau souterraine située à l'aval (source Lanassar, et puits domestiques environnants).

### **I.7.3. Le village d'AthKouffi**

Le village d'AthKouffi est alimenté par des captages de sources suivants :

- Source Ichamlalene-Taguemount : Cette source alimente les villages de Taguemount, le système comprend : - l'ouvrage de captage
  - l'adduction gravitaire en acier DN100 d'une longueur d'environ 3000ml, et d'un débit à l'étiage minimum de 2 l/s.
- Une source (Lainser Tdoukli) captée dans le cadre du plan communal de développement 1995 d'un débit à l'étiage de 2 l/s environ, renforcera l'alimentation des villages de Beni Kouffi une fois que l'adduction gravitaire sera réalisée. (L'étude a été réalisée par le bureau d'étude Habel suivi par la subdivision de l'hydraulique de Boghni pour le compte de la commune de Boghni).

#### **I.7.3.1. Les réservoirs**

03 réservoirs de 200m<sup>3</sup>, 200m<sup>3</sup> et 100m<sup>3</sup> à Iavdjelillen, Taguemount et Ihadriene.

#### **I.7.3.2. Réseau d'AEP**

Le réseau est ancien et vétuste de type ramifié.

#### **I.7.3.3. Assainissement**

Des opérations d'assainissements inscrits dans le cadre de plan P.C.D à partir de 1994 ont touché ces villages (Ath Kouffi, Ait Ali et Ighzer n'chbel). (**Subdivision de Boghni**)

## **I.8. CONCLUSION**

Ce chapitre nous a permis de cerner les difficultés que vivent les localités concernées, du point de vue alimentation en eau potable et d'autres difficultés d'ordre technique pouvant survenir au cours ou après réalisation du projet dans le cas où les précautions nécessaires ne sont pas prises.

## CHAPITRE II

### ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION

---

#### II.1. INTRODUCTION

Pour une bonne conception du projet, il faut commencer par une estimation appropriée des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question.

L'objectif de notre étude est la mise en évidence de l'évolution de la population ainsi que leur mode de vie et les infrastructures existantes à l'horizon d'étude.

#### II.2. SITUATION DEMOGRAPHIQUE ET SON EVOLUTION

D'après le recensement général en 2008 par RGPH de la wilaya de Tizi-Ouzou, les deux villages ont une population de 14238 habitants, et sont répartis en 9532 habitants pour Beni Mendes et 4706 habitants pour Ath Kouffi. L'objet de notre étude est de satisfaire tous les besoins en eau potable pour ces villages d'ici l'an 2035.

#### II.3. EVALUATION DE LA POPULATION

L'estimation des besoins en eau à différents horizons d'étude sera effectuée sur la base de l'évolution démographique de la population. Elle peut être calculée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1+T)^n$$

Où :

$P_n$  : population à l'horizon de calcul ;

$P_0$  : population de l'année de référence (2008)

T: taux de croissance naturel de la population en % (T = 2 % donné par la DHW de Tizi-Ouzou).

n: nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

❖ Les horizons de calcul considérés sont :

✓ Moyen terme : 2020

✓ Long terme : 2035

L'estimation de la population, pour les différents horizons, est basée sur le dernier recensement effectué par les services de la wilaya de Tizi Ouzou (DPAT).

La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentées dans le tableau ci-dessous (tableau II.1).

**Tableau II.1 : Evolution de la population des villages Beni Mendes et Ath Kouffi**

Désignation	Populations aux horizons		
	RGPH 2008	2020	2035
Beni Mendes	9532	11433	12623
Ath kouffi	4706	7622	8415
<b>Total</b>	14238	19055	21038

Source : DHW de Tizi-Ouzou

#### II.4. LA DOTATION

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité d'eau que l'être humain utilise dans sa vie quotidienne pour satisfaire ses différents besoins à savoir, le ménage, la douche .....etc.

Cette norme est liée au niveau de la population d'après les normes recommandées par les services concernés. Nous avons pour :

- Une ville de 20.000 à 100.000 habitants une dotation de 200 à 300 litres jour/habitant.
- Une ville de plus de 100.000 habitants une dotation de 300 à 400 litres/jour/habitant.

Selon le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique et son évolution future, nous estimons qu'une dotation de 150 l/j/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins en eau potable pour toute la région (DHW)

#### II.5. CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations pendant une journée exprimée par la relation de débit moyen journalière suivant :

$$Q_{moy j} = \frac{Nh.D}{1000} (m^3/j)$$

Avec :

$Q_{moy j}$  : débit moyen journalier en (m<sup>3</sup>/j) ;

$Nh$  : nombre de consommateurs dans chaque groupe (habitant) ;

$D$  : dotation en (l/j/habitant).

## II.6. DIFFERENTS TYPES DE BESOINS

L'estimation de ces besoins se fait par le moyen des normes effectuées aux différents types de besoins qui sont les suivants :

### II.6.1. Besoins domestiques à différents horizons

Le bilan des besoins domestiques est représenté dans le tableau (II.2).

**Tableau II.2 : Besoins en eau domestiques à différents horizons des villages Beni Mendes et Ath Kouffi**

localités	Nombre d'habitant		Dotation	Cons. moy.j (m <sup>3</sup> /j)		Cons. moy.j (l/s)	
	2020	2035		2020	2035	2020	2035
<b>Beni Mendes</b>	11433	12623	150	1715	1894	20	22
<b>Ath Kouffi</b>	7622	8415		1143	1263	14	15
<b>Total</b>	19055	21038		2858	3156	30	37

D'après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne des villages est de 37 l/s à long terme (2040).

### II.6.2. Besoins Scolaires

**Tableau II.3 : Besoins scolaires**

Villages	Nombre d'établissements	Effectif élèves	Effectif personnel	Effectif total	Dotation l/j/élèves	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy j (l/s)
<b>Beni Mendes</b>	06 Primaire 01 CEM	934 723	115 53	1825	15	27.37	0.317
<b>Ath-Kouffi</b>	05 Primaire 01 CEM	851 351	95 32	1329	15	19.93	0.231
<b>Total</b>	(13) Etablissements	2859	295	3154	/	47.30	0.548

Source: APC de Boghni

### II.6.3. Besoins sanitaires

**Tableau II.4: Besoins Sanitaires**

Villages	Désignation	Dotation (l/j)	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy (l/j)
<b>Ath kouffi</b>	2 Unité de soin	200	0,2	0,002
<b>Beni Mendes</b>	1 Centre de santé	300	0,3	0,003
<b>Total</b>	3	/	0,5	0,005

Source: APC de Boghni

### II.6.4. Besoins municipaux

Tableau II.5 : Besoins municipaux

Villages	Désignation	Nombre d'employés	Dotation l/j/employé	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy (l/s)
Ath kouffi	1Post police	110	120	13,20	0,15
	Antenne postale P	2	15	0,03	0,0003
Beni Mendes	1 Antenne postale	2	15	0,03	0,0003
	1 Caserne	200	120	24,00	0,28
<b>Total</b>	/	314	/	37,26	0,431

Source: APC de Boghni

### II.6.5. Besoins Socioculturels

Tableau II.6 : Besoins Socioculturels

Villages	Désignation	Dotation (l/j)	Cons moy (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy (l/s)
Ath kouffi	1Mosqués	10 000	20	0,231
	1Air de jeux	2000	2	0,023
Beni Mendes	2 mosquées	10000	20	0,231
	1 Maison de jeunes	2000	2	0,023
	1Air de jeux	2000	2	0,023
<b>Total</b>	/	/	46	0,531

### II.6.6. Besoins Commerciaux

Tableau II.7 : Besoins Commerciaux

Villages	Désignation	Dotation (l/j)	Cons moy(m <sup>3</sup> /j)	Cons moy (l/s)
Beni-Mendes	(1) Pâtisserie	1200	1.20	0.014
	(3) Café maure	1500	4.50	0.052
	(1) Station de service	1200	1.20	0.014
	(1) Alimentation générale	100	0.1	0.001
Ath-Kouffi	(02) Café maure	1500	3.00	0,043
	(1) Boulangerie	1200	1.2	0,014
	(1) Alimentation générale	100	0.1	0.001
<b>Total</b>	/	/	11.3	0.139

Source: APC de Boghni

### II.6.7. Besoins Industriels

Tableau II.8 : Besoins Industriels

Villages	Désignation	Dotation l/j	Cons moy j (m <sup>3</sup> /j)	Cons moy (l/s)
Ath kouffi	1Huilerie	15000	15	0,173
Beni Mendes	2Huilerie	15 000	30	0,347
<b>Total</b>		/	45	0,52

Source: APC de Boghni

### II.6.8. Besoins Agricoles

Tableau II.9 : Besoins de l'élevage

Localités	Désignation	Nombre	Dotation (l/j/tête)	Cons.moy .J (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy .J (l/s)
<b>Beni Mendes</b>	Bovins	1500	50	75	0.87
	Ovins	5 650	05	28.3	0.33
	Caprins	900	05	4.5	0.052
	Poules pondeuses	3100	05	15.5	0.18
	Poulets de chaires	130 000	01	130	1.5
<b>Ath Kouffi</b>	Bovins	853	50	42.65	0.49
	Ovins	3284	05	16.32	0.19
	Caprins	621	05	3.1	0.035
	Poulets pondeuses	10000	05	50	0.58
	Poulets de chaires	78 000	01	78	0.9
<b>Total</b>				443.37	5.13

Source : Subdivision d'Agriculture de Boghni

**Tableau II.10 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière des villages Beni Mendes et Ath Kouffi**

horizons villages	Cons moy.j.tot (m <sup>3</sup> /j)		Cons moy.j.tot (l/s)	
	2020	2035	2020	2035
<b>Beni Mendes</b>	2081	2260	24.08	26.16
<b>Ath Kouffi</b>	1407.73	1527.73	16.29	17.68
<b>Total</b>	3488.73	3787.73	40.37	43.84

## II.7. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES

Deux facteurs importants interviennent pour l'évaluation de la consommation maximale journalière, à savoir :

- ✓ Les pertes dans le réseau de distribution de l'agglomération qui sont, généralement, dues aux fuites dans les conduites ; la plus grande partie de ces fuites sont évaluées par une mesure nocturne du débit, elles dépendent de l'état d'entretien du réseau de distribution ;
- ✓ La majoration saisonnière qui s'explique par l'augmentation de la consommation en eau potable en période estivale.

Dans un réseau bien entretenu, les pertes atteignent couramment jusqu'à 20% de la consommation, et 20% à 35% pour un entretien moyen ; elles peuvent atteindre ou dépasser 50% pour les réseaux mal entretenus.

Selon les données recueillies auprès de l'unité de l'Algérienne Des Eaux de Tizi-Ouzou, le taux des pertes dans le réseau est de 20% des besoins journaliers.

$$P = \text{consommation moyenne journalière} \times 0,20$$

La consommation est évaluée à 3787.73 m<sup>3</sup>/j à l'horizon de l'année 2035. Les pertes seront de 757.55 m<sup>3</sup>/j au total.

$$P_{2035} = (3787.73 \times 0.2) = 757.55 \text{ m}^3/\text{j}$$

Nous allons soutenir un débit moyen journalier à l'horizon 2035 de :

$$3787.73 + 757.55 = 4545.28 \text{ m}^3/\text{j} \text{ soit } 52.61 \text{ l/s.}$$

L'évaluation des besoins moyens journaliers en tenant compte des pertes de ces 20%, est représentée dans le tableau ci-après :

**Tableau II.11: Récapitulatif des besoins moyens en eau en tenant compte des pertes (20%).**

horizons villages	Cons moy.j.tot (m <sup>3</sup> /j)		Cons moy.j.tot (l/s)	
	2020	2035	2020	2035
<b>Beni Mendes</b>	2497.2	2712	28.91	31.39
<b>Ath Kouffi</b>	1689.28	1833.27	19.55	21.22
<b>total</b>	4186.48	4554.28	48.45	52.61

La consommation moyenne journalière totale de la région d'étude se montera pour l'horizon 2035 à 4554.28 m<sup>3</sup>/j soit 52.61l/s.

## II.8. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS

En raison de l'irrégularité de la consommation et les fuites dans le réseau, le débit exigé par ce dernier est soumis à plusieurs variations:

- ✓ **Variations horaires:** représente la variation la plus importantes avec deux pointes au moment de la préparation des repas.
- ✓ **Variation journalière:** selon le jour de la semaine (jour de marché par exemple).
- ✓ **Variations mensuelles:** variables pour les villes touristiques y compris pour les grandes villes).
- ✓ **Variations annuelles:** Elles sont fonction du développement de la population et de l'hygiène. Dans la période actuelle, ce facteur est très important et il importe de faire une étude démographique très attentive pour chaque cas particulier.

Il est nécessaire d'affecter au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité permettant d'évaluer la consommation maximale et minimale à fin de dimensionner le réseau d'adduction.

### II.8.1. Variation de la consommation journalière

#### II.8.1.1. Variation de consommation maximale journalière ( $C_{max j}$ ; $Q_{max j}$ )

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{max j} = K_{max j} \cdot Q_{moy j}$$

Avec :

$K_{max j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelle fuites dans le réseau .Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour:

$$K_{max j} = 1,2.$$

#### II.8.1.2. Variation de consommation minimale journalière ( $C_{min j}$ ; $Q_{min j}$ )

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{min j} = K_{min j} \cdot Q_{moy j}$$

Avec :

$K_{min j}$  : coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi :  $j = 0,8$ .

Les résultats sont portés dans le tableau ci-après:

**Tableau II.12 : Débit  $Q_{max j}$  et  $Q_{min j}$  aux différents horizons.**

Horizons	$Q_{moy,j}$		$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$		$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$	
	( $m^3/j$ )	(l/s)		( $m^3 / j$ )	(l/s)		( $m^3 /j$ )	(l/s)
<b>2020</b>	4186.48	48.45	1.2	5023.77	58.14	0.8	3349.18	38.76
<b>2035</b>	4554.28	52.61	1.2	5465.14	63.13	0.8	3643.42	42.09

### II.8.2. Variation de la consommation horaire

Ce volet permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner, de prévoir les risques des dépôts dans les tuyaux et de déterminer la consommation maximale horaire, en introduisant le coefficient d'irrégularité horaire ( $K_{max h}$  ;  $K_{min h}$ )

La consommation max horaire peut être calculée par la formule suivante :

$$Q_{max h} = K_{max h} \cdot (Q_{max j} / 24)$$

Avec :

$K_{max h}$  : coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{max h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

Où :

- ✓  $\alpha_{max}$  : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons  $\alpha_{max}=1,3$ ).
- ✓  $\beta_{max}$  : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans le tableau suivant (manuelle technique) :

Tableau II.13 : Valeur du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	100	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,02	1

Dans notre cas, la population des villages Beni Mendes et Ath Kouffi est de 21038 Hab pour l'année d'étude 2040, compris entre 20 000 et 30 000 habitants, par la méthode d'interpolation on détermine la valeur de  $\beta$  comme suit :

$$\text{Pour : } \begin{cases} 30000 - 20000 \rightarrow 1.15 - 1.2 \\ 21038 - 20000 \rightarrow \beta_{max} - 1.2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 10000 \rightarrow -0.05 \\ 1038 \rightarrow \beta_{max} - 1.2 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\beta_{max} = 1.2 + ([1038 \times (-0.05)] / 10000) = 1.19$$

$$\beta_{max} = 1.19$$

Par la suite :  $K_{max h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$

$$\Rightarrow K_{max h} = 1.3 \times 1.19 = 1.55$$

$$K_{max h} = 1.55$$

Et finalement :

$$Q_{max h} = K_{max h} \cdot (Q_{max j} / 24)$$

$$Q_{max h} = 1.55 \times (5465.14 / 24)$$

Ce qui donne :

$$Q_{max h} = 352.96 \text{ m}^3/\text{h}$$

Où bien :

$$Q_{max h} = 98.04 \text{ l/s}$$

### II.8.3. Débit de pointe

Il correspond à la consommation de tout l'écoulement sur une durée donnée de la journée de plus forte consommation. Il est obtenu en effectuant au débit journalier un coefficient  $K_p$  de point.

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

Avec :

$K_p = 3$  (donné par la DHW de Tizi ousou).

Tableau II.14 : Récapitulation des résultats.

Horizon	$Q_{min j}$		$Q_{moy j}$		$Q_{max j}$		$Q_{max h}$		$Q_p$	
	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /h)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
2035	3643.42	42.09	4554.28	52.61	5465.14	63.13	352.96	98.04	16395.42	189.76

## II.9. CONCLUSION

Les besoins maximaux en eau sont améliorés à 63.13 l/s pour l'horizon 2035. Ce débit sera utilisé pour le dimensionnement du réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes pour satisfaire tous les besoins de la population.

## CHAPITRE III

### RESSOURCE EN EAU

#### III.1. INTRODUCTION

Dans cette partie, on va étudier les ressources en eau dans les environs de la commune de Boghni, les villages Beni Mendes et Ath Kouffi précisément, pour bien situer tous les ouvrages hydrauliques existants au niveau de la région, et obtenir les informations complémentaires concernant les caractéristiques du réseau d'adduction.

L'infrastructure hydraulique de la région ne comporte ni barrage, ni retenues collinaires, ni forages. Elle dispose seulement de sources, à partir desquelles les villages Beni Mendes et Ath Kouffi sont alimentés.

#### III.2. TYPES DE RESSOURCES ET CAPTAGE

L'eau de surface constitue la principale source de réserve en eau potable de la zone d'étude. En effet, cette dernière est alimentée par un champ de captage, assurant l'alimentation d'une grande partie des agglomérations.

**Tableau III.1: Situation des sources**

Lieu d'implantation	Réservoirs	Côte radier m NGA	Capacité (m3)	sources
TAguemount	Iavdjelillen	825	200	Tazemourt Bouamar I et II
	TAguemount eau	715	200	
	Ihadriyen	684	100	
Iavdjelillen	brise de charge	988	50	Ainser Tidoukli
Beni Mendes	Tala N'Braham	740	500	Ainser Mendes
	Iasekrene	706	300	
	Thadart oufela	890	500	
	Carrière	925	100	
Mahban	Mahban	935	200	Tala Guilef
	Ait Ali	717	200	

### III.3. DESCRIPTION DE LA CHAÎNE D'ADDUCTION

Les villages Beni Mendes et Ath Kouffi sont alimentées à partir des captages des sources répartis un peu partout dans la région totalisant un débit d'exploitation de 21 l/s.

- Le village de Beni Mendes est alimenté à partir des captages D'AINSER MENDES qui situe à une cote de 797 m NGA et THALA GUILF à une cote de 1006 mNGA avec un débit total de 10 (l/s).
  - le premier captage (AINSER MENDES) alimente deux réservoirs par adduction gravitaire ; le premier réservoir est celui de THALA N'BRAHAM qui se trouve à une hauteur de 740 m d'une capacité de 500m<sup>3</sup>, et le deuxième réservoir est celui d'AIT ALI qui se trouve à une hauteur 717m d'une capacité de 200m<sup>3</sup>.
  - Le captage de TALA GUILF alimente le réservoir de CARRIERE d'une capacité de 300m<sup>3</sup> à une cote radier 925 m NGA par une voix gravitaire, et ce dernier alimente le réservoir de MAHBAN de 200 m<sup>3</sup> de capacité et situé à une cote radier 935mNGA.
- Le village de Beni Kouffi aussi alimenté à partir de deux captages qui sont :
  - le captage de AINSER TIDOUKLI situé à une cote de 1184 m NGA avec un débit à l'étiage de 5.0 (l/s) alimente le réservoir IAABEJLILEN qui se trouve à une hauteur 825.0m, et une capacité de 200m<sup>3</sup>, cela par l'intermédiaire d'un réservoir qui joue le rôle d'une brise de charge de capacité 50m<sup>3</sup> avec une hauteur 998m et cela à cause de la grande différence du cote piézométrique (1193m pour le captage, et 825 m pour le réservoir d'arriver)
  - le second captage est celui de TAZEMOURT N'BOUAMAR qui a un débit de 6.0 (l/s), ce captage alimente deux réservoirs, le premier est celui D'IHADRAYEN qui a une capacité de 100 m<sup>3</sup> et une hauteur de 684 m, ce dernier alimente à son tour le réservoir de TAGUEMOUNT qui a une capacité de 200 m<sup>3</sup> et une hauteur de 715m.

Sachant que toutes ces conduites sont en acier galvaniser, et avec un diamètre nominal qui variés entre 150 et 200 mm

**Figure II.2 : Schéma synoptique montrant l'ancienne chaîne d'AEP des villages de Beni Mendes et Ath Kouffi**

### III.4. DESCRIPTION DU BARRAGE KOUDIET ACERDOUNE

#### III.4.1. Situation du barrage

Le barrage Koudiet Acerdoune est implanté sur l'Oued Isser dans la commune de Mâala au sud de Lakhdaria, à 35 Km de Bouira, dans une région où en plus de l'Oued, les pluies sont abondantes. Les neiges de Djurdjura sont également d'un apport non négligeable en eau. La superficie du bassin versant Isser est de 2790Km<sup>2</sup>et s'étend sur les deux wilayas Bouira et Médéa. Le point de départ de ce bassin va du sommet de djebel Dirah à Sour El Ghozlane jusqu'à Kef Lakhdar, relevant d'Ain Boucif.

On repère l'emplacement du barrage Koudiet Acerdoune sur une carte par les coordonnées Lambert suivantes:

$$X= 580,10m \quad Y=354,70m \quad Z=217,00m$$

#### III.4.2.Description des ouvrages

Le barrage Koudiet Acerdoune appartient au bassin versant Isser, caractérisé par :

- Surface du bassin versant: 2790 Km<sup>2</sup> ;
- Capacité de la retenue: 640 hm<sup>3</sup> ;
- Volume annuelle régularisé: 178 hm<sup>3</sup> ;
- Apport annuel moyen: 220 hm<sup>3</sup> ;
- Aire inondé: 1833 ha.

Il est constitué par une digue de Type : BCR (béton compacté au rouleau) d'une longueur en crête de 475 m et de 121 m de hauteur au-dessus du lit de l'oued, une largeur de base de 8 m.

##### III.4.2.1. Evacuateurs de crues

- Type: déversoir de surface à seuil libre-coursier divisé en 7 passes avec un saut de ski
- Longueur 142,2 m ;
- Débit (crue laminée du projet : 7000 m<sup>3</sup>/s) ;

##### III.4.2.2. Galerie de dérivation et vidange de fond

- Type: Deux pertuis de dérivation (8×8) m et un pertuis aménagé en vidange de fond ;
- Longueur : 285 m ;
- Section de vidange de fond :(4×4,20) m à l'amont des vannes ; (8×7) m à l'aval des vannes.
- Débit maximal : 470 m<sup>3</sup>/s au niveau normal de la retenue.

### III.4.2.3. Tour de prise d'eau

- Type: section rectangulaire inclinée sur les côtés;
- Hauteur : 108,59 m;
- Section :  $(13,5 \times 10,5) \text{ m}^2$ ;
- Nombre de prise d'eau : 5 prises.

### III.4.2.4. Principales quantités

- Excavation :  $4\,688\,000 \text{ m}^3$  ;
- Remblais :  $257\,000 \text{ m}^3$  ;



Figure III.2. Barrage Koudiet Acerdoune

## III.5. COMPARAISON ENTRE BESOIN EN EAU ET RESSOURCES ACTUELLES

- Les besoins en eau de notre région à l'horizon 2035 sont de :  $5465.14 \text{ m}^3/\text{j}$  soit 63.13 l/s.
- Les débits disponibles en eau des ressources actuelles sont de :  $1814.4 \text{ m}^3/\text{j}$  soit 21 l/s.

Donc on calcule le déficit par la formule suivante :

$$\text{Déficit} = \text{besoin} - \text{production}$$

$$\text{Déficit} = 5465.14 - 1814.4 = 3650.74 \text{ m}^3/\text{j} \text{ soit } 42.25 \text{ l/s}$$

**Tableau III.2: Tableau comparatif entre besoin en eau et ressources actuelles :**

Horizons	Besoin max en eau		Débit disponible en eau		Déficit	
	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
<b>2035</b>	5465.14	63.13	1814.4	21	3650.74	42.25

### III.6. CONCLUSION

Il apparaît que les ressources mobilisées actuellement pour alimenter en eau potable les villages de Beni Mendes et Ath Kouffi avec un débit de 21 l/s, sont insuffisantes pour satisfaire tous les besoins de cette région, autrement dit, la production est très faible par rapport aux besoins de la population.

A cet effet, une nouvelle chaîne d'adduction est projetée d'une manière à assurer une alimentation en eau potable avec un débit de 63.13 l/s soit 5465.14 m<sup>3</sup>/j à l'horizon considéré à partir du barrage Koudiet Acerdoune.

## **CHAPITRE IV**

### **CONTROLE DE LA QUALITE DE L'EAU**

#### **IV.1. INTRODUCTION**

Dans tous les cas, l'eau mise à la disposition du consommateur dans le réseau de distribution, doit être traitée.

Il est nécessaire de traiter l'eau à chaque fois que l'un des paramètres analytiques est supérieur aux normes en vigueur dans le pays considéré. L'OMS (l'Organisation Mondiale de la Santé) établit pour chaque paramètre, des recommandations qui doivent être adoptées dans chaque pays, en fonction de l'état sanitaire et des considérations économiques de ce pays, pour aboutir aux normes réglementaires nationales.

Pour l'Algérie l'eau destinée à la consommation humaine doit répondre aux normes adoptées par l'OMS (Genève 1986). (Voir l'annexe 5).

#### **IV.2. DÉFINITION D'UNE EAU POTABLE**

L'eau est potable lorsqu'elle ne présente aucun danger ou un risque à la santé de ceux qui la consomme, elle ne doit pas contenir en quantité nuisible, ni substances chimiques, ni germes nocifs à la santé (vibron cholérique, streptocoques fécaux...)

Une eau d'alimentation doit être fraîche de saveur. Elle doit répondre aux normes de potabilité de tous les paramètres qu'ils soient :

- Organoleptiques ;
- Physico-chimiques ;
- Bactériologiques.

#### **IV.3. QUALITE DE L'EAU**

Le barrage de Koudiet Acerdoune est la source d'alimentation de notre région d'étude (les villages Beni Mendes et Ath Kouffi), cette eau qui vienne de ce barrage doit répondre aux normes adoptés par l'OMS, pour qu'elle soit potable et consommable. Par logique, une analyse physico-chimique et bactériologique est exigée. Ses analyses ont été réalisées au niveau des laboratoires de la station de traitement « djebahi » wilaya de Bouira.

Un premier échantillon de l'eau brute de barrage a été prélevé au mois du janvier 2013 (prélèvement hivernal); le second, au mois de mai 2013 (prélèvement estival).

#### IV.4. RESULTATS DES ANALYSES DE L'EAU DU BARRAGE

Les résultats des analyses sont indiqués dans les tableaux ci-après :

**Tableau IV.1 : Paramètres physico-chimiques**

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (07.01.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (06.05.2013)	Les normes de l'OMS (admissibles)
pH	/	7.55	8.17	6.5 - 8.5
Conductivité à 25°C	µs/cm	1093	1126	2800
Température °C	°C	9.9	13.7	/
Turbidité	NTU	0.57	0.80	5
Oxygène dissous	mg/l	/	/	/
Clore libre	mg/l	/	/	/
CO2 Libre	mg/l	69.47	48.63	/
MES à 105 °C	mg/l	0.4	0.8	/
Résidus sec à 105°C	mg/l	850	970	2 000
Résidus sec à 180°C	mg/l	810	930	/

Source la ST « djebahi » de Bouira.

**Tableau IV.2 : Paramètres de pollution**

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (07.01.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (06.05.2013)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Ammonium NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	mg/l	0,021	/	0,5
Nitrites NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>		0,017	0.005	0,2
Nitrates NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>		1.19	0.920	50
Phosphate PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup>		0.032	0.15	0.5
Matière.Oxyde.Acide		0.45	0.88	3

Source la ST « djebahi » de Bouira.

Tableau IV.3 : Minéralisation globale

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (07.01.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (06.05.2013)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Sodium Na <sup>+</sup>	mg/l	/	90	200
Potassium K <sup>+</sup>	mg/l	/	3	20
Sulfate SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>	mg/l	245	270	400
Fer Fe <sup>+2</sup>	mg/l	/	/	0.3
Manganèse Mn <sup>+2</sup>	mg/l	0.064	0.067	0.5
Dureté total TH	mg/l <sub>Caco3</sub>	424	452	500
Dureté calcique TH <sub>ca</sub>	mg/l <sub>Ca+</sub>	112	121.6	200
Dureté Magnésium TH <sub>Mg</sub>	mg/l <sub>Mg+</sub>	34.99	35.96	150
Titre alcalin complet TAC	mg/l <sub>Caco3</sub>	174.3	163.4	/
Titre alcalin TA	mg/l <sub>Caco3</sub>	/	/	/
Dureté permanente	mg/l <sub>Caco3</sub>	217.7	288.6	/
Chlorure Cl <sup>-</sup>	mg/l	96.07	94.24	500
Aluminium AL <sup>+3</sup>	mg/l	0.08	0.024	0.2

Source la ST « djebahi » de Bouira.

Tableau IV.4: Paramètres bactériologiques

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (07.01.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (06.05.2013)	Les normes de l'OMS (admissibles)	
Germe totaux	à 22 °C	UFC/ml	250	195	100
	à 37 °C	UFC/ml	30	85	10
Coliformes totaux	UFC/100ml	02	100	/	
Coliformes fécaux	UFC/100ml	/	12	/	
Streptocoques fécaux	UFC/100ml	/	/	/	
Anaérobies Sulfite-réducteur	UFC/20ml	/	/	/	

Source la ST « djebahi » de Bouira.

## **IV.5. INTERPRETATION DES RESULTATS**

La qualité d'une eau exige au préalable, la détermination analytique des paramètres de potabilité, dont les valeurs doivent être accordées à celles établies par les organismes chargés de veiller à la protection de la santé publique et pour son utilisation à la consommation.

### **IV.5.1. Les paramètres organoleptiques**

Les qualités organoleptiques attendues d'une eau de boisson sont la limpidité, l'absence de couleur et d'odeur, l'absence de saveur désagréable et enfin la fraîcheur.

#### **IV.5.1.1. Couleur**

La couleur de l'eau est due à des acides humiques, grosses molécules contenant des cycles aromatiques ou poly-aromatiques avec des fonctions hydroxyles ou acides. Ces molécules correspondent à des fins de dégradation de la matière organique et sont dans la plupart des cas très peu biodégradables. Il est donc possible d'éliminer la couleur de deux façons : par élimination des molécules responsables ou encore par transformation des molécules colorées en molécules incolores. [6]

La mesure de la coloration s'effectue par la méthode au platine cobalt, le principe de cette dernière, consiste à placer une eau dans des tubes à calorimétrie et comparé avec celle d'une solution de référence de platine cobalt, exprimée en unité de HAZEN. [7]

#### **IV.5.1.2. L'odeur et saveur**

Une eau destinée à la l'alimentation doit être inodore. En effet, toute odeur est un signe de pollution ou de la présence de matières organiques en décompositions, le sens olfactif peut seul dans une certaine mesure les déceler.

Les échantillons doivent être prélevés dans des récipients en verre hermétique, l'examen consiste à diluer l'eau prélevée jusqu'à ce que le goût, ou l'odeur, initialement présents soit amenés au seuil de perceptibilité insipide et inodore. [7]

#### **IV.5.1.3. Gout**

Peut être défini comme l'ensemble des sensations gustatives. A l'état naturel, l'eau à une concentration normale de minéralisation offre un goût plus ou moins accentué. S'il y a absence ou une faible concentration des sels habituels sa saveur sera douce, c'est le cas des eaux ayant une longue durée de stockage par exemple : eaux des citernes ; un goût saumâtre de l'eau, provient de l'existence de chlorures en abondance et on aura un goût amère si l'eau renferme beaucoup de sels de magnésium.

Tableau IV.5 : Exigences organoleptiques

Paramètre organoleptique	résultats	unités
Couleur	9	25 ptco
Goût	/	Insipide
Odeur	/	Inodore

Dans notre cas, l'indice de couleur est faible car elle n'est pas en contact avec les substances végétales (source de couleur). Ainsi, la saveur et l'odeur sont dues à leurs teneurs en certains éléments qui les rendent désagréables à boire, le Fer, le Manganèse, le Chlore actif, le Phénol et le Chlorophénol.

#### IV.5.2. Paramètres physico-chimiques

##### IV.5.2.1 La température

La température est un critère physique important dans l'appréciation d'une eau. Elle joue un rôle dans :

- La solubilité des sels qui influe sur la conductivité et le pH ;
- La solubilité des gaz : l'augmentation de la température s'accompagne d'une diminution de la concentration de l'oxygène dissous ;
- Elle favorise le développement des parasites et des algues qui génèrent des toxines et entraînent des goûts et des odeurs désagréables.

La température idéale de l'eau de l'alimentation se situe entre 9°C et 12°C, avec une valeur maximale qui peut aller jusqu'à 25°C.

Dans notre cas, elle est de 13.7°C pour le premier prélèvement (estival) et 9.9°C pour le second (hivernal). Ces températures répondent à la norme requise pour les eaux de consommation.

##### IV.5.2.2. La turbidité

La turbidité de l'eau est due à la présence des matières en suspension et des matières colloïdales. Toutes les eaux sont turbides, mais une turbidité très importante provoque un rejet de la part de l'utilisateur.

La turbidité doit être éliminée pour d'autres raisons :

- ✓ Permettre une bonne désinfection de l'eau ;
- ✓ Eliminer tout polluant adsorbé sur les matières en suspension (métaux lourds) ;
- ✓ Eviter tout dépôt dans le réseau de distribution.

La norme s'établit à 5 unités NTU (Normes de l'OMS), les résultats de deux analyses ont une valeur de turbidité qui ne dépasse pas la valeur requise, elles sont de 0.57 et 0.80 NTU donc sont acceptables. [8]

#### IV.5.2.3. Potentiel hydrogène (pH)

Le potentiel hydrogène ou le pH d'une solution est supérieur ou inférieur à 7, selon que l'eau est acide ou basique (pH=7, eau distillée). La réglementation de l'OMS considère comme acceptable, les valeurs du pH comprises entre 6,5 et 8,5. Les valeurs supérieures ne se rencontrent que dans l'eau de mer et les eaux minérales.

Les eaux du barrage analysées, présentent des pH situés dans les normes, ils sont de 7.55 pour le premier prélèvement (hivernal) et de 8.17 pour le second (estival).

#### IV.5.2.4. La conductivité

La conductivité est une mesure de la capacité de l'eau à faire passer un courant électrique d'un point A vers un point B, cette traversée est affectée par la présence des matières solides dissoutes, La conductivité de l'eau fournit une indication de la qualité et de la quantité de matières dissoutes dans l'eau. La mesure de la conductivité permet d'évaluer rapidement mais très approximativement la minéralisation globale de l'eau et d'en suivre l'évolution.

Le tableau suivant indique quelques indicateurs sur la relation existante entre la minéralisation et la conductivité :

**Tableau IV.6: Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité**

<b>C : Conductivité (<math>\mu\text{s}/\text{cm}</math>)</b>	<b>Minéralisation</b>
$C < 100$	Très faible
$100 < C < 200$	Faible
$200 < C < 333$	Moyenne
$333 < C < 666$	Moyenne accentuée
$666 > C > 1000$	importante
$C > 1000$	excessive

La valeur de la conductivité des eaux analysées varie entre 1093  $\mu\text{s}/\text{cm}$  et 1126  $\mu\text{s}/\text{cm}$ , pour les eaux du Barrage Koudiet Acerdoune, Ces valeurs sont conformes aux normes définies pour les eaux de surface ( $< 2800 \mu\text{s}/\text{cm}$ ).

#### IV.5.2.5. Oxygène dissous

La présence de l'oxygène dissous dans l'eau en quantité suffisante est importante pour que l'eau soit agréable à boire. Sa solubilité dans l'eau dépend de plusieurs facteurs tel que : la température, la pression atmosphérique et la minéralisation de l'eau. Sa teneur dépasse rarement les 10 mg/l (cas des eaux superficielles), par contre pour les eaux souterraines, elles n'en contiennent le plus souvent que quelques milligrammes par litre.

Dans notre cas, sur l'eau provenant du barrage Koudiet Acerdoune, les analyses de l'oxygène n'ont pas été effectuées.

#### IV.5.2.6. TDS (Taux de minéralisation d'une eau)

Les TDS (total dissolved solids), ou MTD (matières dissoutes totales) sont en majorité des sels inorganiques et des matières organiques qui sont dissous dans l'eau. Les directives Européennes prévoient une valeur limite de 1 500 mg/l, Un taux élevé de MTD peut donner mauvais goût à l'eau, causé de l'usure des composantes de plomberie ou des taches blanches sur la vaisselle, les lavabos, les véhicules...etc.

Dans les deux échantillons, les analyses sur le TDS n'ont pas pu être effectuées.

#### IV.5.3. Paramètres de pollution

Les paramètres de pollution sont : l'ammonium ( $\text{NH}_4^+$ ), Nitrites ( $\text{NO}_2^-$ ), Nitrates ( $\text{NO}_3^-$ ), Phosphate ( $\text{PO}_4^{3-}$ ) et Matière Oxyde Acide.

##### IV.5.3.1. L'Ammonium ( $\text{NH}_4^+$ )

L'ammonium,  $\text{NH}_4^+$ , est la forme réduite de l'azote. Il provient principalement de la décomposition des protéines naturelles contenues dans le phytoplancton et les micro-organismes. Il peut être aussi issu de l'apport d'effluents urbains épurés, de rejets industriels ou agricoles. Il se trouve dans les eaux naturelles à des concentrations qui peuvent varier de 0,1 à plus de 10 mg/l.

L'ammonium n'est pas très toxique mais peut provoquer plusieurs problèmes tel que : - Corrosion des conduites  
- Diminution de l'efficacité du traitement au chlore et le développement des micro-organismes responsables des saveurs et d'odeurs désagréables.

Les échantillons analysés révèlent la présence de traces d'Ammonium au niveau des eaux du barrage Koudiet Acerdoune, en effet, elles sont de l'ordre de 0,021 mg/l pour le prélèvement hivernal, cette valeur est conforme aux normes définies par l'OMS (0.5mg/l).

#### IV.5.3.2. Nitrites ( $\text{NO}_2^-$ )

Les nitrites sont les sels de l'acide nitreux. L'acide nitreux est un acide instable de formule  $\text{HNO}_2$ . Leur présence dans l'eau est due soit à l'oxydation bactérienne de l'ammoniaque, soit à la réduction des nitrates.

Lors du 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> prélèvement on a enregistré des quantités insignifiantes de Nitrites, respectivement 0,017 mg/l et 0,005 mg/l. Ces résultats restent vraiment inférieurs aux normes imposées par l'OMS qui ne dépasse pas 0,2 mg/l.

#### IV.5.3.3. Nitrates ( $\text{NO}_3^-$ )

Les nitrates (autrefois nommés nitre, souvent synonyme de salpêtre) sont les sels de l'acide nitrique. La présence de nitrates dans l'eau est un indice de pollution d'origine agricole (engrais), urbaine (dysfonctionnement des réseaux d'assainissement) ou industrielle.

Pour les nitrates, on a enregistré les valeurs suivantes : 1.19 pour le premier échantillon et 0.920 mg/l pour le deuxième, ces valeurs restent admissibles puisque la norme est de 50 mg/l.

#### IV.5.3.4. Phosphate ( $\text{PO}_4^{3-}$ )

Phosphate est un sel d'acide phosphorique résultant de l'attaque d'une base par de l'acide phosphorique.

Les résultats d'analyse obtenue sont respectivement: 0.032mg/l pour le prélèvement hivernal et 0.15 mg/l pour le prélèvement estival, ces valeurs répondent aux normes.

#### IV.5.4. Minéralisation globale

Les cations et les anions sont les deux éléments majeurs qui reflètent l'analyse chimique des eaux par leur concentration en sels solubles. Cette concentration est généralement d'autant plus forte que l'eau a circulé plus profondément dans le sol.

Les éléments principaux sont :

- Cation :  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Mg}^{++}$ ,  $\text{Na}^{++}$ ,  $\text{K}^{++}$ , ...etc.
- Anions :  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{--}$ ,  $\text{HCO}_3^-$ , ...etc.

#### **IV.5.4.1. Les cations**

##### **A/. Sodium (Na<sup>+</sup>)**

Le sodium tient son origine des échanges de base qui s'effectuent au niveau de certains minéraux (argile sodique). C'est un élément qui se trouve en constance dans l'eau, comme il est peut être d'origine industrielle. Dans notre cas, l'eau analysée présente une concentration de 90 mg/l pour le 2<sup>ème</sup> prélèvement, cette valeur est acceptable puisque elle ne dépasse pas les normes définies par l'OMS.

##### **B/. Potassium (K<sup>+</sup>)**

Le Potassium est doux métal alcalin qui s'oxyde rapidement. Il est facilement adsorbé et recombéné dans les sols. Le potassium provient naturellement des roches métamorphiques (micaschistes), des évaporites (potasse) et des argiles, et artificiellement de certains rejets industriels (les mines de potasse, usine d'engrais, ...etc.).

L'OMS provient des normes limites de 20 mg/l, donc les valeurs trouvées (3mg/l pour le 2<sup>ème</sup>) sont conformes aux normes.

##### **C/. Aluminium (AL<sup>+3</sup>)**

L'Aluminium est un blanc, doux, métal ductile argenté qui représente environ 8% en poids de la surface solide de la Terre, il se trouve combiné dans plus de 270 différents minéraux. L'analyse a montré les valeurs suivantes :

0.08 mg/l pour l'échantillon hivernal et 0.024 mg/l pour l'échantillon estival, ces valeurs correspondent aux normes acquises par l'OMS (0.2 mg/l).

#### **IV.5.4.2. Les anions**

##### **A/. Chlorures (Cl<sup>-</sup>)**

Les chlores existent dans toutes les eaux à taux variables. Ceci est due à la percolation à travers des terrains salés, l'infiltration marine, et les rejets industriels et humains. Un excès dans ces origine va augmenter la teneur en chlore (>500 mg/l) qui va affecter le goût de l'eau et augmenter le phénomène de corrosion. Les chlores sont répons dans la nature sous forme de sel de sodium (Na Cl), de potassium (KCL) et de calcium (Ca Cl<sub>2</sub>).

Les valeurs trouvées dans les deux prélèvements sont conformes à la norme.

##### **B/. Les sulfates (SO<sub>4</sub><sup>-2</sup>)**

La présence des sulfates dans les eaux naturelles résulte de la légère solubilité des sulfates présents dans les roches. Les fortes concentrations des sulfates provoqueront des troubles gastro-intestinaux et pourront donner un goût désagréable à l'eau.

Les teneurs obtenues pour les deux échantillons (245 mg/l et 270 mg/l) sont acceptables, selon l'OMS (400 mg/l).

#### IV.5.4.3. La dureté

La dureté de l'eau est due principalement à la présence de sels de calcium ou de magnésium. Pour une eau idéale, la dureté est comprise entre 15 et 25°f. On distingue:

##### A/. La dureté totale (TH)

Encore appelée titre hydrotimétrique « TH » qui indique globalement la teneur en sels de ( $\text{Ca}^{2+}$ ) et de ( $\text{Mg}^{2+}$ ) exprimé en mg/l de  $\text{CaCO}_3$ . La détermination du titre hydrotimétrique est basée sur l'observation suivante: Si une solution de savon est mélangée avec de l'eau distillée, on obtient une mousse persistante et si l'on remplace l'eau distillée par une eau contenant des sels de calcium et de magnésium, la mousse n'est obtenue qu'après précipitation de la chaux et de la magnésie. Les valeurs obtenues pour les deux prélèvements correspondent aux normes requises.

##### B/. La dureté permanente

Appelé aussi non carbonatée, qui persiste après ébullition de l'eau et qui correspond aux sulfates et chlorure de Mg et Ca cette mesure est, toutefois, imprécise, car elle dépend des conditions de l'ébullition.

Dans les deux prélèvements (217.7 et 288.6 mg/l de  $\text{CaCO}_3$ ), la dureté permanente est conforme à la norme.

##### C/. Titre alcalimétrique (TA)

Il correspond à la teneur de l'eau en ions ( $\text{OH}^-$ ) ( $\text{CO}_3^{2-}$ ). Les analyses n'ont pas pu être effectuées.

##### D/. Titre alcalimétrique complet (TAC)

Le TAC (titre alcalimétrique complet) est la grandeur utilisée pour mesurer le taux d'hydroxydes, de carbonates et de bicarbonates d'une eau, son unité est le degré français (°f ou °fH) ou  $\text{mg/l}_{\text{CaCO}_3}$ .

En titrant l'eau à analyser avec un acide, on obtient un premier point de neutralisation qui est le TA (titre alcalimétrique) et qui correspond à pH 8,2 (virage de la phénolphtaléine). À ce stade, on a neutralisé l'ensemble des hydroxydes et des carbonates. En continuant le dosage, on est amené à un deuxième point de neutralisation à pH 4,4 (virage de l'hélianthine). On aura alors dosé la totalité des hydroxydes, carbonates et bicarbonates présents initialement.

Les analyses montrent les valeurs 174.3 mg/l  $\text{CaCO}_3$  et 163.4 mg/l  $\text{CaCO}_3$  qui sont acceptables.

#### **IV.5.5. Les paramètres bactériologiques**

L'eau est un milieu vivant dans lequel vivent et se développent de multiples agents biologiques (virus, bactéries, champignons, parasites).

Dans l'évaluation du caractère potable d'une eau naturelle, seul les bactéries sont considérées comme paramètres de qualité. Les principales bactéries recherchées dans l'eau sont de groupe GTCF (germes totaux de contamination fécale).

Exemple de germes recherchés : - Bacille de coli ou Escherichia coli ;  
- Entérocoques ;  
- Clostridium Sulfite réducteur ;  
- Bactériophages fécaux.

L'analyse bactériologique a porté sur les germes totaux (à 22 et 37°C), les coliformes (totaux et fécaux) et les streptocoques fécaux. Les résultats obtenus sont :

##### **IV.5.5.1. Germes totaux à 22°C**

250 UFC/ml pour le premier échantillon et de 195 UFC/ml pour le deuxième, Ces valeurs sont supérieures à la norme qui est de 100 UFC/ml.

##### **IV.5.5.2. Germes totaux à 37°C**

L'analyse de l'échantillon hivernal démontre une valeur de 30 UFC/ml et l'analyse de l'échantillon estival augmente jusqu'au 85UFC/ml, les deux échantillons sont > à la norme (10 UFC/ml).

##### **IV.5.5.3. Coliformes totaux**

2 UFC/100ml pour le 1<sup>er</sup> prélèvement et 100 UFC/100ml pour le 2<sup>eme</sup>, ces valeurs sont très élevé à la norme, l'échantillon estival est très polluées.

##### **IV.5.5.4. Streptocoques fécaux**

La valeur des deux échantillons (hivernaux et estivaux) est nulle.

## **IV.6. CONCLUSION**

La qualité de l'eau du barrage Koudiet Acerdoune varie selon les saisons. Cette variation est due à l'augmentation ou à la diminution du volume d'eau en été et en hiver ainsi selon les activités domestiques des habitants.

Selon les résultats de l'analyse physico-chimique et bactériologique des deux prélèvements, on peut conclure que :

- D'une manière générale, l'eau du barrage alimentant les villages Beni Mendes et Ath kouffi, est de bonne qualité physico-chimique. Les paramètres analysés répondent aux normes requises pour les eaux brutes.
- Du point de vue bactériologique, l'eau du barrage est classée comme étant mauvaise.

Pour cela, on est amené à appliquer un traitement de désinfection avant la distribution.

A noter que, la désinfection est une opération qui permet de détruire ou d'inactiver les germes pathogènes qui peuvent se trouver dans l'eau par l'emploi des agents chimiques tel que l'ozone, l'iode, le permanganate de potassium et le chlore qui est le plus utilisé. Il faut maintenir un taux de chlore résiduel libre compris entre 0,2 mg/l et 0,4 mg/l chez l'utilisateur.

## CHAPITRE V

### ETUDE DE L'ADDITION

#### V.1. INTRODUCTION

Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

L'adduction c'est le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement, qu'est une source, un forage, un captage ou une retenue jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation ou au réservoir de stockage par un ensemble d'installation.

Les conduites d'adduction doivent satisfaire pendant leurs durées d'utilisation aux besoins de la population et être en mesure de véhiculer un débit maximal journalier.

#### V.2. TYPES D'ADDITION

A base de leurs fonctionnements elles se classent en trois catégories :

##### V.2.1. Adduction Gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte piézométrique supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

##### V.2.2. Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

##### V.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement et par gravité.

### V.3. CHOIX DU TRACE

Le choix du tracé se base sur les conditions économiques, techniques et topographiques qui se résument comme suit :

- Pour des raisons économiques, il est nécessaire de choisir le tracé le plus court possible ayant un profil régulier ;
- Pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation, on doit suivre les chemins existants (routes, pistes) ;
- Eviter les contres pentes susceptibles de créer des poches d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à évacuer, dans le cas des refoulements, il peut résulter en ces endroits une cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.

### V.4. CHOIX DU TYPE DE MATERIAUX

La conduite constitue l'un des éléments de base de la chaîne d'adduction, pour ce fait son choix doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques, parmi eux on cite : - le diamètre et la pression de service ;

- facilité de la mise en œuvre, de l'exploitation et de son entretien ;
- disponibilité sur le marché ;
- durée de vie ;

En fonction du matériau de base, les tuyaux sont classés comme suit :

- ✓ métallique : fonte, acier ;
- ✓ à base de ciment : béton armé, amiante ciment ;
- ✓ en matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEBD).

#### V.4.1. Tuyaux en fonte (dite fonte ductile ou fonte grise)

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2.2% à 4%. L'utilisation des tuyaux en fonte polyvalente, elle se fait en distribution, en assainissement et en irrigation.

La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée une très faible quantité de magnésium dont la présence, au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

Les canalisations en fonte ductile sont destinées à transporter certains agents chimiques particulièrement agressifs (hydrocarbures, fluides à haute température, acides). [8]

Ces tuyaux sont réalisés dans des diamètres normalisés suivants : 60mm, 80mm, 100mm, 125mm, 150mm, 175mm, 200mm, 250mm, 300mm, 400mm, 450mm, 500mm, 600mm, 700mm, 800mm, 900mm, 1000mm.

Les longueurs courantes de ces tuyaux sont de 6 m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800 mm) et de 7 m à partir de 800 mm

#### V.4.1.1. Avantage des tuyaux en fonte

- Supportent des pressions de service atteignant 50 bars pour des diamètres ne dépassant pas 600 mm, et 40 bars pour des diamètres supérieurs ;
- Très rigides et solides ;
- Longue durée de vie.

#### V.4.1.2. Inconvénients

- Très robustes ;
- Lourds ;
- Très chers ;
- Fragiles ;
- Nécessite des pièces spéciales.



Figure V.1. Corrosion des conduites en fonte

#### V.4.2. Tuyaux en acier

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone étant entre 0.1 % et 1.5%. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords c'est l'acier doux soudable. Les tuyaux peuvent être obtenus, soit par laminage à chaud sans soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminages sur mandrin (jusqu'au diamètre 400 mm) soit à partir de tôles mises en forme à la machine et soudées

longitudinalement à l'arc électrique (du diamètre 350 mm et au-dessus) soit encore, à partir de bandes enroulées en hélice et soudées sur les bords à l'arc électrique (du diamètre 150 mm jusqu'à 600 mm).

Les longueurs courantes varient de 6 à 16 m suivants les diamètres. La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre : - 60 bars : jusqu'à 150 mm de diamètre ;  
- 50 bars : jusqu'à 275 mm de diamètre ;  
- 40 bars : jusqu'à 400 mm de diamètre.

#### V.4.2.1. Avantages

- Découpable, soudable ;
- Plus souples que les tuyaux en fonte ;
- Bonne étanchéité ;
- Bonne adaptation aux reliefs accidentés grâce à leur élasticité.

#### V.4.2.2. Inconvénients

- Sensibles à la corrosion, ils doivent être revêtus intérieurement et extérieurement ;
- Courte durée de vie (20 ans).

### V.4.3. Tuyaux en plastique

#### V.4.3.1. Conduites en PVC (poly chlorure de vinyle)

Le PVC est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule :  $\text{CH}_2\text{CHCl}$ . C'est une poudre blanche, le point de fusion se situe à  $150^\circ\text{C}$  et le produit se ramollit à  $75^\circ\text{C}$ .

#### A/. Avantages

- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient au long des années ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- Le PVC ne subit ni entartrage ni corrosion grâce à son inertie chimique.

En plus de ces propriétés il est disponible sur le marché. Cependant, Leur inconvénient est le risque de rupture.

#### V.4.3.2. Conduites en polyéthylène (PE)

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °c et 130 °c.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité



**Figure V.2 : Les tuyaux en PEHD**

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. L'inconvénient c'est surtout le risque de rupture.

## V.5. LES EQUIPEMENTS DES CONDUITES D'ADDUCTION

Les principaux accessoires qu'on utilise pour un bon fonctionnement d'un réseau d'adduction et pour assurer l'exploitation et la protection du réseau sont: [14]

### V.5.1. Robinet de sectionnement (vanne de sectionnement)

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, utilisés pour isoler une conduite en cas de réparation et pour cela on utilise « **Des robinets-vannes** » (pour le gros diamètre), et « **Des robinets quart de tour** » (en petit diamètre seulement). Elles permettent aussi la vidange d'un tronçon à part ce qui conditionne la présence des robinets de prise sur chaque branchement.

#### V.5.1.1. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

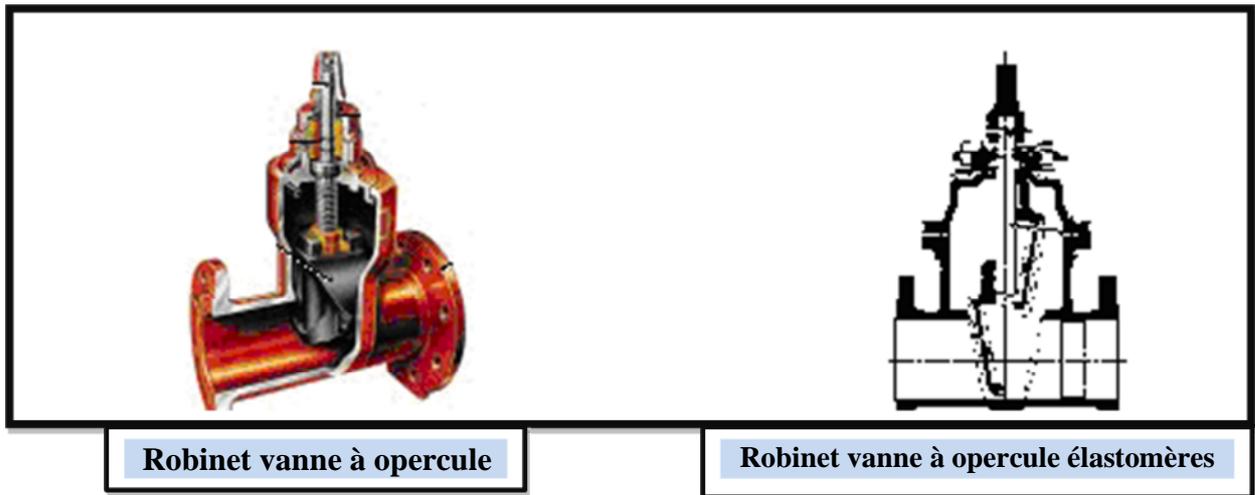
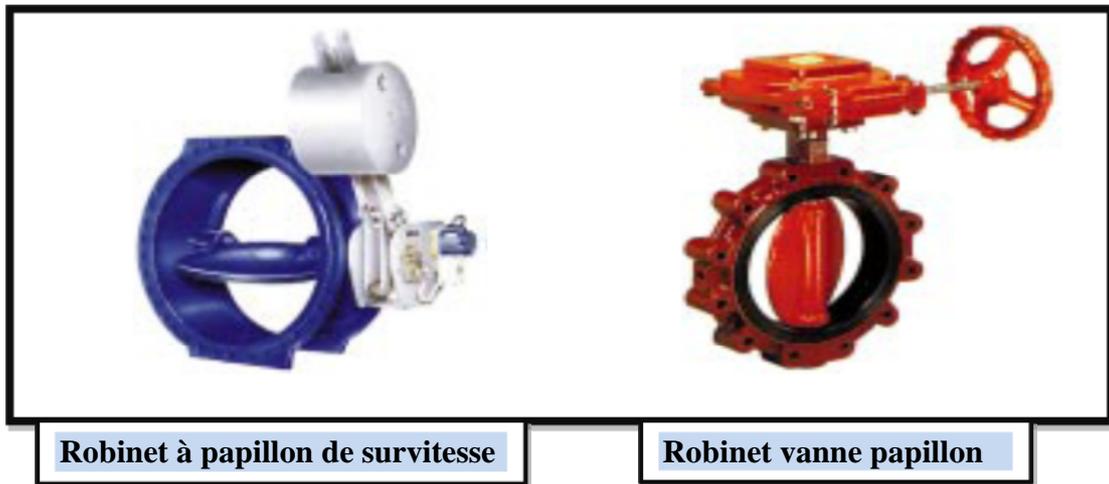


Figure V.3 : Robinets vanne à opercule

#### V.5.1.2. Vannes papillons

Les vannes papillons peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, léger, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Robinet à papillon de survitesse

Robinet vanne papillon

Figure V.4 : Robinets vanne papillon

### V.5.2. Ventouses

Ce sont des appareils permettant l'évacuation de l'air entrainé par l'eau qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau. [14]

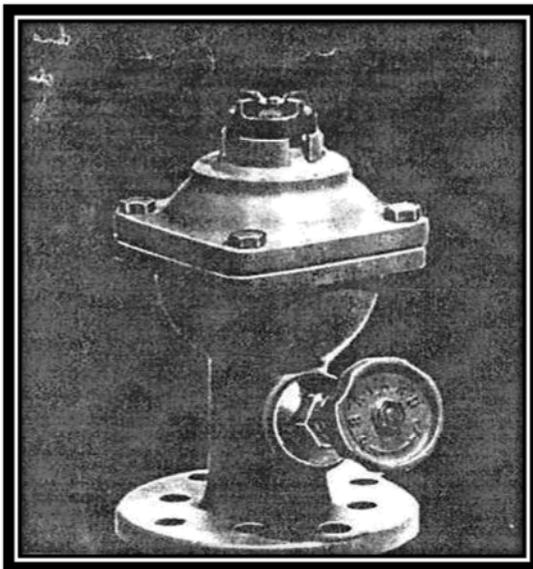


Figure V.5 : Ventouses

### V.5.3. Les clapets

Ont pour fonction d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. Le clapet trouve son utilisation à la station de pompage où il doit obligatoirement être équipé la canalisation de refoulement à la sortie de la pompe.

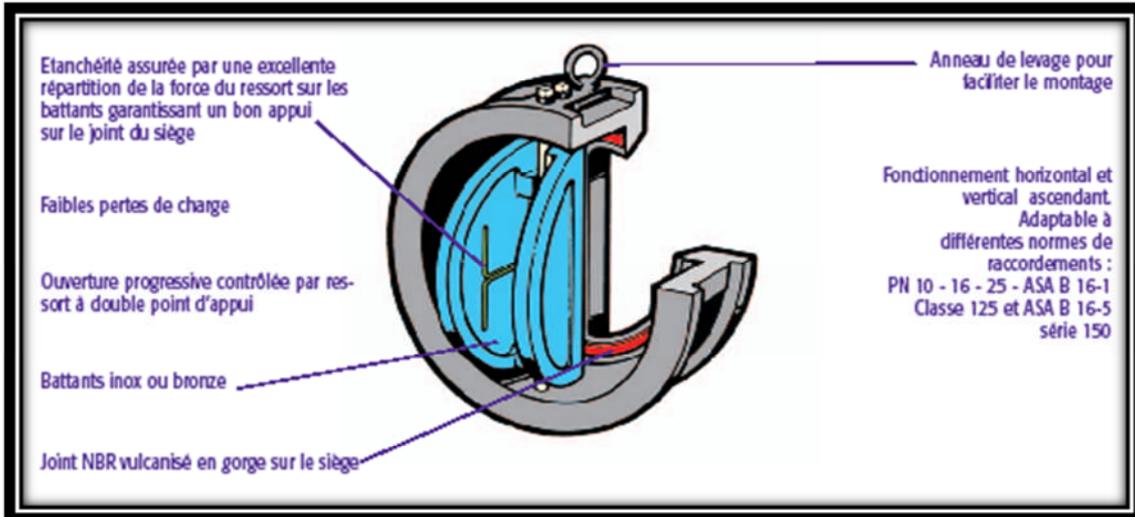


Figure V.6 : Clapet à double battant

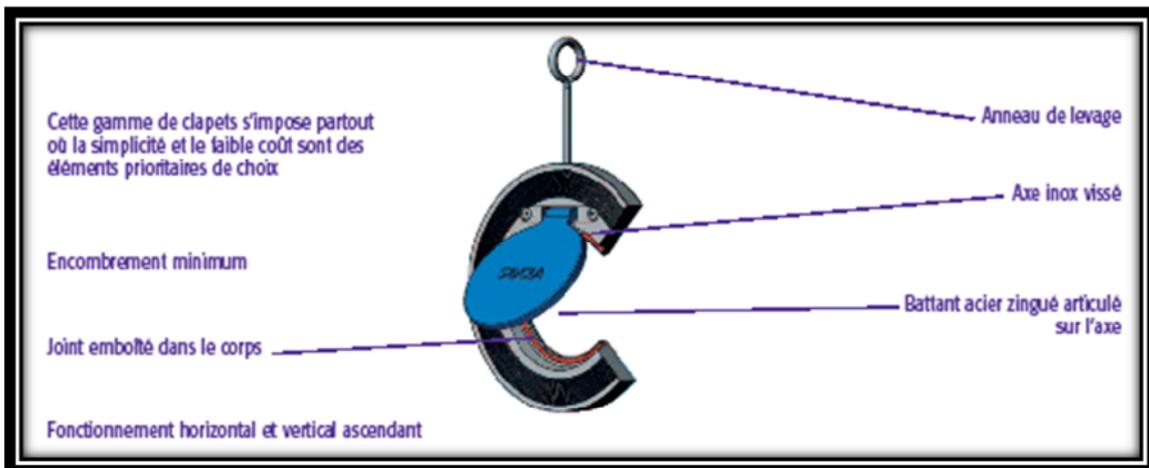


Figure V.7 : Clapet à simple battant

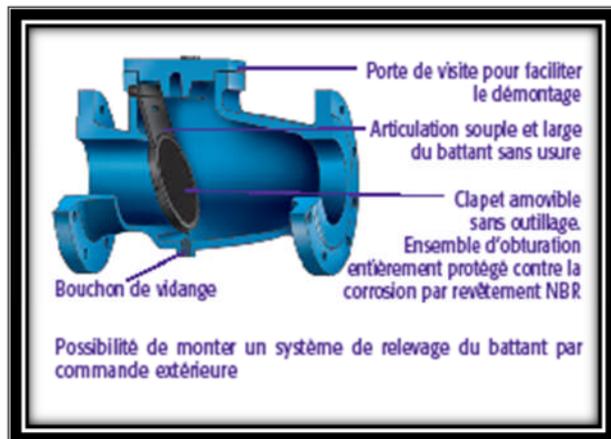
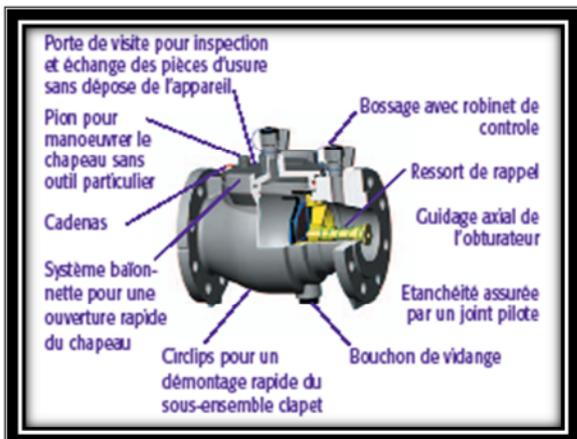


Figure V.8 : Clapet à simple battant (à brides)

#### V.5.4. Vanne de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite de campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

#### V.5.5. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets. Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0.5 m du fond du puisard.

### V.6. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES DIAMETRES DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante. Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre ces deux tendances.

La détermination de ce diamètre se fait selon les étapes suivantes :

#### V.6.1. Choix de la gamme de diamètre

Parmi les formules de détermination de diamètre économique, nous citons celle de **Bonin** et celle de **Bresse**, qui permet d'avoir une première approche du diamètre économique.

- Expression générale       $D = K * \sqrt{Q}$
- Formule de **Bonin**       $D = 1 * \sqrt{Q}$
- Formule de **Bresse**       $D = 1.5 * \sqrt{Q}$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m) ;

Q : débit maximal à relever (m<sup>3</sup>/s).

### V.6.2. Evaluation des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (Fa) sont égaux au prix de revient total de la conduite (P) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (A).

$$Fa = P * A$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe en KWh ;

A : coefficient d'annuité ( ) est calculé d'après la formule suivante :

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

Où :

i : taux d'annuité adopté égale à 8% en Algérie ;

n : nombre d'années d'amortissement (n=25ans).

Donc :

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{25} - 1} + 0.08 = 0.09$$

### V.6.3. Evaluation des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation représentent le coût de revient de l'énergie nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau jusqu'au réservoir. Ils dépendent de la hauteur manométrique totale qui fait intervenir certains paramètres susceptibles de varier :

- La hauteur géométrique ;
- Les pertes de charge dans la conduite.

Les frais d'exploitation sont calculés par la relation suivante :

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

Avec :

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

e : tarif de l'énergie (DA/KWH) ;

E : Energie totale consommée par la pompe (KWH).

### V.6.3.1. Hauteur géométrique

La hauteur géométrique (Hg) est la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter. Elle représente également la hauteur d'élévation entre la cote trop plein du réservoir plus 0,5m et la cote du radier de la station de reprise plus 0,2m.

$$H_g = (C_{TP} + 0,5m) - (C_R + 0,2m)$$

Avec :

Hg : Hauteur géométrique ;

$C_{TP}$  : Cote Trop-plein du réservoir d'arrivée ;

0,5m : La lame d'air ;

$C_R$  : Cote radier du réservoir de départ ou de la station de départ ;

0,2m : Emplacement de la conduite.

### V.6.3.2. Perte de charge (j)

Il existe deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction :

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

#### A/. Pertes de charge linéaire (régulières)

On appelle pertes de charge linéaire celles qui se produisent dans les tuyaux dépourvus de singularités. Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles.

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de **Darcy-Weisbach**

$$j_l = \lambda \frac{L}{D} \frac{V_{moy}^2}{2g}$$

Avec :

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

$\lambda$  : Coefficient de frottement adimensionnel dépendant de la nature du régime d'écoulement ;

$V_{moy}$  : la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

g : accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ ) ;

$j_l$  : perte de charge linéaire.

### ❖ Détermination de $\lambda$

Le coefficient de frottement  $\lambda$ , dépend du régime d'écoulement qui est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds, en se référant au diagramme de Moody et ayant ces deux derniers paramètres on pourra déterminer le coefficient de frottement  $\lambda$ .

#### ➤ En régime laminaire

$\lambda$  est indépendant de la rugosité relative, il est uniquement fonction du nombre de Reynolds, il est donnée par l'expression de **Poiseuille** :

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}}$$

En pratique on déterminera la valeur de  $\lambda$  au moyen du diagramme de Moody (**Annexe 3**).

#### ➤ En régime turbulent rugueux

$\lambda$  sera calculé avec la formule de NIKURADZE suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}$$

Ou

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \cdot \log(\frac{\varepsilon}{D})]^{-2}$$

Avec :

$\lambda$ : coefficient de frottement absolu des tuyaux ;

$\varepsilon$  : la rugosité absolue ;

$D$  : Diamètre de la conduite ;

$\frac{\varepsilon}{D}$  : Rugosité relative.

#### ➤ En régime transition

$\lambda$  sera calculé avec la formule de **COLEBROOK-WHITE** suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right]$$

Cette formule se base sur des approximations successives :

En première approximation  $\lambda$  est déterminé par la formule de NIKURADZE, la valeur sera remplacée dans le second membre de la relation de **COLEBROOK-WHITE**, d'où on aura une valeur de  $\lambda$ . On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les deux membres de l'expression mathématique soient égaux.

### ❖ Détermination de la rugosité

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des rugosités de la paroi du tuyau. La rugosité relative ( $\frac{\varepsilon}{D}$ ) est le rapport de la rugosité absolue ( $\varepsilon$ ) au diamètre de la conduite ( $D$ ).

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha * T$$

Avec :

$\varepsilon$ : Rugosité de service;

$\varepsilon_0$ : Rugosité à l'état neuf. ( $\varepsilon_0 = 10^{-4}$  pour l'acier) ;

$\alpha$  : Coefficient de vieillissement ;  $\alpha = 3 * 10^{-5}$  m/ans ;

$T$  : la durée d'utilisation de la conduite ( **$T = 25$ ans**).

Dans la pratique,  $\varepsilon$  est pris égale :

- $10^{-3}$  m pour l'acier ;
- Pour la fonte ductile  $\varepsilon = 0.03$  mm;
- Pour le PEHD :
  - Si  $D \leq 200$  mm on a  $\varepsilon = 0.01$  mm ;
  - Si  $D > 200$  mm on a  $\varepsilon = 0.02$  mm

### ❖ Nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds exprime l'action des forces de viscosité est une valeur adimensionnelle donnant une idée sur la nature de l'écoulement, elle est donnée par la formule :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Ou bien :

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu}$$

Avec :

$V$  : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

$D$  : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

$\nu$ : viscosité cinématique de l'eau prise égale à  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s à 20°C.

$\rho$ : Masse volumique (kg/m<sup>3</sup>) ;

$\mu$ : viscosité dynamique.

En fonction de la valeur de nombre de  $Re$ , nous avons la classification suivante :

- ✓  $Re < 2\ 320$  : correspond au régime laminaire ;
- ✓  $2\ 320 < Re < 4\ 000$  : correspond au régime transitoire ;
- ✓  $Re > 4\ 000$  : correspond au régime turbulent.

**B/. Pertes de charge singulières**

Indépendamment de la perte de charge due aux frottements le long des éléments rectilignes d'une canalisation, il se produit des pertes de charges accidentelles dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissement brusques ou progressifs, les branchements et dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notées ( $J_s$ ), représentent 15% des pertes de charges linéaires. Soit :

$$J_s = 0.15 * J_L$$

**C/. Pertes de charge Totales**

La perte de charge totale "Jt" le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$J_t = J_l + J_s = J_l + 15\% J_l$$

$$J_t = 1,15 J_l$$

Finalement on aura :

$$J_t = 1.15\lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v_m^2}{2g}$$

**V.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique Totale (Hmt)**

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique ( $H_g$ ) et la perte de charge ( $j_t$ ) le long de la conduite.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_t$$

Avec :

Hmt : Hauteur manométrique Totale (m) ;

Hg : Hauteur géométrique (m) ;

$j_t$  : perte de charge totale.

**V.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe**

La puissance « P » représente le travail effectuée par la pompe pour élever un débit « Q » à la hauteur manométrique totale (Hmt) pendant une unité de temps. Elle est donnée par la formule suivant :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

$P_{abs}$  : Puissance total en Watt

$\rho$  : masse volumique ( $\text{Kg/m}^3$ ) ;

$g$  : accélération de la pesanteur ( $g=9.81\text{m/s}^2$ ) ;

$Q$  : débit refoulé par la pompe en  $\text{m}^3/\text{s}$  ;

Hmt : hauteur manométrique totale ;

$\eta$  : Rendement de la pompe ( $0.7 \leq \eta \leq 0.8$ ) pour nos calculs on prend un rendement de 75%.

### V.6.3.5. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

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

$$E = P * t * 365$$

Avec :

$E$  : énergie consommée par la pompe en (KWh /an) ;

$P$  : Puissance absorbée par la pompe (KWh) ;

$t$  : nombre d'heure de pompage (dans notre projet d'étude  $t=18\text{heures}$ ).

### V.6.4. Bilan des frais

Le bilan des frais «  $F_t$  » est donné par la formule suivante :

$$F_t = F_a + F_{exp}$$

Avec :

$F_t$  : frais Total, (DA)

$F_a$  : frais d'amortissement ;

$F_{exp}$  : frais d'exploitation.

Le choix du diamètre est alors porté sur celui qu'ayant le bilan des frais le moins élevé.

## V.7. ETUDE DE L'ADDITION GRAVITAIRE

Le calcul de diamètre de la conduite fait intervenir quatre paramètres à savoir :

- Le débit d'écoulement  $Q$  en  $\text{m}^3/\text{s}$  ;
- La vitesse moyenne dans la conduite en (m/s) ;
- Le diamètre de la conduite en mètre (m) ;
- Les pertes de charges  $J$  en (m).

## ❖ Procédé de calcul de diamètre de la conduite

## V.7.1. Calcul de la charge disponible

$$H_d = (C_R + 0,2) - (C_{TP} + 0,5)$$

Avec :

$H_d$  : Charge disponible en (m) ;

$C_R$  : Côte de radier du réservoir de départ (m) ;

$C_{TP}$  : Côte de trop plein du réservoir d'arrivée (m).

Le calcul de la perte de charge se fera à l'aide de l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en PE (**Annexe 2**).

Pour un  $D_{int}$  et un débit  $Q_0$  donnés. On trace une verticale qui passe par  $Q_0$  jusqu'au point d'intersection avec la droite  $D_{int}$  de ce point, puis on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée. Ainsi nous pourrons déterminer les pertes de charge unitaires ( $j_u$ ) et la vitesse ( $V_{moy}$ ).

## V.7.2. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivé

$$P = C_R - (C_{TP} + j_t)$$

Avec :

$P$  : Pression en (m) ;

$C_R$  : Côte du réservoir de départ (m);

$C_{TP}$  : Côte de trop plein de réservoir d'arrivée (m) ;

$j_t$  : Pertes de charge totales (m).

Les pertes de charge totale dans le tronçon sont données par la formule suivante :

$$j_t = j_l + j_s \text{ (m)}$$

Où :

$j_l$  : pertes de charge linéaire,

$$j_l = j_u * L$$

Avec:

$j_u$ : est la perte de charge unitaire.

$j_s$  : pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaire.

$$j_s = 0,15j_l \quad j_t = 1,15 * j_l$$

$$j_t = 1,15 * j_u * L$$

### V.7.3. Calcul de la pression statique du flotteur

La pression statique du flotteur permet d'arrêter l'écoulement de l'eau dans la conduite quand l'eau atteint le niveau trop-plein dans le réservoir d'arrivée.

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

Avec :

H : hauteur de réservoir de départ (m) ;

$P_f$  : Pression statique du flotteur(m).

### V.7.4. LA LIGNE PIEZOMETRIQUE

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.

## V.8. ETUDE DU PROJET

La chaîne de notre projet sera alimentée à partir de la conduite principale au transfert à partir du barrage Koudiet Acerdoune (Bouira). Le point de piquage à une cote piézométrique de 490.0 m, L'eau sera refoulée vers le réservoir de tête par l'intermédiaire de (02) station de reprises. Du point de piquage, c'est une adduction gravitaire qui alimente la (SR1) qui se situe à la côte 422.0 m NGA et à partir de la (SR1) sera un refoulement jusqu'au réservoir mentionné passant par la (SR2) qui se trouve à la côte de 706.0 m NGA, Ainsi :

- La conduite gravitaire qui relie le point de piquage avec la première station de reprise (SR1) est d'environ 2222 m de longueur.
- la première station de reprise (SR1) qui contient un réservoir (R1) de capacité de 1000 m<sup>3</sup> projeté refoule l'eau vers la deuxième station de reprise (SR2) projetée qui contient deux réservoirs ; réservoir d'Iaasekren existant 300 m<sup>3</sup> et réservoir (R2) de (SR2) de capacité 1000 m<sup>3</sup> projeté située à une hauteur d'environ 706 mNGA par l'intermédiaire d'une conduite d'environ 1594.0m de longueur.
- La deuxième station de reprise (SR2) refoule à son tour, l'eau vers le réservoir de tête de capacité 1500 m<sup>3</sup> projeté situé à une côte de 935 m NGA par l'intermédiaire d'une conduite d'environ 3104 m de longueur.

Le réservoir de tête alimente deux réservoirs par adduction gravitaire sont comme suit :

- le premier réservoir est celui de THADARTH OUFELLA de capacité de 500 m<sup>3</sup> qui se situe à une côte de 891 mNGA par une conduite gravitaire de longueur 1162 m, ce dernier alimente à son rôle le réservoir de THALA N'BRAHAM de capacité de 500 m<sup>3</sup> avec une conduite gravitaire de longueur 1398 m, qui a une cote radier de 741.0 m.
- le second réservoir est celui d'IAABEJLILEN de capacité de 200 m<sup>3</sup> situé à une hauteur de 827 m, par l'intermédiaire d'une conduite gravitaire de longueur 3752 m.

↪ **Schéma synoptique montrant la nouvelle chaîne d'AEP des villages Beni Mendes et Ath Kouffi (Figure V.9)**

## V.9. CALCUL TECHNIQUE DU PROJET

### V.9.1. Détermination du diamètre de la conduite gravitaire reliant le point de piquage et la première station de reprise (SR1) projetée

#### V.9.1.1. Données de base

- Côte du projet départ :  $C_R = 490$  mNGA
- Côte du trop-plein du réservoir de la SR :  $C_{TP} = 427$  mNGA
- Longueur de la conduite :  $L = 2222$  m
- **Debit max/j:  $Q_{max,j} = 63,13$  l/s soit  $0,06313$  m<sup>3</sup>/s**
- La hauteur du premier réservoir d'arriver  $H = 5$  m

#### V.9.1.2. La charge disponible

$$j_d = C_{piéz}(PP) - C_{TP}$$

$$j_d = 490 - 427$$

$$j_d = 64 \text{ m}$$

#### V.9.1.3. Choix de la gamme des diamètres

$$D = \sqrt{Q_{max,j}} = \sqrt{0,06313} = 0,251 \text{ m} = 251 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q_{max,j}} = 1,5\sqrt{0,06313} = 0,377 \text{ m} = 377 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [200mm, 250mm, 315 mm, 400mm] PN10

#### V.9.1.4. Calcul des pertes de charge totale et vérification de la vitesse

Tableau V.1 : Calcul des pertes de charge totale et vérification de la vitesse

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	j <sub>U</sub> (mm/ml)	j <sub>U</sub> (m/ml)	L (m)	J <sub>t</sub> = 1,15 j <sub>U</sub> L (m)
200	176.2	0.06313	2.58	-	-	2222	-
250	220,4		1.29	5.1	0.0051		13.03
315	277.6		0.81	1.70	0.0017		4.34
400	352.6		0.50	0.55	0.00055		1.40

**N.B** : les valeurs de la perte de charge unitaire  $j_U$  sont déterminées à partir de l'abaque de l'annexe (1).

D'après les calculs le diamètre 200 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ( $0,5 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$ ). Nous optons alors pour le diamètre économique de 250 mm car il vérifie les deux conditions :

- ◆  $0,5 \leq V \leq 1,5$
- ◆  $J_t < J_d$

**V.9.1.5. Calcul de la pression au niveau de réservoir d'arrivée de réservoir de la SR1 projetée**

$$P_r = C_R - (C_{TP} + J_i)$$

$$P_r = 490 - (427 + 13.03)$$

$$P_r = 49.97 \text{ m}$$

**V.9.1.6. Calcul de la pression statique de flotteur**

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

$$P_f = (490 + 5) - 427$$

$$P_f = 68 \text{ m}$$

**V.9.1.7. Calcul des frais d'amortissement**

**Tableau V.2 : Calcul des frais d'amortissement**

D (mm)	Prix unitaire de la conduite (DA/ml)	Longueur de la conduite (m)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
250	2840.10	2222	6310702.2	0.09	567963.2

Avec un diamètre DN 250 mm, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire  $V = 1,29$  m/s est admissible.

**V.9.2. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la (SR<sub>1</sub>) projetée à la (SR<sub>2</sub>) IAASEKREN projetée**

**V.9.2.1. Caractéristiques de la conduite**

- Longueur de la conduite :  $L = 1594 \text{ m}$  ;
- Côte radier du réservoir de la (SR<sub>1</sub>) :  $C_r = 422 \text{ m NGA}$  ;
- Côte trop plein du réservoir de la (SR<sub>2</sub>) :  $C_{TP} = 711 \text{ m NGA}$  ;
- Hauteur de réservoir de la (SR<sub>2</sub>) :  $H = 5 \text{ m}$
- Temps de pompage :  $T_p = 18 \text{ h}$
- Débit entrant à la SR(1)  $Q = 63.13 \text{ l/s} = 5465.14 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit de transfert pendant 18h de pompage:  $Q_t = 84.34 \text{ (l/s)}$

**V.9.2.2. Calcul de la hauteur géométrique**

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2)$$

$$H_g = (711 + 0,5) - (422 + 0,2)$$

$$H_g = 289.3 \text{ m}$$

**V.9.2.3. Choix de la gamme des diamètres**

$$D = \sqrt{Q_t} = \sqrt{0,08434} = 0,290\text{m} = 290 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q_t} = 1,5\sqrt{0,08434} = 0,436 \text{ m} = 436 \text{ mm}$$

On prend la gamme normalisée [250-315-400-500] mm

**V.9.2.4. Calcul des hauteurs manométriques totales et vérification de la vitesse**

On utilise l'abaque des pertes de charge de *MOODY* (*annexe 3*), pour déterminer  $\lambda$  (le coefficient de frottement adimensionnel, qui dépend du régime d'écoulement), et donc les pertes de charge linéaires.

**Tableau V.3 : Calcul de la Hmt et vérification de la vitesse**

$D_{ext}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\frac{\varepsilon}{D} 10^{-5}$	Re .10 <sup>5</sup>	$\lambda$	jt = 1.15.jL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	220.4	0.08434	2.21	–	–	–	–	289.3	–
315	277.6		1.39	7,22	3,86	0,0125	8.14		297.44
400	352.6		0.97	5.67	3.42	0,0135	2.93		292.23
500	440.6		0.62	4.54	2.73	0.0140	0.99		290.29

Le diamètre 250 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifié pas la condition de la vitesse d'écoulement ( $0,5\text{m/s} < V < 1,5\text{m/s}$ ).

**V.9.2.5. Calcul des frais d'exploitation**

**Tableau V.4 : Calcul les frais d'exploitation**

$D_{ext}$ (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Puissance (KW)	Energie (KWh/an)	Prix de revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
315	0.08434	328.13	2 155 814.1	4.2	9 054 419.22
400		322.49	2 118 759.3		8 898 789.06
500		320.24	2 103 976.8		8 836 702.56

**V.9.2.6. Calcul des Frais d'amortissement**

**Tableau V.5 : Calcul des frais d'amortissement**

D (mm)	Prix unitaire de la conduite (DA/ml)	Longueur de la conduite (m)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
315	4340.78	1594	6 919 203.32	0.09	622 728.30
400	7158.55		11 410 728.7		1 026 965.6
500	10 953.1		17 459 241.4		1 571 331.7

**V.9.2.7. Bilan**

**Tableau V.6 : Calcul du bilan**

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
315	622 728.30	9 054 419.22	9 677 147.52
400	1 026 965.6	8 898 789.06	9 925 754.66
500	1 571 331.7	8 836 702.56	10 408 034.26

Le diamètre économique de la conduite reliant réservoir de transit de la SR1 au réservoir de transit de la SR2 est le **DN 315** mm dont le matériau utilisé est l'**acier** la pression qui atteignait les 30 bars dans ce tronçon.

**V.9.3. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR2 au réservoir R3 de tête de carrière**

**V.9.3.1. Caractéristiques de la conduite**

- Longueur de la conduite :  $L = 3104$  ml
- Côte radier du réservoir de la (SR<sub>2</sub>) :  $C_R = 706$  m NGA
- Côte du trop-plein du réservoir de tête de carrière:  $C_{TP} = 940$  m NGA
- Débit de transfert :  $Q_t = 84.34/s$
- Hauteur de réservoir de la (SR2) :  $H = 5$  m

**V.9.3.2. Calcul de la hauteur géométrique**

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2)$$

$$H_g = (940 + 0,5) - (706 + 0,2)$$

$$H_g = 234.3 \text{ m}$$

**V.9.3.3. Choix de la gamme des diamètres**

$$D = \sqrt{Q_t} = \sqrt{0,08434} = 0,290 \text{ m} = 290 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q_t} = 1,5\sqrt{0,08434} = 0,436 \text{ m} = 436 \text{ mm}$$

On prend la gamme normalisée [250-315-400-500] mm

**V.9.3.4. Calcul des hauteurs manométriques totales et vérification de la vitesse**

**Tableau V.7 : Calcul de la Hmt et vérification de la vitesse**

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\frac{\varepsilon}{D} 10^{-5}$	Re .10 <sup>5</sup>	$\lambda$	jt = 1.15.jL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	220.4	0.08434	2.21	–	–	–	–	234.3	–
315	277.6		1.39	7,22	3,86	0,0125	15.83		250.13
400	352.6		0.97	5.67	3.42	0,0135	6.55		240.85
500	440.6		0.62	4.54	2.73	0.0140	1.93		236.23

Le diamètre 250mm ne fait pas l'objet de calcul, car il ne vérifié pas la condition de la vitesse d'écoulement (0,5m/s < V < 1,5m/s).

**V.9.3.5. Calcul des frais d'exploitation**

**Tableau V.8. Calcul les frais d'exploitation**

$D_{\text{ext}}$ (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Puissance (KW)	Energie (KWh/an)	Prix de revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
315	0.08434	275.94	1 812 925.8	4,2	7 614 288.36
400		265.7	1 745 649		7 331 725.8
500		260.6	1 712 142		7 190 996.4

V.9.3.6. Calcul des Frais d'amortissement

Tableau V.9 : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Prix unitaire de la conduite (DA/ml)	Longueur de la conduite (m)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
315	4340.78	3104	13 473 781.12	0,09	1 212 640.3
400	7158.55		22 220 139.2		1 999 812.53
500	10 953.1		33 998 422.4		3 059 858.016

V.9.3.7. Bilan

Tableau V.10 : Calcul du bilan

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
315	1 212 640.3	7 614 288.36	8 826 928.66
400	1 999 812.53	7 331 725.8	9 331 538.33
500	3 059 858.016	7 190 996.4	10 250 854.42

D'après le tableau ci-dessus, on constate que le diamètre économique de la conduite reliant la SR2 au réservoir de tête carrière, est le **DN 315** mm dont le matériau utilisé est l'**acier** à PN=25 bars

**V.9.4. Détermination du diamètre de la conduite gravitaire reliant le réservoir de tête carrière (R3) au réservoir R4 de stockage d'Iaabejlilen qui alimente le village de Beni-Kouffi :**

V.9.4.1. Caractéristiques de la conduite

- Longueur de la conduite :  $L = 3452\text{m}$  ;
- Côte radier de réservoir de départ :  $C_R = 935\text{ m (NGA)}$  ;
- Côte trop plein de réservoir d'arrivé :  $C_{TP} = 830\text{ m (NGA)}$  ;
- Débit de transfert :  $Q_t = 0,02547\text{ m}^3/\text{s}$  ;

$$Q_t = Q_{\text{moy}} (\text{Beni Kouffi}) \times K_{\text{max},j}$$

$$Q_t = 1833.27 * 1.2 = 2199.92\text{ (m}^3/\text{j)} = 0.02547\text{ (m}^3/\text{s)}$$

**V.9.4.2. Calcul de la charge disponible**

$$j_d = (C_R + 0,2) - (C_{TP} + 0,5)$$

$$j_d = (935 + 0,2) - (830 + 0,5)$$

$$j_d = 104.7 \text{ m.}$$

**V.9.4.3. Choix de la gamme des diamètres**

$$D = \sqrt{Q_t} = \sqrt{0,02547} = 0,160 \text{ m} = 160 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q_t} = 1,5 \sqrt{0,02547} = 0,239 \text{ m} = 239 \text{ mm}$$

On prend la gamme normalisée : [160-200-250] mm, **PN10**

**V.9.4.4. Calcul les pertes de charge totale et vérification de la vitesse**

**Tableau V.11 : Calcul des pertes de charge totale et vérification de la vitesse**

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	j <sub>U</sub> (mm/ml)	j <sub>U</sub> (m/ml)	L (m)	j <sub>t</sub> = 1,15 j <sub>U</sub> L (m)
160	148.4	0,02547	1.47	41.8	0.0418	3452	165.94
200	185.6		0.94	15.3	0.0153		60.74
250	231.8		0,6	5.1	0.0051		20.25

La variante de diamètre 160 mm est écartée car la perte de charge causée est supérieure à la charge disponible.  $j_t > j_d$

Le but de ce calcul est d'avoir une perte de charge totale inférieure et proche de la charge disponible  $j_d = 104.7 \text{ m}$ , donc nous optons pour le diamètre économique DN200 mm, PN10

**V.9.4.5. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée**

$$P_r = C_R - (C_{TP} + J_t)$$

$$P_r = 935 - (830 + 60.74)$$

$$P_r = 44.26 \text{ m}$$

**V.9.4.6. Calcul de la pression statique du flotteur**

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

$$P_f = (935 + 3) - 601$$

$$P_f = 337 \text{ m}$$

**V.9.4.7. Calcul des frais d'amortissement**

**Tableau V.12 : Calcul des frais d'amortissement**

D (mm)	Prix unitaire de la conduite (DA/ml)	Longueur de la conduite (m)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
200	1224.63	3452	4227422.76	0.09	380468

Avec un diamètre DN 200mm, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire  $V = 0.94$  m/s est admissible.

**V.9.5. Détermination du diamètre de la conduite gravitaire reliant le réservoir de tête carrière (R3) au réservoir R5 de stockage et de transit de Tadarth Oufella existant**

**V.9.5.1. Caractéristiques de la conduite**

- Longueur de la conduite :  $L = 1162$ ml ;
  - Côte radier de réservoir de départ :  $C_R = 935$  m (NGA) ;
  - Côte trop plein de réservoir d'arrivé :  $C_{TP} = 895$  m (NGA) ;
  - Débit de transfert :  $Q_t = 0.05887$  m<sup>3</sup>/s ;
- $Q_t = Q_{tot} - Q_t$  (Beni Kouffi)
- $Q_t = 0.08434 - 0.02547 = 0.05887$  (m<sup>3</sup>/s)

**V.9.5.2. Calcul de la charge disponible**

$$j_d = (C_R + 0,2) - (C_{TP} + 0,5)$$

$$j_d = (935 + 0,2) - (895 + 0,5)$$

→  $j_d = 39.7$  m.

**V.9.5.3. Choix de la gamme des diamètres**

$$D = \sqrt{Q_t} = \sqrt{0,05887} = 0,243 \text{ m} = 243 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q_t} = 1,5 \sqrt{0,05887} = 0,364 \text{ m} = 364 \text{ mm}$$

On prend la gamme normalisée : [200-250-315-400] mm, **PN06**

**V.9.5.4. Calcul des pertes de charge totale et vérification de la vitesse**

**Tableau V.13 : Calcul des pertes de charge totale et vérification de la vitesse**

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	j <sub>U</sub> (mm/ml)	j <sub>U</sub> (mm/ml)	L (m)	j <sub>t</sub> = 1,15 j <sub>U</sub> L (m)
200	185.6	0.05887	2.17	–	–	1162	–
250	231.8		1,40	18.0	0,0180		24.05
315	292.2		0,88	8.2	0,0082		10,96
400	371		0,54	3.5	0,0035		4.68

Le diamètre 200mm est écarté car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ( $0,5\text{m/s} < V < 1,5\text{m/s}$ ). Nous optons pour le diamètre économique **DN250 mm à PN06** car il vérifie les deux conditions :  $0,5 \leq V \leq 1,5$  et  $J_i < J_d$

**V.9.5.5. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée**

$$P_r = C_R - (C_{TP} + J_t)$$

$$P_r = 935 - (895 + 24.05)$$

$$P_r = 15.95 \text{ m}$$

**V.9.5.6. Calcul de la pression statique du flotteur**

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

$$P_f = (935 + 4) - 601$$

$$P_f = 338 \text{ m}$$

**V.9.5.7. Calcul des frais d'amortissement**

**Tableau V.14 : Calcul des frais d'amortissement**

D (mm)	Prix unitaire de la conduite (DA/ml)	Longueur de la conduite (m)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
250	1883.10	3452	6500461.2	0.09	585041.5

Avec un diamètre DN 250mm, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire  $V = 1.40$  m/s est admissible.

**V.9.6. Détermination du diamètre de la conduite gravitaire reliant le réservoir de stockage et de transit (R5) au réservoir de stockage (R6) de Tala N'Braham**

**V.9.6.1. Caractéristiques de la conduite**

- Longueur de la conduite :  $L = 1398\text{m}$  ;
- Côte radier de réservoir de départ :  $C_R = 891\text{ m (NGA)}$  ;
- Côte trop plein de réservoir d'arrivé :  $C_{TP} = 745\text{ m (NGA)}$  ;
- Débit de transfert :  $Q_t = 0.05887\text{ m}^3/\text{s}$  ;

**V.9.6.2. Calcul de la charge disponible**

$$j_d = (C_R + 0,2) - (C_{TP} + 0,5)$$

$$j_d = (891 + 0,2) - (745 + 0,5)$$

$$\rightarrow j_d = 145.7\text{ m.}$$

**V.9.6.3. Choix de la gamme des diamètres**

$$D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,05887} = 0,243\text{ m} = 243\text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt[3]{Q} = 1,5 \sqrt[3]{0,05887} = 0,364\text{ m} = 364\text{ mm}$$

On prend la gamme normalisée : [200-250-315-400] mm, **PN06**

**V.9.6.4. Calcul les pertes de charge totale**

**Tableau V.15 : Calcul les pertes de charge totale et vérification de vitesse**

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$j_U$ (mm/ml)	$j_U$ (mm/ml)	$L$ (m)	$j_t = 1,15 j_U L$ (m)
200	185.6	0.05887	2.17	—	—	1398	—
250	231.8		1,40	18.0	0,0180		28.94
315	292.2		0,88	8.2	0,0082		13.18
400	371		0,54	3.5	0,0035		5.63

Le diamètre 200mm est écarté car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ( $0,5\text{m/s} < V < 1,5\text{m/s}$ ). Donc, nous optons pour le diamètre économique DN250 mm, PN06 car il vérifie les deux conditions :  $0,5 \leq V \leq 1,5$  et  $J_t < J_d$

**V.9.6.5. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée**

$$P_r = C_R - (C_{TP} + J_t)$$

$$P_r = 891 - (745 + 28.94)$$

$$P_r = 117.06 \text{ m}$$

**V.9.6.6. Calcul de la pression statique du flotteur**

$$P_f = (C_R + H) - C_{TP}$$

$$P_f = (891 + 4) - 745$$

$$P_f = 150 \text{ m}$$

**V.9.6.7. Calcul des frais d'amortissement**

**Tableau V.16 : Calcul des frais d'amortissement**

D (mm)	Prix unitaire de la conduite (DA/ml)	Longueur de la conduite (m)	Prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'amortissement (DA)
250	1883.10	1398	2632573.8	0.09	236931.64

Pour un diamètre DN 250mm, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire  $V = 1.40$  m/s est admissible.

**V.10. Récapitulation des frais occasionnés par la réalisation de la nouvelle chaîne d'Adduction**

Les caractères et les frais occasionnés par la réalisation de la nouvelle chaîne d'adduction sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.17 : Récapitulation des frais de la nouvelle chaîne d'adduction

Tronçon	Mode de transfert	Matériau	Diamètre calculé D <sub>ext</sub> (mm)	PN (bar)	Longueur de tronçon (ml)	Frais d'adduction (DA)	Frais totaux (DA)
PP-SR <sub>1</sub>	Gravitaire	PEHD	250	10	2222	567 963.20	<b>20 274 480.84</b>
SR <sub>1</sub> -SR <sub>2</sub>	Refoulement	ACIER	315	30	1594	9 677 147.52	
SR <sub>2</sub> - Reservoir de tête	Refoulement	ACIER	315	25	3104	8 826 928.66	
Reservoir de tête- Reservoir Iaabajlilen	Gravitaire	PEHD	200	10	3452	380 468	
Reservoir de tête- Reservoir tadart oufella	Gravitaire	PEHD	250	06	1162	585 041.5	
Reservoir tadart oufella- Reservoir Tala-N'Braham	Gravitaire	PEHD	250	06	1398	236 931.64	

## V.11. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons proposé une nouvelle chaîne d'adduction pour Les villages de Beni-Mendes et Beni-Kouffi. Le profil en long de la variante proposée est pris en tenant compte des impératifs techniques et des considérations économiques.

La variante comporte deux stations de reprises refoulant l'eau vers le réservoir de tête carrière :

- A partir de point de piquage **PP** vers la **SR<sub>1</sub>**, un débit de **0,06313 m<sup>3</sup>/s** soit **63.13 l/s** est écoulé le long d'une conduite de **2222 ml**, **DN = 250 mm** à **PN10 bars** ;
- De la **SR<sub>1</sub>** vers la **SR<sub>2</sub>**, un débit de **0,08434m<sup>3</sup>/s** soit **84.34 l/s** est refoulé le long d'une conduite de **1594 ml**, **DN = 315 mm**, à **PN30 bars** ;
- A partir de la **SR<sub>2</sub>**, le refoulement se fait vers le réservoir de tête toujours avec un débit de **84.34 l/s**. Une conduite de refoulement de longueur **3104 ml**, **DN = 315mm** à **PN 25 bars** ;
- A partir du réservoir de tête l'adduction gravitaire se fait vers deux réservoirs ;
  - Le réservoir d'Iaabajlilen par un débit de **25.47 l/s** qui alimente Beni-Kouffi (la longueur de ce tronçon **3452 ml**, avec de diamètre nominal **200mm a PN 10**);
  - Le réservoir de Tadart-Ouefla par un débit de **58.87 l/s** qui alimente le réservoir de Tala N'Braham (la longueur de ce tronçon **3452 ml**, avec de diamètre nominal **200mm a PN06**);
- Du réservoir de Tadart- Oufella se fait l'adduction gravitaire d'un débit de **58.87 l/s** à l'aide d'une conduite de longueur **1398 ml**, et d'un diamètre de 250mma **PN06bars**.

Vue la corrosivité et l'agressivité du terrain de la région d'étude, nous avons opté pour le polyéthylène à haute densité (**PEHD**) et l'**Acier** pour la réalisation des conduites.

Les frais occasionnés par la réalisation de cette partie du projet sont de **20 274 480.84 DA**

## CHAPITRE VI

### POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

#### VI.1. INTRODUCTION

La durée d'un réseau est son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et ses équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retours ...etc. ; ainsi qu'une meilleure protection contre éventuelles causes de distribution.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose des conduites et cela, en fonction du tracé, de l'importance de réseau et de la nature du sol.

#### VI.2. DIFFERENTES TYPES DE POSE DES CONDUITES

Le choix du type de pose des conduites dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

##### VI.2.1. Pose en terre

Il est nécessaire d'effectuer l'opération dans un creux de la largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux naturellement, il est conseillé d'élargir le creux dans le but de faciliter le travail et surtout dans les endroits des joints.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et la mettre à l'abri de la gelée. [10]



Figure VI.1 : Pose des conduites en terre

### VI.2.2. Pose en mauvais terrains (cas spécial)

Si on pose la conduite sur un mauvais terrain (terrains marécageux), il sera nécessaire d'éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où démonteraient les joints de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé. [12]

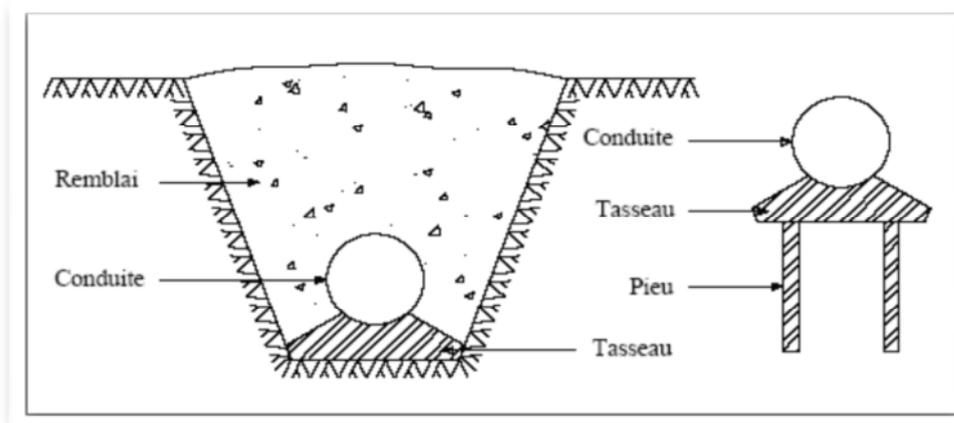


Figure VI.2 : Pose en mauvais terrains

### VI.2.3. Traversée des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causé des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- **Les gaines** : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites
- **Par enrobage dans le béton** : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton  
Noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton.

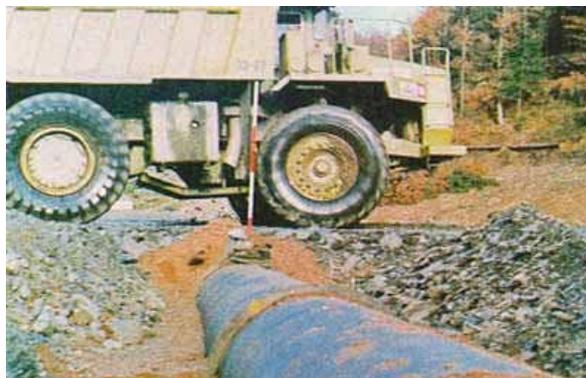


Figure VI.3. : Traversée d'une route

#### VI.2.4. Pose en galerie

C'est une technique de pose appliquée surtout dans les villes ou les agglomérations disposent déjà des galeries souterraines (égouts, galerie spéciale visible .....etc.). Elle est surtout répandue dans les villes, par contre elle est rare dans la campagne.

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales. [12]

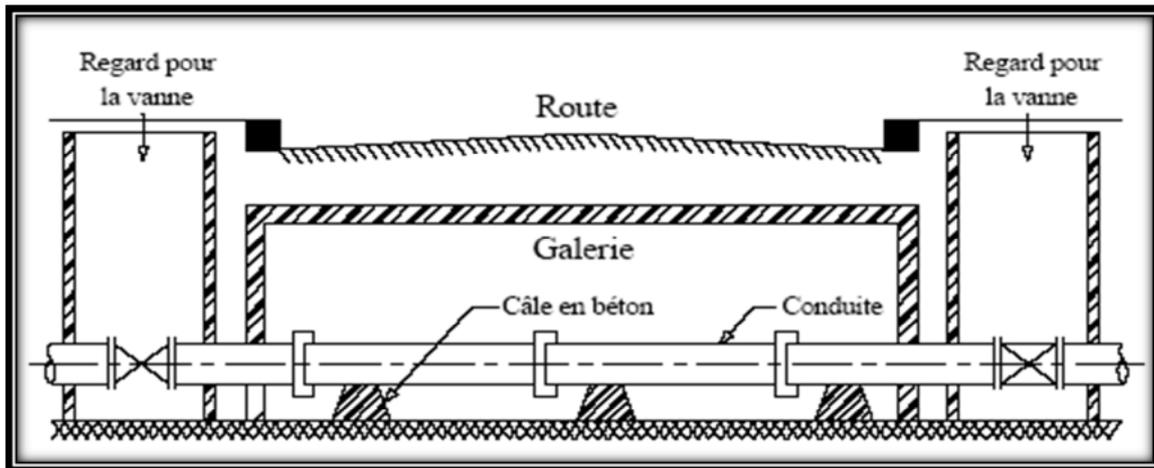


Figure VI.4 : Pose des conduites en galerie

#### VI.2.5. Pose des conduites traversées des cours d'eau

Lors de la pose des conduites sous l'eau, la question délicate est celle des joints avec des petits diamètres. La solution adaptée est l'utilisation des joints souples, ceux-ci sont confectionnés à bord d'un bateau et la conduite immergée au fur et à mesure.

Dans le cas de gros diamètres, les tuyaux sont installés dans une tranchée, pratiquée dans le lit de la rivière, appelée souillé, puis recouverts de béton. [13]

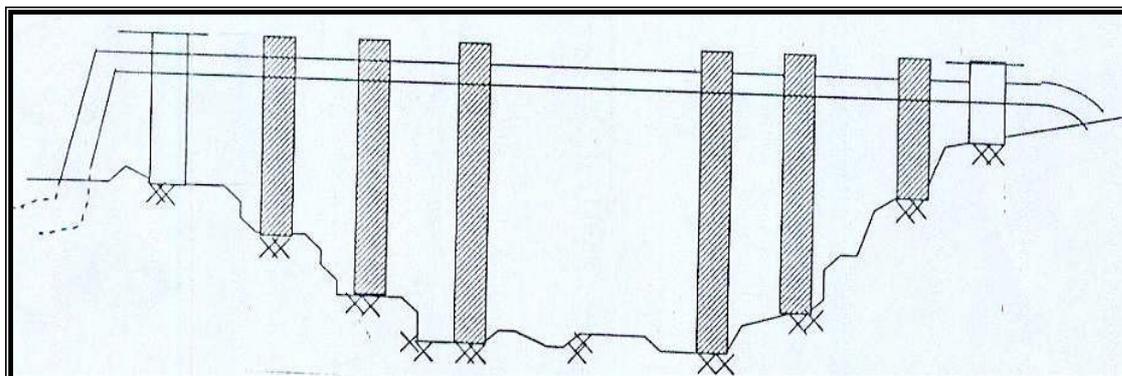


Figure VI.5 : Traversée d'un cours d'eau

### VI.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)

Lorsque la pose des conduites de distribution et celle d'assainissement sont placées dans la même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usées.

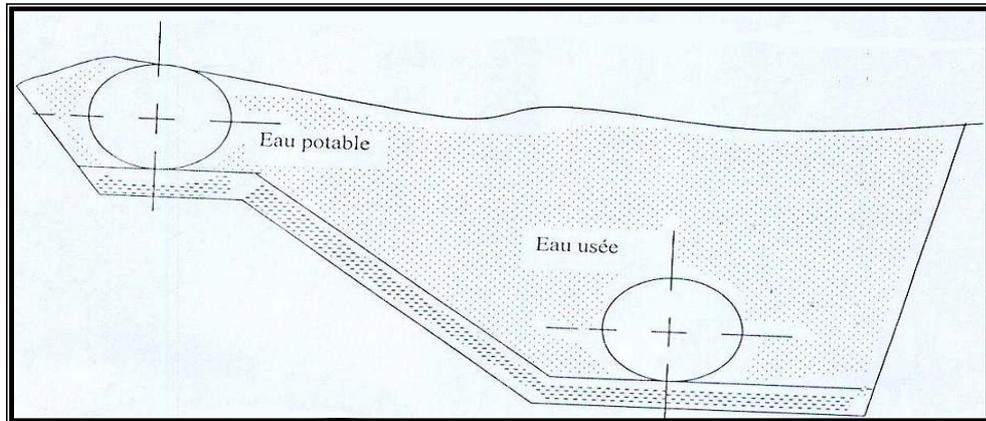


Figure VI.6 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée

### VI.2.7. Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution) ou la rupture pourra survenir. On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints. [13]

## VI.3. DIFFERENTES ETAPES DE MISE EN PLACE DES CANALISATIONS

### VI.3.1. Réalisation des fouilles

#### VI.3.1.1. Largeur de la tranchée

La largeur doit être suffisante au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0.3)$$

Avec:

**B** : Largeur de la tranchée (m) ;

**D** : Diamètre de la conduite (m) ;

**0,3** : Espace laissé de chaque côté (m).

### VI.3.1.2. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Cette distance varie de 0.6 à 1.20 selon que les régions ne sont exposées à des gels importants. [13]

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H = H_1 + H_2 + D$$

Avec:

**H** : Profondeur de la tranchée (**m**) ;

**D** : Diamètre de la conduite (**m**) ;

**H<sub>1</sub>** : Profondeur du lit de pose prise égale à **0,2 m** ;

**H<sub>2</sub>** : Distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol.

### VI.3.1.3. Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Il est constitué selon la nature du sol par :

- Du gravier, dans un terrain ordinaire ;
- Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente. [10]

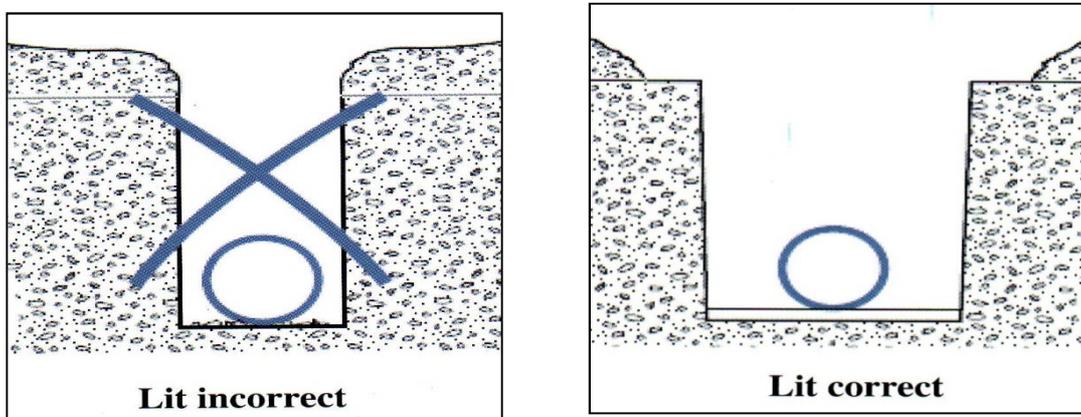


Figure VI.7: Lit de pose de conduite

### **VI.3.2. Préparation de la canalisation**

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étrangers. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois avant l'exécution des joints. Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres, la soudure des joints est exécutée au-dessus des fouilles où les tuyaux se trouvent maintenus par les bois disposés au travers de la tranchée. [11]

### **VI.3.3. Epreuve des joints et des canalisations principales**

Ce sont des essais à la presse hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 à 400 m. La pression d'essai est en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 % , cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve , la durée de l'épreuve est d'au moins 30 mn . La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars et 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale. [13]

### **VI.3.4. Essai général du réseau**

L'essai général du réseau est une étape très importante pour d'adduction dans le but de connaître leur degré d'efficacité, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et les vannes de branchement et de raccordement étant fermées. Après 48 heures de mise en pression, les pertes de charge par rapport à la capacité du réseau sont constantes, elle ne doit pas dépasser 2%.

### **VI.3.5. Remblaiement de la tranchée**

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en occupant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques. [14]

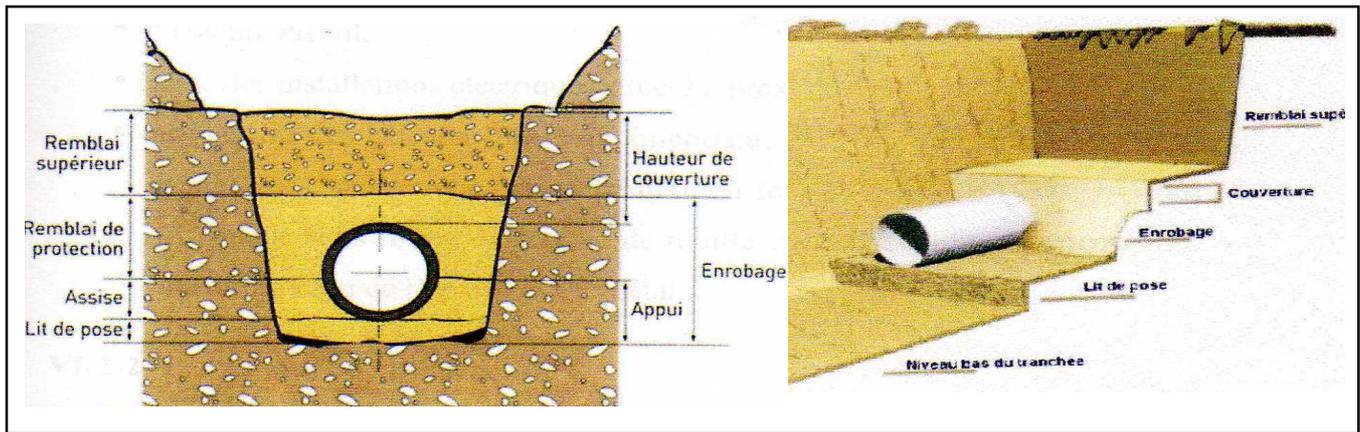


Figure VI.8 : Remblayage de la fouille

### VI.3.6. Désinfection du réseau

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel que la solution stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau. Après un temps de contact suffisant de cette solution, il est procédé à un rinçage à l'eau claire.

## VI.4. ACTION DE L'EAU SUR LES MATERIAUX

Avant son arrivée au consommateur, l'eau transite par les réservoirs, pompes ainsi que les conduites, son contact avec les matériaux et les équipements peut être la cause d'entartrage et de corrosion, cette action est variable suivant la forme du matériel, la composition de l'eau et son régime d'écoulement ; la variation de la pression, de la température et la nature du matériau de fabrication des conduites.

### VI.4.1. L'Entartrage

L'entartrage est le dépôt de tartre (est un dépôt calcaire issu de la précipitation des minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouvé dans les canalisations.) sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation.



Figure VI.9 : l'entartrage

## VI.4.2. La Corrosion

La corrosion est définie comme étant la destruction des matériaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques dues à des phénomènes extérieurs et intérieurs liés à la nature du sol et à l'eau transportée. Si ces phénomènes persistent il en résulte la destruction rapide des canalisations par perforation ou diminution de l'épaisseur du matériel dus à une attaque sous forme de croûte ou fils de rouilles.



Figure VI.10 : la corrosion des conduites

## VI.5. MOYENS DE LUTTE CONTRE LA CORROSION

### VI.5.1. Protection externe

Les trois (3) principaux procédés qui empêchent ou réduisent la corrosion, sont les suivants : - Traitement du milieu ;

- Revêtement ;
- Protection cathodique.

Le choix du procédé se fait selon les conditions du terrain et le moyen mis en place.

### **a. Traitement du milieu**

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être composés de carbonate de calcium qui se forment sur les parois métalliques, ces composés sont constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

### **b. Revêtement**

Consiste à mettre en terre des conduites revêtis d'une enveloppe qui isole le métal, du milieu corrodant. Ces revêtements peuvent être soit :

- Des métaux ou alliage mais sensible à la corrosion ;
- Des matières plastiques ou peintures ;
- Ou bien des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique).

### **c. Protection cathodique**

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion, notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques des jetées, les navires, les plateformes pétrolières ou encore les structures en béton armé.

#### **VI.5.2. Protection interne**

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- D'un enduit bitumineux ;
- D'un enduit émaillé spécial.
- Mortier et ciment centrifuge.

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivies attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée,...etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

Le problème de corrosion peut être de manière significative, éliminé par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène (PE).

## **VI.6. CONCLUSION**

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier, soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

## CHAPITRE VII

### PROJECTION ET DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

#### VII.1. INTRODUCTION

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques dont leur rôle primordial est de stocker les eaux en excès pendant les heures de faible consommation pour les restituer aux heures de pointe. Ce rôle a sensiblement changé au cours du temps, ce qui a traduit aux réservoirs la multitude de fonctions.

Après avoir calculé le déficit en eau pour les localités concernées par l'étude, nous avons à dimensionner les réservoirs qui prendront en charge la sécurité de stock.

#### VII.2. FONCTIONS DES RESERVOIRS

- Les réservoirs servent à compenser l'écart entre le régime de production d'eau et celui de la consommation ;
- Ils constituent une réserve en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...) ;
- Ils constituent aussi une réserve d'eau en cas d'incendie ;
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Les réservoirs sont appelé également réservoirs tampons, lorsqu'ils jouent un rôle de relais. [8]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont classées en fonctions techniques et économiques qui se résument dans le tableau suivant :

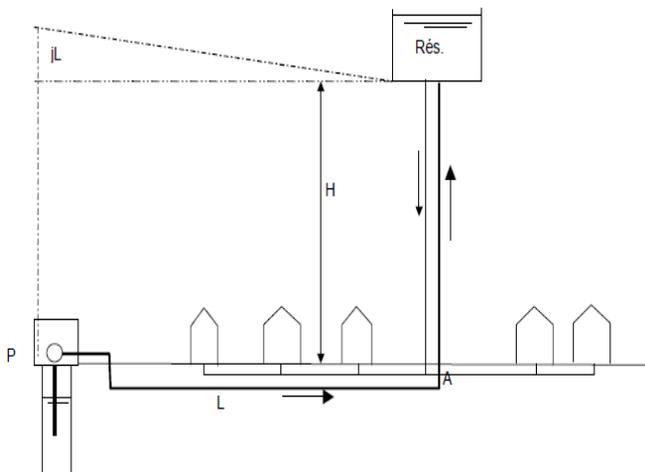
**Tableau VII.1 : Fonctions des réservoirs**

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"><li>- Régulation des débits</li><li>- Sécurité d'approvisionnement</li><li>- Régulation de la pression</li><li>- Simplification de l'exploitation</li><li>- Réacteur participant au traitement</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Réduction des investissements sur les ouvrages de production</li><li>- Réduction des investissements sur le réseau de distribution</li><li>- Réduction des dépenses d'énergie</li></ul>

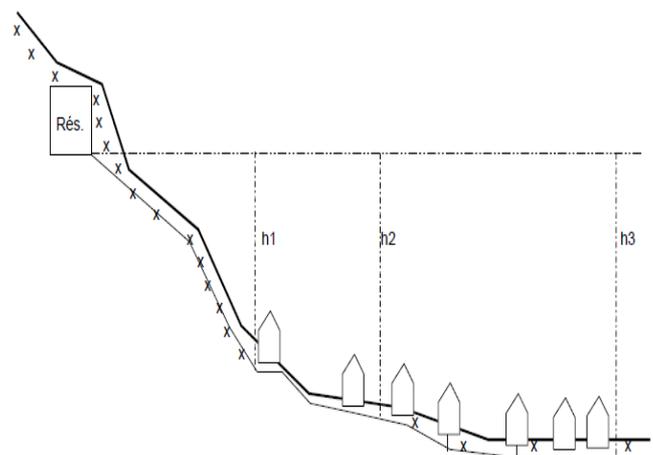
### VII.3. IMPLANTATION DES RESERVOIRS

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques et dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

- En plaine, ils doivent généralement être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote de radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité. Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- Afin de réduire les charges, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère. Le meilleur emplacement sera déterminé après une étude économique approfondie en tenant compte des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompes.



**Figure VII.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.**



**Figure VII.2: Emplacement du réservoir en altitude.**

## VII.4. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon :

- La nature des matériaux de construction, les réservoirs peuvent être des :
  - Réservoirs métalliques ;
  - Réservoirs en maçonnerie ;
  - Réservoirs en béton armé ou précontraint.
- La situation des lieux ou par rapport à la surface du sol, on distingue des réservoirs :
  - Enterrés ;
  - Semi enterrés ;
  - Surélevés ou sur tour (château d'eau).
- L'usage des réservoirs on peut les classer en :
  - Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
  - Réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons) ;
  - Réservoirs de traitement.
- Leurs formes géométriques :
  - Réservoirs cylindriques ;
  - Réservoirs rectangulaires ;
  - Il y'a aussi des réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

Du point de vue esthétique, on peut affirmer les fonctions d'un réservoir, comme on peut l'intégrer au paysage.

## VII.5. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS

Les réservoirs sont construits en :

- Béton armé : Le béton utilisé doit présenter certaines caractéristiques tel que :
  - La compacité ;
  - Une faible perméabilité ;
  - L'insensibilité à l'action de l'eau qui est contenue dans le réservoir.
- Les matériaux de construction : Les matériaux de construction sont : le sable, le gravier, le ciment, le fer (acier de construction) et certain adjuvant.

## VII.6. CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés présentent des avantages par rapport au réservoir surélevé, parmi ces avantages on cite :

- Economie sur les frais de construction ;

- Etude architecturale très simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

**Les facteurs intervenants dans le choix de type de réservoir :**

- La topographie de la région à desservir ;
- Les conditions hydrauliques (capacité, pression ...etc.)
- La facilité d'exploitation ;
- Les facteurs économiques.

**VII.7. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES RESERVOIRS**

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs doivent être équipés de :

**VII.7.1. Conduite d'adduction (ou d'arrivée)**

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement comme elle peut être gravitaire. Le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir à une grande influence sur le phénomène de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certain temps.

L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. On préfère toujours l'arrivée par le bas ou en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

Le débouché de la conduite d'adduction dans le réservoir, doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. [8]

**VII.7.2. Conduite de distribution**

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre 0,15 à 0,20 m au-dessus de radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin, d'éviter l'introduction de boue ou de sable qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve et faciliter le brassage de l'eau.

**VII.7.3. Conduite du trop-plein**

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit  $Q$  arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

#### VII.7.4. Conduite de vidange

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein.

#### VII.7.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de la conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de la distribution, la communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma de la figure (VII.4.c), en marche normale les vannes « 1 » et « 3 » sont ouvertes, la vanne « 2 » est fermée, en by-pass on ferme « 1 » et « 3 » et on ouvre « 2 ».

#### VII.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la (fig.VII.4.D) et qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, la vanne « 1 » est ouverte. Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ça grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelée. En cas d'incendie, on ouvre la vanne « 2 » pour pouvoir exploiter cette réserve. Une vanne « 3 » supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir.

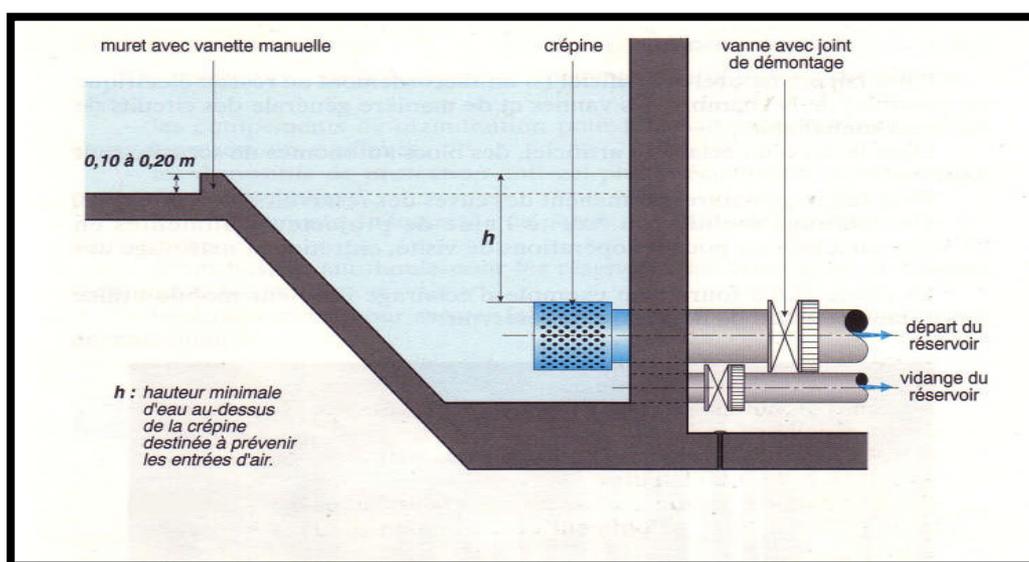
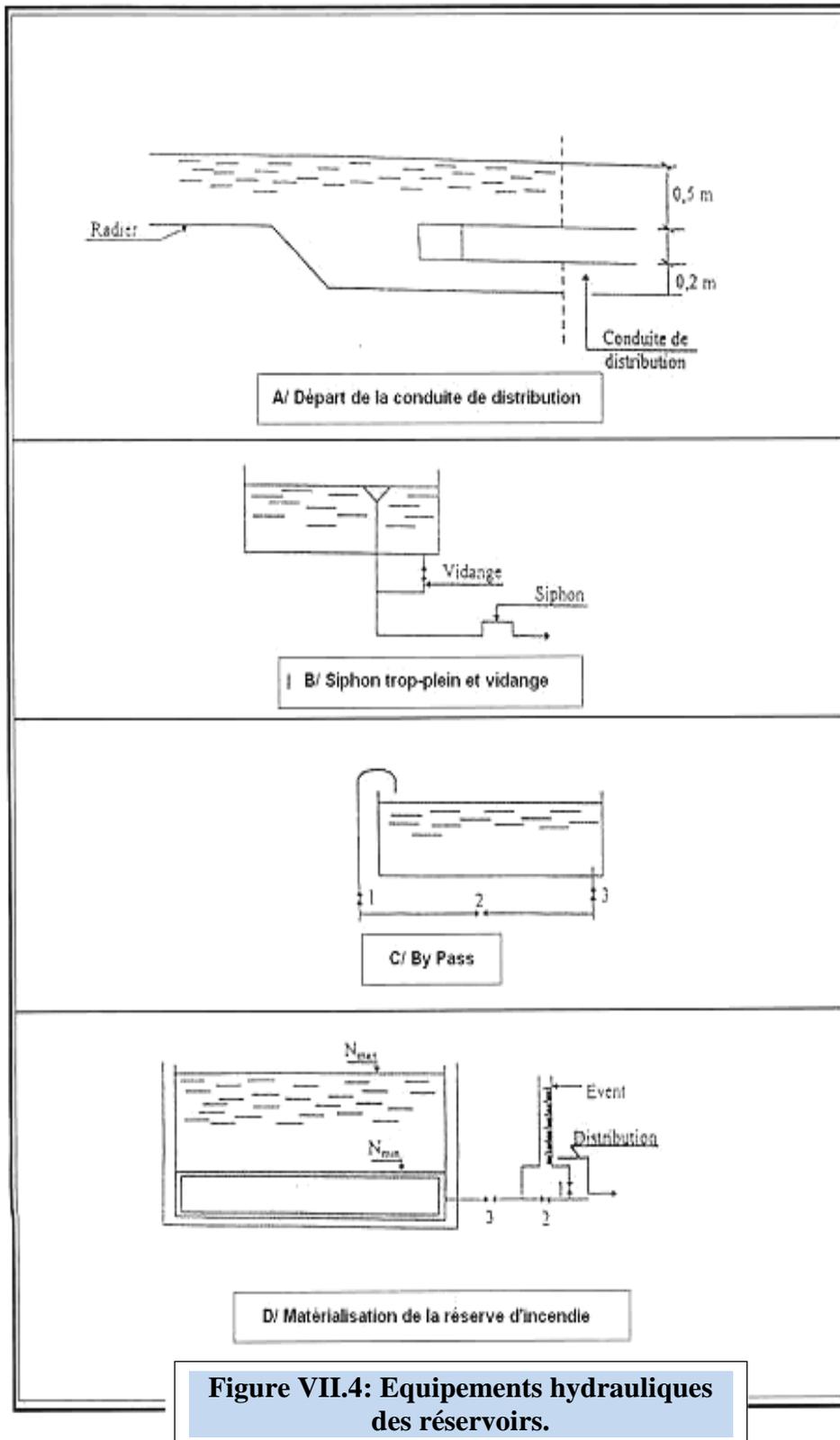


Figure VII.3: Conduite de la distribution et de vidange.



**Figure VII.4: Equipements hydrauliques des réservoirs.**

## VII.8. EXIGENCES TECHNIQUES A SATISFAIRE

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties.
- **Etanchéité** : Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.
- **Durabilité** : les matériaux constituant tous les éléments du réservoir doivent conserver leur propriété après un long contact avec le liquide qu'il est destiné à retenir.

## VII.9. ENTRETIEN DES RESERVOIRS

Une surveillance régulière des réservoirs est de rigueur pour vérifier d'éventuelles fissures ainsi que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques.

Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examens des parois et réparation éventuelles ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

## VII.10. HYGIENE ET SECURITE

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur, par conséquent les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- Avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation.
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant).
- Etre aérés par des orifices de grillage.

## VII.11. DETERMINATION DE LA FORME ET PROPORTIONS DES RESERVOIRS

### VII.11.1. Forme

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures. Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint.

Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Parmi les avantages on note : une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration.

### VII.11.2. Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

**Tableau VII.2. Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile :**

Capacité utile (m <sup>3</sup> )	Hauteur d'eau optimum (m)
≤ 500	3 à 4
1 000	4 à 5
5 000	5 à 6

## VII.12. CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS

Pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Dans une chaîne d'adduction, on trouve trois (3) types de réservoirs :

- Réservoir de stockage ;
- Réservoir de transit ;
- Réservoir de stockage et de transit.

En général, le calcul du volume du réservoir peut s'effectuer par trois méthodes :

### VII.12.1. Méthode analytique

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

Avec 
$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100}$$

$V_r$  : capacité résiduelle ( $m^3$ ),

$a$  : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

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

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à  $120 m^3$ .

### VII.12.2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier. (%)

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-|$$

Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100}$$

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

### VII.12.3. Méthode direct

Les capacités des réservoirs sont déterminées en admettant que le volume de transit et de refoulement est de deux heures (2 h) de réserve, celui de stockage est de 12 heures de réserve

**✚ Réservoir de stockage**

$$\text{CRS} = Q_{\text{maxj}} \times 50 \% \text{ ou } \text{CRS} = Q_{\text{maxh}} \times 12\text{h}$$

Avec :

CRS : capacité de réservoir de stockage ;

$Q_{\text{maxh}}$  : débit horaire maximal ;

$Q_{\text{maxj}}$  : débit journalier maximal.

**✚ Réservoir de transit**

$$\text{CRT} = Q_{\text{maxj}} \times 8,33 \% \text{ ou } \text{CRT} = Q_{\text{maxh}} \times 2\text{h.}$$

Avec :

CRT : capacité de réservoir de transit.

**✚ Réservoir de transit et de stockage :**

$$\text{CRTS} = (Q_{\text{maxhT}} \times 2\text{h}) + (Q_{\text{maxhS}} \times 12\text{h}).$$

Où :

CRTS : capacité du réservoir de stockage et de transit.

$Q_{\text{maxhT}}$  : débit horaire maximal transité ;

$Q_{\text{maxj}}$  : débit journalier maximal stocké.

**VII.12.3.1. Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR1) projeté à la cote de 423 mNGA :**

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci- après :

**Tableau VII.3 : Capacité du réservoir de transit de la (SR1) projeté à la cote de 423 mNGA :**

Désignation	Unité	Horizon
		2035
<b>Réservoir de transit de la SR1 projetée</b>		
Débit de transit vers la SR2 projetée	m <sup>3</sup> /h	303.624
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	607.25
<b>Capacité du réservoir projeté</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>1000</b>

**VII.12.3.2. Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR2) projeté à la cote de 704 mNGA**

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.4. Capacité du réservoir de transit de la (SR2) projeté à la cote de 704 mNGA :**

Désignation	Unité	Horizon
		2035
<b>Réservoir de transit de la SR2 projetée</b>		
Débit de transit vers le réservoir de tête (carrière) projetée	m <sup>3</sup> /h	303.624
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	607.25
<b>Capacité du réservoir projeté</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>1000</b>

**VII.12.3.3. Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de tête projeté à la cote de 932 mNGA**

**Tableau VII.5. Capacité du réservoir de stockage et de transit de tête projeté à la cote de 932 mNGA :**

Désignation	Unité	Horizon
		2035
<b>réservoir de stockage et de transit de tête projeté</b>		
Débit de transit	m <sup>3</sup> /h	211.93
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	423.86
Débit de stockage	m <sup>3</sup> /h	91.65
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	1101
Reserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité totale calculée	m <sup>3</sup>	1644.86
Capacité du réservoir existant	m <sup>3</sup>	300
Déficit	m <sup>3</sup>	1344.86
<b>Capacité du réservoir projeté</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>1500</b>

## VII.12.4. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Après avoir déterminé les capacités des réservoirs, on calcule alors leurs dimensions à l'aide des formules suivantes :

### VII.12.4.1. Section des réservoirs projetés

Elle est déterminée comme suit :

$$\boxed{V_R = S \times h} \Rightarrow \boxed{S = \frac{V_R}{h}}$$

Avec :

$V_R$  : volume du réservoir projeté ( $m^3$ ) ;

$S$  : section ( $m^2$ ) ;

$h$  : hauteur de la lame d'eau (m).

### VII.12.4.2. Diamètre de réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé de la manière suivante :

$$\boxed{D = \sqrt{\frac{4 V_R}{\pi h}}}$$

Avec :

$D$  : Diamètre du réservoir (m) ;

$V_R$  : volume du réservoir ( $m^3$ ) ;

$h$  : hauteur de la colonne d'eau prise entre 3 et 6 m.

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$\boxed{H_{inc} = \frac{4 \cdot V_{inc}}{\pi \cdot D^2}}$$

Avec

$H_{inc}$  : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;

$V_{inc}$  : le volume de la réserve d'incendie égale à  $120 m^3$  ;

Les dimensions des réservoirs sont reportées sur le tableau suivant

### VII.12.4.3. Caractéristiques des réservoirs projetés

Les caractéristiques des réservoirs projetés sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.6. Caractéristiques des réservoirs projetés**

Réservoirs	V (m <sup>3</sup> )	H (m)	D <sub>th</sub> (m)	D standard (m)	S (m <sup>2</sup> )	H <sub>inc</sub> (m)
Réservoir de transit de la SR1 projetée (R1)	1000	5	15.96	16	200	–
Réservoir de transit de la SR2 projetée (R2).	1000	5	15.96	16	200	–
Réservoir de transit et de stockage du réservoir de tête (R3)	1500	5	19.55	20	300	0.4

**Tableau VII.7. Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs:**

Réservoirs	Capacité des réservoirs (m <sup>3</sup> )	Frais de construction des réservoirs (DA)	Frais totaux (DA)
Réservoir de transit de la SR1 projetée (R1)	1000	9 500 000,00	<b>29 100 000,00</b>
Réservoir de transit de la SR2 projetée (R2).	1000	9 500 000,00	
Réservoir de transit et de stockage du réservoir de tête (R3)	1500	10 100 000,00	

Les frais de construction des réservoirs sont recueillis au niveau de la **DHW**

### **VII.13. CONCLUSION**

Le débit destiné à l'alimentation de la région d'étude, sera transféré par le biais de plusieurs réservoirs projetés répartis sur l'ensemble de la région :

- Réservoir de transit de la (SR1) projeté : de capacité de **1000 m<sup>3</sup>** ;
- Réservoir de transit de la (SR2) projeté de capacité de **1000 m<sup>3</sup>** jumelé au réservoir existant d'Iaasekren de 300 m<sup>3</sup> ;
- Réservoir de stockage et de transit de tête projeté : de capacité de **1500 m<sup>3</sup>** jumelé au réservoir existant de carrière de 300 m<sup>3</sup>

Dans le cadre de notre étude, nous avons projeté trois réservoirs de type cylindrique posé au sol au niveau de la région d'étude dont les frais totaux sont : **29 100 000,00 (DA)**.

## **CHAPITRE VIII**

### **ETUDE ET CHOIX DES POMPES**

---

#### **VIII.1. INTRODUCTION**

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par les stations de pompages, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprises de la chaîne d'adduction qui permettront d'acheminer les eaux jusqu'aux réservoirs de tête.

Une pompe est un appareil hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire qu'elle transmet un courant liquide qui la traverse une certaine énergie.

L'énergie reçue par ce liquide lui permet de s'élever d'une zone à basse pression pour le refouler vers une autre zone à plus grande pression.

#### **VIII.2. DIFFERENTS TYPES DE POMPES**

Les pompes se classent en deux catégories : - Les pompes dynamiques (turbopompes);

- Les pompes volumétriques.

##### **VIII.2.1. Les pompes centrifuges**

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine d'hydraulique dont les avantages sont les suivantes :

- C'est des groupes légers, peu encombrants (environ 8 fois moindre que ceux des pompes volumétriques), et d'un grand rendement, et surtout peu coûteux relativement aux autres types de pompes.
- Accouplées aux moteurs électriques ;

##### **VIII.2.1.1. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge**

Une pompe centrifuge est constituée par une roue à aubes tournant au tour de son axe. Un distributeur dans l'axe de la roue est un collecteur de section croissante, en forme de spirale appelée volute.

Le liquide (l'eau) arrive dans l'axe de l'appareil par le distributeur et la force centrifuge le projette vers l'extérieur de la turbine. Il acquiert une grande énergie cinétique qui se transforme en énergie de pression dont le collecteur où la section est croissante, ce sont les plus employées. On distingue:

- Les pompes centrifuges à écoulement radial (à basse et haute pression)
- Les pompes hélices à écoulement radial.

- Les pompes hélico-centrifuge à écoulement mixte.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

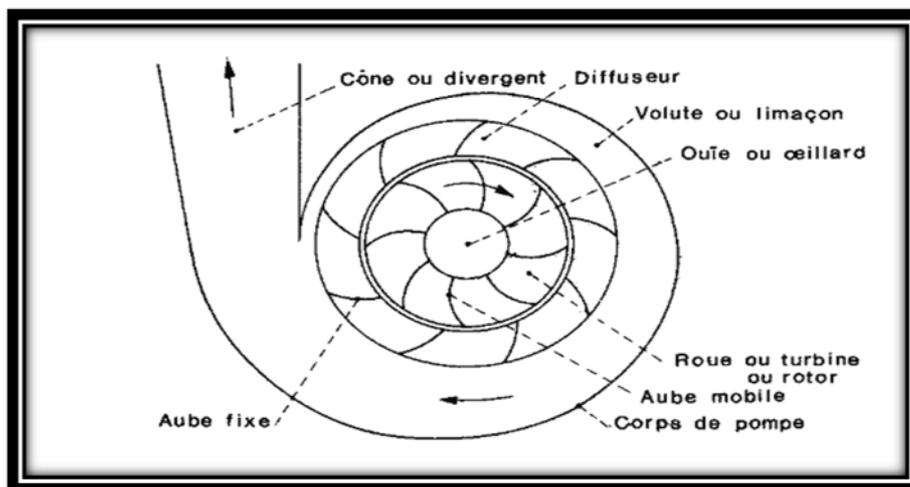
Les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètre). Cependant, les pompes hélices élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles.

**Tableau VIII.1: Hauteurs admissibles selon le type de roue des pompes dynamiques**

Type de la roue	Hauteur par roue
Centrifuge	25 à 120m
Hélico-centrifuge	8 à 35m
Hélice	2 à 10m



**Figure VIII.1 : Accouplement d'une pompe centrifuge à un moteur**



**Figure VIII.2 : Pompe centrifuge**

### VIII.2.1.2. Classification des pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont classées en plusieurs catégories selon certains critères :

#### A/. Selon le nombre de cellules

Vu que les pompes pouvaient comporter une ou plusieurs cellules ayant pour objectif d'augmenter la hauteur d'élévation, nous aurons en principe :

##### ▪ Des pompes monocellulaires

Pour les pressions moyennes de 15m à 80m. Les pompes de grande hauteur d'élévation, auront une vitesse spécifique d'autant plus faible que le débit sera petit et la largeur de la turbine sera par ailleurs relativement faible. Les pompes de faible hauteur d'élévation auront une vitesse spécifique d'autant plus grande que le débit sera grand et présentant un diamètre  $D_2$  de sortie voisin à  $D_1$  et très proche de  $D_0$  leur largeur sera relativement grande.

##### ▪ Des pompes multicellulaires

En fait appel aux pompes multicellulaire quand la hauteur d'élévation relèvement sera très grande et que pour des raisons de fabrication, les dimensions des pompes monocellulaires auxquelles on aboutirait seraient très importantes. Pour ce type de pompe, la hauteur d'élévation augmente d'une même quantité chaque fois qu'une roue est montée à la suite d'une autre, il suffit de disposer en série le nombre voulu de roue pour atteindre la hauteur « H » désirée, nous appelons que le débit à relever est égale à celui qui passe dans une roue, c'est-à-dire que si  $r$  est le nombre de roues en série, chacune fonctionnera avec un débit « Q » et une hauteur d'élévation «  $H/r$  » et le rendement de la pompe multicellulaire sera beaucoup plus petit que celui de chaque roue isolée.

#### B/. Selon la position de l'axe de rotation

Les pompes monocellulaire et multicellulaires peuvent être soit à :

- **Axe horizontal**: correspondant au type le plus répandu ;
- **Axe verticale** : ce type de pompe est destiné à équiper les puits et forages, où elle fonctionne noyé ou dénoyé quand il est équipé d'un collecteur d'aspiration.

#### C/. Selon le nombre d'entrée

Il existe deux catégories:

- Les pompes à une seule entrée ;
- Les pompes à double entrées.

### VIII.2.1.3. Eléments de base pour le calcul et le choix des pompes

Les caractéristiques qui différencient les pompes centrifuges découlent des caractéristiques de calcul suivant :

- Hauteur manométrique totale **H<sub>mt</sub>**,
- La vitesse de rotation **n** ;
- Le débit **Q** ;
- La puissance utile **P<sub>u</sub>** ;
- Le rendement **η**.

#### A/. Selon les caractéristiques hydrauliques

##### ▪ Hauteur manométrique totale d'élevation **H<sub>mt</sub>**

La **H<sub>mt</sub>** d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne d'eau (m.c.e) entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élevation totale), y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ( $J_{asp}$ ,  $J_{ref}$ ). [11]

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref}$$

##### ▪ La vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps, cette vitesse est notée par « **N** », unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute.

Le déplacement angulaire (**w**) qu'effectue une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire. [11]

$$w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30}$$

##### ▪ Le débit « **Q** » d'une pompe

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps, ce débit est noté « **Q** ». Il s'exprime en litres par secondes (l/s) ou, plus pratiquement en mètres cubes par heure (m<sup>3</sup>/h). [10]

- La notion de débit précédente est utilisée surtout dans le cas des turbopompes.
- Dans le cas des pompes volumétriques, on utilise beaucoup plus la notion de cylindre noté « **C<sub>i</sub>** », c'est le volume que débite une pompe par un tour de rotation :

$$C_i = \frac{Q}{N} \text{ (m}^3\text{/tr)}$$

##### ▪ Les puissances (utiles et absorbées)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée (**P<sub>a</sub>**) de cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance mécanique du moteur d'entraînement de la pompe.

La puissance transmise à l'eau correspond au travail à effectuer pour élever un débit  $Q$  ( $m^3/h$ ) de liquide de masse volumique  $\rho$  ( $kg/m^3$ ) à la hauteur  $H(m)$  appelée puissance hydraulique utile  $P_u$ .

$$P_u = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}$$

▪ **Le rendement**

Le rendement global tient compte de toutes les pertes (fuites, frottement, chocs...).

Le rapport de la puissance utile  $P_u$  et la puissance absorbée  $P_a$  est le rendement du groupe électropompe  $\eta_p$  :

$$\eta_p = \frac{P_{\text{hydraulique}}}{P_{\text{mécanique}}} = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{P_a}$$

Avec :

$\rho$ : masse volumique ( $10^3 g / m^3$ ) ;

$Q$  : débit ( $m^3/s$ ) ;

$H$ : hauteur manométrique (m.c.e) ;

$\eta_p$ : rendement total de l'installation avec :  $\eta_p : f(\eta_h, \eta_t, \eta_m)$  (%)

**B/. Selon les conditions particulières d'utilisation**

▪ **Pompes centrifuges monocellulaires et multicellulaires**

La hauteur de refoulement d'une pompe varie avec sa vitesse de rotation. Concernant les pompes monocellulaires nous avons :

- 1450 T/min h élévation environ 60 m ;

- 2900 T/min h élévation environ 100 m.

Pour obtenir des hauteurs d'élévation supérieures il faudra utiliser des pompes multicellulaires (pompes munies de deux cellules et plus) ; et d'une manière générale, on considère comme suit :

- **H < 60 m**: pompes monocellulaires
- **60 < H < 90 m** : possibilité entre une pompe monocellulaire (moteur électrique) à vitesse élevée (2900 t/min) et une pompe multicellulaire à vitesse faible (1450 t/min), (étude économique nécessaire) ;
- **H > 90 m**: pompes multicellulaires.

▪ **Pompes à axe horizontal ou pompes à axe vertical**

- ✓ Pompe horizontale pour  $H_{asp} < 6 - 7$  m ou alimentation en charge ;
- ✓ Pompe à axe vertical pour les puits et les forages.

#### VIII.2.1.4. Choix du type de pompe centrifuge

Le choix de type de pompes qui va acheminer le débit désiré à la hauteur manométrique donnée, se fera à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

Le bon choix se porte sur une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal, ce qui entraîne une réduction de l'énergie à fournir eu égard aux conditions de cavitation.

Vu l'importance des hauteurs manométriques d'élévation totale (Hmt), le choix s'est porté sur des pompes centrifuges multicellulaires à haute pression ; et des pompes de secours pour permettre des interventions sur les groupes motopompes pour la réparation et / ou l'entretien sans en interrompre l'alimentation. [15]

#### VIII.2.2. Les pompes volumétriques

Une pompe volumétrique se compose d'un corps de pompe parfaitement clos, à l'intérieur duquel se déplace un élément mobile rigoureusement ajusté. Elle utilise la variation du volume pour déplacer le fluide. Le rendement volumétrique est le rapport entre le volume réellement aspiré et le volume enjointre.

Ces pompes reposent sur le principe « Exécution d'un mouvement cyclique ». Pendant un cycle un volume déterminé de liquide, pénètre dans un compartiment avant d'être refoulé à la fin, ce mouvement permet le déplacement du liquide entre l'orifice d'aspiration et celui de refoulement.

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux pour élever des faibles débits à des pressions élevées. On distingue:

- Les pompes volumétriques rotatives (mouvement de rotation).
- Les pompes alternatives, à piston (mouvement alternatif).
- Les pompes à rotor excentré, à rotor faucillant, à palette, à engrenage.

#### ❖ Autres pompes

- Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- Le pompage à émulsion ou air lift.

### VIII.3. CHOIX DES POMPES

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- le débit « Q » et « Hmt » demandée ;
- Assurer un rendement maximal ;
- Assurer une consommation d'énergie minimale ;
- Opter pour un poids, le plus minimum possible ;
- Présenter un mode du type anti-cavitation ;
- Assurer une vitesse de rotation assez importante.
- Etre fabriquée en série.

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

### VIII.4. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES

Les principales courbes qui caractérisent une pompes centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois (03) :

#### VIII.4.1. Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Elle consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximum) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

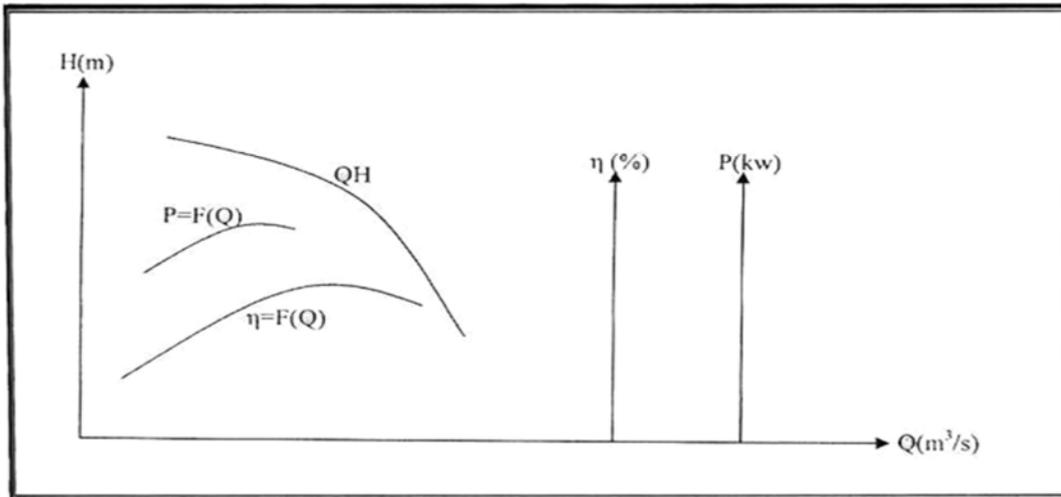
#### VIII.4.2. La courbe de rendement : $\eta = f(Q)$

Elle exprime la variation du rendement ( $\eta$ ) de la pompe en fonction des débits à relever, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

Elle passe par l'origine puisque à  $Q = 0$ , le rendement ( $\eta$ ) est nul.

#### VIII.4.3. La courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.



**Figure VIII.3 : Courbes caractéristiques des pompes**

### VIII.5. LES MODES DE COUPLAGE

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

#### VIII.5.1. Couplage en série

Dans ce cas :

- \* Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- \* Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

### VIII.5.2. Couplage en parallèle

Dans ce cas :

- \* Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- \* Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

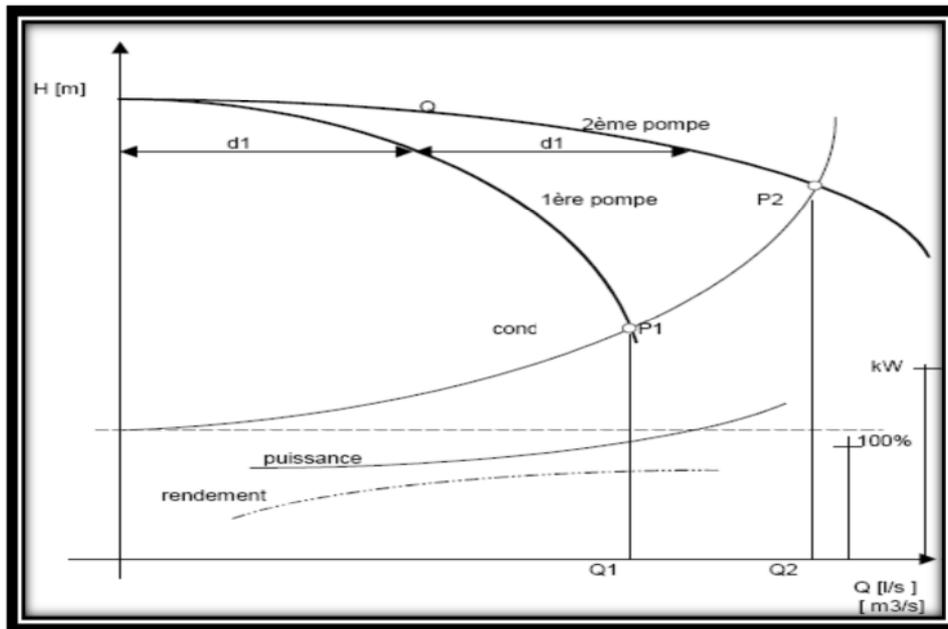


Figure VIII.5 : Couplage en parallèle

### VIII.6. COURBE CARACTERISTIQUE DU RESEAU

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale de l'installation (H<sub>mt</sub>) nécessaire à l'installation en fonction du débit (Q). Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H<sub>g</sub>) est indépendante du débit.
- La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q). [15]

La caractéristique d'un réseau, ramenée à une côte de référence, sera ainsi du type :

$$H_{mt} = H_g + j_t$$

La vitesse (V<sub>m</sub>) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité :

Avec :  $Q = V_m \cdot S$  ou  $S = \pi \cdot \frac{D^2}{4}$   $\Rightarrow$   $V_m = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$

En remplaçant la vitesse par sa valeur :

$$J_{t=}(1,15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8 | (g \cdot \pi^2 \cdot D^5)) \cdot Q^2 = K \cdot Q^2$$

Avec:  $K = \frac{1,15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$

Donc :  $H_{mt} = H_g + KQ^2$

Où :

L : longueur de la canalisation [ml] ;

D : Diamètre de la conduite [m] ;

$V_m$  : Vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge sans dimension ;

g : Accélération de la pesanteur [m<sup>2</sup>/s].

### VIII.7. POINT DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE CENTRIFUGE

Le point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite définit par un débit « Q » et une hauteur « H », est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe dite caractéristique débitante et de la courbe caractéristique de la conduite dite caractéristique résistante.

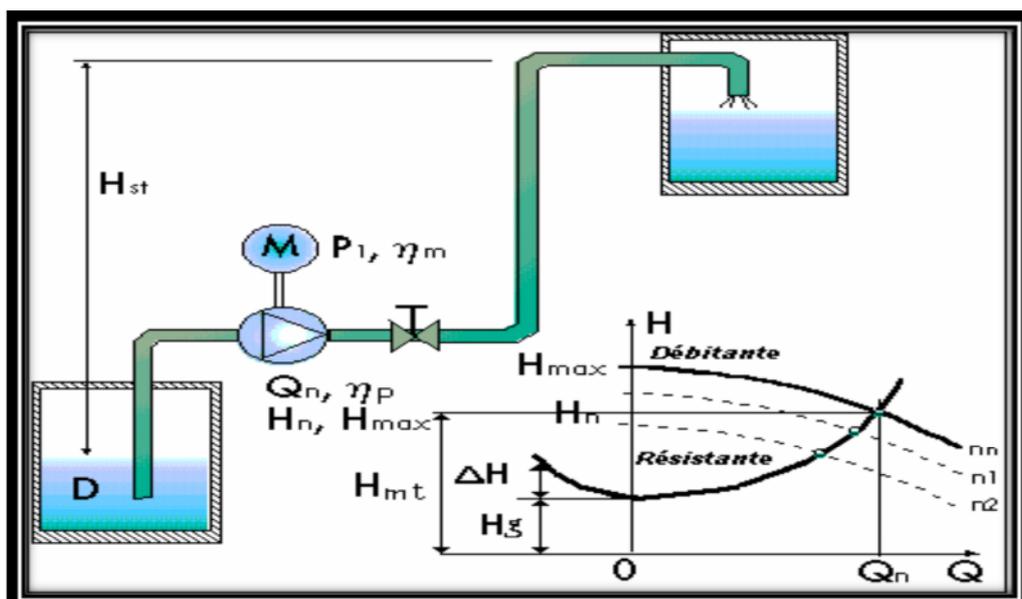


Figure VIII.6 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite

### VIII.7.1. Principe de détermination du point de fonctionnement

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

Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants :

#### VIII.7.1.1. Vannage sur la canalisation de refoulement

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge. On déplace ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

#### VIII.7.1.2. Rognage de la roue

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, cependant la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement.

#### VIII.7.1.3. Réduction du temps de pompage

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par conséquence un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

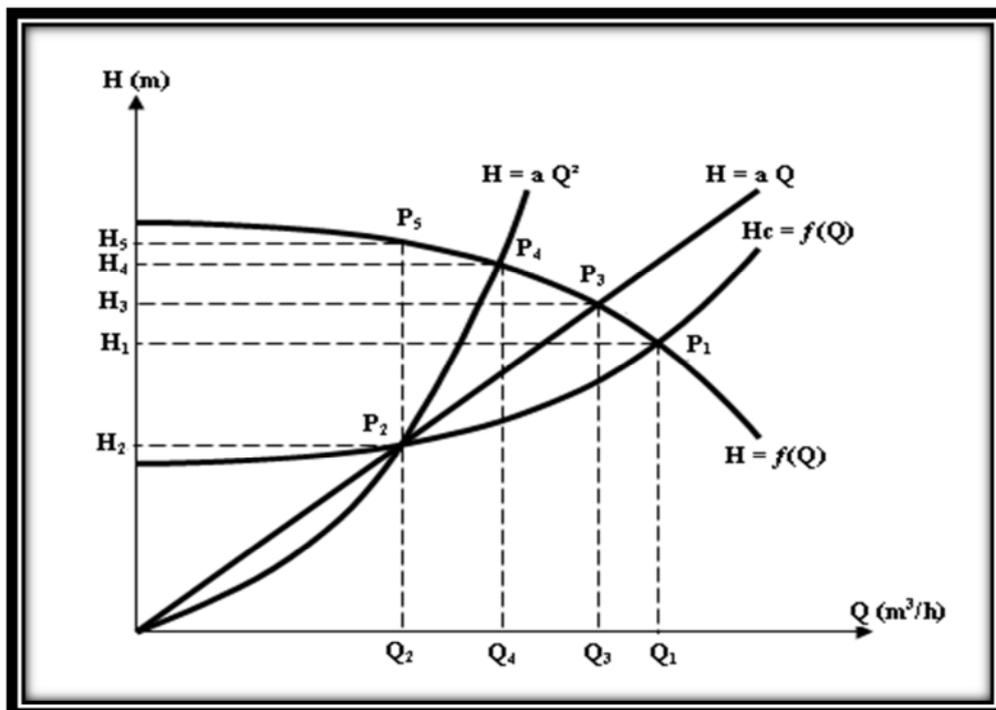


Figure VIII.7. Réalisation du point de fonctionnement de la pompe

## VIII.8. ETUDE DE LA CAVITATION

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse.

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.



Figure VIII.8 : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe

### VIII.8.1. Les effets de cavitation

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- Création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- Vibrations anormales,
- Bruit anormal (pompage de caillou),
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- A haut du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du **NPSH** disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le **NPSH** requis par la pompe.

Pour éviter tous risques de cavitation, la condition suivante doit être respectée :

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

- $(NPSH)_d$  : Charge nette d'aspiration disponible ;
- $(NPSH)_r$  : Charge nette minimale requise (donnée par le constructeur).

Pour une installation en aspiration :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_a + H_r)$$

Pour une installation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\omega} + (H_a - J_a - H_r)$$

Avec:

$P_0/\omega$  : pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration.

$H_a$  : hauteur d'aspiration.

$H_r$  : hauteur représentative de la tension de vapeur.

$J_a$  : pertes de charge à l'aspiration.

Le phénomène de cavitation est reconnaissable par :

- Une chute des courbes caractéristiques de la pompe (diminution du débit et de la pression) ;
- Chocs et vibrations notables ;
- Des bruits de cailloux brassés.

Ce phénomène est dû à la baisse de pression occasionnée par :

- ✓ L'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- ✓ Les pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- ✓ L'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement particulièrement importante dans la roue de la pompe.

### VIII.8.2. Pression absolue minimale admissible à l'aspiration (NPSH)

La charge nette à l'aspiration est la valeur de la pression absolue diminuée de la pression de vapeur pour une température donnée. Elle sera donnée en m.c.e par la relation suivante :

$$NPSH = (P_0 - H_a) - T_v$$

Avec:

$P_0$  : Pression atmosphérique en (m. c. e) ;

$H_a$  : Hauteur totale d'aspiration ;

$T_v$  : Tension de vapeur d'eau à la température considérée (voir le tableau (VIII.2)).

**Tableau VIII.2 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température**

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T <sub>v</sub> (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

### VIII.8.3. Calcul du NPSH<sub>d</sub>

Le NPSH<sub>d</sub> sera donné comme suit :

La relation de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration ( $Z_0, P_0$ ), et l'entrée de la pompe ( $Z_1, P_1$ ) et en considérant  $j_a$  la perte de charge à l'aspiration :

$$Z_0 + \frac{P_0}{\varpi} = Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_{moy}^2}{2g} + j_{asp}$$

$$\frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_{moy}^2}{2g} = \frac{P_0}{\varpi} - (Z_1 - Z_0) - j_{asp}$$

Sachant déjà que NPSH<sub>d</sub> est la valeur de la pression absolue  $\frac{P_1}{\varpi}$  diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau  $h_v$  donc :

$$NPSH_d = \left( \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_{moy}^2}{2g} \right) - h_v = \frac{P_0}{\varpi} - (Z_1 - Z_0) - j_{asp} - h_v$$

Le terme  $(Z_1 - Z_0)$  est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression.

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur  $H_a$ ,  $(Z_1 - Z_0)$  est négative et l'on a :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - j_a - h_v$$

Avec :

$\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression en m.c.e au plan d'aspiration;

$H_a$  : Hauteur géométrique d'aspiration (m);

$J_a$  : Perte de charge d'aspiration (m) ;

$h_v$  : Tension de la vapeur pour la température d'eau pompée (m.c.e);

$\frac{V_{moy}^2}{2g}$  : Energie cinétique (m).

Cette formule est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au-dessus du plan d'eau.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + j_a + h_v)$$

Pour les réservoirs ouverts, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (10 m), l'expression devient :

(on prend  $\frac{P_0}{\sigma} - h_v = 10\text{m}$ )

$$NPSH_d = 10 - H_a - j_a[\text{m}]$$

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes  $NPSH_d$  et  $NPSH_r$ , celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes  $NPSH$ , se trouve à droite du point I, il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par I, afin d'obtenir  $NPSH_d > NPSH_r$ , c'est à dire on évite la cavitation.

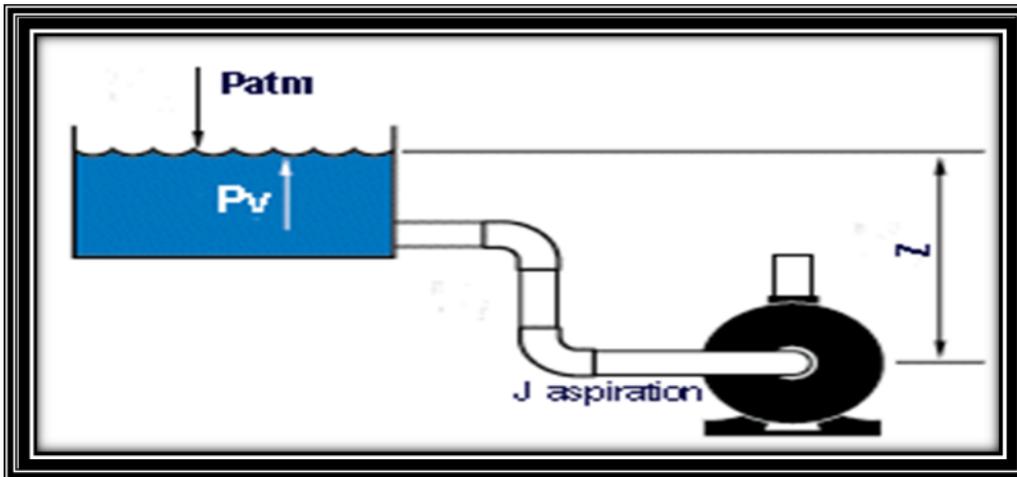


Figure VIII.9. Calcul de NPSH disponible pour une pompe de charge

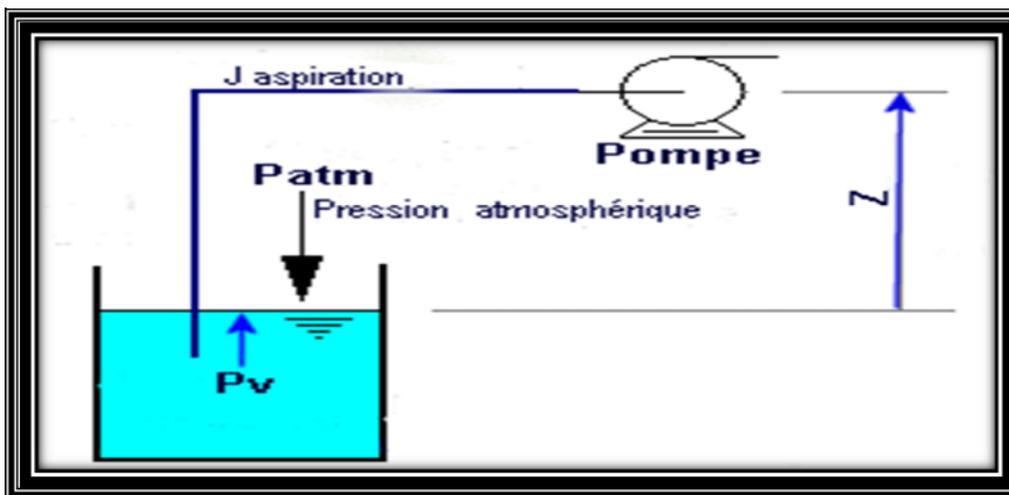


Figure VIII.10 : Calcul de NPSH disponible pour une pompe en dépression

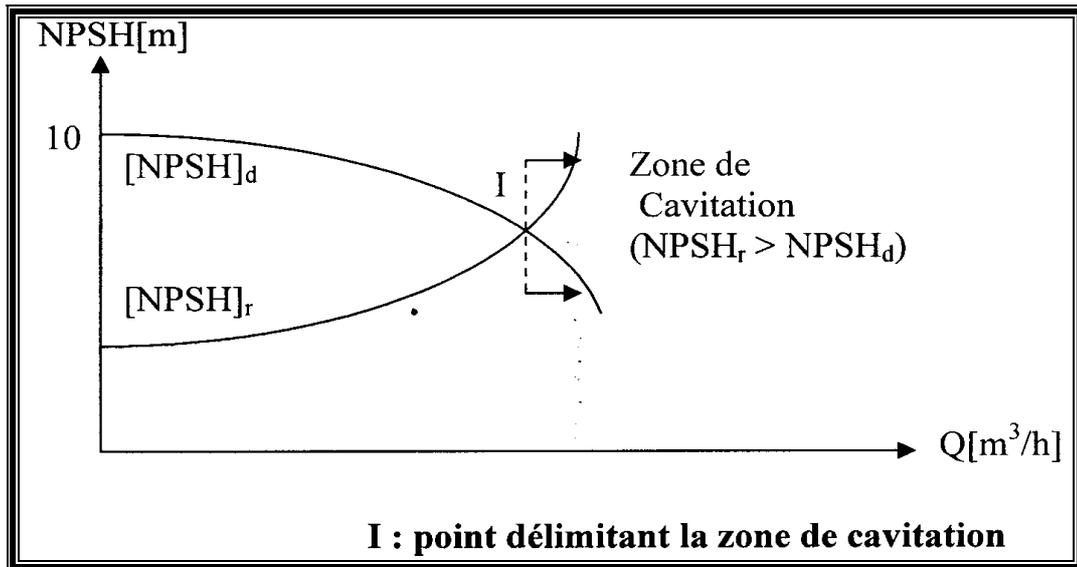


Figure VIII.11 : Graphes de courbes NPSH

### VIII.9. AMORÇAGE DES POMPES CENTRIFUGES

Une fois le contact entre l'eau et les pales est réalisé, le travail de l'amorceur est terminée, il est débrayé.

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau. L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants :

- A la première mise en marche des pompes ;
- Après une réparation ;

Nous étudierons trois sortes d'amorceur.

#### VIII.9.1. L'amorceur à gaz d'échappement

Venturi permet d'aspirer l'air contenu dans la ligne d'aspiration puis l'eau au fur et à mesure monte pour atteindre les pales de la roue.

Dès que l'amorçage est terminé le conducteur bascule le levier d'amorçage afin que ces gaz reprennent le trajet normal.

Les gaz d'échappement sont déviés de leur passage normal vers le trajet de l'éjecteur ou ils atteignent une vitesse importante. La dépression créée lors du passage dans un cône de

### VIII.9.2. L'amorceur par éjecteur hydraulique

Un réservoir contient une certaine quantité d'eau nécessaire à l'amorçage. Cette eau mise en mouvement par une turbine d'alimentation et passant à grande vitesse par un cône de venturi aspire l'air contenu dans la ligne faisant monter grâce à la pression atmosphérique l'eau dans la ligne.

### VIII.9.3. Amorceur à anneau d'eau

Le corps est rempli d'eau qui, sous l'effet de la rotation de la roue à palettes d'axe excentré, forme un anneau d'étanchéité.

L'air, contenu dans la ligne entre par dépression dans l'amorceur par une fenêtre d'aspiration et passe par des chambres de capacités de plus en plus réduites pour finalement être rejeté par la fenêtre de refoulement. Le temps d'amorçage ne doit pas durer plus de 50 secondes.

### VIII.9.4. L'hydro-injecteur

Ce n'est pas un amorceur à proprement dit. Il fait partie des accessoires hydrauliques. Il sert aux épuisements jusqu'à 25 mètres de dénivelé et au pompage à partir d'une nappe d'eau à des hauteurs supérieures à celle d'un engin pompe traditionnel.

## VIII.10. ETUDE ET CHOIX DES POMPES

### VIII.10.1. Élévation de la station de reprise SR1 vers la SR2

- Débit à relever  $Q = 0,08434 \text{ m}^3/\text{s} = 303.63 \text{ m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale d'élévation  $H_{mt} = 297.44 \text{ m}$
- Hauteur géométrique  $H_g = 288.3 \text{ m}$ .

#### VIII.10.1.1. Choix de la pompe

En tenant compte du débit (Q) et de la hauteur manométrique (Hmt), on a opté pour le catalogue des pompes « Jeumont Schneider » (voir annexe 4) une pompe multicellulaire de types 150 NM à 10 étages posées en parallèles, plus une autre de secoure avec :

- Vitesse de rotation :  $N = 1450 \text{ tr /mn}$ ,
- Diamètre de la roue :  $\varnothing = 344 \text{ mm}$ ,
- Rendement maximale :  $\eta = 77.5\%$ .

#### VIII.10.1.2. Caractéristiques de la pompe

Tableau VIII.3 : Caractéristiques des pompes

Q (m <sup>3</sup> /h)	0	100	200	300	360
Hmt (m)	400	397	370	300	220

**VIII.10.1.3. Caractéristique de la conduite**

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + J_t = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} Q^2$$

$$H_{mt} = H_g + K \cdot Q^2$$

Avec :

$$H_g = 289.3 \text{ m.}$$

$$D_{ext} = 315 \text{ mm}$$

$$D_{int} = 277.6 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0.0125$$

$$L = 1594 \text{ m}$$

Où : 
$$K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times 0,0125 \times 1594}{9,81 \times 3,14^2 \times 0,2776^5} = 1149.636 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

$$K = 1149.636 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :

$$H_{mt} = H_g + K \cdot Q^2$$

$$H_{mt} = 289.3 + 1149.636 Q^2$$

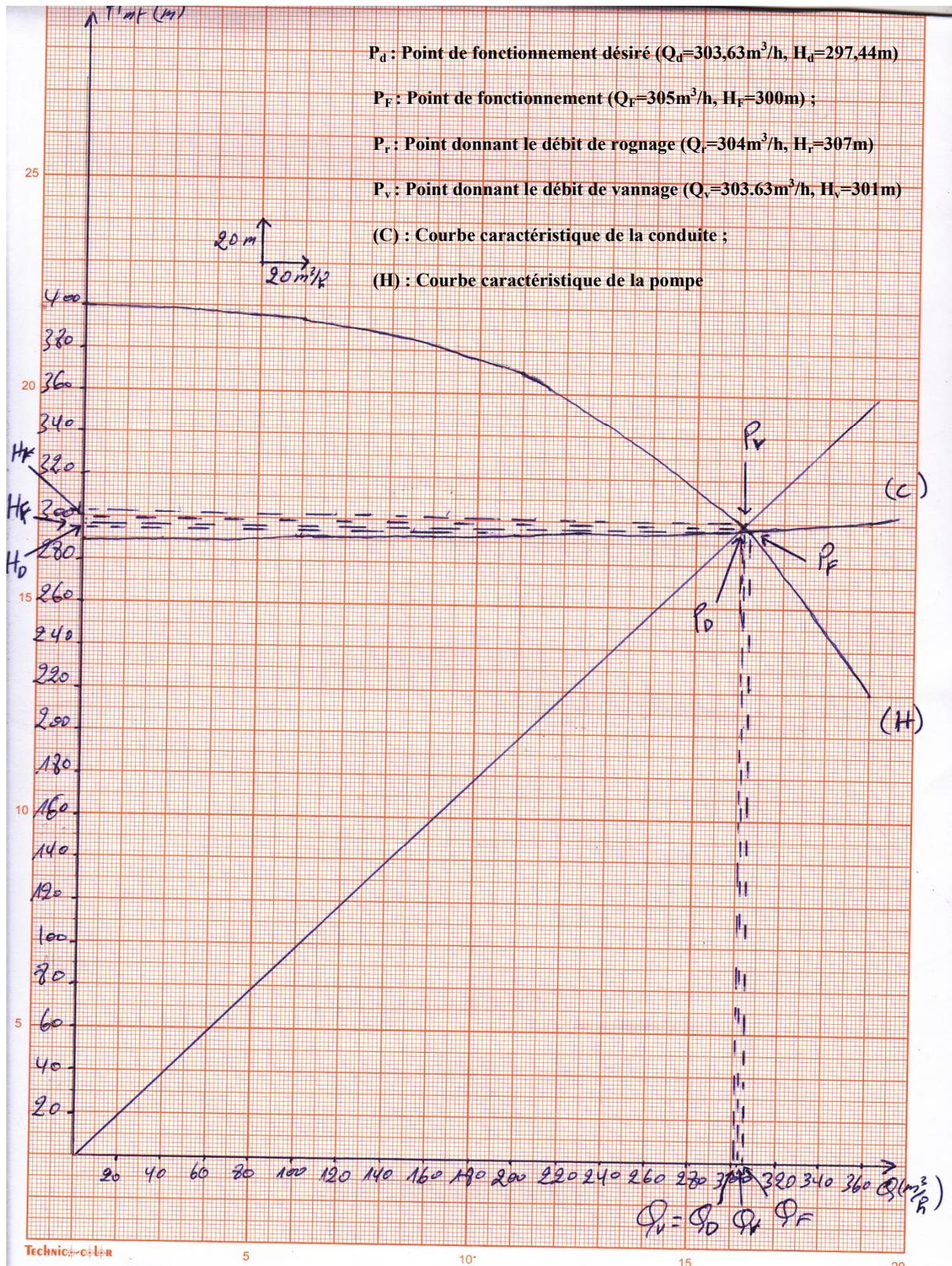
**Tableau VIII.4 : Caractéristiques de la conduite**

Q (m <sup>3</sup> /h)	0	100	200	300	360
H <sub>mt</sub> (m)	289.3	290.19	292.85	297.28	300.80

➤ Soit P<sub>d</sub> le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

- Q<sub>d</sub> = 303.63 m<sup>3</sup>/h
- H<sub>d</sub> = 297.44m
- η<sub>d</sub> = 76%

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H) (Figure VIII.12). A partir du graphe on lit le point d'intersection des deux courbes.



**Figure. VIII.12. Détermination du point de fonctionnement (pompe de type 150 NM à 10 étages)**

➤ Soit  $P_F$  est le point de fonctionnement aux coordonnées :

- $Q_F = 305 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- $H_F = 300 \text{ m}$ .
- $\eta_F = 76 \%$ .

**Remarque :**

Les valeurs de  $Q_d$ ,  $H_d$ ,  $\eta_d$ ,  $Q_F$ ,  $H_F$ ,  $\eta_F$  sont déterminés à partir du catalogue des pompes « Jeumont Schneider » (voir annexe 4).

Le point de fonctionnement  $P_F$  se trouve décaler du point désiré  $P_d$ , pour amener cette pompe aux données de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements.

**1<sup>ère</sup> possibilité**

Accepter le point de fonctionnement  $P_F$  tel qu'il est donnée et réduire le temps de pompage.

- **Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :**

$$V = Q_d \cdot t = 303.63 \times 18 = 5465.34 \text{ m}^3$$

- **Le temps de pompage de débit  $Q_2$ :**

$$T = \frac{V}{Q_f} = \frac{5465.34}{305} = 17.91914 \text{ h} \quad \boxed{T = 17 \text{ h } 55 \text{ min } 8 \text{ s}}$$

- **La puissance absorbée par la pompe dans les conditions de marche :**

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_f \cdot H_f}{3600 \cdot \eta_f} = \frac{9.81 \times 305 \times 300}{3600 \times 0.76}$$

$$\boxed{P_1 = 328.86 \text{ KW}}$$

- **Majoration de 10% :**

$$P_2 = 328.86 \times 1.10$$

$$\boxed{P_2 = 361.746 \text{ KW}}$$

- **Puissance absorbée par le moteur :** (rendement de moteur est de 90%) :

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{\eta} = \frac{361.746}{0.9}$$

$$\boxed{P_{\text{abs}} = 401.94 \text{ KW}}$$

- **Dépense journalière en énergie électrique (DA) :**

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \times T \times 4.2 = 401.94 \times 17.91914 \times 4.2$$

$$\boxed{\text{Frais} = 30250.16 \text{ DA}}$$

**2<sup>ème</sup> possibilité**

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$J = H_v - H_d$$

$$P_d \begin{cases} H_d = 297.44m \\ Q_d = 303.63m^3 / h \\ \eta_d = 76\% \end{cases}$$

$$P_V \begin{cases} H_v = 301m \\ Q_V = 303.63m^3 / h \end{cases}$$

$$j = H_v - H_d = 301 - 297.44$$

$$J = 3.56 \text{ m}$$

- Le temps de pompage égale à 18 heures, et le débit  $Q_d = 303.63 \text{ m}^3/h$ .

$$P_1 = \frac{\rho \times g \times H_v \times Q_d}{3600 \times \eta_d \times 1000} = \frac{1000 \times 9,81 \times 301 \times 303.63}{3600 \times 0,76 \times 1000}$$

$$P_1 = 327.691 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 327.691 \times 1,1$$

$$P_2 = 360.460 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est 90%) :

$$P_{abs} = \frac{P_2}{\eta_m} = \frac{360.460}{0,90}$$

$$P_{abs} = 400.511 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$\text{Frais} = P_{abs} \times T \times 4.2 = 400.511 \times 18 \times 4.2$$

$$\text{Frais} = 30278.63 \text{ DA}$$

**3<sup>ème</sup> possibilité**

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désiré  $P_1$ , en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point  $P_r$  correspondent à l'intersection de la droite passant par l'origine  $O(0,0)$  et le point désiré  $P_d(Q_d, H_d)$  avec la courbe caractéristique de la pompe sont :

$$P_d \begin{cases} H_d = 297.44m \\ Q_d = 303.63m^3 / h \\ \eta_d = 76\% \end{cases}$$

$$P_r \begin{cases} H_r = 307m \\ Q_r = 304m^3 / h \end{cases}$$

L'équation de la droite de rognage est telle que

$$H = \frac{297.44}{303.63} Q \quad \boxed{H = 0.98 Q}$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_r}{Q_d} = \frac{H_r}{H_d} = \frac{D^2}{d^2}$$

On pose:

$$d = m \cdot D \Rightarrow \frac{Q_r}{Q_d} = \frac{H_r}{H_d} = \frac{1}{m^2} \quad (d : \text{diamètre de la conduite rognée})$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_r}} = \sqrt{\frac{H_d}{H_r}} = \sqrt{\frac{297.44}{307}} \quad \boxed{m = 0.99}$$

- **Le diamètre de la roue après le rognage, :**

$$d = D \times m \quad \text{Avec : } D : \text{diamètre de la roue (D=344mm) ;}$$

$d$  : diamètre de la conduite rognée.

$$d = D \times m = 344 \times 0.99 \quad \boxed{d = 340.56 \text{ mm}}$$

- **Le rendement de rognage :**

$$R = (1-m) \times 100 = (1-0.99) \times 100 \quad \boxed{R = 1\%}$$

$R < 15\% \Rightarrow$  Le rognage est acceptable .

- **La puissance absorbée :**

$$P_1 = \frac{\rho \times g \times H_d \times Q_d}{3600 \times \eta_d \times 1000} = \frac{1000 \times 9.81 \times 297.44 \times 303.63}{3600 \times 0.76 \times 1000}$$

$$\boxed{P_1 = 323.815 \text{ KW}}$$

- **Majoration de 10% :**

$$P_2 = P_1 \times 1.1 = 323.815 \times 1.1 \quad \boxed{P_2 = 356.197 \text{ KW}}$$

- **Puissance absorbée par le moteur ( $\eta_m = 90\%$ )**

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{\eta_m} = \frac{356.197}{0.90} \quad \boxed{P_{\text{abs}} = 395.744 \text{ KW}}$$

- **Dépenses journalières en énergie électrique :**

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \times 4.2 \times 18 = 395.744 \times 4.2 \times 18$$

$$\boxed{\text{Frais} = 29918.25 \text{ DA}}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

**Tableau VIII.5 : les différentes possibilités en fonction de leurs dépenses journalières d'énergie**

Possibilités	Dépenses journalières d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	30250.16
Vannage	30278.63
Rognage	29918.25

↳ Nous constatons d'après ces résultats que la troisième possibilité (rognage de la pompe) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

### VIII.10.2. Élévation de la station de reprise SR2 vers le réservoir de tête R3

- Débit à relever  $Q = 0,08434 \text{ m}^3/\text{s} = 303.63 \text{ m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale d'élévation  $H_{mt} = 250.13 \text{ m}$
- Hauteur géométrique  $H_g = 234.3 \text{ m}$ .

#### VIII.10.2.1. Choix de la pompe

En tenant compte du débit (Q) et de la hauteur manométrique (Hmt), on a opté pour le catalogue des pompes « Jeumont Schneider », (voir annexe 4) une pompe multicellulaire de types 200 NM à 06 étages posées en parallèles, plus une autre de secoure avec :

- Vitesse de rotation :  $N = 1450 \text{ tr /mn}$ ,
- Diamètre de la roue :  $\varnothing = 371 \text{ mm}$ ,
- Rendement maximale :  $\eta = 82.5\%$ .

#### VIII.10.2.2. Caractéristiques de la pompe

**Tableau VIII 6 : Caractéristiques de la pompe**

Q (m <sup>3</sup> /h)	0	100	200	300	400	440
Hmt (m)	310	245	295	260	210	175

### VIII.10.2.3. Caractéristique de la conduite

Equation de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = H_g + J_t = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^2} Q^2$$

$$H_{mt} = H_g + K \cdot Q^2$$

Avec :

$$H_g = 234.3 \text{ m.}$$

$$D_{\text{ext}} = 315 \text{ mm}$$

$$D_{\text{int}} = 277.6 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,0125$$

$$L = 3104 \text{ m}$$

Où :

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times 0,0125 \times 3104}{9,81 \times 3,14^2 \times 0,2776^5} = 2238.690 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

$$K = 2238.690 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :

$$H_{mt} = H_g + K \cdot Q^2$$

$$H_{mt} = 234.3 + 2238.690 Q^2$$

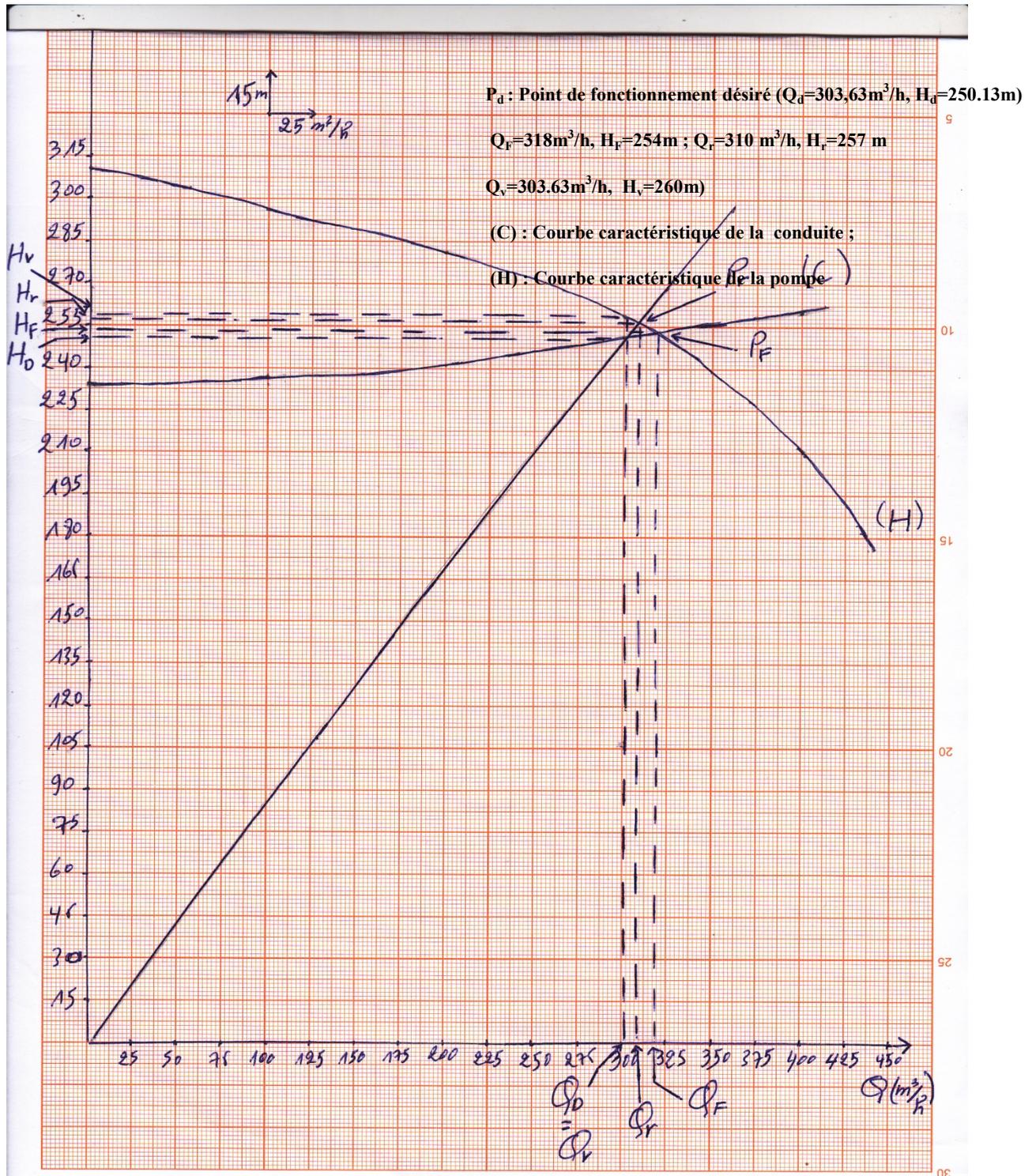
**Tableau VIII.7 : caractéristiques de la conduite**

Q (m <sup>3</sup> /h)	0	100	200	300	400	440
H <sub>mt</sub> (m)	234.3	236.03	241.21	249.85	261.94	267.74

➤ Soit P<sub>d</sub> le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

- Q<sub>d</sub> = 303.63 m<sup>3</sup>/h
- H<sub>d</sub> = 250.13m
- η<sub>d</sub> = 81%

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H) (Figure VI.15). A partir du graphe on lit le point d'intersection des deux courbes.



**Figure VIII.13 : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type 50 NM à 06 étages)**

➤ Soit  $P_F$  est le point de fonctionnement aux cordonnées :

- $Q_F = 318 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- $H_F = 254\text{m}$ .
- $\eta_F = 74 \%$ .

Le point de fonctionnement  $P_F$  se trouve décaler du point désiré  $P_d$ , pour amener cette pompe aux données de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements.

### 1<sup>ère</sup> Possibilité

Accepter le point de fonctionnement  $P_F$  tel qu'il est donnée et réduire le temps de pompage.

- **Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :**

$$V = Q_d \cdot t = 303.63 \times 18 = 5465.34 \text{ m}^3$$

$$V = 5465.34 \text{ m}^3$$

- **Le temps de pompage de débit  $Q_2$  :**

$$T = \frac{V}{Q_f} = \frac{5465.34}{318} = 17,1866 \text{ h}$$

$$T = 17\text{h } 11\text{mn } 12\text{s}$$

- **La puissance absorbée par la pompe dans les conditions de marche:**

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_f \cdot H_f}{3600 \cdot \eta_f} = \frac{9,81 \times 318 \times 254}{3600 \times 0,74}$$

$$P_1 = 297.437 \text{ KW}$$

- **Majoration de 10% :**

$$P_2 = 297.437 \times 1,10$$

$$P_2 = 327.181 \text{ KW}$$

- **Puissance absorbée par le moteur :** (rendement de moteur est de 90%) :

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{\eta} = \frac{327.181}{0,9}$$

$$P_{\text{abs}} = 363.534 \text{ KW}$$

- **Dépense journalière en énergie électrique (DA) :**

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \times T \times 4.2 = 363.534 \times 17.1866 \times 4.2$$

$$\text{Frais} = 26241.24 \text{ DA}$$

**2<sup>ème</sup> possibilité**

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$P_d \begin{cases} H_d = 250.13m \\ Q_d = 303.63m^3 / h \\ \eta_d = 81\% \end{cases}$$

$$P_V \begin{cases} H_v = 260m \\ Q_V = 303.63m^3 / h \end{cases}$$

$$J = H_v - H_d$$

$$j = H_v - H_d = 260 - 250.13$$

$$j = 9.87 \text{ m}$$

- Le temps de pompage égale à 18 heures, et le débit  $Q_d = 303.63 \text{ m}^3/h$ .

$$P_1 = \frac{\rho \times g \times H_v \times Q_d}{3600 \times \eta_d \times 1000} = \frac{1000 \times 9,81 \times 260 \times 303.63}{3600 \times 0,81 \times 1000}$$

$$P_1 = 265.583 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :**

$$P_2 = 265.583 \times 1,1$$

$$P_2 = 292.141 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur :** (le rendement de moteur est 90%) :

$$P_{abs} = \frac{P_2}{\eta_m} = \frac{292.141}{0,90}$$

$$P_{abs} = 324.601 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :**

$$\text{Frais} = P_{abs} \times T \times 4.2 = 324.601 \times 18 \times 4.2$$

$$\text{Frais} = 24539.84 \text{ DA}$$

**3<sup>ème</sup> possibilité**

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désiré P<sub>1</sub>, en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point P<sub>r</sub> correspondent à l'intersection de la droite passant par l'origine O(0,0) et le point désiré P<sub>d</sub>(Q<sub>d</sub>,H<sub>d</sub>) avec la courbe caractéristique de la pompe sont :

$$P_d \begin{cases} H_d = 250.13m \\ Q_d = 303.63m^3 / h \\ \eta_d = 81\% \end{cases} \quad P_r \begin{cases} H_r = 257m \\ Q_r = 310m^3 / h \end{cases}$$

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{250.13}{303.63} Q \quad \boxed{H = 0.824 Q}$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_r}{Q_d} = \frac{H_r}{H_d} = \frac{D^2}{d^2}$$

On pose:

$$d = m \cdot D \Rightarrow \frac{Q_r}{Q_d} = \frac{H_r}{H_d} = \frac{1}{m^2} \quad (d : \text{diamètre de la conduite rognée})$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_r}} = \sqrt{\frac{H_d}{H_r}} = \sqrt{\frac{250.13}{257}} \quad \boxed{m = 0,99}$$

- **Le diamètre de la roue après le rognage**, sera :  $d = D \times m$  Avec :

D : diamètre de la roue (D=371mm) ;

d : diamètre de la conduite rognée.

$$d = D \times m = 371 \times 0,99 \quad \boxed{d = 367.29mm}$$

- **Le rendement de rognage :**

$$R = (1-m) \times 100 = (1-0.99) \times 100 \quad \boxed{R = 1\%}$$

$R < 15\% \Rightarrow$  Le rognage est acceptable .

- **La puissance absorbée :**

$$P_1 = \frac{\rho \times g \times H_d \times Q_d}{3600 \times \eta_d \times 1000} = \frac{1000 \times 9,81 \times 250.13 \times 303.63}{3600 \times 0,81 \times 1000}$$

$$P_1 = 255.501 \text{ KW}$$

- **Majoration de 10% :**

$$P_2 = P_1 \times 1,1 = 255.501 \times 1,1$$

$$P_2 = 281.051 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur ( $\eta_m = 90\%$ )

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_2}{\eta_m} = \frac{281.051}{0,90}$$

$$P_{\text{abs}} = 312.279 \text{ KW}$$

- **Dépenses journalières en énergie électrique :**

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} \times 4,2 \times 18 = 312.279 \times 4,2 \times 18$$

$$\text{Frais} = 23608.29 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

**Tableau VIII.8 : les différentes possibilités en fonction de leurs dépenses journalières d'énergie**

Possibilités	Dépenses journalières d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	26241.24
Vannage	24539.84
Rognage	23608.29

↳ Nous constatons d'après ces résultats que la troisième possibilité (rognage de la pompe) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

### VIII.11. RECAPITULATION DES FRAIS OCCASIONNES PAR LE FONCTIONNEMENT DES POMPES

Tableau VIII.9 : Récapitulation des frais occasionnés par le fonctionnement des pompes

Pompes	Type	Caractéristiques de la pompe	Débit à relever (l/s)	Hmt (m)	Frais de fonctionnement des pompes(DA)
<b>Pompe de (SR<sub>1</sub>) vers(SR<sub>2</sub>)</b>	« Jeumont Schneider »de type 150NM à 10 étages	N= 1450 tr /min D = 344 mm. $\eta = 77.5 \%$	84.34	197,95	<b>29918.25</b>
<b>Pompe de la (SR<sub>2</sub>) Vers le réservoir de tête R3</b>	« Jeumont Schneider »de type 200NM à 06 étages	N= 1450 tr /min D =371 mm. $\eta = 82.5 \%$	84.34	169,02	<b>23608.29</b>
<b>Total</b>	/	/	/	/	<b>53526.54</b>

### VIII.12. CONCLUSION

Pour assurer l'alimentation en eau potable des points les plus hauts de la région d'étude, nous avons choisi les pompes suivantes :

- De (SR<sub>1</sub>) vers le réservoir R2 de la station de reprise (SR<sub>2</sub>) : une pompe multicellulaire (Jeumont Schneider) de type **150 NM à 10 étages** plus une autre de secours ayant les mêmes caractéristiques pour relever un débit de 84.34 l/s, à une hauteur manométrique de **297.44 m**
- De (SR<sub>2</sub>) vers le réservoir de tête R3: une pompe multicellulaire (Jeumont Schneider) de type **200 NM à 06 étages** plus une autre de secours ayant les mêmes caractéristiques pour relever le même débit (**84.34 l/s**), à une hauteur manométrique de **250.13 m**

Pour cela on a estimé les frais occasionnés par le fonctionnement de ces pompes choisies du **53526.54DA.**

## **CHAPITRE IX**

### **PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER**

#### **IX.1. INTRODUCTION**

La bonne installation d'un réseau d'alimentation en eau potable est habituée avec la pensée de « coup de bélier ». En dépannage, il est moins facile de répondre à la question, une analyse du coup de bélier est nécessaire dans la phase de planification. Lorsque la longueur du branchement dépasse certains mètres et que le débit de refoulement est supérieur à quelque décilitre par seconde, les coups de bélier peuvent causer des dommages considérables.[12]

Dans ce présent chapitre on est amené à étudier ce phénomène afin de réduire leurs effets qui peuvent survenir sur les canalisations et causer des innombrables dégâts pour les installations hydrauliques.

#### **IX.2. DEFINITION DU COUP DE BELIER**

Le coup de bélier est une série d'ondes de pression qui se produit quand le régime d'écoulement dans une conduite fermée, se trouve rapidement modifié, il se produit un agressif changement de pression. Ce phénomène est provisoire, il apparaît généralement lors d'une intervention sur un appareil appartenant au réseau (pompes, vannes,...).

Le coup de bélier peut prendre naissance aussi bien dans les conduites gravitaires que dans les refoulements, ces effets les plus importants, dans une conduite alimentée par des pompes à moteurs électriques, sont ceux que l'on observe lors de:

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire,
- La mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement,
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier,
- La mauvaise utilisation des appareils de protection. [15]

#### **IX.3. ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE**

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage et brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite. [15]

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de **coup de bélier** :  
(On prendra comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire :  $L/\alpha$ )

#### **Première phase**

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse «  $a$  ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est  $L/\alpha$

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

#### **Deuxième phase**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial.

A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps  $L/\alpha$  (c'est-à-dire  $2L/\alpha$  depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

#### **Troisième phase**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe- réservoir. Au bout du temps  $L/\alpha$  (c'est-à-dire  $3L/\alpha$  depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

#### **Quatrième phase**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps  $L/\alpha$  (c'est-à-dire  $4L/\alpha$  depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

#### **Remarque**

L'analyse du phénomène dans le cas d'un arrêt brusque (fermeture rapide d'une vanne) dans un écoulement gravitaire d'eau, dans une conduite d'adduction provenant d'un réservoir, est exactement la même que celle de refoulement sauf cette fois qu'elle commence par une surpression puis se termine par une dépression (3ème phases). Il suffit donc de reprendre la même explication donnée ci-dessus, en commençant par la troisième phase, puis la quatrième puis la première phase et enfin la deuxième phase.

#### IX.4. CELERITE DES ONDES

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression suivante :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + k \frac{D}{e}}}$$

Avec :

K : coefficient dépendant du matériau (K=0,66 pour le PEHD) ;

D : diamètre intérieur de la conduite (en m) ;

e : épaisseur de la conduite (en m).

#### IX.5. CALCUL DE LA VALEUR DU COUP DE BELIER

✚ Cas de la fermeture brusque  $t \leq \frac{2L}{a}$

La valeur coup de bélier est égale à :

$$b = \frac{aV_0}{g}$$

**Formule de JUKOWSKI**

Avec :

b : valeur du coup de bélier exprimé en mètre de hauteur d'eau ;

V<sub>0</sub> : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur, égale à 9,81 m/s<sup>2</sup> ;

a : célérité ou vitesse de propagation des ondes (m/s).

✚ Cas de fermeture lente  $t > \frac{2L}{a}$

$$b = \frac{2LV_0}{gt}$$

**Formule de MICHAUD**

Avec :

L : longueur de la conduite (m).

- En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à :

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g}$$

- En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H_0 - \frac{aV_0}{g}$$

Avec H<sub>0</sub> est la pression de service (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10$$

## IX.6. MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés, mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- ✓ Les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- ✓ Les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- ✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

### IX.6.1. Volants d'inertie

Le volant d'inertie est une masse tournante liée à l'arbre de la pompe, a pour but de prolonger la période d'arrêt en augmentant l'inertie des pompes grâce à l'énergie cinétique accumulée.

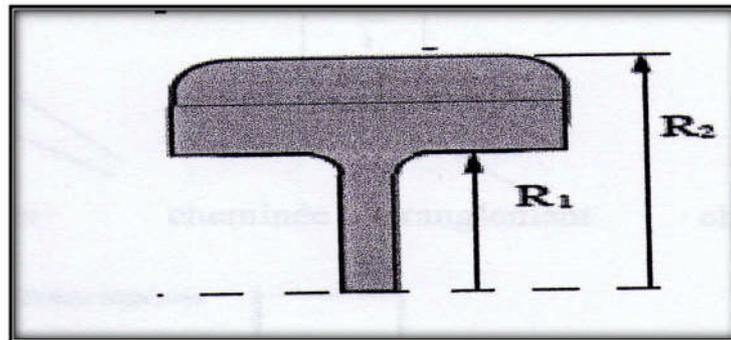


Figure IX.1 : Volants d'inertie

### IX.6.2. Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue.

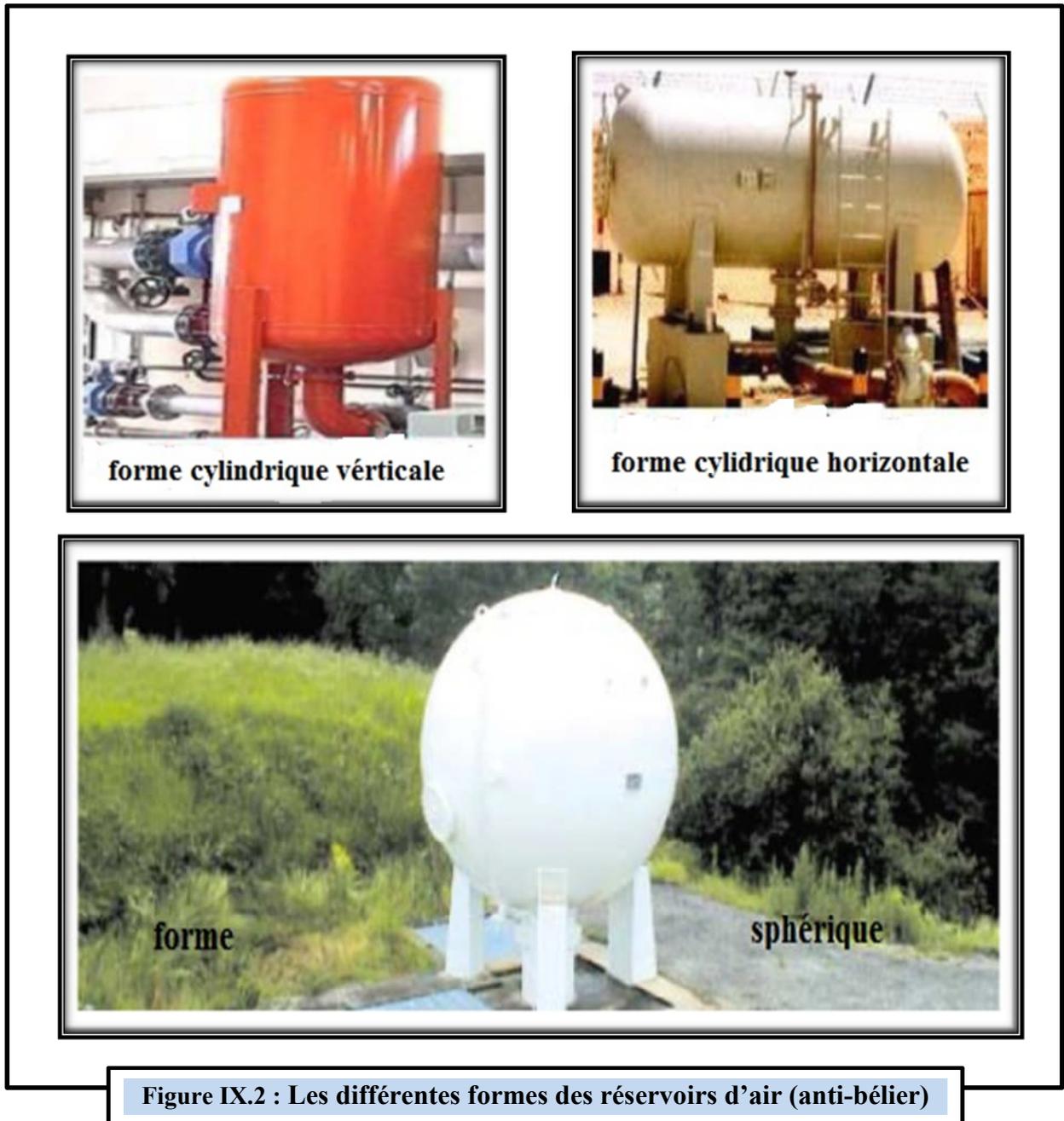
### IX.6.3. Cheminées d'équilibre

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts. Elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.

#### IX.6.4. Le réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval immédiat du clapet, sans tenir compte du relief.

Le réservoir d'air permet une alimentation en continue de la veine liquide après disjonction de groupe.



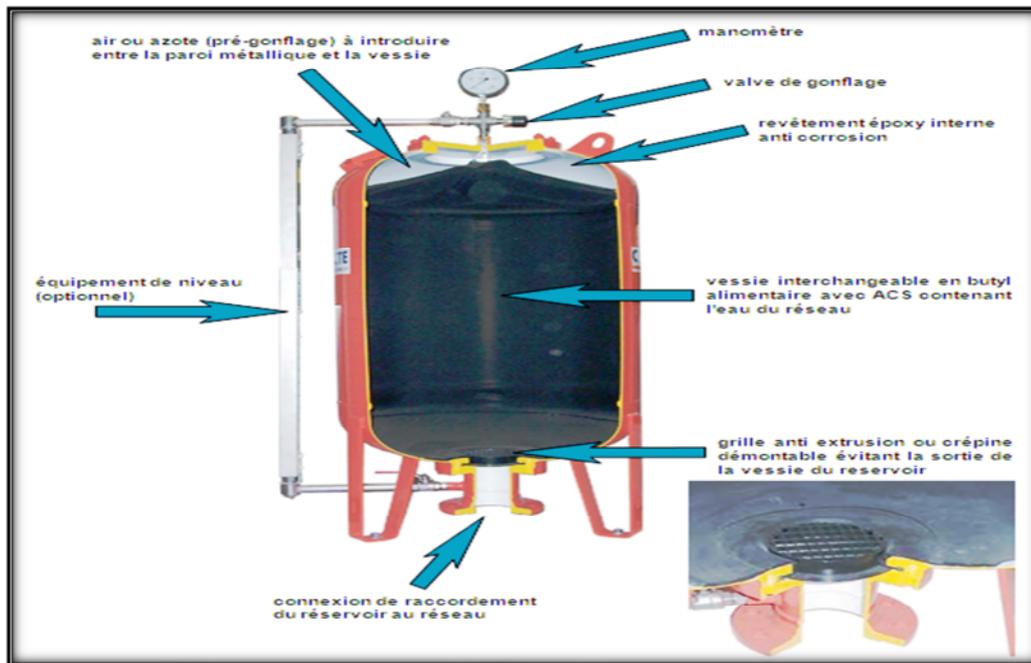


Figure IX.3: Le réservoir d'air (anti-bélier)

#### IX.6.4.1. Principe de fonctionnement

Le réservoir d'air 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 du groupe électrique, 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. En effet, à 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.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

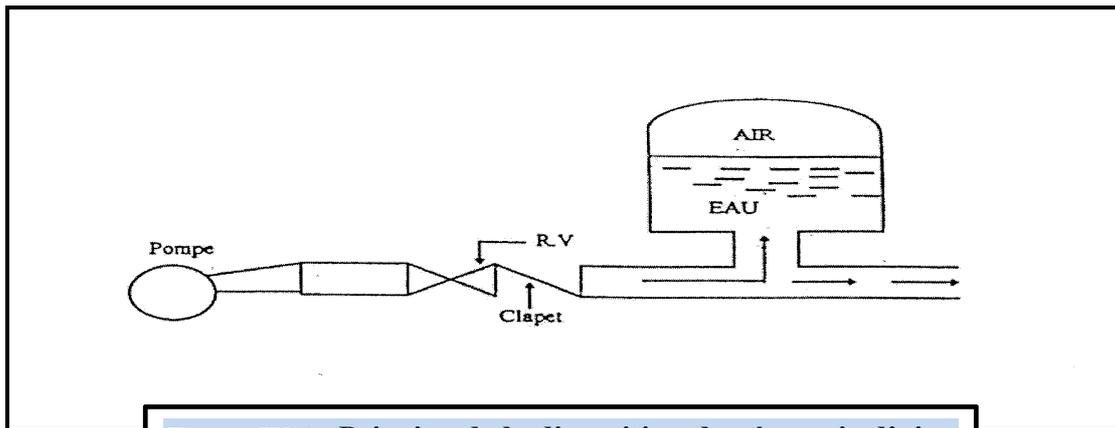


Figure IX.4 : Principe de la disposition du réservoir d'air

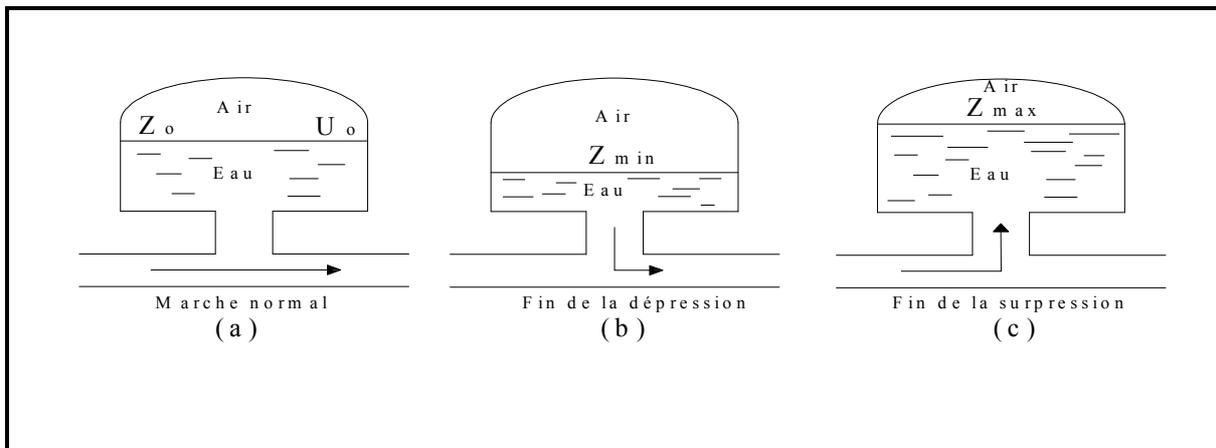


Figure IX.5 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

## IX.7. CALCUL DES RESERVOIRS D'AIR

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales. Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de Puech et Meunier** : Permet de déterminer le volume des ballons de protection ;
- **Méthode de Vibert** : Cette méthode 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

## IX.8. PROTECTION DE LA CONDUITE RELIANT LA (SR1) A LA (SR2)

Méthode à suivre :

### IX.8.1. Caractéristiques de la conduite

- Longueur de la conduite :  $L = 1594 \text{ m}$ .
- Diamètre de la conduite :  $D_{\text{int}} = 277.6 \text{ mm}$  ( $D_{\text{ext}} = 315 \text{ mm}$ ).
- Epaisseur de la paroi :  $e = 18.7 \text{ mm}$
- Section de la conduite :  $S = 0.06 \text{ m}^2$ .
- Vitesse moyenne d'écoulement :  $V_0 = 1,39 \text{ m/s}$ .
- Hauteur géométrique :  $H_g = 288.3 \text{ m}$  ;
- Hauteur manométrique totale :  $H_{\text{mt}} = 297.44 \text{ m}$ .

### IX.8.2. Profil en long de la conduite

Tableau VIII.1 : Profil en long de la conduite

X (m)	0	75	175	250	450	600	780	950	1200	1350	1594
Z (m)	422	429	438	440	432	456	500	547	598	623	653

### IX.8.3. Dimensionnement des protections

#### IX.8.3.1. Dépression

La méthode de Puech et Meunier utilise trois nombre adimensionnels :

- K : qui caractérise les pertes de charge
- A : qui caractérise la conduite de refoulement ;
- B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes au profil en long.

Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permet de calculer  $U_0$  qui sera ainsi déterminé.

Nous avons affaire à une conduite en PEHD, on calcule la célérité « a » :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \cdot \frac{D}{e}}} = \frac{1240}{\sqrt{1 + 0,66 \cdot \frac{277.6}{18.7}}} = 377.36 \text{ m/s}$$

<b>a = 377.36 m/s</b>
-----------------------

**A/. Caractéristiques de la conduite (A)**

$$A = \frac{aV_0}{gH_0}$$

On calcule d'abord la hauteur géométrique d'élévation :  $H_0 = H_g + 10$

$$H_0 = 288,3 + 10 = 298,3 \text{ m.}$$

$$H_0 = 298,3 \text{ m.}$$

Donc :

$$A = \frac{377,36 \times 1,39}{9,81 \times 298,3} = 0,179$$

$$A = 0,179$$

**B/. Caractéristiques de la perte de charge (K)**

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 296,44 + 10 = 306,44 \text{ m}$$

$$H_{abs} = 306,44 \text{ m}$$

$H_{abs}$ : hauteur manométrique totale absolue.

$$K = \frac{306,44 - 298,3}{298,3} = 0,027$$

$$K = 0,027$$

**C/. Caractéristiques du réservoir (B)**

Nous devons considérer la famille de courbes B pour  $A = 0,179$  et  $K = 0,027$ , mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes :  $K = 0$  et  $A = 0,5$  (voir figue IX.6)

**Tableau VIII.2 : Profil en long de la conduite**

X (m)	0	75	175	250	450	600	780	950	1200	1320	1450	1594
Z (m)	422	429	438	440	432	456	500	547	598	640	686	706
$\frac{P_{\min} - \Delta Z + 10}{H_0} = \frac{H}{H_0}$	0,02	0,06	0,087	0,09	0,05	0,15	0,29	0,45	0,62	0,78	0,91	1
$\frac{X}{L}$	0	0,05	0,11	0,15	0,28	0,37	0,48	0,59	0,75	0,82	0,91	1

Nous superposons ce profil en long absolu aux familles des courbes B sélectionnées. Le graphe de MEUNIER et PUECH nous montre les zones à risque et nous pouvons considérer un point.

En effet un petit carré dans le sens vertical représente une protection de :

$P = 0,01 \times H_0 \rightarrow P = 0,01 \times 298.3 = 2.983$  Il suffit qu'un carreau pour avoir la sécurité de 3 m néanmoins pour protéger la partie terminale nous prendrons :

$B = 0,1$  avec  $A = 0,5$ .

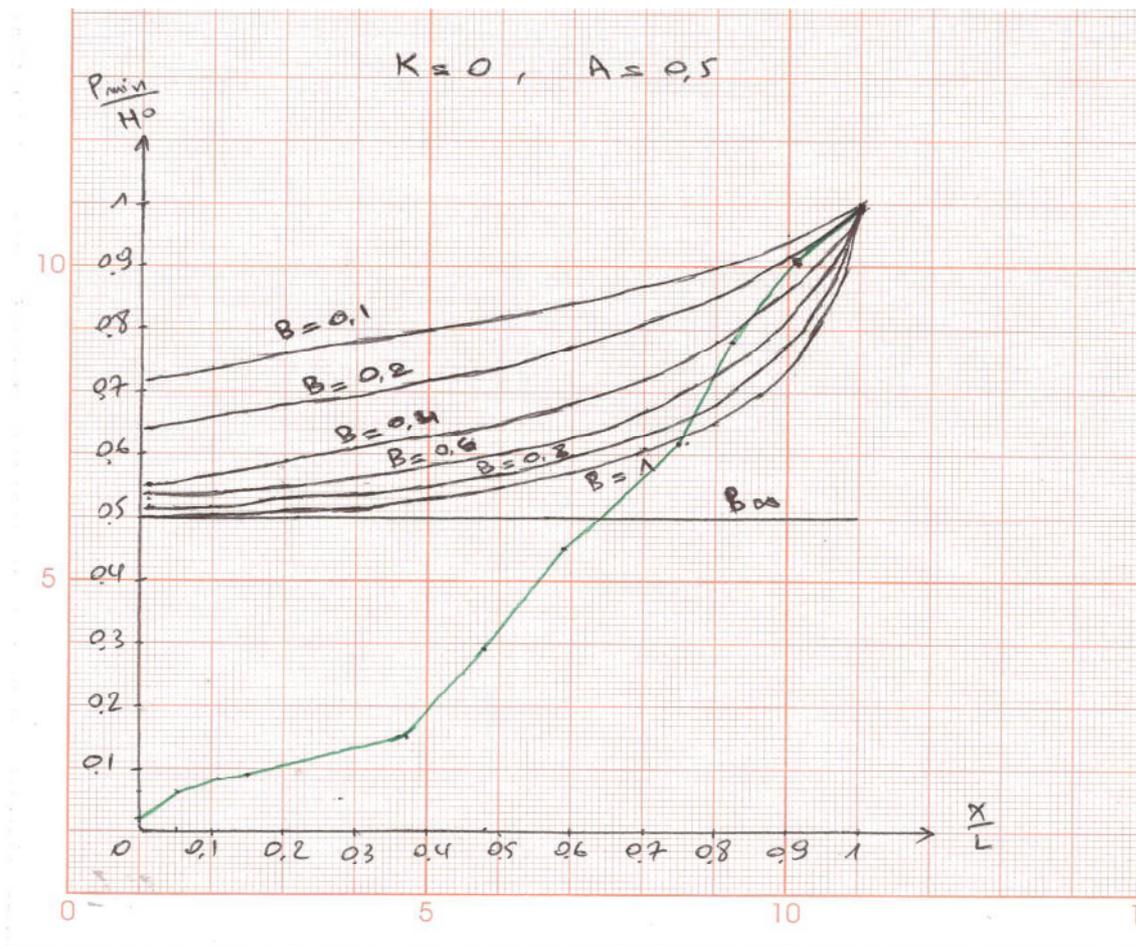
La conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil (1450 m) une pression absolue de (2.983 m).

Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé  $U_0$  en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L \cdot s}{B} = \frac{(1.39)^2}{9,81 \times 306.44} \times \frac{1594 \times 0.06}{0,1} = 0.614 \text{ m}^3$$

$U_0 = 0.614 \text{ m}^3$

Le plus grand volume d'air sera pour la faible pression, nous lisons sur le graphe :



**Figure.IX.6 : Graphe de MENIER et PEUCH Conduite reliant la SR1 à la SR2**

$$K = \frac{P_{\min}}{H_0} = 0,91 \Rightarrow P_{\min} = 0,91 \times 298,3 = 271.453 \text{ m.c.e.}$$

$$P_{\min} = 271.45 \text{ m.c.e}$$

L'évolution du volume d'air est :

$$P_{\min} \times U_{\max}^{1,2} = H_{\text{abs}} \times U_0^{1,2}$$

$$U_{\max} = U_0 \left( \frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 0.614 \left( \frac{306.44}{271.45} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{\max} = 0.679 \text{ m}^3$$

Si nous retenons le coefficient de sécurité de 20%, il faut prévoir un réservoir d'air d'un volume de  $U_{\max} = 0.81 \text{ m}^3$ .

### IX.8.3.2. Surpression

A partir du l'abaque de Dubin et Guéneau (voir annexe), nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme : pour A = 0.5 et B = 0.1 nous lisons :

$$\begin{cases} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,65 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[ \frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right]^2 & \dots \dots \dots (1) \\ \frac{p_{\max}}{H_0} = 1.075 & \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 0,6 \frac{H_0}{V_0^2} = 0,6 \frac{298,3}{(1,39)^2} = 96.63^\circ$$

A partir de la formule (1) on peut tirer le diamètre « d » :

$$\frac{D^2}{0,6d^2} = \sqrt{2g\alpha} + 1$$

$$d^2 = \frac{D^2}{0,6(\sqrt{2g\alpha} + 1)}$$

$$d^2 = \frac{(277.6)^2}{0,6(\sqrt{2 * 9,81 * 96.63} + 1)}$$

d = 53.7 mm représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule (2) on peut tirer le « P<sub>max</sub> » :

$$\frac{P_{\max}}{H_0} = 1,075 \Rightarrow P_{\max} = 1.075 \times 298,3 \Rightarrow P_{\max} = 320.67 \text{ m}$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue, H<sub>0</sub> = 298,3 m est :

$$\text{Surpression} / H_0 = 320.67 - 298,3 = 22.37 \text{ m}$$

### IX.8.3.3. Tracé de l'épure de Bergeron

Dans cette méthode nous devons agir par tâtonnement qui restera très limité, mais d'une bonne précision.

#### A/. Calculs préliminaires

- ◆ Valeur de la célérité (a) :

$$a = 377.36 \text{ m/s}$$

- ◆ Valeur du coup de bélier (b) :

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{277.36 \times 1.39}{9.81} = b = 39.3 \text{ m}$$

- ◆ Valeur maximale de la pression dans la conduite :

$$H_{\max} = H_g + b = 288.3 + 39.3 \quad H_{\max} = 327.6 \text{ m}$$

- ◆ Valeur minimale de la pression dans la conduite :

$$H_{\min} = H_g - b = 288.3 - 39.3 \quad H_{\min} = 249 \text{ m.}$$

Supposons d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de :

$$U_0 = 0,614 \text{ m}^3 \text{ et d'autre part, que l'on dispose de diaphragme de diamètre } d = 53.7 \text{ mm.}$$

#### a) variation du volume d'air dans le réservoir

Les temps se suivent selon des valeurs :

$$\vartheta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 1594}{377.36} = 8.45 \text{ s} \quad \vartheta = 8.45 \text{ s}$$

Pour le premier intervalle  $\vartheta$  on aura :

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$$

Pour les autres :

$$V_{\text{moy}} = \frac{(V_F)_{i-1} + (V_F)_i}{2}$$

Où :

$(V_F)_{i-1}$  : Vitesse finale de l'intervalle précédent.

$(V_F)_i$  : La nouvelle vitesse finale choisie pour l'intervalle considéré.

$$\Delta U = \vartheta \times S \times V_{\text{moy}} = 8.45 \times 0,06 \times V_{\text{moy}}$$

$$\Delta U = 0,51 V_{\text{moy}}$$

$\Delta U$  : Variation du volume d'air pour chaque intervalle ( $-\Delta U$ , à la descente de l'eau)

Le volume d'air à la fin de chaque intervalle est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$$

**b) la nouvelle pression dans le réservoir (Z)**

Elle est exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi suivante:

$$H_{abs} U_0^{1,2} = Z U^{1,2}$$

Où :

$H_{abs}$  : Hauteur manométrique totale absolue (Hmt +10).

Donc :

$$Z = \frac{H_{abs} x U_0^{1,2}}{U^{1,2}}$$

$$Z = \frac{306.44x(0.614)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{170.67}{U^{1,2}} \Rightarrow Z = \frac{170.67}{U^{1,2}}$$

**c) pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite**

La perte de charge à l'aller, vers le réservoir d'eau, est négligeable devant la perte de charge provoquée par le diaphragme donc  $\Delta h_1=0$ .

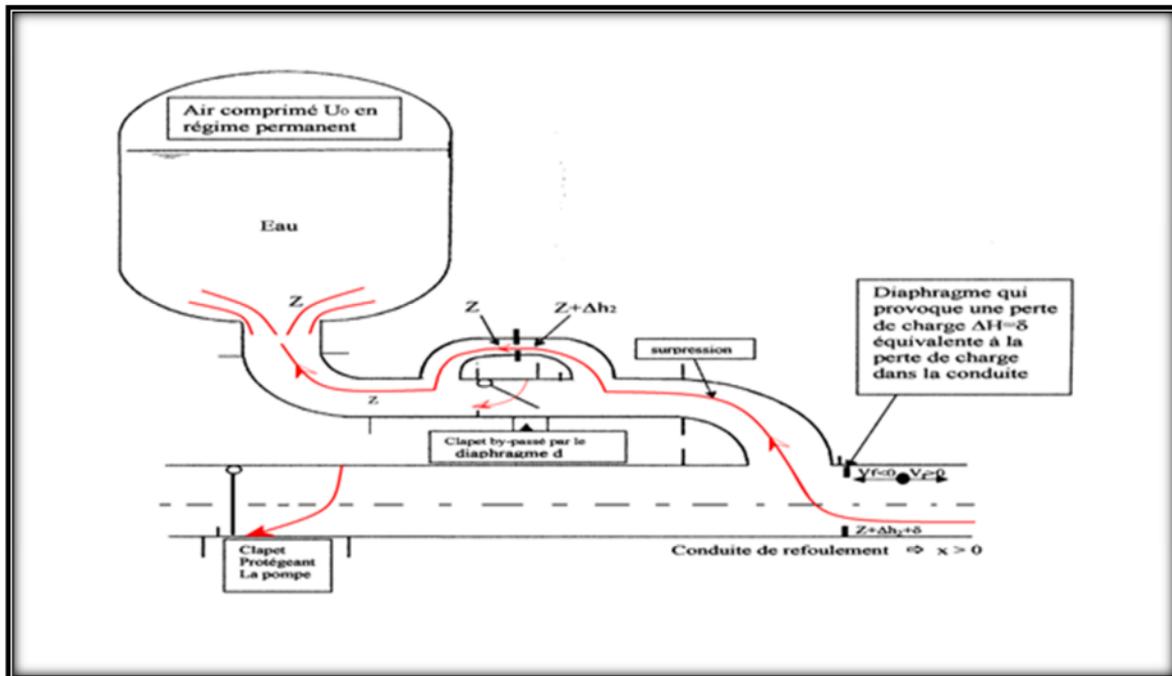


Figure IX.7 : Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite

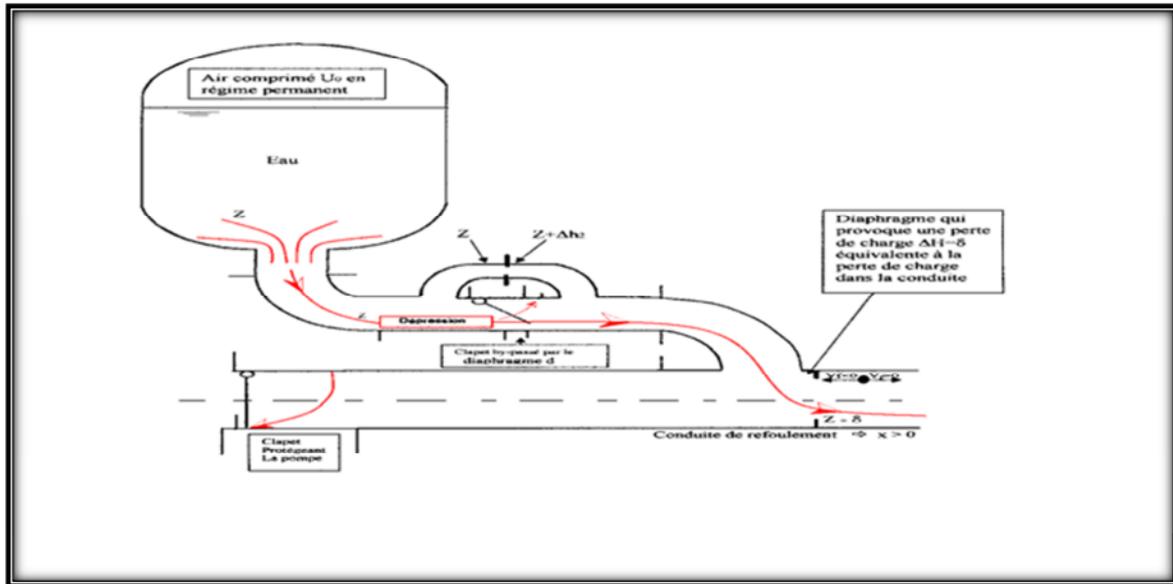
**d) perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite**

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air, est calculée par la formule suivante :

$$\Delta h_2 = K \frac{V_F^2}{2g} = \left[ \left( \frac{D^2}{0,6.d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g}$$

$$\Delta h_2 = \left[ \left( \frac{(277.6)^2}{0,6.(53.7)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81} = 96.62 V_F^2$$

$$\Delta h_2 = 96.62 V_F^2$$



**Figure IX.8 : Pertes de charge \u00e0 la descente de l'eau dans la conduite**

**e) calcul de la perte de charge au refoulement**

Elle est exprim\u00e9e par la formule suivante :

$$\delta_r = \frac{1,15L\lambda V_F^2}{2gD} = \frac{1,15 \times 1594 \times 0,0125 \times V_F^2}{2 \times 9,81 \times 0,277} \Rightarrow \delta = 4.22 V_F^2$$

**f) Epure du Bergeron**

D\u00e9termination de la pente de la droite :

$$\frac{a}{gxS} = \frac{377.36}{9,81 \times 0,06} = 641.11 \text{ S/m}^2$$

La pente r\u00e9elle (adimensionnelle) de cette droite d\u00e9pend des \u00e9chelles des deux axes (de pression et de d\u00e9bit ou de vitesse).

-Echelle des pressions :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 10 \text{ m} \\ B \longrightarrow 641.11 \end{array} \right. \Rightarrow B = 64.11 \text{ cm}$$

-Echelle des débits :

Pour  $V = 1,39$  m/s, le débit  $Q = 0,08434$  m<sup>3</sup>/s ; on a alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 0.08434 \longrightarrow 11 \text{ cm} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \longrightarrow A \end{array} \right. \Rightarrow A = 130.44 \text{ cm}$$

Donc, la pente de la droite sera :  $tg\alpha = \frac{B}{A} \Rightarrow tg\alpha = \frac{64.11}{130.44} = 0.491$

Donc,  $\alpha = 26.15^\circ$  (angle d'inclinaison).

### g) Explication du tableau

1. on choisit la vitesse finale (VF) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale ( $V_0$ ) et on l'inscrit dans la ligne (09).

2. On calcule la vitesse moyenne  $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$  et on l'inscrit dans la ligne (10).

3. On calcule la variation du volume d'air ( $\Delta U$ ) en fonction de  $V_{\text{moy}}$  (ligne 2).

4. Au volume initial, choisi auparavant en marche normal  $U_0$  du réservoir d'air (calculé par la méthode de Meunier et Puech), on y ajoute ou y en retranche à chaque fois la valeur de  $\Delta U$  correspondante, ainsi on a le volume d'air ( $U$ ) de cette étape (ligne 3).

5. A partir de la ligne (3), nous remplaçons tout simplement les valeurs dans chaque expression selon la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir d'air, on obtient ainsi les valeurs des lignes (4), (5), (6), (8), pour la ligne (7), il suffit de remplacer  $V_F$  par sa valeur.

6. La valeur de la pression obtenue dans la ligne (8) est reportée sur l'axe des ordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite  $\frac{a}{gs}$  qui doit être

7. projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).

8. Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie ( $V_F$ ), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse  $V_F$  choisie est égale à la vitesse  $V_F$  lue). Dans ce cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (11) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse  $V_F$  toujours, légèrement inférieure à la vitesse précédente et on répète les mêmes calculs.

9. Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse ( $V_F$ ). De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

Tableau IX.3 : Calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR<sub>1</sub>) projetée – (SR<sub>2</sub>) projetée

1	Intervalle de temps(s)	0	9=8.45s	29=16,9s	39 = 25.35s	49 = 33.8s
2	Variation du volume d'air (m <sup>3</sup> ) $\Delta U = 0.51 V_{moy}$	/	0,45645	-0,1275	-0,4029	-0,09435
3	Volume d'air (m <sup>3</sup> ) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	0.614	1,07045	0,94295	0,54005	0,4457
4	Pression d'air (m) $Z = \frac{170.67}{U^{1,2}}$	306,446	157,281	183,1345	357,467	450,096
5	Perte de charge (m) Aller: $\Delta h_1 = 0$ . Retour : $\Delta h_2 = 96.62 V_F^2$	/	0	78,2622	44,677088	0
6	Pression dans la conduite (m) Aller = $Z - \Delta h_1$ Retour = $Z + \Delta h_2$	306,446	157,281	261,396	402,144	450,096
7	Perte de charge $\delta$ (m) $\delta = 4.22V_F^2$ .	8,153	0,675	3,418	1,951	0,405
8	Pression dans la conduite sans $\delta$ (m) Aller = $Z - \Delta h_1 - \delta$ . Retour = $Z + \Delta h_2 + \delta$ .	298,293	156,606	264,815	404,095	449,691
9	Vitesse finale choisie (m/s)	1.39	0,4	-0,9	-0,68	0,31
10	Vitesse moyenne $V_{moy}$ (m/s)	/	0,895	-0,25	-0,79	-0,185
11	Vitesse lue sur le graphe (m/s).	1.39	0,4	-0,9	-0,68	0,31
12	Désignation des points	1R	2P	4P	6P	8P

**Figure IX.9 : Epure de Bergeron**

### h. Caractéristiques du réservoir d'air

L'examen de la quatrième colonne du Tableau IX.3, montre que l'air peut occuper un volume maximal d'environ  $1.07 \text{ m}^3$ , Comme il faut, qu'à ce moment, il reste encore de l'eau dans le réservoir, par mesure de sécurité, il sera prévu une cloche d'une capacité totale de  $1,177 \text{ m}^3$  (10% de 1.07), dans laquelle l'air en marche normale n'occupera que  $0,614 \text{ m}^3$ . Il sera adjoint à la cloche un compresseur d'air, afin d'amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée. En phase de dépression, la pression dans la conduite est de 157,281 m. En phase de surpression, la pression dans la conduite est de 298.3 m.

### i. Précaution à prendre pour le réservoir d'air

Par suite du contact permanent entre l'air et l'eau dans le réservoir, l'air se dissout peu à peu dans l'eau. Il est donc indispensable de compenser sa dissipation par des injections régulières d'air dans le réservoir. Il existe aussi des réservoirs équipés d'une vessie en caoutchouc dans laquelle est stockée l'eau (l'air est donc séparé de l'eau).

Après une période de fonctionnement, il est nécessaire de vidanger entièrement le réservoir pour enlever les dépôts se trouvant au fond de celui-ci.

## IX.8.4. Interprétation des résultats

Selon l'épure de Bergeron (figure IX.7), on a les faits suivants :

- Pendant la phase de dépression, le volume d'air  $U_0 = 0,614 \text{ m}^3$  passe à  $1.07 \text{ m}^3$  à la fin, avec une dépression maximale de 156,606 m.
- Pendant la phase de surpression, le volume d'air passe à  $0,4457 \text{ m}^3$ , avec une surpression maximale de 449,691m.

Les résultats trouvés avec les différentes méthodes de dimensionnement des protections sont illustrés dans le tableau IX.4 :

**Tableau IX.4 : Résultats des différentes méthodes de dimensionnement des protections**

	Meunier et Puech	Dubin et Guéneau	Bergeron
<b>Pression minimale (m)</b>	271.45	/	157,281
<b>Surpression/<math>H_0</math> (m)</b>	/	22.37	151.4
<b><math>U_{\max}</math> (<math>\text{m}^3</math>)</b>	0.679	/	1.177

## **IX.9. CONCLUSION**

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant la SR1 à la SR2 contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à l'aval de la conduite de refoulement de la SR1 qui aura un volume total de 1200 litres.

## CONCLUSION GENERALE

Lors de cette étude, nous avons essayé d'apporter une modeste contribution à l'alimentation en eau potable des villages de BENI-KOUFFI et BENI-MENDES; à partir d'un piquage réalisé sur la conduite de transfert des eaux du barrage Koudiet Acerdoune.

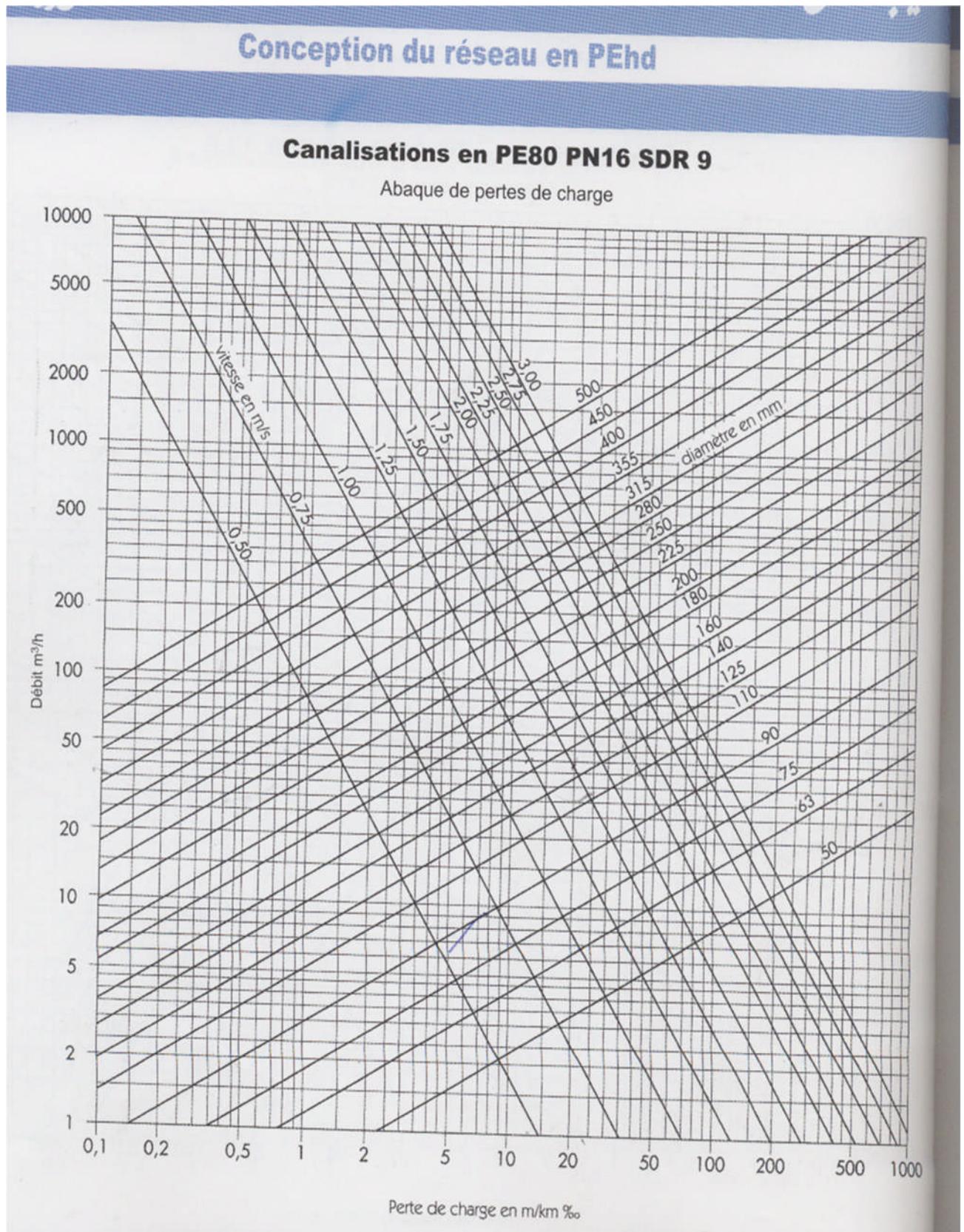
Ce travail nous a permis d'aborder tous les aspects technico-économiques d'une chaîne d'adduction et de dégager les résultats suivants :

- L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 63,13 l/s sera suffisant pour répondre aux besoins de la population estimée à 21038 habitants à l'horizon 2035.
  - L'analyse des échantillons prélevés, a montré que l'eau du barrage Koudiet Acerdoune est de mauvaise qualité bactériologique, donc une désinfection est indispensable avant toute distribution.
  - Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses adéquates. Le choix du matériau s'est porté sur le PEHD pour la totalité des conduites vu les avantages qu'il présente par rapport aux autres matériaux.
  - Vu l'insuffisance de stockage des réservoirs existants, il s'avérait impératif de réaliser deux (02) stations de reprises et (03) réservoirs, pour pouvoir stocker et transiter le volume d'eau demandé pour les différents horizons. Les capacités de ces réservoirs sont données comme suit:
    - ◆ 1000 m<sup>3</sup> pour R1 ;
    - ◆ 1000 m<sup>3</sup> pour R2 ;
    - ◆ 1500 m<sup>3</sup> pour R3.
  - La nature du relief et la disposition géographique des villages exige l'implantation des réservoirs aux points les plus hauts pour assurer la pression nécessaire et l'alimentation gravitaire afin d'éviter l'installation de plusieurs stations de pompages.
  - Pour le choix des pompes des stations de reprise, nous avons choisi à partir du catalogue des pompes multicellulaires de surfaces séries industrielles "Jeumont Schneider", les pompes suivantes :
    - ◆ SR<sub>1</sub> : Pompe 150 NM 12 à 10 étages + une de secours ;
    - ◆ SR<sub>2</sub> : Pompe 200 NM 11 à 06 étages + une de secours ;
- Ces groupes électro pompes sont dimensionnés pour l'horizon 2035.

- Pour assurer la longévité des conduites et le bon fonctionnement des installations, un exemple de protection contre le coup de bélier ; de la conduite reliant la  $SR_1$  à la  $SR_2$  sera assuré par le biais d'un réservoir d'air de volume de  $1.177 \text{ m}^3$  ;

Enfin, ce projet nous a permis de découvrir le monde professionnel par la réalisation d'une telle étude à partir des données réelles. Espérons que ce travail apportera un plus pour la réalisation du projet sur le terrain et va contribuer également au remède du maximum des problèmes rencontrés, souhaitons qu'il présentera aussi, un modèle clair, simple et un support important pour l'exécution des projets similaires.

**ANNEXE (1)**



# LISTES DES ANNEXES

## ANNEXE (2)

### GAMME DE PRIX TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100) -

Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06						TUBES PEHD : PN 10					
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML		Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	-	-	-	PE80		Ø20	-	29.96	35,05	PE80
P3513003	Ø25	-	35.19	41,17	PE80	P3513004	Ø25	2.5	40.30	47,15	PE80
P3513006	Ø32	-	50.90	59,55	PE80	P3513007	Ø32	2.5	59.60	69,73	PE80
P3513019	Ø40	2.0	65.00	76,05	PE80	P3513010	Ø40	3.0	91.10	106,58	PE80
P3513012	Ø50	2.4	95.80	112,08	PE80	P3513013	Ø50	3.7	141.30	165,32	PE80
P3513015	Ø63	3.0	150.75	176,37	PE80	P3513016	Ø63	4.7	220.82	258,36	PE80
P3513018	Ø75	3.6	213.54	249,84	PE80	P3513019	Ø75	5.6	313.05	366,27	PE80
P3513022	Ø90	4.3	252.60	295,54	PE100	P3513023	Ø90	5.4	374.84	438,56	PE100
P3513025	Ø110	4.0	366.70	429,03	PE100	P3513026	Ø110	6.6	559.71	654,86	PE100
P3513040	Ø125	-	474.80	555,51	PE100	P3513028	Ø125	7.4	711.41	832,35	PE100
P3513030	Ø160	5.8	781.68	914,56	PE100	P3513031	Ø160	9.5	1 167.15	1 365,56	PE100
P3513044	Ø200	7.2	1 224.63	1 432,81	PE100	P3513033	Ø200	11.9	1 823.92	2 133,98	PE100
P3513050	Ø250	9.1	1 883.10	2 203,22	PE100	P3513035	Ø250	14.8	2 840.10	3 322,91	PE100
P3513042	Ø315	11.4	3 015.60	3 528,25	PE100	P3513041	Ø315	18.7	4 340.78	5 078,71	PE100
P3513039	Ø400	14.5	4 810.30	5 628,05	PE100	P3513038	Ø400	23.7	7 158.55	8 375,51	PE100
P3513051	Ø500	19.1	8 360.00	10 097,01	PE100	P3513049	Ø500	29.7	10 953.10	12 815,12	PE100
P3513052	Ø630	24.1	13 350.00	15 619,5	PE100	P3513048	Ø630	37.4	20 050.00	23 458,50	PE100

TUBES PEHD : PN 16						TUBES PEHD : PN 20					
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML		Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	2.3	37.45	43,81	PE80	P3513101	Ø20	2.3	40.02	46,82	PE100
P3513005	Ø25	2.8	53.45	62,53	PE80	P3513102	Ø25	3.0	56.10	65,63	PE100
P3513008	Ø32	3.6	84.10	98,39	PE80	P3513103	Ø32	3.6	86.55	101,26	PE100
P3513011	Ø40	4.5	127.30	148,94	PE80	P3513104	Ø40	4.5	134.90	157,83	PE100
P3513014	Ø50	5.6	204.40	239,14	PE80	P3513105	Ø50	5.6	211.27	247,18	PE100
P3513017	Ø63	7.1	320.18	374,61	PE80	P3513106	Ø63	7.1	356.36	416,94	PE100
P3513020	Ø75	8.4	450.72	527,34	PE80	P3513107	Ø75	8.4	470.90	550,95	PE100
P3513024	Ø90	8.2	548.80	642,09	PE100	P3513108	Ø90	10.1	660.10	772,31	PE100
P3513027	Ø110	10.0	810.37	948,13	PE100	P3513109	Ø110	12.3	965.83	1 130,02	PE100
P3513029	Ø125	11.4	1 052.25	1 231,13	PE100	P3513110	Ø125	14.0	1 266.06	1 481,29	PE100
P3513032	Ø160	14.6	1 707.64	1 997,93	PE100	P3513111	Ø160	17.9	2 050.10	2 398,61	PE100
P3513034	Ø200	18.2	2 690.60	3 148,00	PE100	P3513112	Ø200	22.4	3 216.54	3 763,35	PE100
P3513036	Ø250	22.7	4 100.72	4 797,84	PE100	P3513113	Ø250	27.9	4 998.40	5 848,12	PE100
P3513043	Ø315	28.6	6 366.15	7 448,39	PE100	P3513114	Ø315	35.2	7 795.14	9 120,31	PE100
P3513045	Ø400	36.3	10 292.10	12 041,75	PE100	P3513115	Ø400	44.7	12 547.24	14 680,27	PE100
P3513053	Ø500	45.4	15 565.00	18 211,05	PE100	P3513054	Ø500	55.8	19 900.00	23 283,00	PE100
P3513047	Ø630	57.2	26 420.00	30 911,40	PE100		Ø630	-	-	-	PE100

N.B.:

- Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ml.
- Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ml.
- Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ml.

LISTES DES ANNEXES

ANNEXE (3)

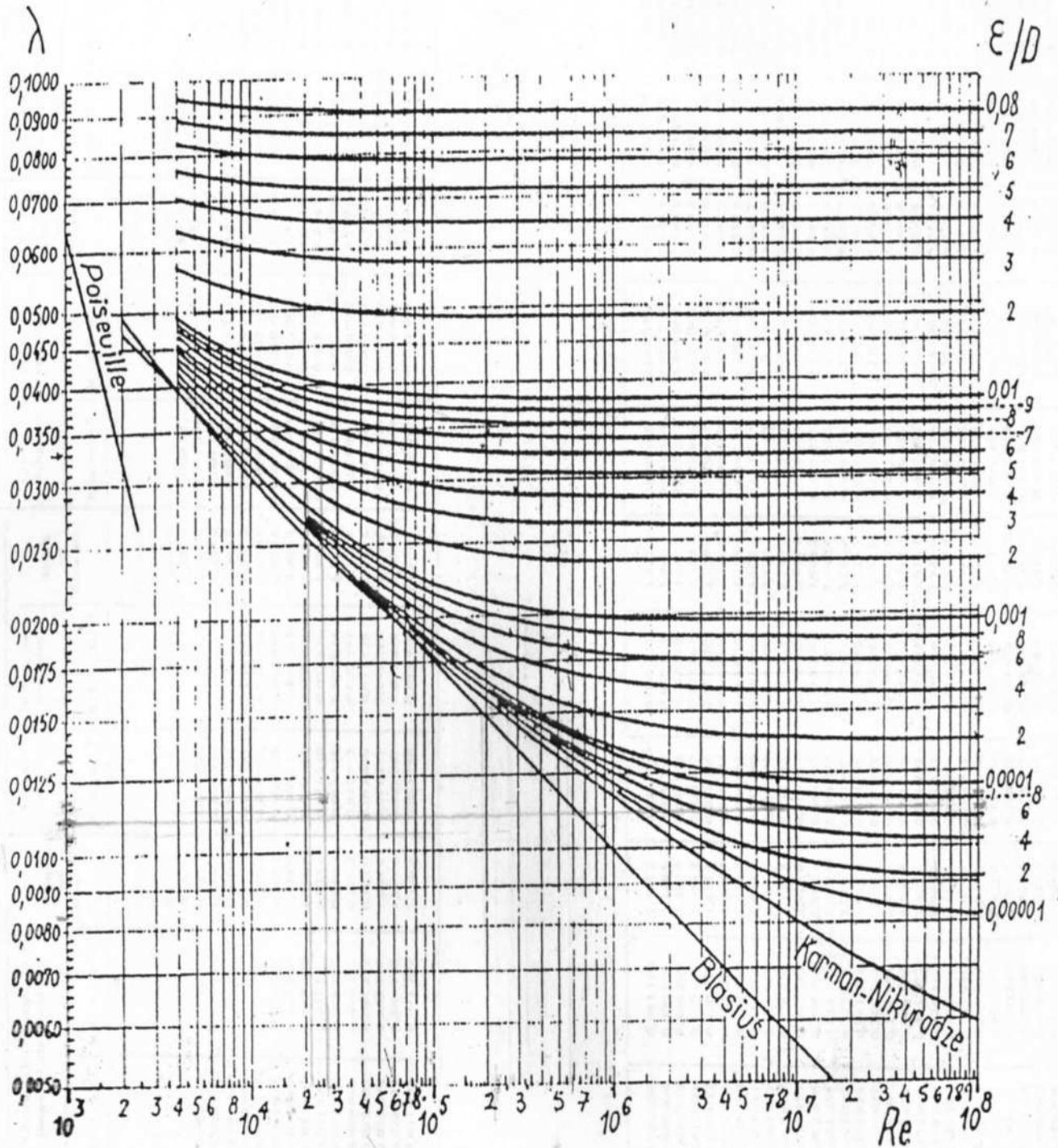
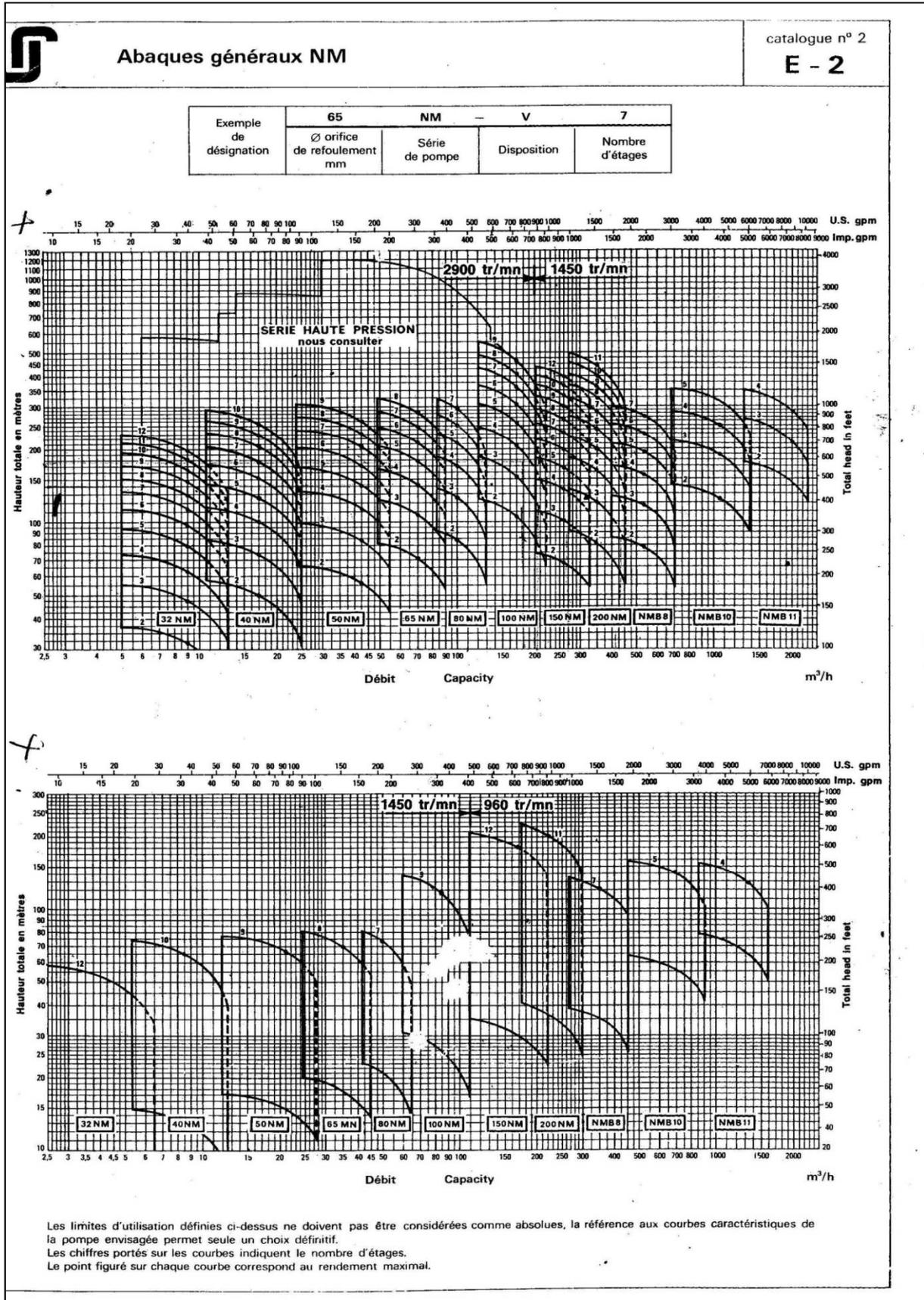


Diagramme de MOODY

# LISTES DES ANNEXES

## ANNEXE (4)



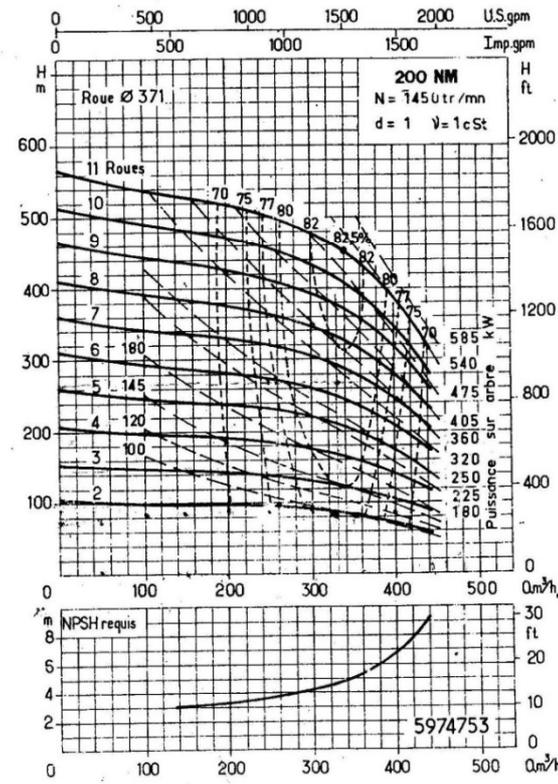
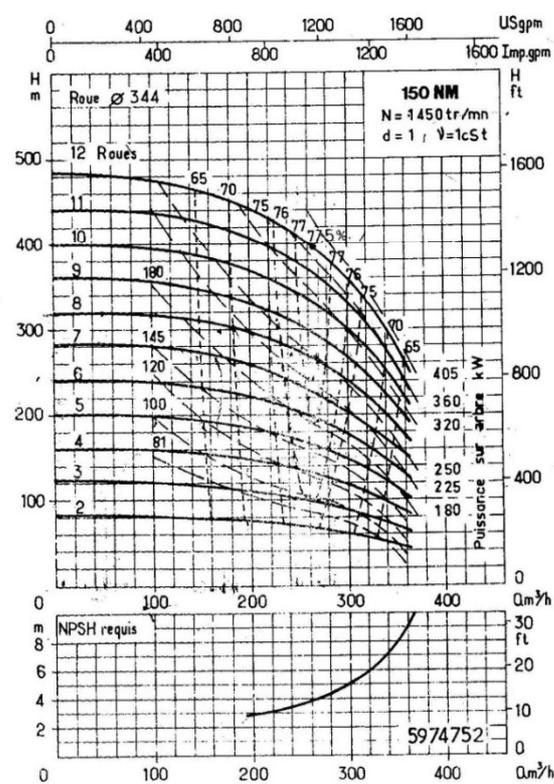
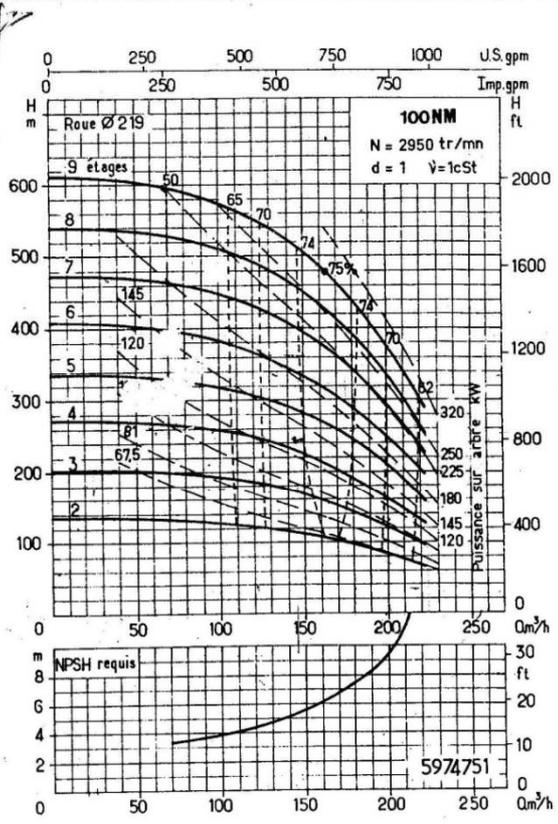
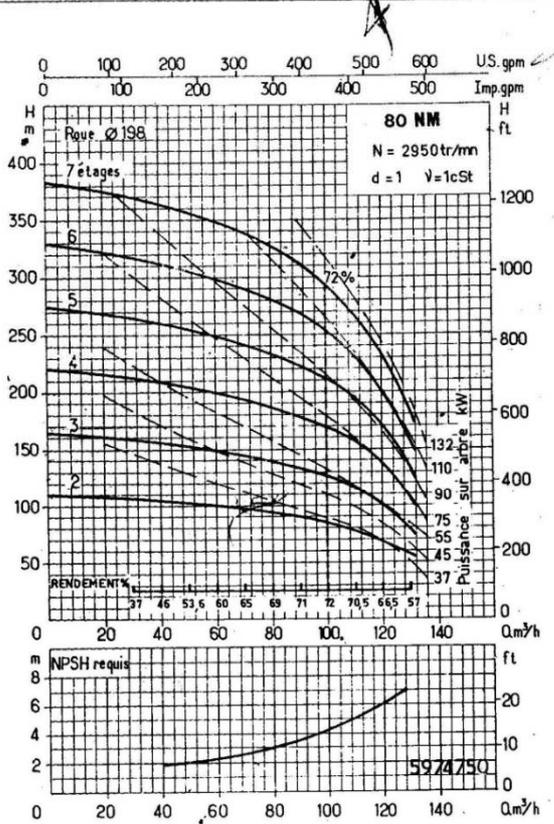
# LISTES DES ANNEXES



Courbes caractéristiques NM, 2 900 tr/mn et 1 450 tr/mn

catalogue n° 2

E - 4



## **LISTES DES ANNEXES**

### **ANNEXE(5)**

Paramètres physicochimiques (OMS 1986).

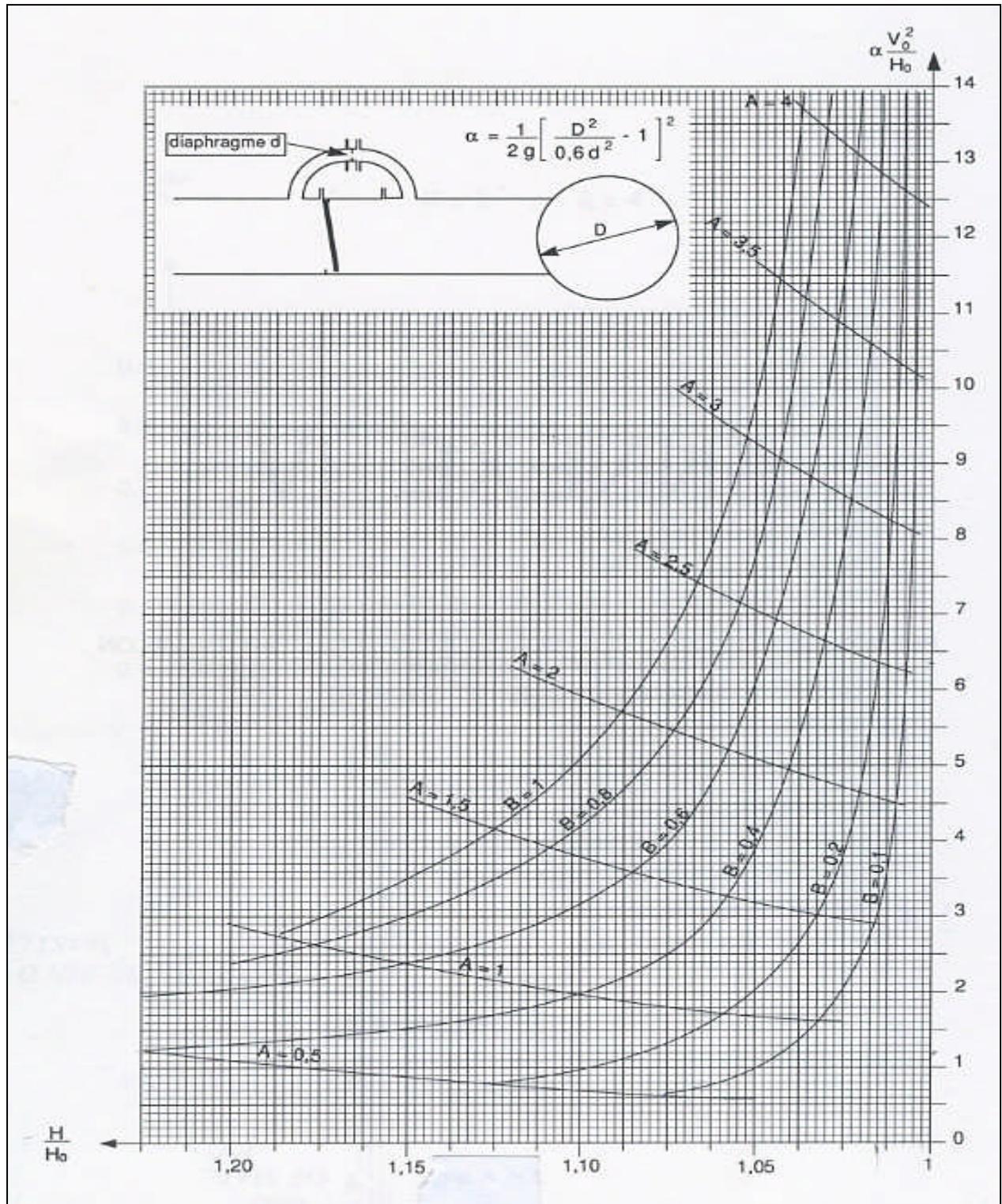
<b>Paramètre</b>	<b>Unités</b>	<b>Niveau de guide</b>	<b>Concentration maximale admissible</b>
Température	0°C	12	25
pH	Unité PH	6,5<PH<8,5	9,5
Conductivité	Us /cm	400	1250
Chlorure	mg/l	25	200
Sulfates	mg/l	25	250
Calcium	mg/l	100	/
Magnésium	mg/l	30	50
Sodium	mg/l	20	100
Potassium	mg/l	10	12
Ammonium	mg/l	0,05	0,5
Nitrite	mg/l	0,01	0,1
Nitrate	mg/l	25	50
Fer	mg/l	50	200
Fluor	mg/l	400	5000
Chlore résiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphore	mg/l	700	1500
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F	35	/
	Mg/l Caco <sub>3</sub>	350	

Paramètres bactériologiques (OMS 1986)

<b>Paramètres</b>	<b>Eau non traitée</b>	<b>Eau à la distribution</b>
Germes totaux à37°C	5mg/l	2
Germes totaux à22°C	100	200
Coliformes	3	0/100
Escherichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Colistridiumsulfo réducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrions chlérique	0	0

# LISTES DES ANNEXES

## ANNEXE (6)



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Ouvrage :

- [1] **Anonyme (1)** : Plan d'aménagement et d'urbanisme de la commune de Boghni.  
(Subdivision de boghni)
- [2] **Bonin J., 1986**, «Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance», Edition Eyrolles Paris
- [3] **Rodier J., 1996**, L'analyse de l'eau, eaux naturelles, résiduaires, eau de mer. 8<sup>ème</sup> édition  
Dunod Paris.
- [4] **Roland Villagines, 2003** : Eau, environnement et santé publique. 2<sup>ème</sup> édition-«Médicales internationales».
- [5] **Guerre H., 1986**, Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales, la distribution, Edition Eyrolles Tome1. Paris.
- [6] **Dupont A., 1979**, «Hydraulique urbaine Tome2» : Ouvrage de transport- Élévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles Paris.
- [7] **Anonyme (2)** : Catalin-ogue technique des tubes poly éthylène (PE). (DHW)
- [8] **Bonin J., 1986**, Captages, Réseaux d'adduction, Réservoirs, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydrauliques. , Edition Eyrolles Paris
- [9] **Jackes Bonvin., 2005**, Hydraulique urbaine I «Captage-réseaux d'adduction-réservoirs-réseaux de distribution- équipements- pompes- petites centrales hydrauliques, Vd école d'ingénieur du canton de Vaud.

**Mémoires :**

[10] **IHADDADEN. F ; LAFGOUN. S, (2008/2009)** : contribution à l'étude du renforcement de 16 villages des communes : Irdjen, Lâarba Nath-Irathen et Tizi-Rached à partir du barrage de Taksebt. Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO).

[11] **Bouteldja T, Zeghdoud A, (2008)**, Contribution à l'étude de renforcement de la chaîne d'adduction de la commune de Beni yenni. Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO).

[12] **Bencheikh F., Bentayeb K, (2009)**, Contribution à l'étude de réhabilitation et de renforcement du réseau d'adduction d'eau de 20 villages de la commune de Beni Maouche à partir du barrage de Tichi Haf (Bejaïa). Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO).

[13] **Belgaid F., Kabaili C, (2008)**, Contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi ousou à partir du barrage de Taksebt. Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO).

[14] **Agchariou O., Takka S, (2011)**, Alimentation en eau potable des cinq villages de la commune d'Ighram à partir d'un forage. Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO).

[15] **Chala Z, (2002)**, Dimensionnement d'un système du transfert cas de Taksebt Freha-Azazga. Thèse d'ingénieur d'état en Agronomie (UMMTO)