

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OIZOU
FACULTE DE LA GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire



De fin de cycle
En Vue de l'Obtention du Diplôme Master 2 en Génie Civil
Option : Construction Hydraulique et
Aménagement

Thème



***Raccordement en eau potable de la
commune de Bounouh à partir de
barrage Koudiet Acerdoune***

Présenté par :

M^r : BENALIA Nacer

M^r : BACHIR Sofiane

Devant le jury :

Président : M^r DJEMAI.M

Promoteur: M^r KHATTAOUI .M.

Examineurs 1: M^{me} HAMMOUM.K.

Examineurs 2: M^{me} BENKACI.S.

Maître de conférence (A) à l'U.M.M.T.O.

Maître de conférence (A) à l'U.M.M.T.O.

Maître assistant chargé de cours à l'U.M.M.T.O.

Maître assistant chargé de cours à l'U.M.M.T.O.

Promotion 2012 - 2013

Remerciements

Nous remercions « Dieu tout puissant » de nous avoir donné la force, le courage, la santé et la patience de pouvoir accomplir ce travail,

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promoteur

Mr KHETTAOUI.M.

Nous tenons à remercier Mr DJEMAI.M d'avoir honoré notre jury en acceptant de le présider.

Nos remerciements s'adressent également au membre du jury pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous les enseignants qu'ont faits de leurs mieux pour former les futures cadres que nous sommes, merci ;

Nos remerciements vont également à tout le personnel de :

- *L'unité de l'ADE de BOGHNI.*
- *La DHW de Tizi Ouzou, en particulier M^r DJOUDEUR.M...etc.*
- *L'APC de BOUNOUH.*
- *La Subdivision d'Hydraulique de BOGHNI en particulier*

M^r DAHMANI.

Nous tenons à exprimer tout au fond de nos cœurs les reconnaissances à nos familles qui nous ont offert toujours un appui sûr par leurs soutiens et leurs encouragements. Nos plus vifs remerciements vont également à tous nos amis (es), pour le soutien qu'ils nous ont apportés durant toutes ces années d'études. A tous ceux qu'ont contribués de loin ou de près à la réalisation de ce travail.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en guise d'amour, du respect et de reconnaissance à :

- A la mémoire de tous mes très chers regrettés, que Allah les accueille dans son vaste paradis.
- A mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formations ;

Et qui ne cesserons de donner de leurs efforts pour moi ;

- A mes très chers frères et sœurs ;
- A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;
- A tous mes amis sans exception ;
- Toute la promotion 2012/2013 ;

A ceux que j'aime et qui m'aiment.

SOFIANE





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en guise d'amour, du respect et de reconnaissance à :

- A la mémoire de tous mes très chers regrettés, que Allah les accueille dans son vaste paradis.
- A mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formations ;

Et qui ne cesserons de donner de leurs efforts pour moi ;

- A mes très chers frères et sœurs ;
- A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;
- A tous mes amis sans exception ;
- Toute la promotion 2012/2013 ;

A ceux que j'aime et qui m'aiment.

NACER



Sommaire

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE I : Présentation de la région d'étude

I.1.Introduction.....	3
I.2.La situation géographique.....	3
I.3.La description topographique.....	3
I.4.La description géographique.....	3
I.5. Aspect hydrologique.....	4
I.6. Le climat.....	4
I.6.1 La température.....	4
1.6.2 La pluviométrie.....	6
I.7. L'agriculture.....	7
I.8. L'aspect économique.....	7
I.9. Les ressource en eau potable.....	8
I.9.1 Généralités.....	8
1.9.2 Description de la chaîne d'adduction de Bounouh.....	8

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau.

II.1. Introduction.....	9
II.2.Evaluation de la population.....	9
II.3.Evolution des besoins en eau de la population.....	10
II.3.1.La dotation.....	10
II.3.2.Consommation moyenne journalière.....	11
II.4.Les différents types des besoins de Bounouh.....	12
II.4.1.Besoins domestiques.....	12
II.4.2. Equipements scolaires.....	13
II.4.3.Equipements sanitaires.....	14
II.4.4.Autres équipements (culture, sport, loisirs, commerces, services et administrations)	14
II.5.Estimation des besoins en eau de la commune.....	15
II.6.Etude des variations des débits.....	15
II.6.1.variation de la consommation journalière	16
a. Consommation maximale journalière.....	16
b. Consommation minimale journalière.....	16
II.6.2.Variation de la consommation horaire.....	16

SOMMAIRE

II.6.3 Débit de pointe.....	17
II.7.Comparatif entre les besoins en eau et les ressources actuelles.....	18
II.7.1. Calcul du déficit qui se dégage de ces résultats.....	18
II.8.Conclusion.....	19

Chapitre III : Contrôle de qualité et nature d'eau.

III.1.Introduction.....	20
III.2.Définition de l'eau potable.....	20
III.3. Qualité de l'eau.....	20
III.4.Résultats des analyses de l'eau du barrage.....	21
III.5. Interprétation des résultats.....	23
III.5.1. Les paramètres organoleptiques.....	23
a. Couleur.....	23
b. L'odeur et saveur.....	23
c. Gout.....	23
III.5.2. Paramètres physico-chimiques.....	24
a. Température.....	24
b. Le potentiel hydrogène PH.....	24
c. La conductivité.....	24
d. La turbidité.....	25
e. Oxygène dissout.....	25
f. La salinité.....	26
g. Le T.D.S.....	26
III.5.3. Paramètres de pollution.....	26
III.5.4. La minéralisation globale.....	26
a. Les cations.....	27
b. Les anions.....	27
c. La dureté.....	28
III.5.5.Les paramètres bactériologiques.....	28
a. Germes totaux à 37°C.....	29
b. Germes totaux à 22°C.....	29
c. Coliformes totaux	29
d. Colibacilles.....	29
e. Streptocoques fécaux.....	29

SOMMAIRE

III.6.Option de traitement.....	29
III.6.1.Le traitement de clarification.....	30
III.6.2.Le traitement bactéricide et virulicide.....	30
III.7. Conclusion.....	31

Chapitre IV : Présentation du système de transfert

IV.1. Introduction.....	32.
IV.2. Destination du projet.....	32
IV.3. Programme de production d'eau du barrage de Koudiet Acerdoune.....	32
IV.4. Caractéristiques du site du barrage.....	33
IV.4.1. Localisation.....	33
IV.4.2. Topographie.....	33
IV.4.3. Caractéristiques géologiques et géotechniques.....	34
IV.4.4. Climat.....	34
IV.4.5. Couvert végétal.....	34
IV.5. Description des ouvrages.....	35
IV.5.1. Retenue.....	35
IV.5.2. Digue.....	35
IV.5.3. Ouvrages annexes.....	35
a- Evacuateur de crue.....	35
b- Galerie de dérivation et vidange de fond.....	35
c- Tour de prise d'eau.....	35
d- Principales quantités.....	35
IV.6. Projet de transfert des eaux à partir du barrage Koudiet Acerdoune vers le front sud de la wilaya de Tizi-Ouzou.....	36

CHAPITRE V : Etude de réseau d'adduction

V.1.Introduction.....	37
V.1.1. Adduction gravitaire.....	37
V.1.2. Adduction par refoulement.....	37
V.2. Choix du tracé.....	37
V.3. Choix du type de matériaux.....	37
V.3.1. Les tuyaux en fonte ductile.....	38
V.3.2. Les tuyaux en aciers.....	38
V.3.3. Les tuyaux en plastiques.....	38

SOMMAIRE

-1-Raccordement par accessoires à compressions.....	39
-2-Raccordement par accessoires électro soudables.....	39
-3-Bout à bout.....	40
V.4. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction.....	41
V.4.1.les vannes de sectionnement.....	41
V.4.2.les ventouses.....	41
V.4.3.les robinets de décharge.....	41
V.4.4. clapets.....	41
V.4.5. Crépines.....	41
V.4.6.Vanne papillon.....	41
V.5.Conclusion.....	41
V.6. Etude technico-économique de l'adduction par refoulement.....	42
V.6.1.Choix de la gamme des diamètres.....	42
V.6.2.Evaluation des frais d'amortissement (Fa)	42
V.6.3. Evaluation des frais d'exploitation.....	43
V.6.3.1. Calcul de la hauteur géométrique.....	43
V.6.3.2. Calcul des pertes de charge.....	44
A/. Les pertes de charge linéaires.....	44
1/. Détermination de (λ).....	44
2/. Etude de la rugosité.....	45
3/. Calcul du nombre de Reynolds.....	46
B/. Pertes de charge singulières (Jrs)	46
C/. Les pertes de charge totales (Jt)	46
V.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)	47
V.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe.....	47
V.6.3.5. Energie consommée par la pompe.....	47
V.6.4. Détermination du diamètre optimal de la conduite.....	47
V.7. Etude de l'adduction gravitaire.....	48
V.7.1. Calcul de la charge disponible (Jd)	48
V.7.2. Calcul de la perte de charge.....	48
V.7.3. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée.....	48
V.7.4. Calcul de la pression statique du flotteur.....	48
V.7.5. La ligne piézométrique.....	49

SOMMAIRE

V.8. Etude du projet.....	49
V.9. Calcul technico-économique du projet.....	50
V.9.1. Variante I.....	50
V.9.1.1. calcul de l'adduction par refoulement.....	50
V.9.1.1.1: Détermination du diamètre économique de la conduite reliant Le point de piquage (PP) projeté à une côte 360mNGA au réservoir de transit (R1) de la SR1 projetée à une côte 460mNGA.....	50
V.9.1.1.2.Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise (SR1) et le réservoir (R2)	52
V.9.1.1.3.Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise (SR2) projetée à une côte 550mNGA et le réservoir de tête (R5) projeté à la côte 848,64mNGA.....	54
V.9.1.2. Adduction gravitaire.....	55
V.9.1.2.1.Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir (R2) projeté à une côte 608mNGA à la station de reprise (SR2) projeté à une côte 550m NGA.....	56
V.9.1.2.2.Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir (R2) au réservoir de Bouzoula (R9) projeté à la côte 608 m NGA.....	57
V.9.1.2.3. Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de tête (R5) projeté à une côte 844,64 m NGA vers le réservoir Ath telha (R6) projeté à une côte 780m NGA.....	58
V.9.1.2.4.Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de tête (R5) vers le réservoir BAALI (R7) projeté à une côte de 750mNGA.....	59
V.9.1.2.5.Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de tête (R5) vers le réservoir (R8)TIZI-MEDENE projeté à une côte 730mNGA.....	60
V.9.1.3.Récapitulatif de l'adduction de la variante I.....	61
V.9.2. Variante II.....	62
V.9.2.1. Calcul des conduites de refoulement.....	62
V.9.2.1.1.Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise (SR2) projeté à une côte 550mNGA et La station de reprise (SR3) projeté à une côte 640mNGA.....	62
V.9.2.1.2.Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise(SR3)et le réservoir de tête(R5) projeté à une côte 844,64mNGA.....	64

SOMMAIRE

V.9.2.2. Récapitulatif de l'adduction de la variante II.....	65
V.10.Conclusion.....	66
<i>Chapitre VI : pose et protection des conduites.</i>	
VI.1 Introduction.....	67
VI.2.Différents types de pose de conduites	67
VI.2.1.Pose en terre	67
VI.2.2.Pose en mauvais terrains (cas spécial).....	68
VI.2.3.Pose en galerie	68
VI.2.4.Pose en pente	68
VI.2.5.Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées	69
VI.2.6.Traversée des cours d'eau.....	69
VI.2.7.Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).....	69
VI.2.8.Passage de ponts	70
VI.3. Les butées et amarrage.....	70
VI.4. Assemblage par emboîtement	72
VI.5. les différentes étapes de mise en place des canalisations	73
VI.5.1. Réalisation de fouilles.....	73
VI.5.2. Préparation de la canalisation.....	74
VI.5.3 Epreuve des joints et des canalisations principale.....	74
VI.5.4. Essai général du réseau	75
VI.5.5. Remblaiement de la tranchée	75
VI.5.6. désinfection du réseau	76
VI.6.Protection des conduites contre la corrosion	76
VI.6.1 Définition de la corrosion	76
VI.6.2.Les facteurs de la corrosion.....	76
VI.6.3. La protection externe	77
VI.6.4.Protection interne	77
VI.7.Conclusion.....	78

SOMMAIRE

CHAPITRE VII : Calcul des réservoirs

VII.1.	Introduction.....	79
VII.2	.Implantation des réservoirs.....	79
VII.3.	Classification des réservoirs.....	81
VII.3.1.	Les matériaux de construction.....	81
VII.3.2.	La situation des lieux.....	81
VII.3.3.	L’usage.....	81
VII.3.4.	La forme géométrique.....	81
VII.4.	Exigences techniques.....	81
VII.5.	Entretien des réservoirs.....	82
VII.6.	Equipements hydrauliques des réservoirs.....	82
VII.6.1.	Conduite d’adduction.....	82
VII.6.2.	Conduite de distribution.....	82
VII.6.3.	Conduite de vidange.....	83
VII.6.4.	Conduite de trop-plein.....	83
VII.6.5.	Conduite by-pass.....	83
VII.6.6.	Matérialisation de la réserve d’incendie.....	83
VII.7.	Calcul de la capacité des réservoirs.....	85
VII.7.1.	Méthodes de calcul du volume des réservoirs.....	85
VII.7.2.	Calcul de la capacité des réservoirs du projet des deux variantes.....	86
V.7.2.1.	Variante I.....	86
a/	Calcul de la capacité de réservoir de transit (R1) de la SR1 projeté, à la côte de 460m NGA.	87
b/	Calcul de la capacité de réservoir de stockage et de transit (R2) projeté à la côte 608m NGA.....	87
c/	Calcul de la capacité de réservoir de transit (R3) de la SR2 projeté à la côte 550m NGA.....	88
d/	Calcul de la capacité de réservoir de tête de stockage (R5) projeté à la côte 844.64m NGA.	88
e/	Calcul de la capacité de réservoir de stockage d’Ath-Telha (R6) projeté à la côte 780 m NGA.....	88
f/	Calcul de la capacité de réservoir de stockage de Bâali (R7) projeté à la côte 750m NGA.....	89

SOMMAIRE

g/Calcul de la capacité de réservoir de stockage de Bouzoula (R8) projeté à la côte 601m NGA.....	89
h/Calcul de la capacité de réservoir de stockage (Tizi-Medene) (R9) projeté à la côte 730m NGA.....	89
V.7.2.2: La variante II.....	90
i/Calcul de la capacité de réservoir de transit (R4) de la SR3 projeté à la côte 640m NGA.....	91
V.8. Dimensionnement des réservoirs.....	92
V.9. Conclusion.....	93

CHAPITRE VIII : Etude et choix des pompes

VIII.1. Introduction.....	94
VIII.2. définition des pompes.....	94
VIII.3. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques.....	94
VIII.3.1. les turbopompes.....	94
VIII.3.2. Pompes volumétriques.....	95
VIII.3.3. Autres pompes.....	95
VIII.4. Eléments ou critères de base pour le calcul.....	95
VIII.4.1. La vitesse de rotation.....	95
VIII.4.2. Le débit «Q» d'une pompe.....	96
VIII.4.3. La hauteur produite par la pompe.....	96
VIII.4.4. Les puissances (utile et absorbée)	96
VIII.5. Choix des pompes.....	97
VIII.5.1. Courbes caractéristiques des pompes.....	97
a)- Courbe débit- hauteur ou Q (H)	97
b)- Courbe de rendement pour les différents débits.....	98
c)- Courbe des puissances absorbées pour les différents débits.....	98
VIII.5.2. Courbe caractéristique d'une conduite.....	98
VIII.5.3. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement.....	99
VIII.5.4. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	100
VIII.5.5. Principe de détermination du point de fonctionnement.....	100
VIII.5.5.1. Vannage sur la canalisation de refoulement.....	100
VIII.5.5.2. Rognage de la roue.....	100
VIII.5.5.3. Réduction du temps de pompage.....	100

SOMMAIRE

VIII.6. Pompes semblables.....	100
a)- Généralités.....	100
b)- Loi de similitude.....	101
VIII.7. Couplage de pompes.....	101
VIII.7.1. Couplage en série.....	101
VIII.7.2. Couplage en parallèle.....	102
VIII.8. Phénomène de cavitation.....	103
VIII.9. Amorçage des pompes.....	105
VIII.10. Automatisation.....	105
VIII.10.1. Généralités.....	105
VIII.10.2. Liaison aspiration- moteur.....	106
VIII.10.3. Liaison moteur réservoir.....	106
VIII.11. Etude des choix des pompes.....	106
VIII.11.1. La variante I.....	106
VIII.11.1.1. Elévation de la station de reprise SR1 projetée vers le réservoir R2.....	106
VIII.11.1.2. Elévation de la station de reprise SR2 projetée à la côte 550mNGA vers les réservoirs de tête (R5)	110
VIII.11.2. La variante II.....	115
VIII.11.2.1. Elévation de la station de reprise SR2 projetée vers les réservoirs de transit de la SR 3.....	115
VIII.11.2.2. Elévation de la station de reprise SR3 projetée vers les réservoirs de stockage de tête R5.....	119
VIII.12. Conclusion.....	123

CHAPITRE IX : Protection des conduites contre le coup de bélier

IX.1. Introduction.....	124
IX.2. Définition.....	124
IX.3. Analyse physique du phénomène.....	124
IX.4. Célérité des ondes.....	125
IX.5. Calcul de la valeur du coup de bélier.....	126
IX.6. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	127
a. volant d'inertie.....	127
b. Soupape de décharge.....	128
c. Les cheminées d'équilibre.....	128

SOMMAIRE

d. Les réservoirs d'air.....	128
IX.7.Calcul des réservoirs d'airs.....	130
IX.8. Protection de la conduite reliant la (SR2) vers le réservoir R2.....	137
IX.8.1. Calcul normal d'un réservoir d'air.....	137
IX.8.1.1. Méthode de calcul à suivre.....	137
A). caractéristiques de la conduite.....	137
B). profil en long de la conduite.....	138
C).Dimensionnement des protections.....	138
1). Dépression.....	138
2). Surpression.....	142
3) Tracé de l'épure de Bergeron.....	143
a) variation du volume d'air dans le réservoir.....	143
b) la nouvelle pression dans le réservoir (Z).....	144
c) pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite.....	144
d) perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite.....	145
e) calcul de la perte de charge au refoulement.....	145
f) Epure du Bergeron.....	145
g) Explication du tableau.....	146
h) Caractéristiques du réservoir d'air.....	149
IX.9. Précaution à prendre pour le réservoir d'air.....	150
IX.10.Conclusion.....	150
CONCLUSION GENERALE.....	151

La liste des Figures

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Situation géographique de la région d'étude.....	04
Figure V-1: Les tuyaux en PEHD.....	38
Figure V-2: Raccordement par accessoires à compression.....	39
Figure V-3: Raccordement par accessoires électro-soudable.....	40
Figure V-4: Bout à bout « bouseuse ».....	40
Figure V-5: La ligne piézométrique.....	49
Figure VI-1: Pose des conduites enterrées	67
Figure VI -2: Pose des conduites en galerie	68
Figure VI-3: Pose des conduites en pente	68
Figure VI-4: Traversé des cours d'eau.....	69
Figure VI -5: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	69
Figure VI-6: Passage des ponts.....	70
Figure VI-7: Les butées.....	71
Figure VI-8: Réalisation de la fouille.....	73
Figure VI-9: Pose en tranchée	74
Figure VI-10: Remblayage des fouilles	75
Figure VII-1: Schéma d'un réservoir	80
Figure VII-2: Conduite de la distribution et de vidange.....	82
Figure VII-3: Equipement hydraulique d'un réservoir.....	84
Figure VIII-1: Constitution d'une pompe centrifuge	95
Figure VIII-2: Différentes courbes caractéristiques d'une pompe.....	98
Figure VIII-3: Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.....	99
Figure VIII-4: Graphe de deux pompes identiques en série.....	102
Figure VIII-5: Graphe de deux pompes différentes en série.....	102
Figure VIII-6: Caractéristiques de deux pompes identiques en parallèle	103
Figure VIII-7: Caractéristiques de deux pompes différentes en parallèle.....	103

LISTE DES FIGURES

Figure VIII-8: Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge	103
Figure VIII-9: Graphe des courbes NPSH.....	105
Figure IX-1: Le réservoir d'air (anti-bélier).....	128
Figure IX-2: Les différentes formes anti-bélier.....	129
Figure IX-3: Variation du volume d'air en cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air.....	130
Figure IX-4: Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite	136
Figure IX-5: perte de charge à la montée de l'eau dans la conduite.....	136
Figure IX-6: Graphe de MEUNIER et PUECH de la conduite reliant la SR1 au réservoir R2.....	141
Figure IX-7: Epure de BERGERON reliant la SR1 et le R2.....	148

La liste des Tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: Les températures moyennes annuelles en °C.....	05
Tableau I-2: Les précipitations moyennes annuelles.....	06
Tableau I-3: la situation agricole.....	07
Tableau I-4: le bilan de l'occupation du sol.....	07
Tableau I-5: La répartition de l'arboriculture.....	07
Tableau II-1: Evolution de la population de Bounouh.....	10
Tableau II-2: Besoins domestiques en eau à moyen terme (horizon 2028).....	12
Tableau II-3: Besoins domestiques en eau à long terme (2043).....	13
Tableau II-4: Equipements scolaires :(évolutions de nombre d'élèves).....	13
Tableau II-5: Equipements sanitaires.....	14
Tableau II-6: Autres équipements de Bounouh.....	14
Tableau II-7: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière de Bounouh.....	15
Tableau II-8: Récapitulatif des besoins en eau en tenant compte des pertes.....	15
Tableau II-9: Débits max et min journaliers.....	16
Tableau II-10: valeur du β max, en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau II-11: Valeur du débit max horaire.....	18
Tableau II-12: Valeur du débit de pointe.....	18
Tableau II-13: Récapitulatif des résultats.....	18
Tableau II-14: Déficit en eau.....	19
Tableau III-1: Paramètres physico-chimiques.....	21
Tableau III-2: Paramètres de pollution.....	21
Tableau III-3: Minéralisation totale.....	22
Tableau III-4: Paramètres bactériologiques.....	22
Tableau III-5: Exigences organoleptiques.....	23
Tableau III-6: Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité.....	25
Tableau IV-1: Les quotas des communes du flanc sud à partir du barrage Koudiet Acerdoune de Bouira.....	33
Tableau V-1: Récapitulatif de l'adduction par refoulement (variante I).....	61
Tableau V-2: Récapitulatif de l'adduction gravitaire (variante I).....	61
Tableau V-3: Récapitulatif de l'adduction par refoulement (variante II).....	65
Tableau V-4: La comparaison des frais d'adduction des deux variantes.....	66
Tableau VI-1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pate lubrifiante.....	72
Tableau VI-2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords.....	72
Tableau VII-1: Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs :(variante I).....	90

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VII-2: Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs : (variante II).....	91
Tableau VII-3: Caractéristiques des réservoirs.....	93
Tableau VIII-1: Récapitulatifs des frais des pompes (Variante I).....	114
Tableau VIII-2: Récapitulatifs des frais des pompes (Variante II).....	123
Tableau VIII-3: Récapitulatif des frais totaux de différentes parties des deux variantes.....	123
Tableau IX-1: Profil en long de la conduite.....	139
Tableau IX-2: Calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1 – R2.....	147
Tableau IX-3: Interprétation des résultats.....	149

La liste des Abréviations

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 Météorologie.

CR : Côte Radier.

CTP : Côte Trop Plein.

ACL: Agglomération Chef Lieu.

D: Diamètre.

D_{ext}: Diamètre extérieur.

D_{int} : Diamètre intérieur.

Hg : Hauteur géométrique.

Hmt : Hauteur manométrique totale.

DN : Diamètre Nominal.

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 Hydrométrique.

UICN : Union International pour la Conservation de la Nature et de la ressource naturelle (Union Mondiale pour la nature)

SP : Station de Pompage.

LISTE DES ABREVIATIONS

SR : Station de Reprise.

Pro : profondeur.

Q : débit.

Q_é : débit équivalent.

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

R : Réservoir

RN : Route Nationale.

RS : Réservoir de Stockage.

RT : Réservoir de transit.

S : Section.

MES : Matière En Suspension.

NGA : Niveau géographique de l'Algérie.

N_d : Niveau dynamique.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NPSH_d : Charge nette d'aspiration Disponible.

NPSH_r : Charge nette d'aspiration Requise.

N_s : Niveau Statique.

NTU : Nephelometric Turbidity Unit.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE :

Chaque pays devrait décider quels sont les incitations à introduire pour utiliser l'eau de manière plus efficace. Sur ce sujet, les pays devraient développer un plan stratégique sur l'eau. Un plan qui mettrait en avant la valeur des ressources nationales en eau et définirait les allocations en eau.

La politique du développement du secteur d'hydraulique telle qu'elle a été menée à ce jour n'a pas donnée les résultats escomptés malgré les gros investissements engagés dans cette voie.

A cet effet plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, telle que la commune Bounouh.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste en une contribution à l'étude de la chaîne d'adduction en eau potable de la commune de Bounouh à partir du barrage de Koudiat Acerdoune, pour être à même de répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude en 2043. Notre région d'étude est alimentée à partir des sources Ajavouv, Halouane et Tala Guelhasen et qui assurent un débit totale de 6 l/s en étiage et 11 l/s en hautes eaux. L'évolution des différents besoins en eau potable de la commune à long terme indique un débit maximum d'eau estimé à 57 l/s, indispensable pour répondre aux besoins de la population estimée à 19 846 habitants pour cet horizon.

Il s'avère que ce débit assuré par les trois sources n'est pas en mesure de satisfaire les besoins en eau de la commune, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin de la norme de consommation. Comme le barrage de Koudiat Acerdoune a permis, à la commune de Bounouh de consolider son système d'approvisionnement en eau potable, nous proposons d'assurer ces besoins directement du barrage.

Le présent mémoire est subdivisé en neuf chapitres :

Dans le premier chapitre, la région d'étude est présentée du point de vue géographique, topographique et démographique.

Le deuxième chapitre de ce mémoire est consacré à l'estimation des besoins en eau de la population pour le court et surtout le long terme. L'évolution de la population est estimée par la formule dite des intérêts composés et la dotation en eau est prise égale à 150 litre par jour et par habitant.

Dans le troisième chapitre, nous avons présenté les caractéristiques physico-chimiques et bactériologiques de l'eau du barrage de Koudiat Acerdoune.

En outre, le système de transfert de l'eau du barrage de koudiet Acerdoune est présenté dans le chapitre quatre.

Les caractéristiques du réseau d'adduction existant sont présentées en détail au chapitre cinq. Ceci permettrait de connaître les déficits à long terme nécessaires au dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire) en considérant les besoins maximums.

Pour assurer un bon fonctionnement du réseau d'adduction, quelques conseils et recommandations, sont présentés au chapitre six, pour la pose et la protection contre la corrosion.

Dans le chapitre « Réservoirs », qui est le septième, les anciens réservoirs sont renforcés, pour combler les déficits par de nouveaux qui sont dimensionnés selon les besoins ainsi que leurs rôle (transite ou stockage).

Etant donné que notre chaîne d'adduction comporte des tronçons par refoulement, le choix de type de pompe répondant aux exigences du débit et de la hauteur manométrique totale est indispensable. Le chapitre huit lui est donc judicieusement consacré.

Au dernier chapitre, le neuvième 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.

Le mémoire est couronné par une conclusion générale dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

Chapitre I

Présentation

de la région

d'étude

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

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 on cite : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra 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... et de ce fait mener à bien notre travail.

I.2.La situation géographique :

La commune de Bounouh est située à 7km au Sud ouest de la daïra de Boughni ; cette dernière se trouve à 40 km de la ville de Tizi-Ouzou.

Cette commune est limitée :

A l'Ouest par la commune de Frikat et Ain-Zaouia.

Au Nord par la commune Boughni et Ain-Zaouia.

A L'Est par la commune mère de Boughni.

Au Sud par la limite de la wilaya de BOuira.

La commune de Bounouh se compose de plusieurs agglomérations parmi lesquelles on trouve : Bounouh centre (ACL), Amalou, Ait-Mardja, Tizi-Meden, Baâli, Halouan, et une multitude de villages et hameaux ; entre autre Ikhelfounen, Aourir, Chebaba, Ighila-Anane...

I.3.La description topographique :

Etant donné que nous ne disposons pas d'un fond topographique de toute la commune de Bounouh, la structure topographique est présente uniquement pour Bounouh centre, ce relief accidenté en forme de vallons se retrouve également au Sud-Ouest.

Les pentes 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.

Les sites de l'agglomération se présentent en pente moyenne allant de 0 à 15 et classés comme terrains très favorables à l'urbanisation

I.4.La description géologique :

Le sol de la région de Bounouh est essentiellement formé des grés jaunâtres à ciments calcaires ou argileux et généralement friable. Ces bans de grés sont séparés par des intercalations de marnes sableuse et marneuses qui deviennent parfois prédominantes.

Tableau I.1 : Les températures moyennes mensuelles et annuelles en °C.

	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aou	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Moy
1993	8,7	9,5	12,3	14,4	19,2	23,7	26,5	27,5	22,0	18,9	13,5	10,8	17,3
1994	10,0	11,1	14,6	13,8	21,4	24,4	29,7	30,9	24,1	19,7	15,2	10,8	18,8
1995	9,6	12,6	12,6	14,4	20,8	23,6	27,8	27,2	22,5	20,3	15,7	13,5	18,4
1996	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
1997	11,9	12,3	12,9	15,9	20,5	25,0	26,4	27,6	24,9	20,1	15,1	11,6	18,7
1998	10,6	11,9	13,2	15,7	18,0	23,9	27,6	27,1	24,6	17,4	13,7	9,8	17,8
1999	10,0	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	18,6
2000	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
2001	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23,0	14,0	9,2	19,0
2002	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	19,9	18,9
2003	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
2004	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
2005	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13,0	10,6	17,6
2006	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
2007	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
2008	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,1	18,5
2009	10,8	10,4	12,7	14	21	25,2	29,6	28	22,7	19,2	15,3	15,8	31
2010	11,4	12,8	13,7	16,4	17,6	22,6	27,7	27,2	23,6	19,2	14,3	11,2	17,2
2011	10,6	10,3	13,4	17,5	19,7	23,1	27,5	28,5	24,7	19,7	15,7	13	18,6
2012	9,9	6,5	13,3	15,3	19,9	26,4	27,8	30,3	24,4	20,8	16,2	12	18,6
Moy	10,2	10,7	13,5	15,6	19,7	24,5	27,8	28,1	24,1	20,2	14,7	12,1	19,0

Source : O.N.M de Mechtras.

Il est à noter que les moyennes mensuelles des températures atteignent la valeur maximale de 28,1°C au mois d'Aout la plus basse est de 10,2°C au mois de Janvier.

1.6.2 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 600 et 900 mm mais celle-ci augmentent avec l'altitude.

Tableau I.2 : Les précipitations moyennes mensuelles et annuelles.

	sept	Oct	Nov	Dec	jan	fev	mars	Avril	mai	juin	juil	Aout	An
1993	76,90	38,90	72,80	91,10	77,20	94,30	5,50	74,50	2,40	0,20	0,00	1,20	535,00
1994	156,90	88,10	33,90	86,50	307,50	30,80	109,10	17,10	2,10	27,80	0,00	9,60	869,40
1995	10,50	45,50	27,90	47,30	142,40	208,30	65,60	201,80	54,90	20,20	13,20	15,50	853,10
1996	25,00	21,60	57,80	57,20	39,60	18,90	28,70	95,00	21,10	6,80	4,40	31,10	407,20
1997	116,10	88,10	148,40	104,50	36,60	105,50	44,90	106,00	217,30	1,90	0,00	0,80	970,10
1998	49,80	91,40	124,10	70,10	107,90	73,10	90,60	21,30	57,80	4,40	1,10	2,40	694,00
1999	55,60	18,00	66,60	201,00	16,50	3,60	10,30	39,80	84,10	0,60	0,00	0,00	496,10
2000	2,10	81,70	59,50	68,10	267,40	71,30	1,50	71,20	37,60	1,40	0,00	8,60	670,40
2001	42,20	5,10	36,40	38,20	72,90	27,30	35,00	46,10	25,60	3,10	12,70	27,30	371,90
2002	22,80	31,70	214,80	253,10	271,70	92,10	33,90	191,60	43,00	2,50	3,10	12,30	97,70
2003	49,60	70,50	60,60	152,50	100,90	92,10	33,90	191,60	142,00	4,50	1,80	15,10	915,10
2004	26,60	50,20	104,70	209,20	206,90	116,90	28,80	91,70	1,30	13,10	4,80	2,50	856,70
2005	16,60	59,40	74,90	102,60	116,40	141,20	49,90	18,90	1,30	6,70	0,40	1,40	589,70
2006	36,50	18,60	7,30	170,50	142,50	169,40	35,00	20,20	78,10	5,60	2,40	2,70	688,80
2007	56,90	210,40	257,80	89,20	8,40	63,40	-	201,50	23,80	14,90	11,30	1,80	939,40
2008	34,60	66,10	190,30	115,40	8,70	11,80	88,10	32,30	96,80	14,00	7,20	-	665,30
2009	169,80	40,40	116,50	140,30	221,00	42,40	92,0	132,60	69,10	-	2,60	7,30	942,00
2010	25,40	113,40	143,50	46,10	82,40	61,10	97,40	93,60	59,30	27,60	1,80	25,90	777,50
2011	7,50	34,10	156,40	86,90	90,90	146,90	99,90	106,50	153,10	41,00	1,70	0,20	925,10
2012	10,90	96,30	68,70	0,00	69,50	269,50	97,80	146,80	40,20	1,10	-	6,40	807,20
Total	992,30	1269,5	2022,9	2129,8	2387,3	1839,9	955,90	1900,1	1210,9	197,40	68,50	172,10	14071
Moy	49,62	63,48	101,15	106,49	119,37	92,00	47,80	95,01	60,55	9,87	3,43	8,61	703,59

Source : O.N.M de Mechtras.

La région de Bounouh est fortement arrosée en décembre et Janvier avec un maximum (119,37 mm) qui est atteint au mois de Janvier.

Les précipitations diminuent du mois de Février pour atteindre un minimum (3,43 mm) au mois de Juillet.

I.7. L'agriculture :

La commune de Bounouh est une région montagneuse de Kabylie avec une topographie plus ou moins accidentée. La morphologie des terrains est vallonnée, aboutissant à plusieurs ravinements et oueds.

Tableau I.3 : la situation agricole.

Superficie (ha)	SAU (ha)	Surface irriguée (ha)	Taux pacage et parcours (%)	Terres improductives (ha)	SAT (ha)
2698.75	1369	6	25.78	200	2114

Tableau I.4 : le bilan de l'occupation du sol.

Céréales (ha)	Légumes secs (ha)	Arboriculture (ha)	Maraîchage (ha)	Fourrage artificiel (ha)	Total (ha)
129	3	1096	45	89	1362

Tableau I.5 : La répartition de l'arboriculture.

Oliviers (ha)	Arbres fruitiers (ha)	Vignes (ha)	Figuers (ha)	Total (ha)
1003	17	2	73.75	1096

Source : PDAU de la commune de Bounouh

Comme on le constate l'olivier est la culture dominante, elle occupe 37.16% de la surface totale de la commune de Bounouh.

I.8. L'aspect économique :

La majorité des chefs de ménages de la région de Bounouh tirent leurs ressources d'une agriculture traditionnelle de type arboriculture dominée par l'olivier et le figuier considéré comme étant une pratique culturelle annuelle dont le produit est généralement réservé à l'autoconsommation.

En effet, la vocation principale de Bounouh est oléicole qui demeure la culture qui domine le tapis de toute la région.

I.9. Les ressource en eau potable :

I.9.1 Généralités :

Actuellement, l'alimentation se fait exclusivement de captage de la source Ajavouv et celui de Helouane.

1.9.2 Description de la chaîne d'adduction de Bounouh :

Les caractéristiques principales de l'adduction sont :

1. trois captages Ajavouv, Helouane et tala gueldasen de débits respectifs :

- $Q = 1,5$ l/s en période d'étiage et $Q = 4$ l/s en hauts eaux.
- $Q = 3,5$ l/s en période d'étiage et $Q = 5$ l/s en hauts eaux.
- $Q = 1$ l/s en période d'étiage et $Q = 2$ l/s en hauts eaux.

Du captage Ajavouv l'eau passe gravitairement dans une conduite de $\varnothing = 100$ mm sur une distance de 7 000 m vers le réservoir de Tizi-Meden de capacité de 150m^3 situé à l'altitude de 730m, qui alimente gravitairement le village Tizi Meden.

Le deuxième captage Helouane situé à l'altitude de 975m alimente gravitairement le réservoir de transit Helouane de capacité 300m^3 . Ce dernier est situé à l'altitude 830m alimente gravitairement en $\varnothing = 150$ mm sur une distance de 2500 m le réservoir Ath Telha de capacité 300m^3 situé à l'altitude 780m.

La source de captage tala gueldasen renforce en adduction la commune de Bounouh par l'injection de l'eau sur l'adduction gravitaire venant du réservoir Helouane.

Ce réservoir alimente gravitairement les villages suivants :

Ath Telha ; Ath Kanane ; Le réservoir de Baâli ; Le réservoir de Tizi Meden

Quant au réservoir Baâli de capacité de 150m^3 situé à l'altitude 750 m, il alimente gravitairement les villages suivants :

Bounouh ; Ath Merdja ; Ikhelfounene ; Mézaourou ; Aourir ;
Ath Moh ; Amalou ; Village Baâli

Le réservoir d'Ivouhathéne, situé à l'altitude 620m, est alimenté gravitairement par un piquage en DN 100mm de longueur $L = 9500$ m. Ce piquage est réalisé sur la conduite DN 150mm venant du réservoir de Helouane.

Du réservoir d'Ivouhathéne, des conduites sont raccordées alimentant gravitairement les villages suivant :

Ivouhathéne ; Bouzoula ; Azaghar; Tizi El Had

Chapitre II

Estimations des besoins **en eau**

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction :

Afin d'estimer le plus d'exactitude possible les volumes d'eau nécessaire à la consommation d'une agglomération, il faudra prévoir ses besoins. Ceci en se basant sur les données du recensement national de la population, les statistiques relatives au taux de natalité, les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme.

On note que ces besoins varient suivant l'évolution démographique, le niveau de vie, les caractéristiques du climat de la région, la taille des agglomérations, ainsi que les normes d'hygiène.

II.2. Evaluation de la population :

La chaîne de l'alimentation en eau potable de la commune de BOUNOUH alimente actuellement 23 villages et comptabilisant au recensement de 2008, une population de 10 448 habitants avec un taux d'accroissement préconisé à long terme de 1,85% par an.

Le choix de l'horizon se fait proportionnellement à la durée de vie d'un réseau d'AEP, qui est fonction des matériaux de construction du réseau et de son entretien. Dans la plupart des cas, cette durée dépasse les 25 ans, nous optons alors pour l'horizon 2043 pour une durée de 35 ans.

L'évaluation des besoins en eau sera faite sur la base de l'évolution démographique dont le calcul se fait par la formule des intérêts composés :

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

Avec :

P_n : La population à l'horizon d'étude ;

P_0 : La population de l'année de référence (2008) ;

T : Taux d'accroissement naturel de la population en %, pris égale à 1,85 %, donné par

Le PDAU de la commune de BOUNOUH pour tout l'horizon de calcul.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon de calcul.

Les horizons de calcul sont :

- Moyen terme: 2028 (une durée de 20 ans) ;
- Long terme 2043 (une durée de 35 ans).

L'estimation de la population pour de l'année 2013 est basée sur le dernier recensement RGPH 2008 donné par les services de la wilaya de Tizi-Ouzou(DPAT).

Les différents résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Evaluation de la population de Bounouh :

DESIGNATION	2008	2013	2028	2043
TALA-OULILI	492	539	710	935
MEZAOUROU	572	627	825	1087
IKHELFOUNENE	291	319	420	553
AIT-MARDJA	780	855	1125	1482
AURIR	323	354	466	614
AMALOU	724	793	1045	1375
BOUNOUH	1006	1103	1452	1911
BAALI	551	604	795	1047
IDJEBARENE	335	367	483	636
TIZI-MEDENE	467	512	674	887
TAMALOUTS	555	608	801	1054
IGHIL-ANANE	197	216	284	374
AIT-KANANE	562	616	811	1068
TALA-KHELLOUF	240	263	346	456
ZAAROUR	273	299	394	519
AIT-TELHA	494	541	713	938
HALOUANE	582	638	840	1106
TIZI-ALHED	330	362	476	627
CHEBABA	257	282	371	488
IBOUHATHENE	217	238	313	412
BOUZOULA	370	406	534	703
AIT-SI ALI	383	420	553	728
TIZI-N'CHREA	447	490	645	849
TOTAL	10448	11451	15075	19846

Source : APC de Bounouh

II.3. Evolution des besoins en eau de la population :

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons, principalement, le moyen et le long terme.

II.3.1. La dotation :

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

En général, on est amené à prévoir les quantités minimales suivantes, par habitant et par jour (selon Jaques Bonin) :

➤ **Communes rurales :** (agglomération de moins de 2 000 habitants)

Forfaitairement : 125 litres par jour et par habitant (200 litre / jour /habitant si l'élevage est intensif).

➤ **Distribution urbaine :** (communes de plus de 2 000 habitants)

On peut prendre comme base de calcul :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant.
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant.
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant.

Il est jugé qu'une dotation de **150** litres / jour / habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins en eau de tout le Village (selon la DHW de Tizi-Ouzou).

II.3.2. Consommation moyenne journalière :

Représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements pendant une journée exprimée par la relation de $Q_{\text{moy/j}}$ suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy/j}}$: Débit moyen journalier $\text{m}^3\text{/j}$;

D : Dotation (l/j/habitant) ;

N : Nombre d'habitants.

II.4. Les différents types de besoins de Bounouh :

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

II.4.1. Besoins domestiques :

Le bilan des besoins domestiques est représenté par :

Tableau II.2. Besoins domestiques (horizon 2028) :

DESIGNATION	Nbre habitants	Dotation l/j/hab	Consm moy j m ³ /j	Cons moy j l/s
TALA-OULILI	710	150	106,48	1,23
MEZAOUROU	1087	150	162,98	1,89
IKHELFOUNENE	553	150	82,91	0,96
AIT-MARDJA	1482	150	222,24	2,57
AURIR	614	150	92,03	1,07
AMALOU	1375	150	206,28	2,39
BOUNOUH	1911	150	286,63	3,32
BAALI	1047	150	156,99	1,82
IDJEBARENE	636	150	95,45	1,10
TIZI-MEDENE	887	150	133,06	1,54
TAMALOUTS	1054	150	158,13	1,83
IGHIL-ANANE	374	150	56,13	0,65
AIT-KANANE	1068	150	160,13	1,85
TALA-KHELLOUF	456	150	68,38	0,79
ZAAROUR	519	150	77,78	0,90
AIT-TELHA	938	150	140,75	1,63
HALOUANE	1106	150	165,83	1,92
TIZI-ALHED	627	150	94,02	1,09
CHEBABA	488	150	73,23	0,85
IBOUHATHENE	412	150	61,83	0,72
BOUZOUOLA	703	150	105,42	1,22
AIT-SI ALI	728	150	109,13	1,26
TIZI-N'CHREA	849	150	127,36	1,47
TOTAL	19846	150	2976,87	34,45

Source : APC de Bounouh

Tableau II.3. Besoins domestiques (horizons 2043) :

DESIGNATION	Nbre habitants	Dotation l/j/hab	Consm moy j m ³ /j	Consm moy j l/s
TALA-OULILI	935	150	140,18	1,62
MEZAOUROU	1087	150	162,98	1,89
IKHELFOUNENE	553	150	82,91	0,96
AIT-MARDJA	1482	150	222,24	2,57
AURIR	614	150	92,03	1,07
AMALOU	1375	150	206,28	2,39
BOUNOUH	1911	150	286,63	3,32
BAALI	1047	150	156,99	1,82
IDJEBARENE	636	150	95,45	1,10
TIZI-MEDENE	887	150	133,06	1,54
TAMALOUTS	1054	150	158,13	1,83
IGHIL-ANANE	374	150	56,13	0,65
AIT-KANANE	1068	150	160,13	1,85
TALA-KHELLOUF	456	150	68,38	0,79
ZAAROUR	519	150	77,78	0,90
AIT-TELHA	938	150	140,75	1,63
HALOUANE	1106	150	165,83	1,92
TIZI-ALHED	627	150	94,02	1,09
CHEBABA	488	150	73,23	0,85
IBOUHATHENE	412	150	61,83	0,72
BOUZOULA	703	150	105,42	1,22
AIT-SI ALI	728	150	109,13	1,26
TIZI-N'CHREA	849	150	127,36	1,47
TOTAL	19846	150	2976,87	34,45

Source : APC de Bounouh

II.4.2.Equipements scolaires :

Tableau II.4. : Equipements scolaires :(évolution de nombre d'élèves)

Nbre d'établissements	effectif d'élèves	Effectif de personnes	Effectif total	Dotation l/j/unité	Cons moy j m ³ /j	Cons moy,j l/s
Primaires	900	120	1020	15	15,3	0,18
CEM	700	100	800	15	12	0,14
Total	1600	220	1820	/	27,3	0,32

Source : APC de Bounouh

II.4.3. Equipements sanitaires :

Les équipements concernés sont ceux qui présentent une superficie et une consommation en eau importante. Les équipements sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau II.5. Equipements sanitaires :

Nbre d'établissement	Dotation m ³ /j/unité	Cons moy.j m ³ /j	Cons moy.j l/s
01 salle de soins	0,2	0,2	0,0023
01 centre de santé		0,2	0,0023
Total	/	0,4	0,0046

Source : APC de Bounouh

II.4.4. Autres équipements (culture, sport, loisirs, commerces, services et administrations) :

Les équipements existants et ceux projetés à court, moyen et long terme sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau II.6. Autres équipements :

	Nbre	Dotation l/j/unité	Cons moy.j m ³ /j	Cosm moy.j l/s
APC	57	15	0,855	0,010
Mosquée	5	10 000	50	0,58
Huileries	5	15 000	75	0,87
Aires de jeu	1	15	0,015	0,0002
Salles de sport	1	10 000	10	0,12
Alimentation générale	15	100	1,5	0,02
Cafés	4	1 500	6	0,07
Boucheries	1	1 500	1,5	0,02
Boulangerie	1	1 200	1,2	0,01
Total			146,07	1,7

Source : APC de Bounouh

Remarque :

En ce qui concerne l'élevage nous n'avons pas pu avoir les statistiques de cette commune.

Tableau. II.7.Récapitulatif de la consommation moyenne journalière de Bounouh :

Désignation des besoins	Horizon 2028		Horizon 2043	
	consm moy m ³ /j	Consm l/s	Consm moy m ³ /j	consm l/s
Besoins domestiques	2261,23	26,17	2976,87	34,45
Besoins équipements	174,53	2,02	174,53	2,02
TOTAL	2435,76	28,19	3151,40	36,47

II.5. Estimation des besoins en eau de la commune :

Pour l'évaluation de la consommation maximale journalière, on tient compte deux facteurs importants savoir :

- ❖ Les pertes dans le réseau de la distribution de l'agglomération qui sont, généralement, dues aux fuites dans les conduites.

- ❖ 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 25% de la consommation, et 20% et 30% 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'A.D.E de Tizi-Ouzou, le taux de pertes dans le réseau est de 25% des besoins journalière.

Tableau. II.8 : Récapitulatif des besoins en eau en tenant compte des pertes :

Désignation des besoins	horizon2028		horizon2043	
	Consommation	Consm +perte	Consom	Consm +perte
Consommation en m ³ /j	2435,76	3044,70	3151,40	3939,25
Consommation en l/s	28,19	35,24	36,47	45,59

La consommation moyenne journalière totale de la région d'étude s'élèvera pour l'horizon 2043 à 3939.25 m³/j soit 45.59l/s.

II.6.Etude des variations des débits :

En général, dans un réseau d'AEP, il y a toujours augmentation et diminution de la consommation. Ces variations s'étalent sur l'heure, la journée...et l'année.

En raison de l'irrégularité de la consommation et en tenant compte des fuites qui peuvent avoir lieu, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

II.6.1. Variation de la consommation journalière :

a- Consommation maximale journalière « 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 journalière de 10 à 30 %.

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

Avec :

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximale tient compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles pertes dans le réseau, compris 1,1 et 1,3. Dans notre cas, nous optons pour $K_{\max,j} = 1,2$.

b- Consommation minimale journalière «Q min.j» :

Elle représente le débit du jour le plus faible de l'année .Elle est représentée par la formule suivante:

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

Avec:

$Q_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9.

Dans notre cas, on opte pour: $k_{\min,j} = 0,8$.

Tableau. II.9 : Débit max et min journalier :

Horizons	$Q_{\text{moy},j} \text{ m}^3/\text{j}$	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j} \text{ m}^3/\text{j}$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j} \text{ m}^3/\text{j}$
2028,00	3044,70	1,25	3805,87	0,80	2435,76
2043,00	3939,25	1,25	4924,07	0,80	3151,40

Horizons	$Q_{\text{moy},j} \text{ l/s}$	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j} \text{ l/s}$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j} \text{ l/s}$
2028,00	35,2	1,25	44,0	0,80	28,19
2043,00	45,6	1,25	57,0	0,80	36,47

II.6.2. Variation de la consommation horaire :

Elle est déterminée selon les coefficients horaires ($k_{\max,h}$) et ($k_{\min,h}$), et nous permet ainsi de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans la conduite.

Où:

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\max,j} / 24$$

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

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

Avec:

$\alpha_{\max}$: Coefficient tenant compte du niveau du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1,2 et 1,4.

Dans notre cas, on opte pour $\alpha_{\max} = 1,3$

$\beta_{\max}$: Coefficient donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération.

Tableau II.10 : Valeur de $\beta_{\max}$ et $\alpha_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants :

Nombre d'hab.	100	1500	2500	4000	6000	10 000	20000	30000	10000	300000	1 000 000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1.02	1

Dans notre cas le nombre d'habitants est égal à **19 846 habitants**, le calcul par interpolation nous donnera ce qui suit :

$$\beta_{\max} = 1,3 + (9\,846 \times (-0,1)) / 10\,000 = 1,202$$

$$\beta_{\max} = 1,202$$

$$\text{Donc } K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

$$K_{\max,h} = 1,3 \cdot 1,202 = 1,563$$

$$K_{\max,h} = 1,563$$

$$Q_{\max,h} = 4924,07 \cdot 1,563 / 24 = 320,68 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau. II.11. : valeur du débit max horaire :

Horizon	Nbre Hab.	$Q_{\max,j}$ m^3/j	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ m^3/h	$Q_{\max,h}$ l/s
2043	19846	4924,07	1.3	1.202	1.563	320.68	89.08

II.6.3. Débit de pointe :

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

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

Avec :

✓ $K_p = 3$ (donné par la DHW de Tizi-Ouzou).

Tableau. II.12 : Valeur de débit de pointe :

Horizon	$Q_{\max} .j$ m^3/j	K_p	Q_p m^3/j	Q_p l/s
2043	4924.07	3	14772.21	170.97

Tableau. II.13.récapitulatif des résultats

Horizon	$Q_{\min} .j$		$Q_{\text{moy}} .j$		$Q_{\max} .j$		$Q_{\max.h}$		Q_p	
	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m^3/h	l/s	m^3/j	l/s
2043	3151.4	36.47	3939.2	45.6	4924.07	57	320.68	89.08	14772.21	170.97

II.7. Comparatif entre les besoins en eau potable et les ressources actuelles :

Actuellement, l'alimentation de la région se fait à partir des sources Ajavouv, Halouane haut et bas et Tala Gueldasen à raison de $518.4 m^3/j$.

Cependant ; ces sources existantes produisent des débits respectifs :

- Captage Ajavouv produit un débit de $Q=1.5 l/s$
- Captage Halouane produit un débit de $Q=3.5 l/s$
- Captage Tala Gueldasen produit un débit de $1 l/s$

Et la population de Bounouh a un besoin d'eau à l'horizon 2043 de $4924.07 m^3/j$ soit de $57 l/s$

Donc cette production est largement loin des exigences même à l'horizon proche.

II.7.1. Calcul du déficit qui se dégage de ces résultats :

$$\text{Déficit} = \text{Besoins} - \text{Production}$$

La production est égale à : $518.4 \text{ m}^3/\text{j}$ soit de 6 l/s

Les besoins maximums sont de : $4924.07 \text{ m}^3/\text{j}$ soit de 57 l/s

Donc le déficit est de l'ordre de : $4405.67 \text{ m}^3/\text{j}$ soit de 51 l/s.

Tableau. II.14. déficit en eau :

DEFICIT	2043	
	m^3/j	l/s
	4405.67	51

II.8.Conclusion :

Les ressources mobilisées actuellement sont insuffisantes pour alimenter en eau potable la population de la commune de Bounouh, autrement dit, ces ressources sont insignifiantes par rapport aux besoins maximums à long terme 2043.

A cet effet, on procédera à une adduction en eau potable direct de cette région en déconnectant les ressources actuelles de la nouvelle chaine projetée, de façon à alimenter cette population avec un débit total de **$4924.07 \text{ m}^3/\text{j}$** soit de **57 l/s** à l'horizon 2043 à partir du barrage Koudiet Acerdoune situé dans la wilaya de Bouira.

Chapitre III

Contrôle de qualité et nature d'eau

Chapitre III : Contrôle de qualité et nature d'eau

III.1. Introduction:

Le concept de potabilité varie à travers le monde, fruit d'un contexte historique et culturel local, il détermine la question de l'accès à l'eau puisque une eau de bonne qualité est essentielle au développement économique et humain.

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).

III.2.Définition de l'eau potable :

"Une eau potable est une eau qui plaît à celui qui la boit et ne le rend pas malade".

Une eau potable est une eau que l'on peut boire sans risque pour la santé. Afin de définir précisément une eau potable, des normes ont été établies qui fixent notamment les teneurs limites à ne pas dépasser pour un certain nombre de substances nocives et susceptibles d'être présentes dans l'eau. Le fait qu'une eau soit conforme aux normes, c'est-à-dire potable, ne signifie donc pas qu'elle soit exempte de matières polluantes, mais que leur concentration a été jugée suffisamment faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur.

On pourrait donc dire qu'il n'existe pas d'eau potable, mais seulement d'eau conforme aux normes.

III.3.Qualité de l'eau :

Notre région d'étude est alimentée à partir du barrage de Koudiet Acerdoune. Pour ce fait, l'eau du barrage qui alimente le flanc sud de la wilaya de Tizi Ouzou doit répondre aux normes requises, pour qu'elle soit potable. Par conséquent, une analyse physico-chimique et bactériologique est indispensable. Celle-ci a été réalisée au niveau des laboratoires de l'Algérienne Des Eaux (ADE) de Bouira.

Un premier échantillon de l'eau brute de barrage a été prélevé au mois du mars 2012(prélèvement hivernal); le second, au mois de juillet 2012 (prélèvement estival).

III.4. Résultats des analyses de l'eau du barrage:

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

Tableau III.1 : Paramètres physico-chimiques.

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (07 mars 2012)	Résultats du deuxième prélèvement (04 juillet 2012)	Les normes de l'OMS (admissibles)
PH	/	8 ,12	7,90	6,5à9,5
Potentiel redox Eh	mV	391	692	/
Conductivité à 25°C	µs/cm	505	615	1 250
Température °C	°C	13,5	20,5	12à 25
Turbidité	NTU	1,73	2,62	5
Oxygène dissous	mg/l	/	/	/
Salinité	%	0 ,2	0,3	/
TDS	mg/l	243	302	1 500
Résidus sec à105°C	mg/l	/	/	/

Source ADE de Bouira.

Tableau III.2 : Paramètres de pollution.

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement	Résultats du deuxième prélèvement	Les normes de l'OMS (admissibles)
Ammonium NH_4^+	mg/l	0,077	0,012	0 ,5
Nitrites NO_2^-		0,065	0,065	0,1
Nitrates NO_3^-		1,02	/	50
Phosphate PO_4^{3-}		00	00	0,5
Mat.Oxy.Acide		/	/	/
Fer Fe^{2+}		/	/	200

Source ADE de Bouira.

Tableau III.3 : Minéralisation totale.

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement	Résultats du deuxième prélèvement	Les normes de l'OMS (admissibles)
Calcium Ca^{++}	mg/l	56	43,2	/
Magnésium Mg^{++}		17,5	31,59	50
Sodium Na^+		/	/	150
Chlorures Cl^-		54,7	71,71	200
Sulfates SO_4^-		/	65,97	250
Bicarbonate HCO_3^-		217	209,84	/
Potassium K^+		/	/	12
Dureté Totale TH	mg/l CaCO_3	212	238	500
Dureté Permanente		34	66	/
Titre alcalin TA		00	00	/
Titre alcalin complet TAC		178	172	/

Source ADE de Bouira.

Tableau III.4: Paramètres bactériologiques.

Paramètres	Unités	Résultats du premier prélèvement (07 mars 2012)	Résultats du deuxième prélèvement (04 juillet 2012)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Germes totaux à 37°C	c/ml	/	/	05
Germes totaux à 22°C		/	/	100
Coliformes totaux	NPP/100ml	12	08	03
Colibacilles		04	03	00
Streptocoques fécaux		00	02	00

Source ADE de Bouira.

III.5. Interprétation des résultats :

Pour être réputée potable, une eau doit respecter les paramètres de potabilité précisée par les organismes chargés de veiller à la protection de la santé publique.

III.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.

a. 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. [1]

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. [2]

b. 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 qu'elle ne présente plus d'odeur perceptible. [2]

c. Goût :

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 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.

Tableau III.5 : Exigences organoleptiques.

Paramètre organoleptique	Limite maximale acceptable	Objectif
Couleur	15 (UCV)	< à 15 (UCV)
Goût	/	Insipide
Odeur	/	Inodore

Pour notre région d'étude, l'eau de barrage possède un goût agréable avec l'absence d'odeur, et un indice de couleur faible, ce qui nous a obligées de la traiter.

III.5.2. Paramètres physico-chimiques :

a. Température

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

- ✓ 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 ;
- ✓ Elle accélère la plupart des réactions physico-chimiques et biologiques surtout lorsque la température est supérieure à 15 °C;
- ✓ Elle accélère la corrosion des conduites en aciers ;
- ✓ La température est un facteur plus important pour la dissolution des éléments tel que le plomb. La solubilité augmente de l'ordre de deux fois entre 12 °C et 25 °C qui va influencer sur la conductivité et le pH.
- ✓ 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 13,5°C (prélèvement hivernal) et 20,4°C (prélèvement estival) pour les eaux de barrage. On déduit que ces valeurs répondent à la norme.

b. Le potentiel hydrogène (PH) :

Le potentiel hydrogène ou PH d'une solution est le logarithme décimal de l'inverse de sa concentration en ions hydrogènes. Il est inférieur ou supérieur à sept suivant que l'eau est acide ou basique. Le PH des eaux naturelles est compris entre 5,5 et 10, les valeurs supérieures ne se rencontrent que dans l'eau de mer et les eaux minérales.

La réglementation de l'OMS considère comme acceptable, les valeurs du pH comprises entre 6,5 et 8,5, et pour mon région d'étude, on distingue une eau alcaline de PH, répondant aux normes de potabilité. Le pH varie de 8,12 en hiver et 7,90 en été.

c. La conductivité :

C'est la capacité d'une solution à transmettre le degré de minéralisation d'une eau. La conductivité électrique d'une eau s'exprime généralement en micro-siemens par centimètre ($\mu\text{s/cm}$), elle constitue un critère d'appréciation de la minéralisation globale d'une eau, comme l'indique le tableau suivant ci-après :

Tableau III.6: Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité.

C : Conductivité (µs/cm)	Minéralisation
C<200	Très faible
200<C<333	Faible
333<C<666	Moyenne
666<C<1000	Importante
C>1000	Excessive

Les valeurs de la conductivité des eaux analysées et enregistrées dans le premier et le deuxième prélèvement qui sont respectivement 505 µs/cm pour les eaux hivernales, et 615 µs/cm pour les eaux estivales, sont au dessous de la valeur maximale admissible (OMS).

d. Turbidité :

La turbidité de l'eau est due à la présence des matières en suspension et matières colloïdales (argile, limon, grains de cilice, matières organique, ...etc.) elle éveille toujours la méfiance du consommateur.

La turbidité doit être aussi 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 turbidité se mesure par un nombre de gouttes d'un réactif approprié dans l'appareil DIENERT et GUILLERD (turbidimètre) ; on évitant de dépasser 25 à 30 gouttes, d'où l'unité est le NTU (Unité de turbidité néphélométrique). La norme s'établit à 5 unités NTU (Normes de l'OMS), et dans les résultats de deux analyses on a une valeur de turbidité qui ne dépasse pas la valeur requise, elles sont de 1,73 et 2,62 NTU donc sont acceptables.

e. Oxygène dissout :

La teneur d'oxygène dans l'eau dépasse rarement le 10 mg/l elle est fonction de l'origine de l'eau.

Les eaux souterraines contiennent une quantité très faible ne dépasse pas quelques milligrammes par litre. Par contre les eaux superficielles peuvent contenir des quantités relativement importantes proches de la saturation. Cette différence est due à la variation de la solubilité de l'oxygène dans l'eau qui lui-même est fonction de la température, la pression partielle dans l'atmosphère et de la minéralisation de l'eau.

Selon RODIER (1996) l'eau saturée d'air à 20°C et sous pression normale, contient 9.1 mg/l d'oxygène. Dans notre cas les analyses de l'oxygène dissout n'ont pas été effectuées.

f. La salinité :

La salinité de l'eau exprime la teneur globale en cations et en anions. Selon les résultats des analyses des eaux du barrage la salinité est égale à 0,2% - 0,3%, donc conforme aux normes.

g. Le TDS :

Le TDS ou le taux de matières dissoutes, reflète la concentration d'une eau en sels solubles par le biais de son pouvoir électrolytique. Les directives Européennes prévoient une valeur limite de 1 500 mg/l.

Les résultats d'analyses des deux prélèvements présentent un TDS qui ne dépasse pas la norme.

III.5.3. Paramètres de pollution:

Toutes les formes d'azote (nitrite, ammoniacale et organique) sont susceptibles d'être à l'origine des nitrates par processus d'oxydation biologique. Elles constituent un sujet de préoccupation, du fait de son extension et de son effet nuisible sur la qualité des eaux de surface et souterraines.

Les échantillons analysés ne révèlent pas la présence du phosphate, mais il existe des traces d'ammonium de l'ordre de 0,077mg/l 0 pour le prélèvement hivernal et de, 012 mg/l pour le prélèvement estival, et des nitrites 0,065 mg/ qui sont conformes aux normes (0,5 mg/l pour l'ammonium, 0,1 mg/l pour les nitrites).

Pour les nitrates, on a enregistré les valeurs suivantes : 1,02 mg/l pour le premier échantillon, ces valeurs restent admissibles puisque la norme est de 50 mg/l.

Concernant les éléments indésirables, les analyses n'ont pas été prises.

Dans le cas général, les nitrates, dont on constate une augmentation de la concentration dans les eaux brutes, doivent être éliminés, car leur nuisance a été reconnue lorsqu'ils sont présents en grande concentration dans les eaux de consommation. Ils sont à l'origine de la méthémoglobinémie des nourissants, ou ce qu'on appelle communément « la maladie du sang bleu » qui a fait des ravages dans les années quarante et cinquante en Europe, et en second lieu à l'origine d'une action cancérigène qui a été prouvée expérimentalement chez l'animal. [1]

III.5.4. La 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 : Ca^{++} , Mg^{++} , Na^{++} , K^{++} , ...etc ;
- Anions : Cl^- , SO_4^{--} , HCO_3^- , ...etc.

a. Les cations :

✓ **Calcium et magnésium (Ca^{++} , Mg^{++}) :**

Ces deux éléments sont présents dans les roches cristallines sédimentaires, très solubles. Les analyses montrent des valeurs conformes aux normes, pour les deux échantillons.

✓ **Sodium (Na^+):**

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, on n'a pas eu les valeurs de ce paramètre.

✓ **Potassium (K^+) :**

Le potassium est peu fréquent dans l'eau, il est facilement adsorbé et recombinaison dans les sols. Le potassium est 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 12 mg/l, donc les valeurs trouvées sont conformes aux normes.

b. Les anions :

✓ **Les chlorures (Cl^-) :**

Les teneurs en chlorures sont de 54,7 mg/l et de 71,71 mg/l. respectivement pour les prélèvements hivernaux et estivaux, ce qui j'amène à dire que les deux teneurs sont loin de la concentration maximale admissible. Ils ont pour origines :

- ✓ la percolation à travers des terrains salés ;
- ✓ les infiltrations marines ;
- ✓ les rejets industriels et humains.

Une teneur excessive en chlorure (>200 mg/l), affecte le goût de l'eau, il est très corrosif, il est très répandu dans la nature généralement sous forme de sels de sodium (NaCl), de potassium (KCl) et de calcium (CaCl_2).

✓ **Les sulfates (SO_4^{2-}) :**

La présence des sulfates dans les eaux naturelles résulte de la légère solubilité des sulfates répandus dans les roches.

Selon l'OMS, la concentration maximum admissible pour les sulfates est de 250 mg/l. De fortes concentrations provoquent des troubles gastro-intestinaux et peuvent donner un goût désagréable à l'eau. Les valeurs observées des deux échantillons sont très loin de la valeur maximale admissible.

c. La dureté :

La dureté de l'eau est essentiellement sa teneur en métaux bivalents, principalement le calcium et le magnésium. Une teneur trop élevée nuit à la cuisson des légumes et à la bonne utilisation des savons ordinaires. La dureté est mesurée par le titre hydrométrique. [3]

✓ **Dureté totale ou titre hydrométrique (TH) :**

Dureté totale, ou teneur globale en sels de calcium et de magnésium. Chaque degré hydrotimétrique correspond à une teneur de 10 mg/l de CaCO_3 . Les valeurs observées sont de 238 mg/l CaCO_3 et 212 mg/l CaCO_3 , elles répondent à la norme admissible.

✓ **Dureté permanente :**

Correspond à la teneur en chlorure et sulfate de calcium persiste après ébullition de l'eau, $P = TH - TAC$, le complément est la dureté temporaire.

Dans les quatre prélèvements, la dureté permanente est conforme à la norme de l'OMS.

✓ **Titre alcalimétrique (TA):**

Il correspond à la teneur de l'eau en ions (OH^-) (CO_3^{2-}). Les valeurs obtenues sur tous les échantillons sont nulles.

✓ **Titre alcalimétrique complet (TAC) :**

Dureté carbonatée seulement ; chaque degré alcalimétrique correspond à 5,6 mg de CaO par litre. Lorsque le pH n'excède pas 8,3, les carbonates sont présents uniquement sous forme acide (bicarbonates). Le TAC indique globalement la teneur de l'eau en hydroxydes (OH^-) , en carbonates (CO_3^{2-}) et en bicarbonates (HCO_3^-) .

Les analyses montrent la valeur de 172 mg/l CaCO_3 et 178 mg/l CaCO_3 , ce qui donne une conformité à la norme admissible de l'OMS.

III.5.5. Les paramètres bactériologiques:

L'eau potable ne doit contenir aucun germe pathogène. Les contaminations les plus fréquentes sont d'origine fécale (humaine ou animale). On doit vérifier lors des analyses, l'absence des germes suivants :

- Bacille de Coli ou Escherichia Coli ;
- Entérocoque ;
- Clostridium sulfitoréducteur ;
- Bactériophages fécaux.

L'analyse bactériologique a porté sur les germes totaux, les Coliformes totaux, les Colibacilles et les Streptocoques fécaux. Les résultats obtenus sont :

a. Germes totaux à 37°C

La fiche d'analyse des prélèvements des eaux du barrage ne contient pas ces valeurs.

b. Germes totaux à 22°C :

La fiche d'analyse montre 30 c/ml pour le premier prélèvement, et 15 c/ml pour le deuxième concernant les eaux des forages, et absent pour les eaux du barrage, la norme étant 100 c/ml.

c. Coliformes totaux :

La fiche d'analyse montre une valeur de 12 c/ml et 08 c/ml pour les prélèvements hivernaux et estivaux respectivement, ce qui donne une conformité à la norme.

d. Colibacilles :

La fiche d'analyse montre une valeur de 04 NPP/100ml et 03 NPP/100ml (la norme est de 00 NPP/100ml).

e. Streptocoques fécaux :

D'après la fiche d'analyse, on remarque l'absence des Streptocoques fécaux pour le prélèvement hivernal, et on a une valeur de 02 NPP/100ml pour le prélèvement estival.

III.6.Option de traitement :

Dans la mesure où les ressources souterraines traditionnelles ne suffisent pas à assurer la demande en eau potable, il s'est avéré nécessaire, si non indispensable d'utiliser les eaux de surface. Les eaux de surface contiennent les impuretés qui pour origine :

- La dissolution des encaissants (roches, terrains...) qui sont responsable du pH et de la conductivité.
- Les colloïdes minéraux (argile ; sels de silice...) qui sont responsable de la turbidité.
- Les matières organiques qui peuvent avoir deux origines :
 - ✓ Origines naturelles : produits de dégradation des végétaux ; métabolites des algues et des microorganismes ;
 - ✓ Origines artificielles : Dues à la pollution urbaine, industrielle et agricole (pesticides, fongicides et herbicides...).

Ainsi les eaux de surface devraient subir des modifications physiques, chimiques et biologiques qui les rendent potables. Pour cela il faut traiter les eaux de surface par des moyens appropriés. Ces traitements correcteurs qu'on leur applique sont assez stéréotypés et n'éliminent pas tous ce qui est demanderait à être éliminé.

Pour traiter ces eaux de surface, la chaîne de traitement moderne utilise le procédé physico-chimique qui consistait en deux primordiales phases :

- Clarification ;
- Traitement bactéricide et virulicide.

III.6.1.Le traitement de clarification :

Il arrive souvent en périodes de crues, que l'eau brute véhicule la plus part des substances et matériaux se trouvant à la surface du sol, allant de grands débris jusqu'aux matières dissoutes en passant par des dispersions colloïdes.

Le but de clarification est ainsi l'élimination de ses particules fines indésirables qui confèrent à l'eau des apparences troubles ainsi que des odeurs et saveurs désagréables. Pour se faire, on recourt aux procédés physico-chimiques pour modifier l'état initial des corps présents dans l'eau et créer des conditions favorables à leur décantation, d'où la technique de coagulation floculation.

Elle consiste à agréer sous forme de floques les matières en suspension organiques et minérales et les substances colloïdes. Ces matières indésirables s'étant agglomérées, elles se décantent au fond du bassin de décantation où elles sont régulièrement extraites. Par contre l'eau surnageant est filtrée soit sur sable (afin d'éliminer les fines particules en suspension qui restent) soit sur charbon actif (afin d'éliminer en plus les couleurs et odeurs dues à la matière organique). Nous notons qu'il existe d'autres procédés de décantation telle la flottation, le lit de boue ascensionnel...

III.6.2.Le traitement bactéricide et virulicide :

Cette étape est la phase d'inactivation et éventuellement la destruction de la bactérie et virus pathogènes grâce à l'action des oxydants désinfectants. L'oxydant le plus utilisé est le chlore. Afin d'éliminer les maladies et assurer la satisfaction des l'usager en matière de potabilité, ces deux étapes de traitement doivent nous fournir une eau inodore, incolore et présentée toutes les garanties sur le plan physico-chimique et microbiologique.

III.7.Conclusion:

Il est très difficile de juger la qualité d'une eau sur la base des résultats concernant une période déterminée de l'année (notre étude est basée seulement sur deux mois de l'année mars et juillet). Il serait intéressant de faire une étude complète durant toute l'année avec le dosage systématique de tous les éléments présents dans l'eau.

Les paramètres physico-chimiques des eaux du barrage sont conformes aux normes requises, seules les paramètres bactériologiques sont à des concentrations élevées.

Une désinfection de l'eau est indispensable avant toute distribution, pour détruire ou inactiver ces germes pathogènes. On peut procéder soit par chlore ou ses dérivées, ou par l'ozone (voie chimique), ou bien par le chlore actif ou les rayonnements absorbants (voie physique).

La désinfection par chlore est la plus répandue. Elle consiste à maintenir un taux de Chlore résiduel libre compris entre 0,2 mg/l à 0,4 mg/l. En cas de panne du système de Chloration l'utilisation de système de dosage d'eau de javel sera nécessaire pour la désinfection.

Chapitre IV

Présentation du système de transfert

Chapitre IV : Présentation du système de transfert

IV.1. Introduction :

Un grand manque se fait sentir en matière d'eau, particulièrement durant les années de sécheresse qui ont longuement sévi et où le niveau de la pluviométrie a été insignifiant. Cela a influé négativement sur les nappes phréatiques qui devraient être épargnées et utilisées qu'en cas de forces majeurs. Malheureusement, ce n'est pas le cas. A cela s'ajoute l'incohérence dans l'exploitation des ressources hydrauliques qui a causé une baisse alarmante du volume des nappes. Devant ce constat préoccupant, quoique des retards aient été accumulés dans la prise d'importantes mesures pour y remédier, des grands projets ont été lancés. Le barrage Koudiet Acerdoune est parmi ces grands projets.

IV.2. Destination du projet :

La réalisation du barrage Koudiet Acerdoune a connu des grands retards pour des raisons sécuritaires dont souffre la région, ainsi que les intempéries et le tremblement de terre du 21 Mai 2003 qui a provoqué un glissement de terrain. Cette situation imprévue a incité les concepteurs de projet à lancer d'autres travaux d'aménagement pour prévenir d'autres glissements et qui ont nécessairement pris de temps.

De part sa position géographique dans le cœur de Moyen Isser, cet ouvrage sera à son achèvement le 2^{ème} barrage d'Algérie qui fournira de l'eau pour cinq wilayas: Bouira, Médéa, Alger, Boumerdes et Tizi-Ouzou, pour des besoins en eau potable.

En ce qui concerne l'irrigation, ce barrage permettra l'irrigation de quelques 24 000 Ha de terres agricoles, dont 5 000 ha implantées au niveau de la région basse de la plaine des Isser à Boumerdes, 1 000 Ha dans la partie plaine des Isser relevant de la wilaya de Bouira et 18 000 Ha autres dans la zone Est de la plaine de Mitidja .

IV.3. Programme de production d'eau du barrage Koudiet Acerdoune :

Sur le volume régularisé (178 millions m³), **105,73 millions m³/an** sont affectés annuellement à l'alimentation en eau potable des wilayas suivantes :

- Wilaya de Médéa: 49,8 millions m³ ;
- Wilaya de Bouira : 21,1 millions m³ ;
- Wilaya de Tizi ousou : 25,63 millions m³ ;
- Wilaya de M'sila : 9,2 millions m³.

Pour ce qui est de la wilaya d'Alger, il est question de renforcement de son système d'alimentation en eau potable dans le cadre du système de production Isser-Keddara (SPIK). Ce système recèle une quantité d'eau de 71 millions m³/ an au profit de la wilaya d'Alger.

Concernant la wilaya de Bouira, 16 communes situées dans la région Ouest et Sud Ouest où la pénurie d'eau sévit de manière perpétuelle. Parmi ces communes : Haouraoua, Dirah, El Hachimia, Sour El Ghoulane, Bir Ghablou, Souk El Khemis, Ain Kadiria, Boudarbala et Lakhdaria ...etc.

Le volume alloué à la wilaya de Tizi ouzou est réparti sur dix communes des Daïrates de D.E.M, Boghni et Ouadhias, comme suit :

Tableau IV.1 : Les quotas des communes de flanc sud à partir du barrage Koudiet Acerdoune de Bouira

Communes	Volume (hm ³ / an)
Draa El Mizane	2,6
Tizi Ghenif	3,4
Ain Zaouia	1,72
Frikat	0,91
Bounouh	1,13
Assi youcef	2,25
Boghni	5,00
Mechtras	2,74
Tizi N'tlata (Ighil Imoula)	3,24
Ouadhias	2,64

Source : Subdivision d'hydraulique de Boghni.

IV.4. Caractéristiques du site du barrage :

IV.4.1. Localisation :

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 2790 Km² 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 Ghoulane jusqu'à Kef Lakhdar, relevant d'Ain Boucif [2].

IV.4.2. Topographie :

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

X= 580,10m

Y=354,70m

Z=217,00m

IV.4.3. Caractéristiques géologiques et géotechniques :

Le sol de cette région fait partie de ce que les géographes appellent l'Atlas Blidéen, qui est marqué par une forte diversité de sa morphologie et de sa structure. Cependant, sur le plan de l'action anthropique (intervention de l'homme), des incidences sont à peu près les mêmes. Ces dernières se matérialisent par une forte dégradation du milieu biotique (incendies de forêt, défrichement, systèmes de culture inadaptés, processus d'urbanisation) ce qui initialement, conduit à :

- L'éboulement, l'érosion, glissement et affouillements des terrains qui n'ont jamais connu une telle avancée que lors des dix dernières années ;
- Obstruction des routes par des coulées de boues après de légères pluies automnales n'en est que l'élément le plus visible [2].

IV.4.4. Climat :

Réputée comme région à climat continentale à la porte des hauts plateaux du centre du pays, la wilaya de Bouira est effectivement caractérisée par la semi aridité qui affecte la majeure partie de son territoire. La moyenne des précipitations annuelles sur sa zone centrale tourne au tour de 500 à 600 mm [2].

IV.4.5. Couvert végétal :

Le couvert forestier de la wilaya de Bouira est estimé à quelque 112 000 ha, il couvre les massifs de Djurdjura, l'Atlas blidéen (daira: Lakhdaria, Kadiria et Souk el khemis), les Bibans (Bouchloul, El hachimia, Bourdj Okhriss) et le Tetteri-Hodna (Sour El Ghozlane, Dechmia).

Cet espace a subi une forte dégradation au cours des treize dernières années suite aux grands incendies, coupes illicites des arbres, surpopulation de bétail qui s'attaquent aux jeunes plantes forestières en mode extensif, défrichement et occupation illégale par certaines constructions.

D'immenses efforts sont fournies par la conservation des forêts de la wilaya pour réhabiliter ce patrimoine et cela par les nouveaux programmes mobilisés par le gouvernement à l'exemple du plan national de reboisement et le programme des hauts plateaux, cependant, des signes d'érosion n'ont pas manqué de se manifester là où la forêt a reculée.

Signe des temps, le sol rocailleux des falaises de Lakhdaria, supportant naguère des maquis denses, a connu un phénomène d'affaissement et de glissement qui a été à l'origine de plusieurs éboulements lesquels ont conduit plusieurs fois à la fermeture de la RN5.

La lutte contre le phénomène érosif a toujours constitué un axe majeur de la politique de l'administration des forêts. Plusieurs actions ont été menées dans ce sens: reboisement, fixation des berges, correction torrentielle (gabionnage), arboriculture fruitière...etc [2].

IV.5. Description des ouvrages :

IV.5.1. Retenue :

- Surface du bassin versant: 2790 Km² ;
- Capacité de la retenue: 640 hm³ ;
- Volume annuelle régularisé: 178 hm³ ;
- Apport annuel moyen: 220 hm³ ;
- Aire inondé: 1833 ha.

IV.5.2. Digue :

- Type : BCR (béton compacté au rouleau);
- Hauteur au dessus des fondations: 121 m;
- Longueur en crête: 475 m;
- Largeur de la crête: 8 m;

IV.5.3. Ouvrages annexes :

a- 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 m³/s) ;

b- 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 m³/s au niveau normal de la retenue.

c- Tour de prise d'eau :

- Type: section rectangulaire inclinée sur les côtés ;
- Hauteur : 108,59 m ;
- Section : 13,5 m×10,5 m ;
- Nombre de prise d'eau : 5 prises.

d- Principales quantités :

- Excavation : 4 688 000 m³ ;
- Remblais : 257 000 m³ ;
- Béton BCR : 1 515 000 m³ ;

- Béton conventionnel : 278 765 m³ ;
- Forages et injections : 166 000 m³.

IV.6. Projet de transfert des eaux à partir du barrage Koudiet Acerdoune vers le flanc sud de la wilaya de Tizi Ouzou :

L'eau brute du barrage arrive à la station de traitement située à la côte 206 m NGA, moyennant d'une conduite en fonte de diamètre 1800 mm et d'une longueur de 17 Km. Cette station de traitement a une capacité de 226.000 m³/j.

L'eau traitée sera refoulée successivement par trois stations de pompage SP₁, SP₂ et SP₃ par une conduite d'une longueur 8405 mL et d'un diamètre 1000 mm, de telle façon que l'eau arrive dans le réservoir de tête projeté de D.E.M. Ce réservoir a une forme rectangulaire, d'une capacité 8000 m³ et d'une côte de radier 666 m NGA.

Les régions de Tizi Ghenif et Boufharma sont directement desservi par ce réservoir de tête.

La conduite principale de transfert qui est en fonte et d'une longueur 21 974 mL avec des diamètres successifs 800 mm, 600 mm et 500 mm, cette conduite achemine l'eau gravitairement du réservoir de D.E.M vers la SP₅ projetée de Mechtras. Différents piquages sont réalisés sur cette conduite qui permettent le renforcement des réseaux d'AEP des agglomérations suivantes : D.E.M, Frikat, Ain Zaouia, Bounouh, Boumahni, Boghni, Ath Mendes, Ait Kouffi, Assi youcef et Mechtras.

En sortant de Mechtras, la pression dans la conduite de transfert s'annule, ce qui nécessite la réalisation de la station de pompage SP₅ sur une côte 404,7 m NGA, ainsi, l'eau sera refoulée vers le réservoir 5000 m³ des Ouadhias ; d'une côte radier 522 m NGA, à l'intermédiaire d'une conduite en fonte sur une longueur de 4 602 mL et d'un diamètre 400 mm. Un piquage sur cette conduite permet l'alimentation de la commune de Tizi N'tleta

Les communes des Ouadhias et Agouni Gueghrane sont alimentés gravitairement à partir du réservoir 5000 m³.

Chapitre V

Adduction

Chapitre v : Etude du réseau d'adduction

V.1. Définition :

L'adduction en eau potable regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (Aqueduc) vers les lieux de consommation (ou d'habitation).

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

Elle pourrait être réalisée à surface libre c'est-à-dire sans pression (adduction gravitaire), l'air étant présent dans les canalisations, soit en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression (adduction par refoulement), soit mixte (refoulement, gravitaire).

V.1.1. Adduction gravitaire :

Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

V.1.2. Adduction par refoulement :

Consiste à relever les eaux de captage au moyen d'une station de pompage située à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Dans notre cas d'étude, nous avons deux chaînes d'adduction, l'une par refoulement et l'autre gravitaire.

V.2. Choix du tracé

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisi d'une manière à réduire dans la mesure du possible les coûts de réalisation et en respectant les conditions.

V.3. Choix du type de matériaux :

Le choix du matériau, est établi sur les critères d'ordre technique, à savoir le diamètre, la pression de service, la nature du terrain, les coûts de fourniture et de mise en œuvre, la facilité à réaliser les raccordements, les prises des branchements, les réparations en cas de fuites et sa disponibilité sur le marché.

Il existe plusieurs types de tuyaux, que l'on peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués :

- 1- métalliques : fonte (grise ou ductile), acier.
- 2- à base de ciment : béton armé, amiante ciment.
- 3- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Les plus couramment utilisés sont :

V.3.1. Les tuyaux en fonte ductile :

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2,2 % à 4 %. Les tuyaux en fontes sont utilisés pour la distribution, comme pour l'assainissement, ainsi que pour l'irrigation

V.3.2. Les tuyaux en aciers :

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone étant compris entre 0,1 % et 1,5 %.

L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords, est l'acier doux soudable. Les tuyaux en acier galvanisés reliés à l'aide d'un manchon à visser, également en acier galvanisé. Chaque tuyau est fileté aux deux extrémités et en principe livré avec un manchon.

V.3.3. Les tuyaux en plastiques :

Matière plastique est un nom collectif désigne un groupe de matières composées de gigantesque molécules que l'on appelle des macromoléculaires, prenant naissance par voie synthétique et qui ont transformé plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leur composition. Les matériaux en PVC et en polyéthylène, sont les mieux adaptés pour les conduites de distribution



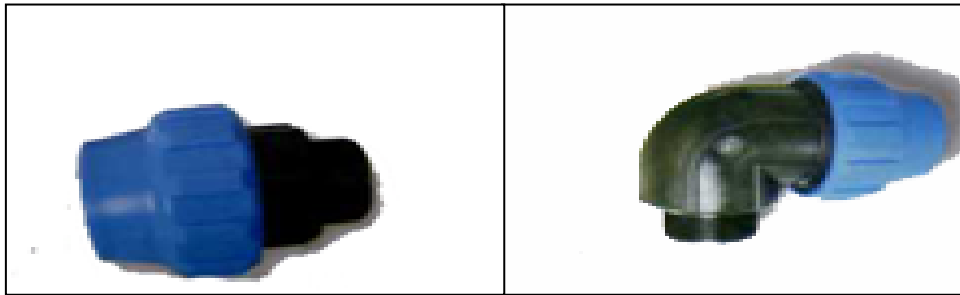
Figure V-1 : les tuyaux en PEHD.

Le raccordement des tuyaux en polyéthylène se fait soit :

- Raccordement par accessoires à compressions ;
- Raccordement par accessoires électro-soudables ;
- Bout à bout.

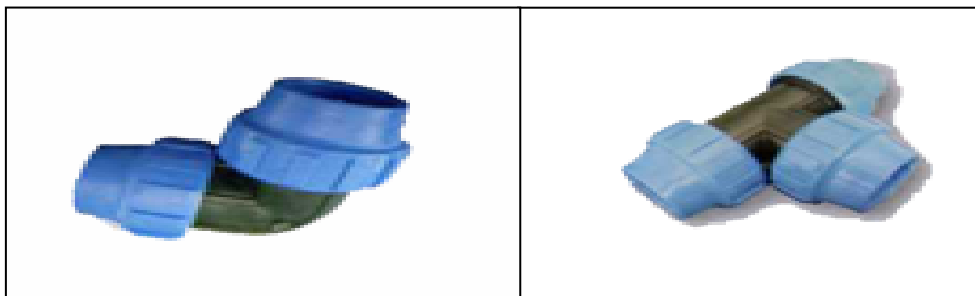
-1-Raccordement par accessoires à compressions : (figure : V.2)

Ces raccords sont soit en matières plastique soit métallique .Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN de 63 mm et existe dans des diamètres supérieurs 90 mm maximum



Raccorde d'adaptation.

Coude mal fileté



Coude double femelle

Té égal.

Figure V.2 : Raccordement par accessoires à compression.

-2-Raccordement par accessoires électro soudables : (figure : V.3)

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure « zéro fuites », néanmoins il demande certaine précaution à prendre lors de montage.

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant raccorde à une source d'énergie, par des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage. Une tension est appliquée aux bornes du raccord après grattage, nettoyage, et positionnement des pièces à raccords.

La surface de ces derniers est fusionnée grâce à la disposition de la puissance électrique. Un mélange intime entre les polyéthylènes du tube et le raccord, assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.(3) Ce type de raccordement est très recommandé .



Figure V.3 : Raccordement par accessoires électro-soudables.

-3-Bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes en polyéthylène d'épaisseurs identiques.



Figure V.4 : Bout à bout « bouseuse »

V.4. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction :

Pour un bon fonctionnement et une meilleure exploitation, on équipe les conduites d'adduction le long d'une canalisation de divers ouvrages accessoires permettant d'assurer un rendement et un bon écoulement des eaux.

V.4.1. les vannes de sectionnement :

Ce sont des appareils placés selon le profil en long de la canalisation à des distances variantes de 5 à 10 km, ils permettent l'isolement des conduites en cas de réparation et aussi la vidange d'un tronçon à part.

V.4.2. les ventouses :

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau, on dispose des ventouses à boule flottante. En absence d'air la boule est plaquée à l'orifice par la pression d'eau, elle descend si de l'air est présent et permet ainsi à celui-ci de s'échapper. Ces appareils permettent aussi l'admission de l'air dans la conduite lors de sa vidange.

V.4.3. les robinets de décharge « vidange » :

C'est un robinet placé au point bas des canalisations pour permettre la vidange et la dirige vers l'égout le plus voisin. Si le point bas se trouve hors de la ville cet appareil doit être facilement accessible.

V.4.4. clapets :

Ils ont pour fonction d'empêcher le retour d'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. Ils doivent obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la sortie de pompe de la station de pompage.

V.4.5. Crépines :

Ce sont des appareils en forme de panier, percées en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci.

V.4.6. Vanne papillon :

Les vannes papillon, sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement.

V.5. Conclusion :

Dans notre cas, en raison de l'agressivité du sol, le type de conduite pour lequel nous avons opté est le PEHD (polyéthylène de haute densité).

Il faut noter que l'acier présente une grande sensibilité pour les sols agressifs et la corrosion qui nécessite une protection très efficace (protection cathodique...etc.) ; il a aussi une durée de vie moyenne de 20 ans. C'est ce qui nous a contraints de l'écarter, bien qu'il y ait certains avantages, que nous avons énumérés auparavant.

V.6. Etude technico-économique de l'adduction par refoulement :

Les conduites de refoulement et les stations de pompes sont liées économiquement, La détermination du diamètre économique passe incontestablement par une étude technico-économique.

le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

V.6.1. Choix de la gamme des diamètres :

La gamme des diamètres est déterminée par les deux formules suivantes :

Formule générale :

$$D = K \sqrt{Q}$$

Formule de BONIN : si $K = 1$

$$D = \sqrt{Q}$$

Formule de BRESS : si $K=1,5$

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

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

Q: débit à relever (m³/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme de diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'amortissement et d'exploitation de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

V.6.2. Evaluation des frais d'amortissement (Fa) :

Les frais d'amortissement Fa sont égaux au prix de revient total « p » de la conduite multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement A.

$$Fa = P. A (DA)$$

L'annuité est calculée d'après la formule suivante :

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

Avec :

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

n : nombre d'années d'amortissement (n = 30 ans)

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.09$$

V.6.3. Evaluation des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont les coûts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir

Ils sont évalués en fonction de certains paramètres susceptibles de varier :

- la hauteur géométrique ;
- les pertes de charge dans la conduite

$$F_{ex} = E \cdot e \text{ (DA)}$$

Ou : F_{ex} : frais d'exploitation.

E : énergie (KWh).

e : tarif d'énergie donné par les services de la SONALGAZ 2013 (e = 4,2 DA KWh).

V.6.3.1. Calcul de la hauteur géométrique :

La hauteur géométrique est la hauteur d'élévation entre la cote du trop- plein du réservoir plus 0.5 m et la cote du radier de la station de reprise plus 0.2m.

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

H_g : 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 la station de reprise de départ.

0,2m : position de la conduite de départ par apport au radier du réservoir.

V.6.3.2. Calcul des pertes de charge :

Le passage d'un débit dans une conduite se traduit par des pertes de charge. Ces pertes d'énergie se présentent sous forme de pertes de charge linéaires et pertes de charge singulières.

A/. Les pertes de charge linéaires :

Elles sont des pertes d'énergie hydraulique dues aux frottements de l'eau contre les parois des conduites et la présence du coefficient de viscosité. Elles sont calculées à l'aide de l'équation de Darcy- Weisbach formulée comme suit :

$$J_L = \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{V_m^2}{2g}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite [m] ;

V_m : vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite [m / s].

g : accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²)

λ : Coefficient de frottement addimensionnel, qui dépend du régime d'écoulement.

L : longueur de la conduite (m) ;

A.1. Détermination de (λ) :

Le coefficient de frottement dépend de la nature du régime d'écoulement qui lui est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

a : En régime turbulent λ sera calculé avec la formule de NIKURADZE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \left[1.14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D} \right]$$

Ou

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 \log \frac{\varepsilon}{D} \right]^{-2}$$

ε : Coefficient de rugosité absolue des tuyaux.

λ : Coefficient de frottement.

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

b : En régime de transition : λ sera calculé avec la formule de COLEBROOK-WHITE.

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

Cette formule se base sur des approximations successives. En première approximation λ est déterminée par la formule de Nikuradzé. La valeur trouvée sera remplacée dans le second membre de la relation de Colebrook-White, d'où on aura une nouvelle valeur de λ . On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les deux membres de l'expression mathématique soient égaux.

c : En régime laminaire λ est indépendant de la rugosité relative et n'est fonction que du nombre de « Reynolds » ; il est donné par l'expression de « Poiseuille »

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

En pratique on détermine la valeur de λ au moyen du diagramme de « Moody ».

A.2/. Etude de la rugosité :

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des rugosités de la paroi du tuyau et elle est liée à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps et à la nature de l'eau véhiculer.

Elle se calcule comme suit :

Avec :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha \cdot t$$

ε_0 : Rugosité à l'état neuf ($\varepsilon_0 = 10^{-4}\text{m}$) pour l'acier.

α : Coefficient de vieillissement.

t : Temps de service en années.

La rugosité relative est le rapport de la rugosité absolue « ε » au diamètre de la conduite « D ».

Dans la pratique ε est prise égale à :

10^{-3} m , pour l'acier.

0.03mm pour la fonte ductile.

0.01mm pour les $\phi \leq 200\text{mm}$;

0.02mm pour les $\phi > 200\text{mm}$.

} Pour le PEHD.

A.3. Calcul du nombre de Reynolds :

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous permet d'avoir une idée sur la nature du régime d'écoulement.

Elle est donnée par la formule suivante :

Avec :

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

Ou

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

V : vitesse d'écoulement [m/s]

D : diamètre de la conduite [m]

ν : Viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C .

μ : viscosité dynamique [kg/m.s]

ρ : masse volumique [kg/m^3].

En fonction du nombre de Reynolds, nous avons la classification suivante :

$Re < 2100$ caractérise un régime laminaire stable ;

$2100 < Re < 4000$ caractérise un régime transitoire ;

$Re > 4000$ caractérise un régime turbulent stable.

B. Pertes de charge singulières (J_s) :

Elles sont générées par le passage du fluide dans les éléments ponctuels du réseau : coudes, vannes, crépine, réduction, clapets,...etc. on considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% jusqu'à 15% des pertes de charge linéaires. Dans notre cas on prend 15 %.

Elles sont formulées comme suit :

Avec :

$$J_s = K \cdot \frac{v_m^2}{2g}$$

K : coefficient de singularité.

v_m : vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;

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

C. Les pertes de charge totales (J_t) :

Les pertes de charges totale J_t le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières.

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

$$J_t = 1.15J_L$$

$\Rightarrow$

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

V.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt) :

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (Hg) et la perte de charge totale le long de la conduite :

Avec :

$$Hmt = Hg + Jt$$

Hmt : hauteur manométrique totale [m] ;

Hg : hauteur géométrique [m] ;

Jt : perte de charge totale [m].

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

La puissance notée P absorbée par la pompe est le travail effectué pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale pendant une unité de temps. Elle est donnée comme suit :

$$P = \frac{\rho g Q}{\eta} \cdot Hmt$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe en watt ;

Q : débit refoulé par la pompe [m³/s] ;

Hmt : hauteur manométrique totale [m] ;

ρ : Masse volumique [kg /m³].

η : Rendement de la pompe qui varie entre 70% et 80% ($\eta = 75\%$)

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

V.6.3.5. Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée annuellement est :

$$E = p.t. \text{ 365 KWh /an}$$

Avec :

E : énergie totale consommée par la pompe (KWh) ;

P : puissance absorbée par la pompe en KW ;

t : nombre d'heures de pompage par jour (dans notre cas, il est pris égal à 18h).

On détermine finalement les frais d'exploitation qui sont le prix d'énergie.

V.6.4. Détermination du diamètre optimal de la conduite :

Le diamètre à utiliser sera celui pour lequel la somme des frais totaux Ft (F amortissement + F exploitation) devra être minimale.

V.7. Étude de l'adduction gravitaire :

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

Procédé de calcul du diamètre de la conduite :

V.7.1. Calcul de la charge disponible (Jd) :

D'où :

$$Jd = (Ctp + 0.2) - (Cr + 0.5)$$

Jd : la charge disponible (m) ;

Ctp : cote de départ (m) ;

Cr : cote d'arrivée (m).

V.7.2. Calcul de la perte de charge :

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 polyéthylène. (Voir annexe.)

V.7.3. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

La pression au niveau du réservoir d'arrivée est calculée par la formule suivante :

$$P = Ctr - (Cr + Jt)$$

Avec :

P : pression (m) ;

Ctp : cote de départ (m) ;

Cr : cote d'arrivée (m) ;

Jt : perte de charge totale dans le tronçon (m), donnée par

$$Jt = Jl + Js$$

Où :

Jt : perte de charge linéaire, $Jl = Ju.L$; avec Ju : perte de charge unitaire recherchée

Js : perte de charge singulière, $Js = 0.15 Jl$, donc : $Jt = 1.15 Jl$.

V.7.4. 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.

Avec :

$$Pf = (Ctp + H) - Cr$$

H : hauteur de réservoir de départ (m) ;

Pf : pression du flotteur.

V.7.5. La ligne piézométrique :

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

a- cas de conduite de refoulement :

$$H_{mt} = Z_2 - Z_1 + \sum J_{1-2}$$

H_{mt} : hauteur manométrique totale.

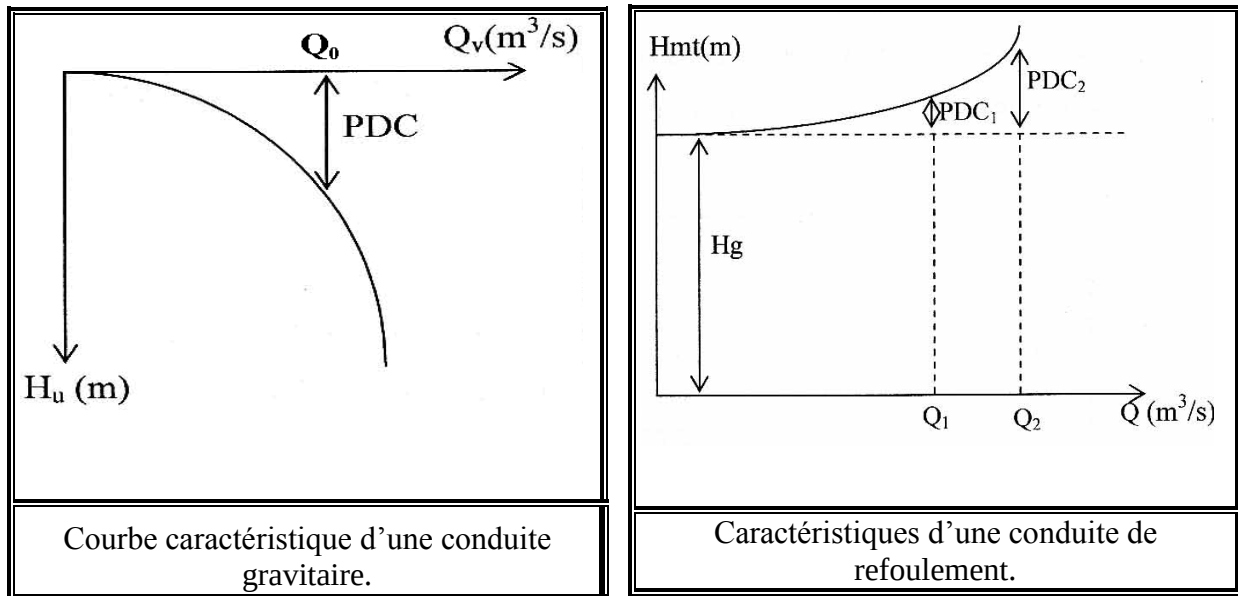


Figure .V.5.La ligne piézométrique

V.8. Etude du projet :

La chaîne de notre projet sera alimentée à partir du barrage koudiet Acerdoune (Bouira). En fonction des besoins calculés des agglomérations concernées, l'eau sera refoulée de point de piquage situé à une côte de 358,59 m NGA ($C_p = 473$ m NGA) vers un réservoir de tête (R) situé à une côte 844,64 m NGA, dont deux variantes sont à étudier.

Ce système d'adduction aura des ouvrages implantés tout le long de son parcours, en fonction de la longueur de l'adduction et la différence d'altitude. Ce système est divisé en deux types d'adductions : adduction par refoulement et gravitaire.

Pour les deux variantes étudiées, le transfert consiste en un branchement du point de piquage (PP) jusqu'à la station de reprise SR1, et de la SR1 vers le réservoir de transit de stockage (R2), et de (R2) vers SR2, puis un transfert de la station de reprise SR2 vers le réservoir de tête (R5) pour la variante I, et de la station de reprise SR2 vers la SR3 et de la SR3 vers le R5 en ce qui concerne la variante II.

V.9. Calcul technico-économique du projet :

V.9.1. Variante I :

Dans cette variante, on dispose de deux stations de reprise (SR1) et (SR2), implantées respectivement à la côte de 460 m NGA, et 550 m NGA.

- ◆ La (SR1) refoule l'eau dans le réservoir de transit et de stockage (R2) projeté à la côte 608 m NGA, qui alimente à son tour gravitairement le réservoir de stockage de Bouzoula (R9), ainsi que le réservoir de transit (R3) de la station de reprise (SR2).
- ◆ Tandis que la (SR2) refoule l'eau jusqu'au réservoir de tête (R5) projetée à la côte de 844,64m NGA et qui alimente gravitairement à son tour le réservoir de stockage (R6) de AIT-Talha, (R7) de Bâali, et (R8) de Tizi-Meden.
- ◆ La conduite qui relie le point de piquage à la station de reprise (SR1) est en fonte ductile, car la conduite principale du transfert Koudiet Acerdoune vers le Flanc Sud de Tizi-Ouzou est à base de cette dernière, et celle qui relie la (SR2) et le réservoir de tête (R5) est en acier, ce choix est dû à la HMT de ce tronçon qui est très élevée et la nature très accidentée du terrain « relief chahutés ». Par contre toutes les conduites des autres tronçons sont en PEHD.

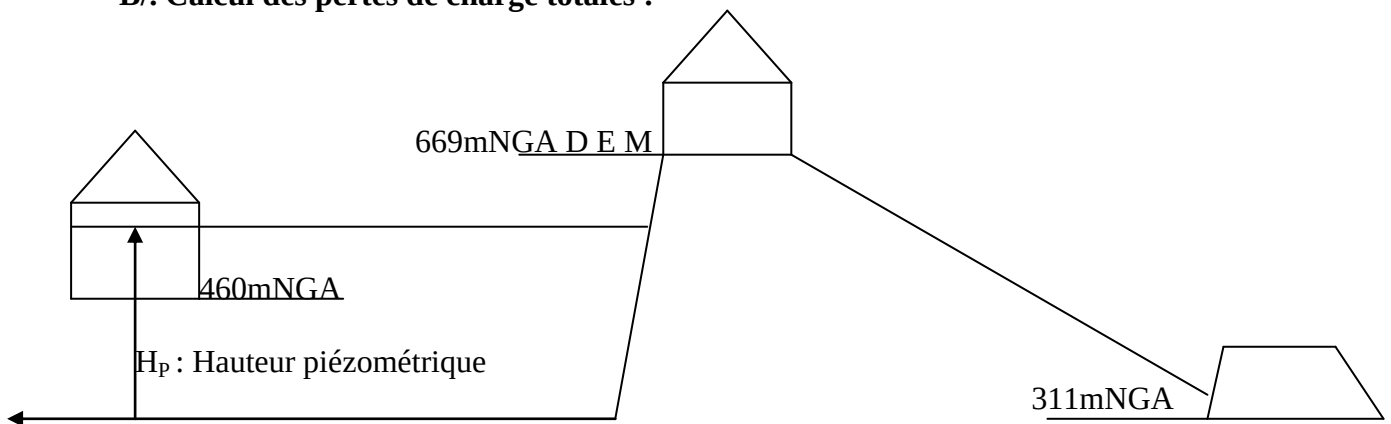
V.9.1.1.Calcul de l'adduction par refoulement :

V.9.1.1.1 Détermination du diamètre économique de la conduite reliant Le point de piquage (PP) projeté à une côte 360mNGA au réservoir de transit (R1) de la SR1 projetée à une côte 460mNGA :

Dans ce tronçon l'alimentation est assurée par la pression régnante dans la conduite principale de transfert Koudiet Acerdoune vers le Flanc Sud de Tizi-Ouzou, autrement dit la côte piézométrique au niveau du point de piquage (473 m) est supérieur à la côte du réservoir d'arrivée (460 m).

A/. Caractéristique de la conduite (en fonte ductile) :

Longueur de la conduite (m) en Fonte ductile	Côte de projet du point de piquage (m) NGA	Côte piézométrique au point de piquage (m)	Côte du trop plein de réservoir de la SR1 (m) NGA	Débit transféré (m ³ /s)
1500	360	473	464	0,057

B/. Calcul des pertes de charge totales :

Barrage Koudiet Acerdoune

Z : Côte géométrique (360mNGA) ;

CP : Côte piézométrique (473m) ;

 H_p : Hauteur piézométrique.

$$CP = Z + H_p \Rightarrow H_p = CP - Z$$

$$H_p = 473 - 360$$

$$H_p = 113\text{m}$$

C/.Détermination de diamètre :

♦ **Formule de BONNIN** $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,057} = 0,239\text{m} = 239\text{mm}$

♦ **Formule de BRESSE** $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,057} = 0,358\text{m} = 358\text{mm}$

On prend la gamme normalisée [250 – 300 – 350 – 400] mm.

D ext (mm)	D int (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Ju (m/ml)	Jt (m)	Hp (m)	Hg (m)	Hr (m)
250	202	0,057	1,77	/	/	/	/	/
300	252	0,057	1,14	0,0035	6,038	113	104,5	2,462
350	302	0,057	0,80	0,0018	3,105	113	104,5	5,395
400	352	0,057	0,58	0,0004	0,69	113	104,5	7,810

D/. 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)
300	9245,00	1500	13867500,00	0,09	1248075,00
350	9450,00	1500	14175000,00	0,09	1275750,00
400	9600,00	1500	14400000,00	0,09	1296000,00

E/.Conclusion :

Dans ce tronçon le matériau utilisé est la fonte ductile de type K9 avec DN = 300 mm.

V.9.1.1.2. Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise (SR1) et le réservoir (R2) :**A/. Caractéristique de la conduite (EN PEHD) :**

Longueur de la conduite (m) en polyéthylène	Côte du radier de la SR1 projetée (m) NGA	Côte du trop plein de réservoir R2 (m) NGA	Débit transféré (m ³ /s)
1700	460	612	0,057

B/. Choix de la gamme des diamètres :

♦ **Formule de BONNIN** $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,057} = 0,239\text{m} = 239\text{mm}$

♦ **Formule de BRESSE** $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,057} = 0,358\text{m} = 358\text{mm}$

On prend la gamme normalisée [200 - 250 – 315 – 400] mm.

Ces diamètres sont des diamètres extérieurs à PN 16 bars

C/. Calcul de la hauteur géométrique :

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

$$H_g = (612 + 0,5) - (460+0, 2)$$

$$H_g = 152,3\text{m m}$$

D/. Calcul des hauteurs manométriques totales :

D ext (mm)	D int (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	$\frac{\varepsilon}{D} \cdot 10^{-5}$	R .10 ⁵	λ	Jt = 1.15.jL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	163	0,057	2,73	/	/	/	/	/	/
250	204	0,057	1,74	/	/	/	/	/	/
315	257	0,057	1,10	7,78	2,83	0,016	7,50	152,3	159,80
400	327	0,057	0,68	6,12	2,22	0,0155	2,18	152,3	154,48

NB : les diamètres 200mm et 250mm n'ont pas fait l'objet de calcul économique, car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \leq V \leq 1,5$ m/s).

E/. Calcul des frais d'exploitation :

D (mm)	Q (m ³ /s)	Puissance (KW)	Energie (KW/h)	Prix de revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
315	0,057	119,14	782749,80	4,2	3287549,16
400	0,057	115,17	756666,90	4,2	3178001

F/. 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	7458,75	1700	12679875	0,09	1141188,75
400	12109,5	1700	20586150	0,09	1852753,5

G/. Bilan :

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
315	1141188,75	3287549,16	4428737,91
400	1852753,5	3178001	5030754,50

H/. Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite reliant la station de reprise SR1 projeté à la côte 460m et le réservoir (R2) projeté à la côte 608m NGA est le DN 315 mm dont le matériau utilisé est le PEHD avec PN16.

V.9.1.1.3. Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise (SR2) projetée à une côte 550mNGA et le réservoir de tête (R5) projeté à la côte 844,64mNGA :

A/. Caractéristique de la conduite (EN ACIER) :

Longueur de la conduite (m) en acier	Cote du radier de la SR2 projetée (m) NGA	Cote du trop plein de réservoir de tête (m) NGA	Débit transféré (m ³ /s)
825	550	848,64	0,0462

B/. Choix de la gamme des diamètres :

♦ **Formule de BONNIN** $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0462} = 0,214\text{m} = 214\text{mm}$

♦ **Formule de BRESSE** $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0462} = 0,322\text{m} = 322\text{mm}$

On prend la gamme normalisée [200 - 250 - 300- 350]

C/. Calcul de la hauteur géométrique :

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

$$H_g = (848, 64 + 0,5) - (550+0, 2)$$

$$H_g = 298, 94 \text{ m}$$

D/. Calcul des hauteurs manométriques totales :

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	$\frac{\varepsilon}{D} \cdot 10^{-4}$	Re .10 ⁵	λ	Jt = 1.15.jL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	152	0,046	1,465	5	2,93	0,032	16,75	298,94	315,68
250	202	0,046	0,938	4	2,34	0,029	4,93	298,94	303,87
300	252	0,046	0,651	3	1,95	0,027	1,84	298,94	300,78
350	302	0,046	0,478	3	1,67	/	/	/	/

NB : le diamètre 350mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \leq V \leq 1,5\text{m/s}$)

E/.Calcul des frais d'exploitation (avec le temps de pompage =18h, η de la pompe =75%) :

D (mm)	Q (m3/s)	Puissance (KW)	Energie (KW/h)	Prix de revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
200	0,046	190,00	1248300	4,2	5242860,00
250	0,046	182,83	1201193,1	4,2	5045011,02
300	0,046	180,98	1189038,6	4,2	4993962,12

F/. 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	11894,40	825	9812880	0,09	883159,20
250	18408	825	15186600	0,09	1366794,00
300	29028	825	23948100	0,09	2155329,00

G/. Bilan :

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
200	883159,2	5242860,00	6126019,2
250	1366794	5045011,02	6411805,02
300	2155329	4993962,12	7149291,12

H/.Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite reliant la station de reprise SR2 et le réservoir de tête (R5) est le DN 200 mm dont le matériau utilisé est l'acier PN 40bar.

V.9.1.2. Adduction gravitaire :

Dans notre étude, il existe vingt trois (23) villages qui sont alimentés gravitairement, dont quatre (04) villages sont alimentés par la R2 projeté à la côte 608m NGA et les autres villages sont alimentés à partir de réservoir de tête R5.

V.9.1.2.1 Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir (R2) projeté à une côte 608mNGA à la station de reprise (SR2) projeté à une côte 550m NGA :

A/ Caractéristiques de la conduite (PEHD) :

Longueur de la conduite en (ml)	Débit ($Q_{\max}$) en (m^3/s)	Côte de départ Z_1 en (m NGA)	Côte d'arrivée Z_2 en (m NGA)
2650	0,046	608	554

B/. Détermination de diamètre :

Formule de BONNIN $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,046} = 0,214m = 214mm$

Formule de BRESSE $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,046} = 0,322m = 322mm$

On prend la gamme normalisée [200 – 250 – 315 - 400]

Calcul de la charge disponible :

$$J_d = (Cr+0,2)-(Ctp+0,5)$$

$$J_d = (608+0, 2)-(554+0, 5) \quad J_d = 53, 7 \text{ m}$$

$$J_d / L = 53,7 / 2650 \text{ m} = 0, 02 \text{ m / ml}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en Polyéthylène, nous avons pour :

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Ju (m/ml)	Jt (m)	Jd (m)	Pr (m)	Pf (m)
200	163	0,046	2,20	/	/	/	/	/
250	204	0,046	1,41	0,0035	10,67	53,7	43,33	58
315	257	0,046	0,89	0,0010	3,05	53,7	50,95	58
400	327	0,046	0,55	0,00028	0,85	53,7	53,15	58

C/.les 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	5482,5	2650	14528625,00	0,09	1307576,25
315	7458,75	2650	19765687,50	0,09	1778911,87
400	12109,5	2650	32090175,00	0,09	2888115,75

D/.Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite reliant le réservoir R2 et la station de reprise SR2 est le DN 250 mm dont le matériau utilisé est PEHD, PN 6bar

V.9.1.2.2 Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir (R2) au réservoir de Bouzoula (R9) projeté à la côte 601 m NGA :

A/ Caractéristiques de la conduite (PEHD) :

Longueur de la conduite en (ml)	Débit ($Q_{\max}$) en (m^3/s)	Côte de départ Z_1 en (m NGA)	Côte d'arrivée Z_2 en (m NGA)
100	0,01079	608	605

B/. Détermination de diamètre :

Formule de BONNIN $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,01079} = 0,103m = 103mm .$

Formule de BRESSE $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,01079} = 0,156m = 156mm$

On prend la gamme normalisée [100 – 125 - 150 – 200]

Calcul de la charge disponible :

$$J_d = (C_r + 0,2) - (C_t + 0,5)$$

$$J_d = (608 + 0, 2) - (605 + 0, 5) \quad J_d = 2,7m$$

$$J_d / L = 2,7 / 100m = 0,027m / ml$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en Polyéthylène, nous avons pour :

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Ju (m/ml)	Jt (m)	Jd (m)	Pr (m)	Pf (m)
100	95	0,01079	1,52	/	/	/	/	/
125	113	0,01079	1,08	0,006	0,69	2,7	2,31	7
150	135	0,01079	0,75	0,0017	1,955	2,7	1,045	7
200	168	0,01079	0,49	/	/	/	/	/

C/. les 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)
125	1132,44	100	113244,00	0,09	10191,96
150	1825,20	100	182520,00	0,09	16426,80

D/.Conclusion :

Donc on opte pour Dext 125 mm (Dint 113mm) dont le matériel utiliser est le PEHD à PN 6 bars.

V.9.1.2.3. Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de tête (R5) projeté à une côte 844,64 m NGA vers le réservoir Ath-Telha (R6) projeté à une côte 780m NGA :

A/ Caractéristiques de la conduite :

Longueur de la conduite en (ml)	Débit ($Q_{\max}$) en (m^3/s)	Côte de départ Z_1 en (m NGA)	Côte d'arrivée Z_2 en (m NGA)
1992	0,0117	844,64	784

B/. Détermination de diamètre :

Formule de BONNIN $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0117} = 0,108m = 108mm$

Formule de BRESSE $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0117} = 0,162m = 162mm$

On prend la gamme normalisée [100 – 125 – 150 – 200]

Calcul de la charge disponible :

$$J_d = (Cr+0,2)-(Ctp+0,5)$$

$$J_d = (844,64+0,2)-(784+0,5) \quad J_d = 60,34 \text{ m}$$

$$J_d / L = 60,34 / 1992m = 0,0303 \text{ m / ml}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en polyéthylène, nous avons pour

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Ju (m/ml)	Jt (m)	Jd (m)	Pr (m)	Pf (m)
100	95	0,0117	1,65	/	/	/	/	/
125	113	0,0117	1,17	0,008	18,33	60,34	42,31	64,64
150	135	0,0117	0,82	0,0019	4,35	60,34	56,29	64,64
200	168	0,0117	0,53	0,0007	1,6	60,34	59,04	64,64

C/. les 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)
125	1132,44	1992	2255820,48	0,09	203023,84
150	1825,20	1992	3635798,40	0,09	327221,85
200	2830,60	1992	5638555,20	0,09	507469,97

D/.Conclusion : Donc on opte pour Dext 125 mm (Dint 113mm) dont le matériel utiliser est le PEHD à PN 6 bars.

V.9.1.2.4. Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de tête (R5) vers le réservoir Bâali (R7) projeté à une côte de 750mNGA :

A/. Caractéristiques de la conduite :

Longueur de la conduite en (ml)	Débit ($Q_{\max}$) en (m^3/s)	Côte de départ Z_1 en (m NGA)	Côte d'arrivée Z_2 en (m NGA)
725	0,026	844,64	754

B/. Détermination de diamètre :

Formule de BONNIN $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,026} = 0,161m = 161mm$

Formule de BRESSE $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,026} = 0,241m = 241mm$

On prend la gamme normalisée [150- 200 – 250]

Calcul de la charge disponible :

$$J_d = (Cr+0,2)-(Ctp+0,5)$$

$$J_d = (844,64+0,2)-(754+0,5) \quad J_d = 94,34 \text{ m}$$

$$J_d / L = 94,34 / 725 \text{ m} = 0,130 \text{ m / ml}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en polyéthylène, nous avons pour

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Ju (m/ml)	Jt (m)	Jd (m)	Pr (m)	Pf (m)
150	135	0,026	1,82	/	/	/	/	/
200	168	0,026	1,17	0,0025	2,72	94,34	87,92	94,64
250	204	0,026	0,79	0,0008	0,87	94,34	89,77	94,64

C/. les 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	2830,60	725	2052185,00	0,09	184696,65
250	4482,5	725	3249812,50	0,09	292483,12

D/.Conclusion :

Donc on opte pour Dext 200 mm (Dint 168mm) dont le matériel utiliser est le PEHD à PN 10 bars.

V.9.1.2.5. Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de tête (R5) vers le réservoir Tizi-Medene projeté à une côte 730mNGA :

A/. Caractéristiques de la conduite :

Longueur de la conduite en (ml)	Débit ($Q_{\max}$) en (m^3/s)	Côte de départ Z_1 en (m NGA)	Côte d'arrivée Z_2 en (m NGA)
2369	0,0084	844,64	734

B/. Choix de la gamme de diamètres :

Formule de BONNIN $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0084} = 0,0916m = 91,6mm$

Formule de BRESSE $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0084} = 0,137m = 137mm$

on prend la gamme normalisée [100 – 125 – 150]

Calcul de la charge disponible :

$$J_d = (C_r + 0,2) - (C_t + 0,5)$$

$$J_d = (844,64 + 0,2) - (734 + 0,5) = 110,34 \text{ m}$$

$$J_d / L = 110,34 / 2369 \text{ m} = 0,0465 \text{ m / ml}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en polyéthylène, nous avons pour

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Ju (m/ml)	Jt (m)	Jd (m)	Pr (m)	Pf (m)
100	95	0,0084	1,19	0,01	27,24	110,34	83,4	114,64
125	113	0,0084	0,84	0,0035	9,54	110,34	101,1	114,64
150	135	0,0084	0,59	0,0016	4,36	110,34	106,28	114,64

C/. les 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)
100	950,60	2369	2251971,4	0,09	202677,43
125	1132,44	2369	2682750,36	0,09	241447,53
150	1825,20	2369	4323898,80	0,09	389150,89

D/.conclusion :

Donc on opte pour Dext 100 mm (Dint 95mm) dont le matériel utiliser est le PEHD à PN 16 bars.

V.9.1.3. Récapitulatif de l'adduction de la variante I :

Tableau V-1 : Récapitulatif de l'adduction par refoulement (variante I)

Adduction	Matériau	PN (bar)	Ø (m)	Longueur de la conduite (m)	Frais de la conduite (DA)	Frais totaux (DA)
•De point de piquage (pp) vers la station De reprise (SR1)	Fonte ductile	K9	300	1500	1248075,00	11839932,11
•De la station de reprise (SR1) vers le réservoir (R2).	PEHD	16	315	1700	4428737,91	
•De la station de reprise (SR2) vers le réseau de tête (R5).	ACIER	40	200	825	6126019,2	

Tableau V-2 : Récapitulatif de la l'adduction gravitaire (variante I).

Tronçon	Matériau	Longueur de la conduite (m)	Débit (l/s)	Ø (mm)	PN (bar)	Frais de la conduite (DA)	Frais totaux (DA)
• De réservoir (R2) → la station de reprise(SR2)	PEHD	2650	46,20	250	6	1307576,25	1908166,13
• De réservoir (R2) → réservoir de Bouzoula (R9).	PEHD	100	10,79	125	6	10191,96	
•Du réservoir de tête → Réservoir d'Ait-Talha (R6).	PEHD	1992	11,7	125	6	203023,84	
•Du réservoir de tête → réservoir de Bâali (R7).	PEHD	725	26	200	10	987015,00	
•Du réservoir de tête → réservoir de Tizi-Medene (R8)	PEHD	2369	8,4	100	16	202677,43	

V.9.2.Variante II :

Cette variante est constituée d'une autre station de reprise (SR3) intermédiaire entre la station de reprise (SR2) et le réservoir de tête (R5) implanté à une cote de 644m NGA.

La nature des conduites reliant ce tronçon est en PEHD « de la SR2 vers SR3 et SR3 vers R5 »

NB: Les diamètres économiques des conduites de refoulement et gravitaires des autres tronçons ont été déterminés dans l'étude de la variante I, l'étude se portera uniquement sur le tronçon de refoulement SR2 vers SR3 et SR3 vers le réservoir de tête (R5).

V.9.2.1. Calcul des conduites de refoulement :

V.9.2.1.1. Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise (SR2) projeté à une cote 550mNGA à la station de reprise (SR3) projeté à une cote 640mNGA :

A/. Caractéristique de la conduite (EN PEHD) :

Longueur de la conduite (m) en polyéthylène	Côte du radier de la SR2 projetée m (NGA)	Côte du trop plein de réservoir de la SR3 projetée (m) NGA	Débit transféré (m ³ /s)
275	550	644	0,046

B/. Choix de la gamme des diamètres :

♦ **Formule de BONNIN** $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0462} = 0,214\text{m} = 214\text{mm}$

♦ **Formule de BRESSE** $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0462} = 0,322\text{m} = 322\text{mm}$

On prend la gamme normalisée [200 - 250 - 315 – 400] mm.

Ces diamètres sont des diamètres intérieurs à PN 10 bars

C/. Calcul de la hauteur géométrique :

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

$$H_g = (644 + 0,5) - (550 + 0, 2)$$

$$H_g = 94,3 \text{ m}$$

D/. Calcul des hauteurs manométriques totales :

D ext (mm)	D int (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	$\frac{\varepsilon}{D} \cdot 10^{-5}$	R .10 ⁵	λ	Jt = 1.15.jL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	176	0,046	1,89	/	/	/	/	/	/
250	220	0,046	1,21	9,09	2,66	0,0155	1,66	94,3	95,96
315	277	0,046	0,76	7,22	2,12	0,016	0,54	94,3	94,84
400	352	0,046	0,47	/	/	/	/	/	/

NB : les diamètres 200mm et 400mm ne font pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$).

E/. Calcul des frais d'exploitation :

D (mm)	Q (m ³ /s)	Puissance (KW)	Energie (KW/h)	Prix de revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
250	0,046	57,74	379351,8	4,2	1593277,56
315	0,046	57,06	374884,2	4,2	1574513,64

F/. 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	3334,50	275	916987,50	0,09	82528,87
315	5089,50	275	1399612,50	0,09	125965,12

G/. Bilan :

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
250	82528,87	1593277,56	1675806,43
315	125965,12	1574513,64	1700478,76

H/. Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite reliant la station de reprise SR2 et la station de reprise (SR3) est le DN 250mm dont le matériau utilisé est le PEHD avec PN10

V.9.2.1.2.Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la station de reprise (SR3) au réservoir de tête (R5) projeté à une côte 844,64mNGA :

A/. Caractéristique de la conduite (EN PEHD) :

Longueur de la conduite (m) en polyéthylène	Cote du radier de la SR2 projetée m (NGA)	Cote du trop plein de réservoir de tête (m) NGA	Débit transféré (m ³ /s)
550	640	848,64	0,046

B/. Choix de la gamme des diamètres :

♦ **Formule de BONNIN** $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0462} = 0,214\text{m} = 214\text{mm}$

♦ **Formule de BRESSE** $D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0462} = 0,322\text{m} = 322\text{mm}$

On prend la gamme normalisée [200 - 250 - 315] mm.

Ces diamètres sont des diamètres intérieurs à **PN 25** bars

C/. Calcul de la hauteur géométrique :

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

$$H_g = (848, 64 + 0,5) - (640+0, 2)$$

$$H_g = 208,94$$

D/. Calcul des hauteurs manométriques totales :

D ext (mm)	D int (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	$\frac{\varepsilon}{D} \cdot 10^5$	R .10 ⁵	λ	Jt =1.15.jL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	155	0,0462	2,44	/	/	/	/	/	/
250	195	0,0462	1,54	/	/	/	/	/	/
315	260	0,0462	0,87	7,69	2,25	0,0165	1,55	208,94	210,49

NB : les diamètres 200mm et 250mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \leq V \leq 1,5\text{m/s}$).

E/. Calcul des frais d'exploitation :

D (mm)	Q (m ³ /s)	Puissance (KW)	Energie (KW/h)	Prix de revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
315	0,046	126,64	832 024,8	4,2	3 494 504,16

F/. 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	12 636	550	6949 800	0.09	625 482

G/. Bilan :

D (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
315	625 482,00	3 494 504,16	4 119 986,16

H/.Conclusion :

Le diamètre économique de la conduite reliant la station de reprise SR2 au réservoir de tête (R5) est le DN 315 mm dont le matériau utilisé est le PEHD avec PN25.

V.9.2.2.Récapitulatif de l'adduction de la variante II :

Tableau V-3: Récapitulatif de l'adduction par refoulement (varianteII)

Adduction	Matériau	PN (bar)	Ø (m)	Longueur de la conduite (m)	Frais de la conduite (DA)	Frais totaux (DA)
•De point de piquage (pp) vers la station De reprise (SR1)	fonte ductile		250	1500	1248075,00	11472605,5
•De la station de reprise (SR1) vers le réservoir (R2).	PEHD	16	315	1700	4 428 737,91	
•De la station de reprise (SR2) vers la station de reprise (SR3).	PEHD	10	250	275	1675806,43	
•De la station de reprise (SR 3) vers le réservoir de tête (R5).	PEHD	25	315	550	4119986,16	

Tableau V-4 : La comparaison des frais d'adduction des deux variantes

Variante	Adductions	Frais (DA)	Frais total (DA)
Variante I	Refoulement	11 839 932,11	13 748 098,24
	Gravitaire	1 908 166,13	
Variante II	Refoulement	11 472 605,50	13 380 771,63
	Gravitaire	1 908 166,13	

V.10.Conclusion :

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le choix de la variante est purement économique et pour cela nous constatons que les frais d'adduction occasionnés pour la réalisation de la variante II seront les plus faibles. Il est intéressant de rappeler l'autre avantage technico-économique que requiert la variante I dans l'utilisation des conduites en PEHD et en ACIER.

Il est important de rappeler que le prix de revient des réservoirs à calculer et les stations de pompage dans les chapitres suivants seront déterminants dans le choix final de la variante.

Chapitre VI

Pose et protection des conduites

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI.1 Introduction:

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

VI.2. Différents types de pose de conduites :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

Les différents types rencontrés sont :

VI.2.1. Pose en terre :

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.



Figure VI.1 : Pose des conduites en terre.

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

Quand la conduite devra posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassements) qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé. [12]

VI.2.3.Pose en galerie :

En général, la pose en galerie est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des galeries souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

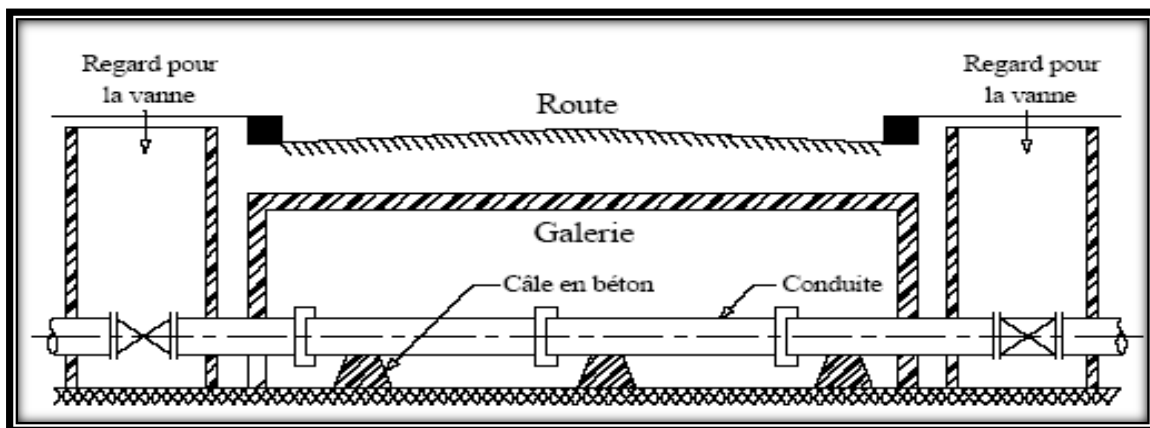


Figure VI.2 : Pose des conduites en galeries.

VI.2.4.Pose en pente :

Au delà d'une certaine pente, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées

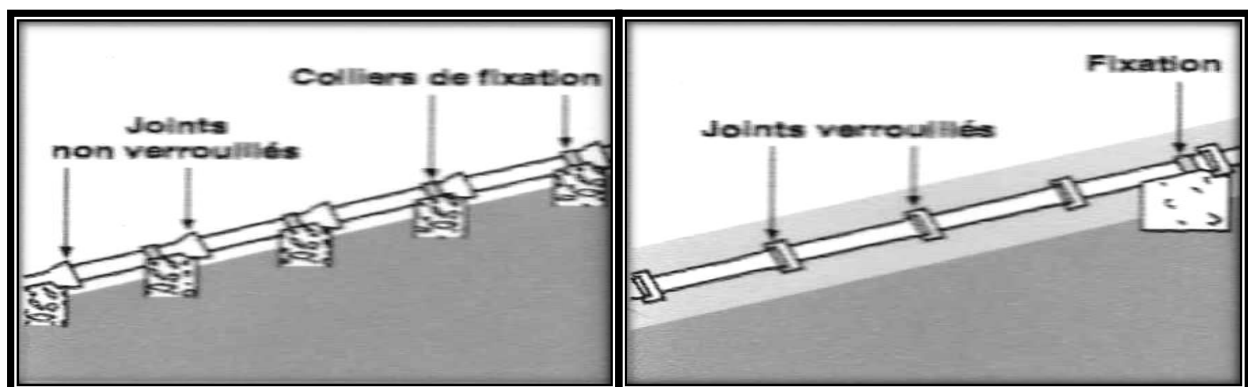


Figure VI.3 : Pose des conduites en pentes.

VI.2.5. Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées :

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causent des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- ✓ Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- ✓ Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- ✓ Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- ✓ Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur a celui des conduites.

VI.2.6. Traversée des cours d'eau :

Dans le cas d'une traversée de cours d'eau, les conduites peuvent emprunter le caniveau réservé sous le trottoir d'un pont-route, s'il en existe, ou peuvent être posés sur les ouvrages d'art spéciaux. [4]

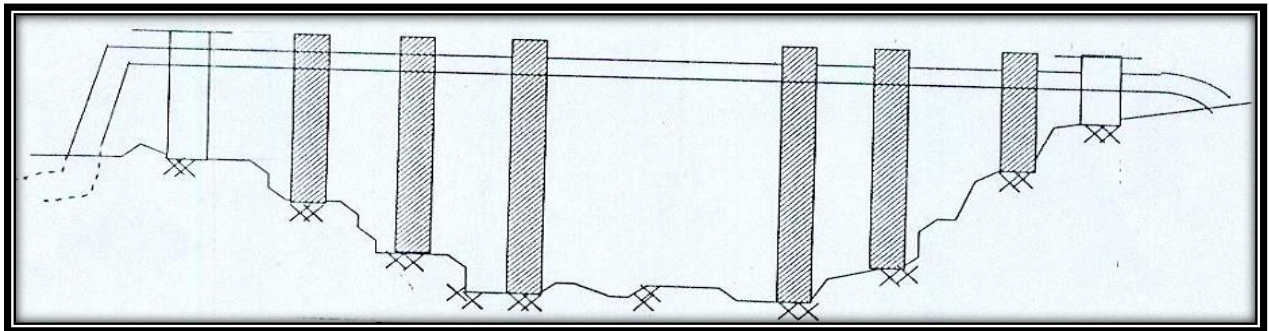


Figure VI.4 : Traversée des cours d'eau.

VI.2.7. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée) :

Dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus des tuyaux d'eau usées. [9]

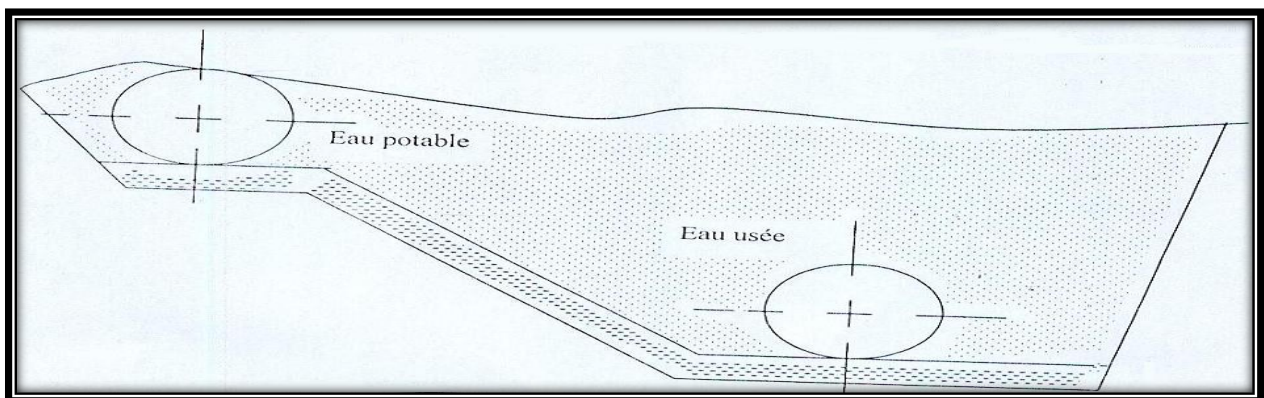


Figure VI.5 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).

VI.2.8. Passage de ponts :

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- ✓ Le sup portage;
- ✓ L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- ✓ L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- ✓ La protection contre le gel si nécessaire.
- ✓ Il existe deux grands principes de poses que l'on choisie en fonction du type d'ouvrage :
- ✓ Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- ✓ Canalisation indépendante de l'ouvrage. [4]

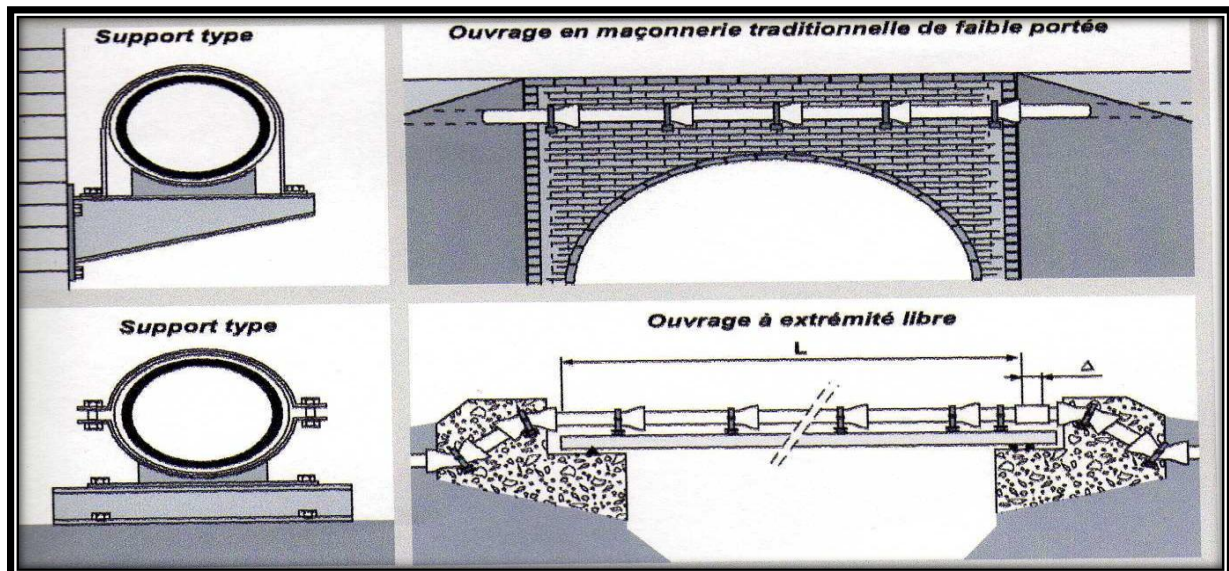


Figure VI.6 : Passage des ponts.

VI.3. Les butées et amarrage :

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans le branchement, 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). On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints.

Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- ✓ Frottement sur le sol (massif poids) ;

- ✓ Appui sur le terrain en place (massif buté).

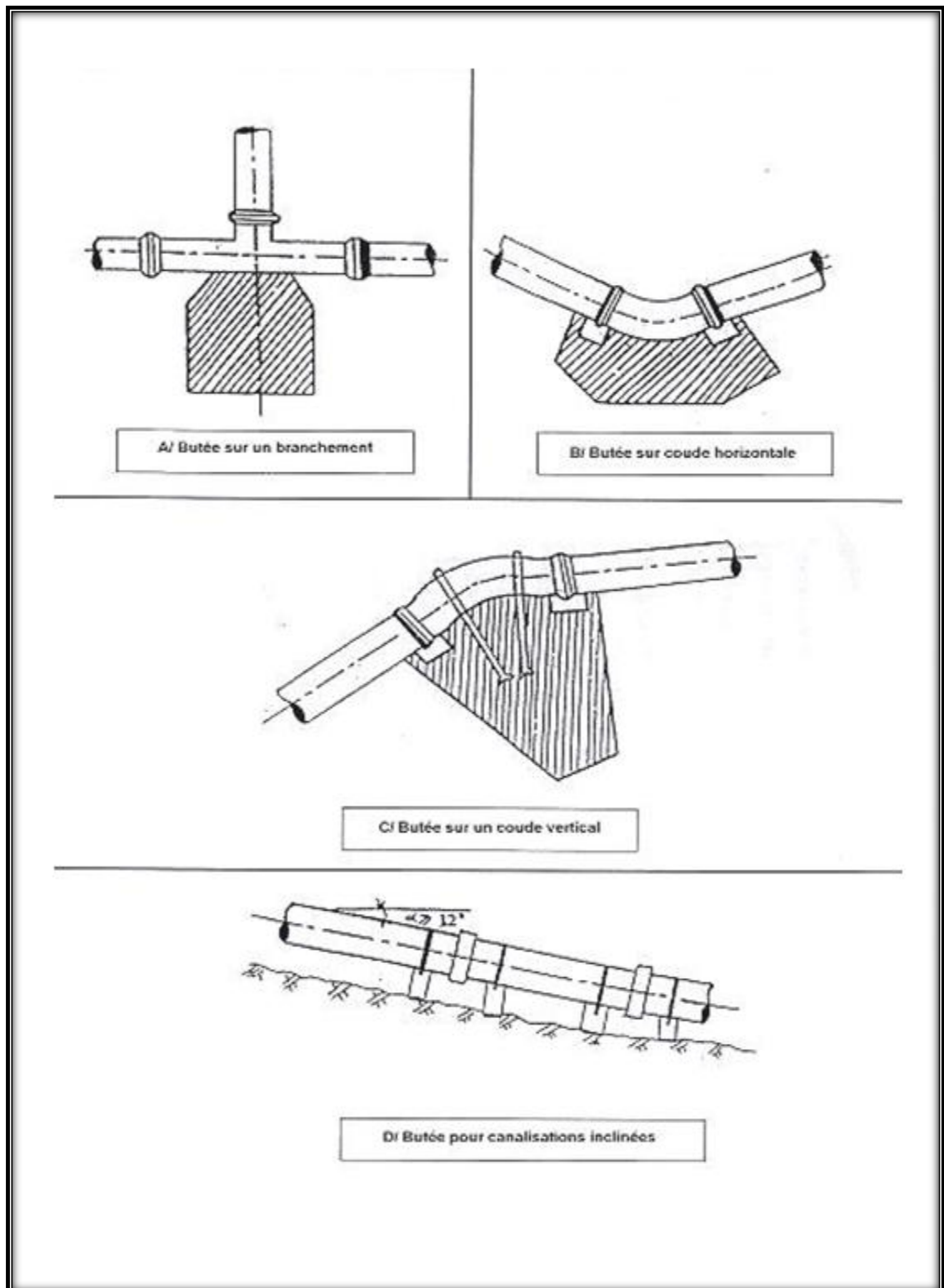


Figure VI.7 : les butées

VI.4. Assemblage par emboîtement :

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau, elles doivent être prises dans le tableau (VI.2).

La mise en place des joints d'étanchéité sera par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture. Tableau (VI.1).

Tableau VI.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante.

DN	80/100/125	150/200	250	300/350	400/450	500	600	700
Nbre de tuyaux par kg de pâte lubrifiant	59	40	30	24	20	17	13	9

Tableau VI.2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords.

DN	Profondeur d'insertion des tuyaux		Déviation maximale de l'emboîtement (°)	Profondeur d'insertion des raccords	
	Max. (mm)	Min. (mm)		Max. (mm)	Min. (mm)
80	80	53	5	73	49
100	80	53	5	74	50
125	80	53	5	74	50
150	80	53	5	74	51
200	87	60	4	81	58
250	94	66	4	89	61
300	101	68	4	97	66
350	98	68	3	96	68
400	109	75	3	106	74
450	103	76	3	102	75
500	113	81	3	112	82
600	121	83	3	120	87
700	140	94	2	140	94
800	145	89	2	145	89
900	155	89	1°30'	155	89

1000	155	89	1°30'	155	89
------	-----	----	-------	-----	----

VI.5. les différentes étapes de mise en place des canalisations :

VI.5.1. Réalisation de fouilles :

a. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \cdot 0,30) \quad (\text{m})$$

Avec :

- ✓ B : largeur de la tranchée (m).
- ✓ D : diamètre de la conduite (m).

b. La profondeur de la tranchée :

Cette distance varie de 0,6m à 1,2m selon que les régions ne sont exposées à des gels importants. Cette profondeur est donnée par :

$$H = D + H_1 + H_2 \quad (\text{m})$$

Avec :

- ✓ H : la profondeur de la tranchée (m);
- ✓ H₁ : profondeur du lit de pose égale à 0.2 m ;
- ✓ H₂ : distance verticale séparant la génératrice supérieure à la surface du sol (m) ;
- ✓ D : diamètre de la conduite (mm).

c. Lit de pose :

Recouvert d'un lit de pose de 1,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long.

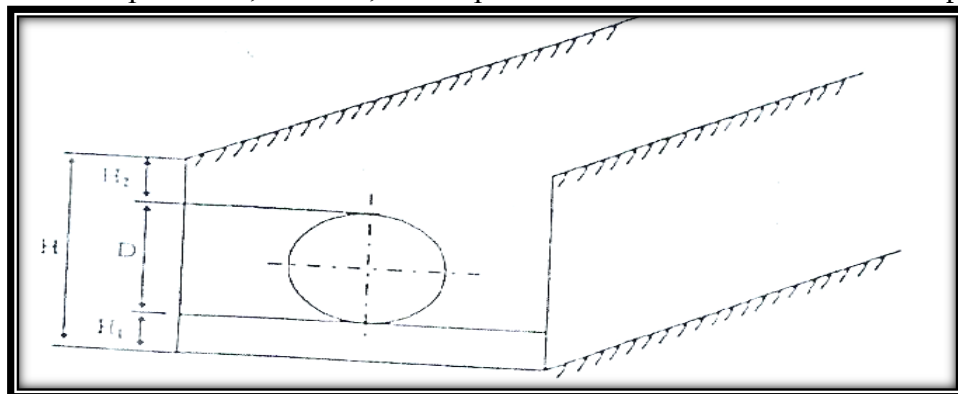


Figure VI.8: Réalisation de la fouille.

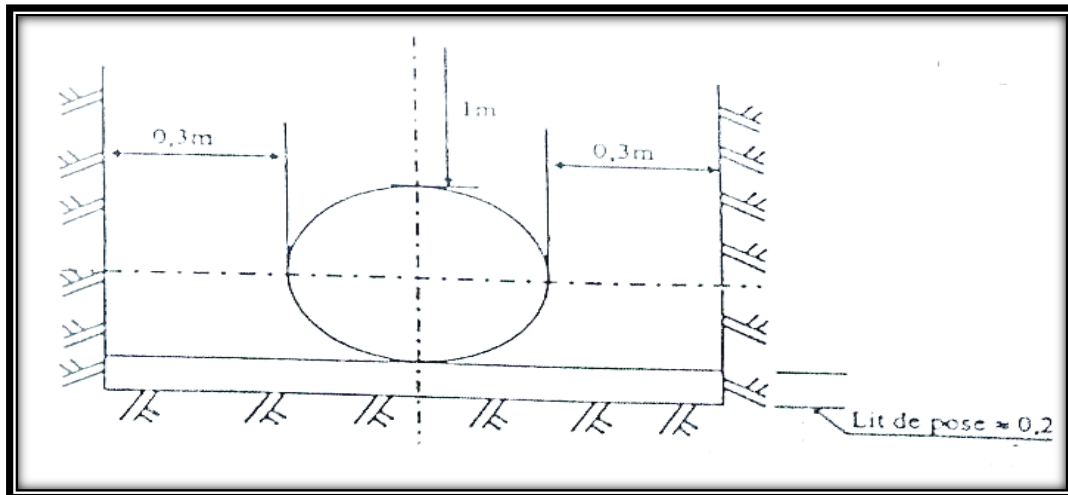


Figure VI.9 : Pose en tranchée.

d. Fond de fouille :

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale d'au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.[12]

VI.5.2. Préparation de la canalisation :

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée. [13]

VI.5.3 Epreuve des joints et des canalisations principales :

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (es), disposée (es) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé.

Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

VI.5.4. Essai général du réseau :

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%. [14]

VI.5.5. Remblaiement de la tranchée :

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- ✓ L'enrobage ;
- ✓ Le remblai supérieur. [4]

a. L'enrobage :

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. Il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux.

b. Le remblai supérieur :

Il est exécuté avant ou après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas dans la précédente opération.

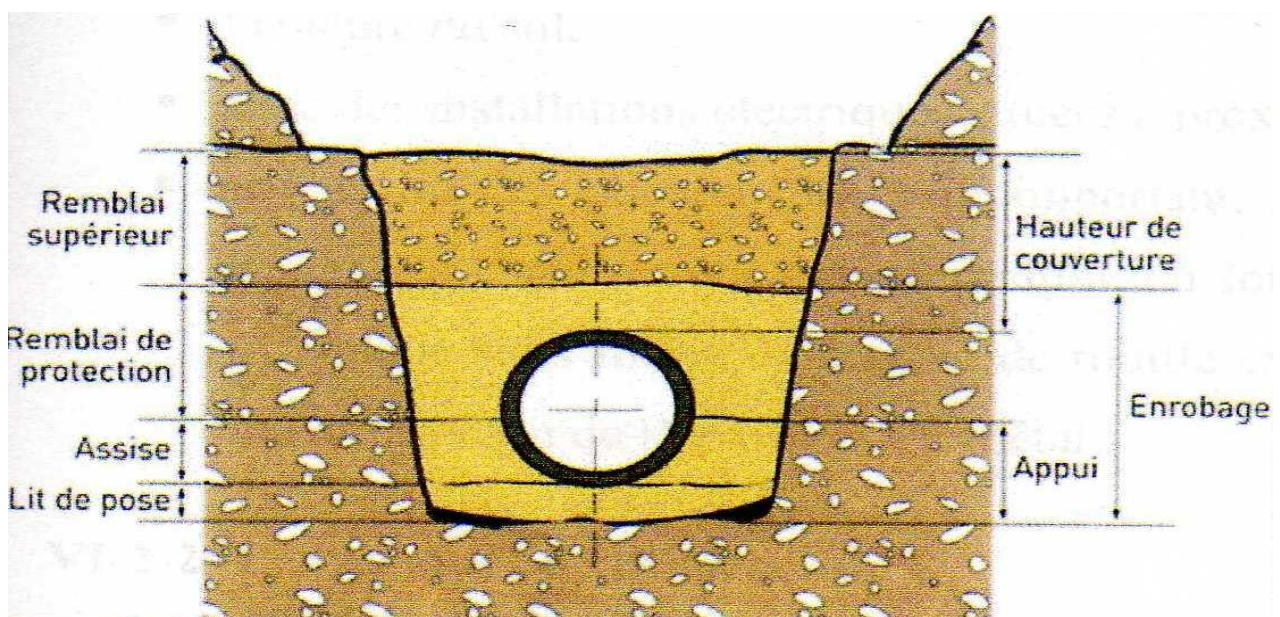


Figure VI.10: Remblayage de fouille.

VI.5.6. désinfection du réseau :

Après avoir été éprouvées, les conduites neuves sont lavées intérieurement au moyen de chasse d'eau pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose.

Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont :

- ✓ Le permanganate de potassium (KMnO_4),
- ✓ Hypochlorite de calcium (ClOCa)
- ✓ L'hypochlorite de sodium (ClONa ou eau de javel).

VI.6. Protection des conduites contre la corrosion :

L'eau lors de son transport ou de ses utilisations, peut causer aux différents matériaux avec lesquels elle est en contact des altérations de diverses natures dont la plus fréquente est la corrosion des métaux, et particulièrement celle de l'acier. D'autres altérations sont possibles par dégradation du béton.

VI.6.1 : Définition de la corrosion :

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant, elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforations en forme de cratères très caractéristiques, ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses ou filandreuses, ordinairement, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

Les phénomènes de corrosion sont généralement classés en deux grandes catégories :

- La corrosion chimique ;
- La corrosion électrochimique.

VI.6.2. Les facteurs de la corrosion :

Les conduites enterrées (en acier) utilisées pour le transfert de l'eau sont soumises à des corrosions externes et internes, qui sont dues aux facteurs suivants :

- ✓ La nature du sol ;
- ✓ La nature de l'eau ;
- ✓ Le matériau de la conduite ;

VI.6.3. La protection externe :

a. Protection des conduites avec revêtement bitumineux :

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être :

- ✓ **Simple** : une couverture par une couche mince d'épaisseur entre 2,5 mm et 3 mm ;
- ✓ **Double** : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm ;
- ✓ **Renforcée** : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé.

b. La protection cathodique :

La protection cathodique est systématiquement utilisée dans un système duplex qui associe une protection passive et une protection active. La protection cathodique n'entre en fonction que s'il y a un défaut de revêtement et une partie de métal en contact direct avec l'électrolyte (sol ou eau).

c. Protection par anode sacrificielle :

La protection par anodes sacrificielles n'a pas une durée indéfinie. Elle s'arrête avec la disparition du matériau sacrificiel ou par blocage électrochimique. L'évaluation de sa durée de vie est estimée par calcul du dimensionnement des anodes et par retour d'expérience, généralement une quinzaine d'années.

d. Protection par courant imposé :

La protection par courant imposé (ou de soutirage) utilise une source d'énergie électrique en courant continu qui débite dans un circuit comprenant :

- Un déversoir (ou masse anodique) ;
- L'électrolyte (sol ou eau) ;
- La structure à protéger.

VI.6.4. 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 cités précédemment, 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.

Par ailleurs, le projeteur devra étudier son réseau de façon à éviter les faibles vitesses (les limites de vitesse d'écoulement dans les conduites sont comprises 0,5 m/s et 1,5 m/s) ; si non, des dispositions devraient être prises pour que des chasses puissent être pratiquées de temps à autre. L'évacuation de l'air aux points hauts et le maillage des conduites devront être assurés au maximum.

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.

VI.7.Conclusion :

Pour une réussite totale du projet, la pose des conduites ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine et, par conséquent, cet ensemble de critères du cite, plus haut doit scrupuleusement être respecte.

Chapitre VII

Dimensionnement

des réservoirs

Chapitre VII : Dimensionnement des réservoirs

VII.1. Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques jouant un rôle primordial, qui est le stockage. Ils servent de tampon entre l'amenée et les distributions.

En dehors de leur rôle de stockage, les réservoirs assurent plusieurs fonctions parmi elles :

- Ils stockent les eaux en excès pendant les heures de faible consommation et les restituent aux heures de pointes ;
- Ils assurent une pression suffisante dans le réseau de distribution et une marche uniforme des pompes ;
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- Ils assurent une distribution continue en eau en cas de panne à la station de pompage, de coupure d'électricité ou de brise de la conduite ;
- Ils luttent contre d'éventuels incendies moyennant une réserve d'eau stockée. [4]

VII.2. Implantation des réservoirs :

Le choix de site d'implantation d'un réservoir est généralement effectuée sur la base des considérations techniques et économiques. 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 fait par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- A fin 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.

Mais le meilleur emplacement sera déterminé après une étude économique approfondie en tenant compte des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompages.

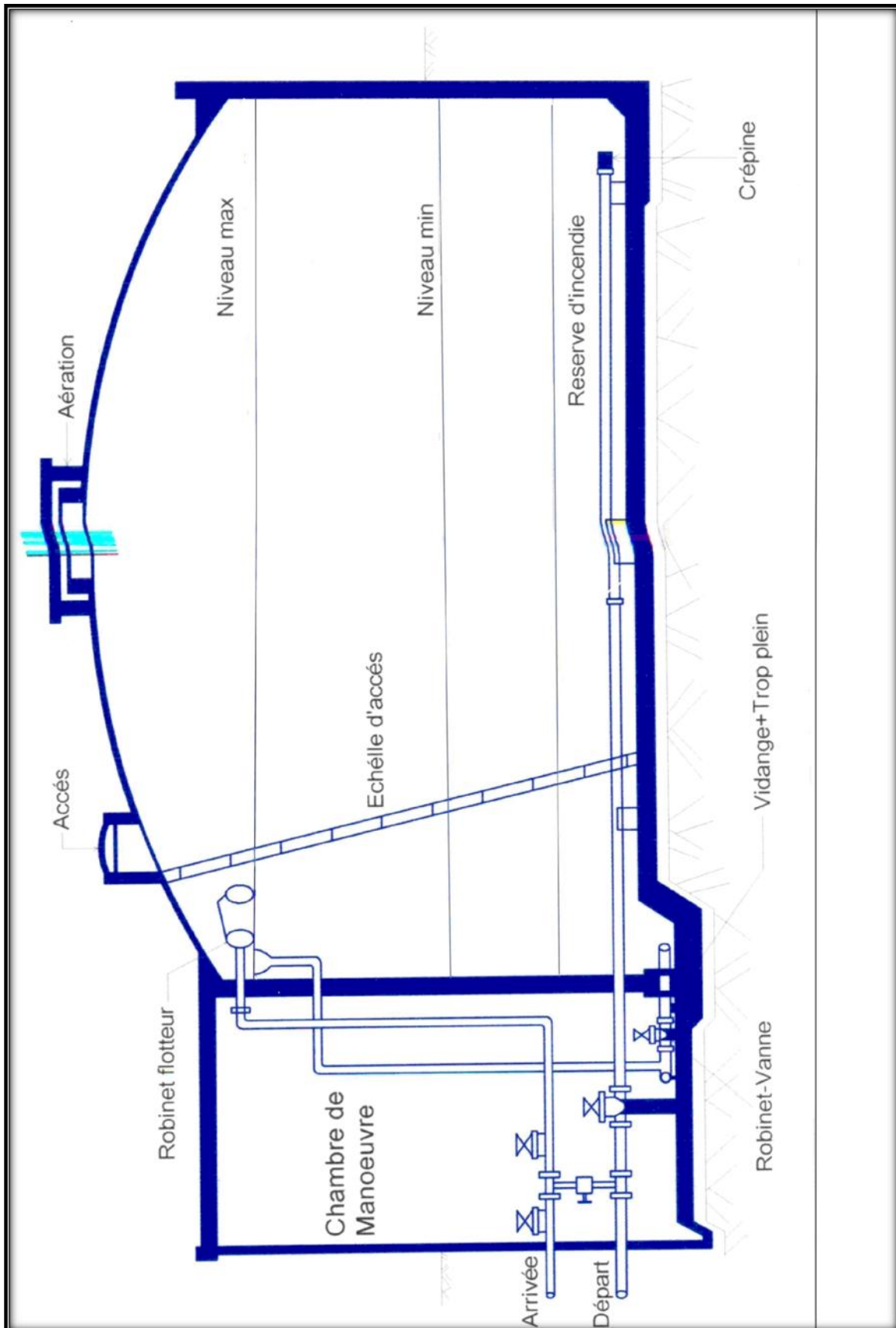


Figure VII.1 : schéma d'un réservoir

VII.3. Classification des réservoirs :

Les réservoirs sont classés selon :

VII.3.1. Les matériaux de construction :

Cette classification est basée sur la nature de matériaux de construction des réservoirs :

- ◆ Réservoirs métalliques ;
- ◆ Réservoirs en maçonnerie ;
- ◆ Réservoirs en béton ou précontraint.

VII.3.2. La situation des lieux :

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

- ◆ Réservoirs enterrés ;
- ◆ Réservoirs semi enterrés ;
- ◆ Réservoirs surélevés.

VII.3.3. L'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- ◆ Réservoirs d'accumulation et de stockage ;
- ◆ Réservoirs d'équilibre ;
- ◆ Réservoirs de traitement.

VII.3.4. La forme géométrique :

Généralement, on trouve dans la pratique deux formes usuelles qui sont :

- ◆ Réservoirs cylindriques ;(lorsque la capacité est inférieure à 10000 m^3)
- ◆ Réservoirs rectangulaires ou carrés.(lorsque la capacité est supérieure à 10000 m^3)

Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconque (sphérique conique.....)(5)

VII.4. Exigences techniques :

Un bon réservoir doit répondre aux exigences suivantes :

- ◆ Résistance : le réservoir doit équilibrer tous les efforts auxquels est soumis dans toutes ses parties ;
- ◆ Etanchéité de façon à ce qu'il constitue pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuite ;
- ◆ Durabilité : les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec le liquide.

VII.5. Entretien des réservoirs :

Le réservoir doit faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne, toutes les fissures éventuelles que le phénomène de corrosion peut causer sur la partie métallique, en raison de l'atmosphère humide qui règne dans les réservoirs.

Le nettoyage périodique de la cuve est une opération indispensable comportant les étapes suivantes :

- ◆ Isolation et vidange de la cuve ;
- ◆ Elimination des dépôts sur les parois ;
- ◆ Désinfection des parois à l'aide de produits chlorés ;
- ◆ Examiner les parois et réparation éventuelle ;
- ◆ Remise en service.

VII.6. Equipements hydrauliques des réservoirs : (Figure VII.3)

Les réservoirs doivent être équipés de :

VII.6.1. Conduite d'adduction :

La conduite d'adduction ou d'arrivée peut être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux par la conduite d'adduction peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. Il est préférable que l'arrivée de l'eau soit en bas ou en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations.

VII.6.2. Conduite de distribution :

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placé entre 0,10 à 0,20 m au dessus de radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin d'éviter l'introduction de sable ou de boue qui pourraient se décanter dans la cuve.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite) en cas d'abaissement de plan d'eau, on réservera donc un minimum de 0,5m au dessus de la génératrice supérieur de la conduite.

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse ou robinet vanne automatique, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

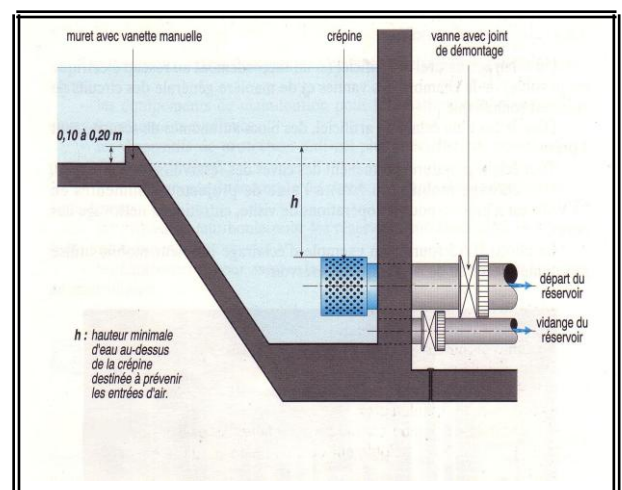


Figure VII.2 : conduites de la distribution et de vidange

VII.6.3. Conduite de vidange :

C'est une conduite placée au point bas du réservoir généralement raccorder à la conduite de trop-plein, en cas de nettoyage ou d'éventuelle réparations, 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.

VII.6.4. Conduite de 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.[5]

VII.6.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de 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 à celle de la distribution.(5) La communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma de la figure(VII.3) en marche normale, les vannes (1) et (3) sont ouvertes, la vanne (2) est fermée, en by-pass on ferme les vannes (1) et (3) et on ouvre la vanne(2).

VII.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

La réserve d'incendie est une quantité d'eau qui doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies et pour éviter qu'elle se n'aille dans distribution nous adopterons le système représenté sur la (figure VII.3) et dont le fonctionnement est le suivant :

En temps normal, le robinet vanne (1) est ouvert tandis que le robinet vanne (2) est maintenu fermé.

Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre, ainsi la réserve sera préservé. En cas d'incendie, le robinet vanne (2) sera ouvert par commande électrique pour pouvoir exploiter cette réserve. Un robinet vanne (3) est prévue afin de permettre les réparations des robinets vannes (1) et (2) sans vider le réservoir.

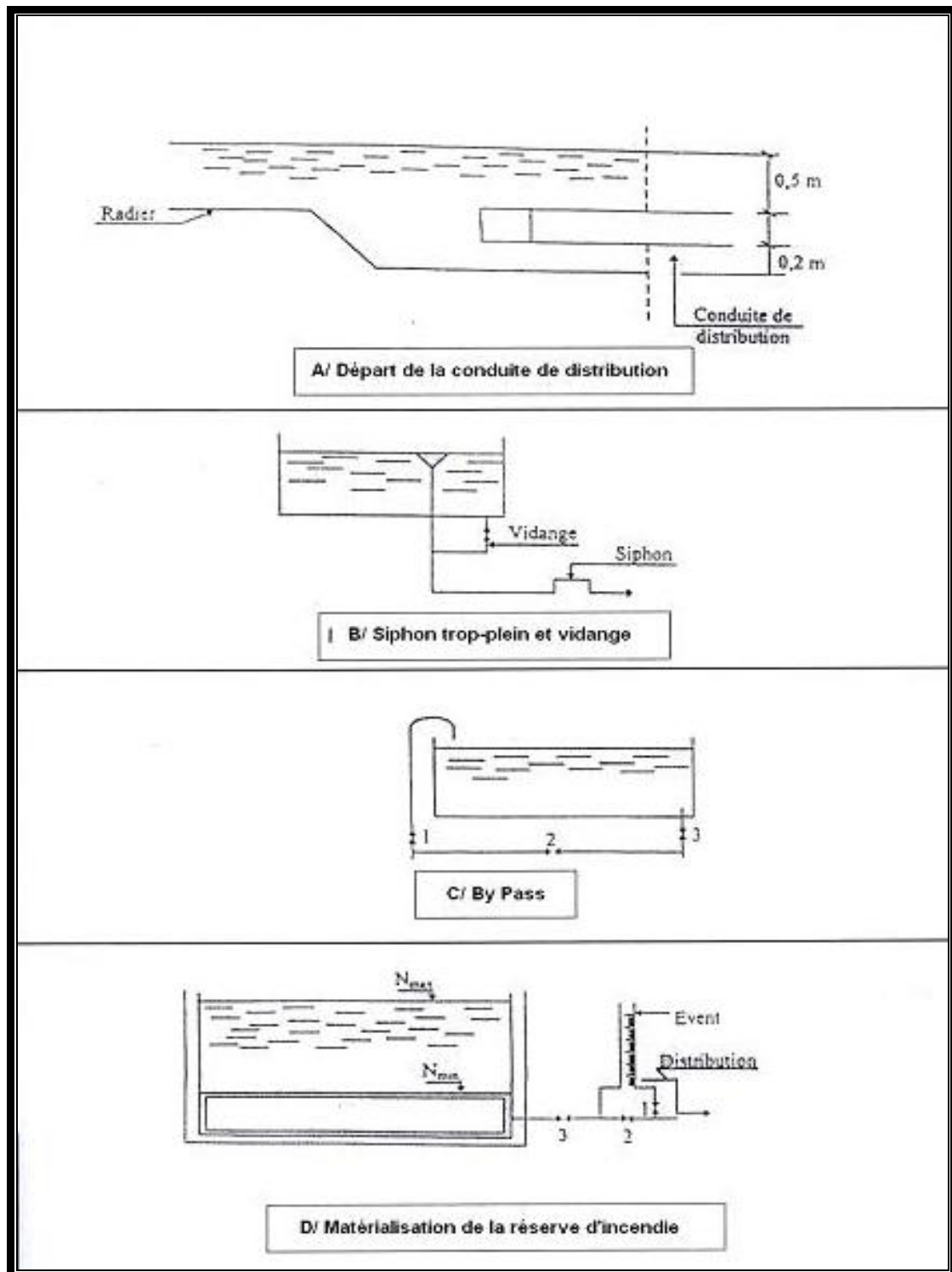


Figure VII.3 : équipement hydraulique d'un réservoir

VII.7. Calcul de la capacité des réservoirs :

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, on doit tenir compte de trois facteurs :

- ✓ La consommation maximale horaire en (m^3/h)
- ✓ La réserve d'incendie
- ✓ La capacité de stockage du réservoir ; considérant que le volume de transit de refoulement correspond a deux heures de réserve

Dans notre chaîne, nous avons trois types de réservoirs :

- Un réservoir de stockage ;
- Un réservoir de transit ;
- Un réservoir de transit et de stockage.

VII.7.1. Méthodes de calcul du volume des réservoirs :

En générale, le calcule du volume de réservoir peut s'effectuer par trois méthodes :

- **Méthode analytique :**

Cette méthode consiste à déterminer les excès (ΔV^+) et les insuffisances (ΔV^-) d'eau pendant les différentes heures de la journée en fonction des coefficients horaires (ah) qui varient suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population. [11]

La somme du plus grand excès de la journée (ΔV^+) avec le plus grand déficit (ΔV^-) d'un autre moment de cette journée à laquelle on doit ajouter la réserve d'incendie nous donne le volume du réservoir, et s'écrit :

$$V_r = \Delta V^+ + \Delta V^- + V_{r,i}$$

Avec :

- ✓ V_r : volume total du réservoir en (m^3) ;
- ✓ ΔV : volume apport – volume consommé en (m^3);
- ✓ Volume apport = volume max journalier en (m^3) ;
- ✓ Volume consommé = volume d'apport x ah.24/100, en (m^3) ;
- ✓ $V_{r,i}$: volume de la réserve d'incendie en (m^3).

- **Méthode graphique :**

Elle représente les courbes d'apport et de consommation.

Le volume sera en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à : $|\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max| = \text{Volume du réservoir auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume total.}$

- **Méthode directe :**

Les capacités des réservoirs sont déterminées en admettant que le volume de transit et de refoulement est de deux heures de réserve, celui de stockage est de 12 heures de réserve.

- **Pour le réservoir de stockage**

$$\text{CRS} = Q_{\max,j} \times 50 \% \text{ ou } \text{CRS} = Q_{\max,h} \times 12 \text{ h}$$

Avec :

- ✓ CRS : Capacité du réservoir de stockage en (m³) ;
- ✓ Q_{max,h} : Débit horaire maximal (m³/h) ;
- ✓ Q_{max,j} : Débit journalier maximal (m³/jr) ;
- ✓ 12h : n^{bre} d' heure de reserve.

- **Pour le réservoir de transit**

$$\text{CRT} = Q_{\max,j} \times 8,33 \% \text{ ou } \text{CRT} = Q_{\max,h} \times 2 \text{ h}$$

Avec :

- ✓ CRT : Capacité du réservoir de transit en (m³).

- **Pour le réservoir de transit et de stockage**

$$\text{CRTS} = (Q_{\max,ht} \times 2 \text{ h}) + (Q_{\max,hs} \times 12 \text{ h})$$

Avec :

- ✓ CRTS: Capacité du réservoir de transit et de stockage en (m³);
- ✓ Q_{max,ht}:Débit horaire maximal transité en (m³/h) ;
- ✓ Q_{max,hs}: Débit horaire maximal stocké en (m³/h).

VII.7.2. Calcul de la capacité des réservoirs du projet des deux variantes :

La différence entre les deux variantes est que la variante II possède un réservoir en plus, intermédiaire entre le réservoir (R3) de la (SR2) et le réservoir de tête (R5).

VII.7.2.1. Variante I :

Dans cette variante en dispose de 08 Réservoirs :

- ◆ Un réservoir de transit et stockage « R2 » projeté à la côte 608m NGA ;
- ◆ Deux réservoirs de transit «R1» de la SR1 et «R3 » de la SR2;

- ◆ Cinq réservoirs de stockage « R5, R6, R7, R8, R9 », dont quatre réservoirs sont jumelés aux réservoirs existants.

a/Calcul de la capacité de réservoir de transit (R1) de la SR1 projeté, à la côte de 460m NGA :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit transité vers la SR1	m ³ /h	205,2
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	410,4
Capacité de réservoir à projeter	m ³	500

- ↳ Projeté un réservoir d'une capacité 500 m³ a la cote 460m NGA

b/Calcul de la capacité de réservoir de stockage et de transit (R2) projeté à la côte 608m NGA :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit transité vers la SR2	m ³ /h	166,35
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	332,7
Débit de stockage pour le réservoir Bouzoula	m ³ /h	38,84
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m ³	466,13
Capacité totale	m ³	798,83
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité totale	m ³	918,83
Capacité de réservoir à projeter	m ³	1000

- ↳ Projeté un réservoir d'une capacité 1000 m³ a la cote 608m NGA.

c. Calcul de la capacité de réservoir de transit (R3) de la SR2 projeté à la côte 550m**NGA :**

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit transité vers le réservoir de tête R5	m ³ /h	166,35
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	332,7
Capacité de réservoir à projeter	m ³	350

↳ Projeté un réservoir d'une capacité 350 m³ a la cote 550m NGA.

d. Calcul de la capacité de réservoir de tête de stockage (R5) projeté à la côte 844.64m**NGA :**

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit de stockage pour les réservoirs Ait-telha, Baali et Tizi-Meden	m ³ /h	166,35
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m ³	1996,2
Capacité de réservoir à projeter	m ³	2000

↳ Projeté un réservoir d'une capacité 2000m³ a la cote 844.64m NGA.

e. Calcul de la capacité de réservoir de stockage d'Ath-Telha (R6) projeté à la côte de 780 m NGA :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit de stockage	m ³ /h	42,23
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m ³	506,76
Capacité de réservoir existant	m ³	300
Déficit	m ³	206,76
Capacité se réservoir à projeter	m ³	250

↳ Projeté un réservoir d'une capacité 250m³ a la cote 780m NGA.

f. Calcul de la capacité de réservoir de stockage de Bâali (R7) projeté à la côte de 750m :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit de stockage	m ³ /h	93,74
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m ³	1124,88
Capacité de réservoir existant	m ³	150
Déficit	m ³	974,88
Capacité se réservoir à projeter	m ³	1000

↳ Projeté un réservoir d'une capacité 1000 m³ a la cote 750m NGA.

g. Calcul de la capacité de réservoir de stockage (Tizi-Medene) (R8) projeté à la côte 730m NGA :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit de stockage	m ³ /h	30,38
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m ³	364,56
Capacité de réservoir existant	m ³	150
Déficit	m ³	214,56
Capacité de réservoir à projeter	m ³	250

↳ Projeté un réservoir d'une capacité 250m³ a la cote 730m NGA.

h. Calcul de la capacité se réservoir de stockage de Bouzoula (R9) projeté à la côte 601m NGA :

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit de stockage	m ³ /h	38,84
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m ³	466,08
Capacité de réservoir existant	m ³	150
Déficit	m ³	316,08
Capacité de réservoir à projeter	m ³	350

↳ Projeté un réservoir d'une capacité 350 m³ a la cote 601m NGA.

Tableau VII-1. Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs (variante I).

Les réservoirs	La capacité des réservoirs (m ³)	Les frais des réservoirs (DA)	Les frais totaux (DA)
•Réservoir de transit de la SR1 (R1)	500	6 000 000	64 600 000
•Réservoir de transit et de stockage (R2).	1000	11 000 000	
•Réservoir de transit de la SR2 (R3)	350	4 500 000	
•Réservoir de stockage (de tête) (R5).	2000	20 000 000	
•Reservoir de stockage de ATH TELHA (R6).	250	3 800 000	
•Réservoir de stockage de BAALI (R7).	1000	11 000 000	
• Réservoir de stockage de TIZI-MEDEN (R8).	250	3 800 000	
• Réservoir de stockage de BOUZOUOLA (R9).	350	4 500 000	

Les frais de construction des réservoirs sont recueillis au niveau de la DHW.

VII.7.2. 2. La variante II :

Dans cette variante on dispose d'un réservoir de transit supplémentaire par apport à la variante I, il est intermédiaire entre le réservoir de transit (R3) de la (SR2) et le réservoir de tête (R5).

NB : la capacité des réservoirs (R3) de la (SR2) et (R5) de tête, ainsi que les autres réservoirs de la chaîne ont été déterminés dans la variante I, alors l'étude se portera uniquement sur le réservoir de transit (R4) de la (SR3) projetée à la côte de 640m NGA.

i. Calcul de la capacité de réservoir de transit (R4) de la SR3 projeté à la côte 640m**NGA :**

Désignation	Unité	Horizon 2043
Débit de transit vers le réservoir de tête	m ³ /h	166,35
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	332,7
Capacité de réservoir à projeter	m ³	350

✎ Projeté un réservoir d'une capacité 350 m³ a la cote 640m NGA .

Tableau VII-2. Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs (variante II).

Les réservoirs	La capacité des réservoirs (m ³)	Les frais des réservoirs (DA)	Les frais totaux (DA)
•Réservoir de transite de la SR1 (R1)	500	6 000 000	69 100 000
•Réservoir de transit et de stockage (R2).	1000	11 000 000	
•Réservoir de transit de la SR2 (R3)	350	4 500 000	
•Réservoir de transit de la SR3 (R4).	350	4 500 000	
•Réservoir de stockage (de tête) (R5).	2000	20 000 000	
•Reservoir de stockage de Ath Telha (R6).	250	3 800 000	
•Réservoir de stockage de Bâali (R7).	1000	11 000 000	
• Réservoir de stockage de Tizi-Meden (R8).	250	3 800 000	
• Réservoir de stockage de Bouzoula (R9).	350	4 500 000	

Les frais de construction des réservoirs sont recueillis au niveau de la DHW.

VII.8. Dimensionnement des réservoirs :

Après avoir déterminé les capacités des réservoirs, on calcule alors leurs dimensions à l'aide des formules suivantes :

A .Section des réservoirs projetés :

Elles sont déterminées comme suit :

Avec:

$$\boxed{V_R = S \times h} \Rightarrow \boxed{S = \frac{V_R}{h}}$$

V_R : volume de réservoir projeté (m^3) ;

S : section (m^2) ;

H : hauteur de la lame d'eau (m) ;

B. Diamètre de réservoir :

Le diamètre du réservoir sera déterminé de la manière suivante :

$$\boxed{D = \sqrt{\frac{4V_R}{\pi.H}}}$$

Avec :

D : Diamètre du réservoir (m) ;

V_R : volume du réservoir (m^3) ;

H : hauteur de la colonne d'eau prise 4 m pour tous les réservoirs.

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

Avec :

$$\boxed{H_{inc} = \frac{4 \cdot V_{inc}}{\pi \cdot D^2}}$$

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

Tableau VII-3:Caractéristiques des réservoirs

Réservoirs	V (m ³)	H (m)	D (m)	S (m ²)	H _{inc} (m)
•Réservoir de transit de la SR1(R1)	500	4	12.62	125	—
•Réservoir de transit et de stockage (R2).	1000	4	17.85	250	0.48
•Réservoir de transit de la SR2 (R3)	350	4	10.55	87,5	—
•Réservoir de transit de la SR3 (R4).	350	4	10.55	87,5	—
•Réservoir de stockage (de tête) (R5).	2000	4	25.24	500	0.24
•Reservoir de stockage de Ath telha (R6).	250	4	8.92	62,5	1.92
•Reservoir de stockage de Bâali (R7).	1000	4	17.85	250	0.48
•Reservoir de stockage de Bouzoula (R9).	350	4	10,55	87,5	1.37
•Réservoir de stockage de Tizi-Meden (R8).	250	4	8.92	62,5	1.92

VII.9.Conclusion :

A la lecture des résultats des deux tableaux récapitulatifs des frais des réservoirs pour les deux variantes, nous constatons que la variante I est la plus économique.

Chapitre VIII

Etude et choix des pompes

Chapitre VIII : Etude et choix des pompes

VIII.1. Introduction :

Le principe de la pompe est apparu dès que l'homme a su construire un habitat artificiel pour se protéger des éléments naturels. Le besoin en eau nécessaire à sa survie l'obligea à trouver un système de transport de cette eau, du puits ou de la rivière à son habitat, il utilisa simplement l'énergie développée par ses muscles pour transporter l'eau à l'aide de récipient naturel ou artificiel, plus la contenance et la distance étaient grande plus l'énergie dépensée était importante. Jusqu'au début de l'ère industrielle, des pompes ne servirent que pour le transfert de l'eau et ce dispositif permettant d'aspirer et de refouler l'eau, ce que signifiait l'apport d'une énergie propre à l'eau pour qu'elle se déplace sans autant d'effort physique d'une zone de basse pression à une autre de haute pression.

VIII.2. Définition des pompes :

On appelle une pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande pression. Ainsi d'après cette définition on peut dire que le rôle de la pompe consiste à augmenter la pression du liquide fluide. Cette augmentation a lieu à la suite de la transformation de l'énergie mécanique fournie par le moteur entraînant cette pompe en une augmentation de l'énergie hydraulique qui est acquise par le liquide entre l'entrée et la sortie de la pompe.

VIII.3. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques :

Selon Bonin (1977) les pompes se classent en deux catégories :

- les pompes volumétriques ;
- les pompes dynamiques (turbopompes).

VIII.3.1. Les turbopompes :

Une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation fournit au fluide de l'énergie cinétique. Sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres).

Ce sont les plus employées. On distingue :

- Les pompes centrifuges (à basse et haute pression),
- Les pompes hélices,
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales).

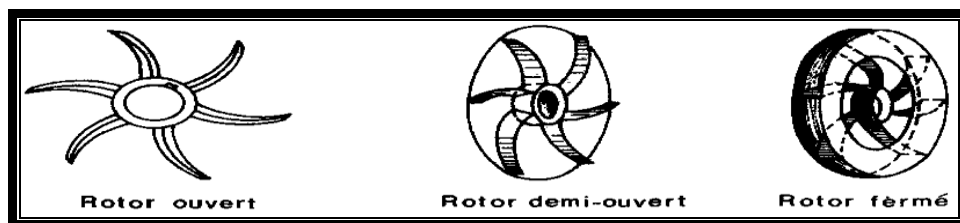
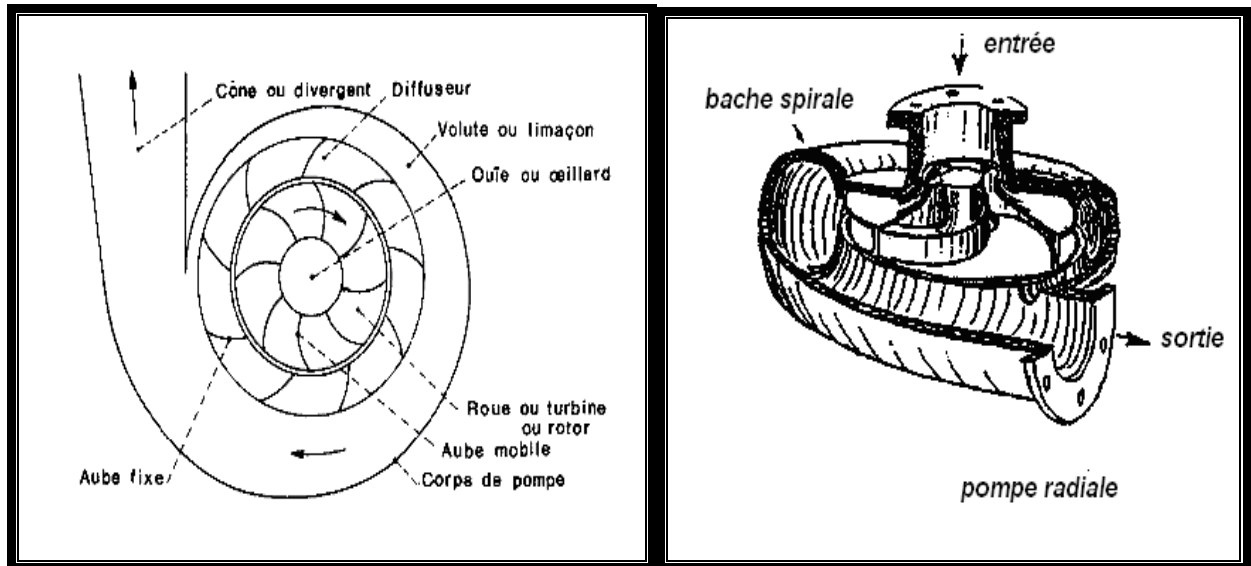


Fig. VIII.1 : constitution d'une pompe centrifuge

VIII.3.2. Pompes volumétriques :

Elles utilisent la variation de volume pour déplacer le liquide. Il existe des pompes volumétriques rotatives et volumétriques à piston à mouvement rectiligne et alternatif.

VIII.3.3. Autres pompes :

- ◆ Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède
- ◆ Le pompage par émulsion ou air lift.

VIII.4. Eléments ou critères de base pour le calcul :

VIII.4.1. La vitesse de rotation :

C'est le nombre de tours qu'effectue la roue par unité de temps, cette vitesse est notée par N ; unité de mesure la plus utilisée est le tour par minute (tr/min).

NB : Le déplacement angulaire w qu'effectue une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire :

$$W = 2 \pi N / 60 = \pi N / 30$$

VIII.4.2. 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 par **Q**.

NB :

- 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 notée C_i ; c'est le volume que débite une pompe par un tour de rotation :

$$C_i = Q / N \text{ (m}^3\text{/tr)}$$

VIII.4.3. La hauteur produite par la pompe :

Cette hauteur est la différence entre la hauteur totale de l'eau au refoulement H_r et la hauteur totale à l'aspiration H_a :

$$H = H_r - H_a$$

NB : la fonction $H(Q)$ pour une vitesse de rotation N constante donnée est appelée caractéristique de la pompe.

VIII.4.4. Les puissances (utile et absorbée) :

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée P_a de cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance utile du moteur d'entraînement de la pompe.

La puissance transmise à l'eau et ce de la part de la pompe est appelée puissance hydraulique utile P_u

$$P_u = \rho g Q H$$

Le rapport de la puissance utile P_u à la puissance absorbée est le rendement de la pompe η_p :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H}{P_a}$$

Avec :

ρ [kg/m³] : masse volumique

Q [m³/s] : débit

P_a [Wh] : puissance absorbée

H [mce] : hauteur manométrique

η_p [%] : Rendement total de l'installation avec $\eta : f(\eta_h ; \eta_t ; \eta_m)$

η_h : Rendement hydraulique de la pompe

η_t : Rendement de la transmission

η_m : Rendement du moteur

VIII.5. Choix des pompes :

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 (H_{mt}), 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.

VIII.5.1. Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques qui caractérisent des pompes centrifuges et expriment ses performances pour une vitesse de rotation donnée sont en nombre de trois.

a)- Courbe débit- hauteur ou $Q(H)$:

Elle exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. La hauteur réelle engendrée (H) est reliée à la hauteur théorique (H_{th}) (pour une pompe théorique) par la relation suivante :

$$H = H_{th} - \text{pertes de charge dans la pompe.}$$

La courbe résultante $Q(H)$ est une parabole, le point (F) de rencontre de la courbe $Q(H)$ avec l'axe des ordonnées est le point de débit nul, on l'appelle aussi point à vanne fermée ou point de barbotage.

b)- Courbe de rendement pour les différents débits :

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit. Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes : Pertes hydrauliques, volumétriques et mécaniques.

Elle passe par l'origine puisque $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

c)- Courbe des puissances absorbées pour les différents débits :

Pour des valeurs de l'angle de sortie de la roue de la pompe, la courbe $P = F(Q)$ est une tranche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.

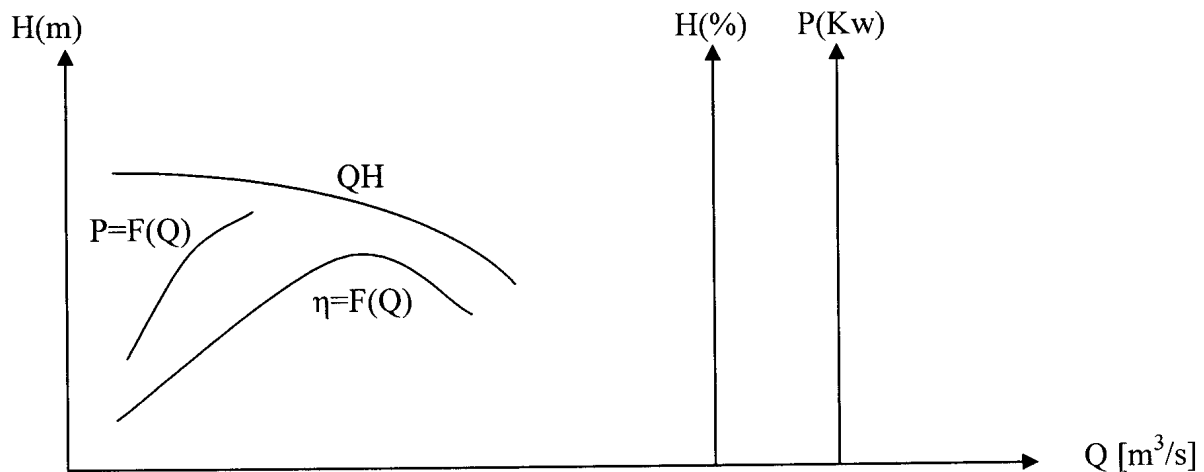


Fig. VIII.2. Différentes courbes caractéristiques d'une pompe

VIII.5.2.Courbe caractéristique d'une conduite :

Connaissant les caractéristiques d'une canalisation (longueur, diamètre, rugosité des parois) et des accessoires qui s'y trouvent intercalés, il est possible de calculer pour différents débits possibles qui la traversent, la perte de charge totale.

$$\Delta H = 1,15\lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{V_m^2}{2g}$$

La vitesse (V_m) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité :

$$Q = V_m \cdot S \quad \text{Avec } S = \pi \frac{D^2}{4} \Rightarrow V_m = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}.$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur

$$\Delta H = 1,15 \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} = K \cdot Q^2$$

Donc :

$$\Delta H = K Q^2$$

Avec

$$K = 1,15 \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{\pi^2 \cdot D^5 g}$$

On a :

L : longueur de la canalisation [m] ;

D : Diamètre de la conduite [m] ;

V_m : Vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;

λ : Coefficient de perte de charge sans dimension ;

g : Accélération de la pesanteur [m/s] ;

VIII.5.3. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection de la courbe caractéristique débitante, et la courbe caractéristique de la conduite, dite caractéristique débitante. Fig (VIII.3).

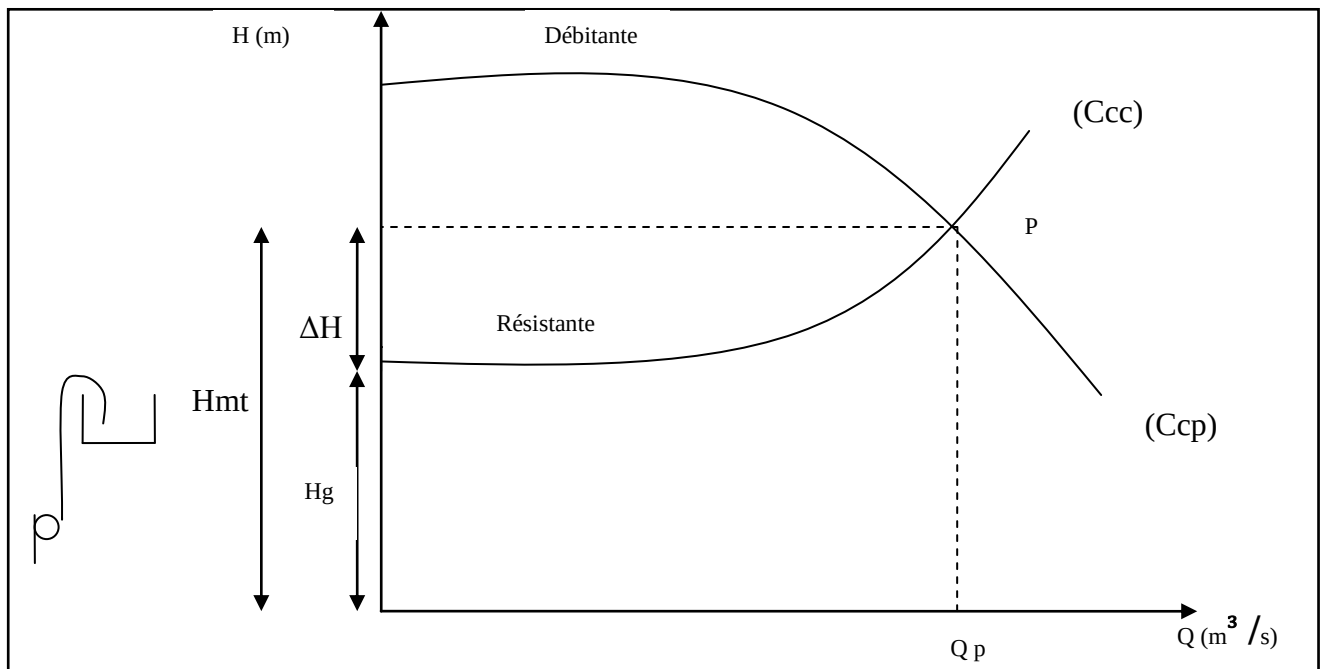


Fig. VIII.3. Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite

VIII.5.4. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :

Dans la pratique il est rare que la caractéristique passe exactement par le point de fonctionnement P. Cependant, pour arriver au bon fonctionnement des pompes, plusieurs solutions sont possibles :

- 1- Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, le débit à relever sera supérieur à celui désiré avec une réduction de temps de pompage.
- 2- Accepter la caractéristique de la pompe et régler le débit par un jeu de vanne sur le refoulement, de ce fait, on augmente la consommation de l'énergie.
- 3- Rogner la roue dans une limite de 0,5 à 10%, afin de faire passer la caractéristique (Q.H) par le point P désiré, le rendement de la pompe sera diminué que le rognage sera important.

VIII.5.5. Principe de détermination du point de fonctionnement :

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.5.5.1. 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.5.5.2. Rognage de la roue :

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, mais la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement.

VIII.5.5.3. Réduction du temps de pompage :

Dans ce cas, le débit à relever est supérieur à celui désiré et le point de fonctionnement est tel qu'il est donné, et la durée de pompage sera diminuée.

VIII.6. Pompes semblables :

a)- Généralités :

La théorie des turbomachines appliquée aux pompes centrifuges montre que pour une pompe donnée fonctionnant à différentes vitesses :

- Le débit est proportionnel à la vitesse ;
- Les hauteurs effectives et nettes sont proportionnelles au carré de la vitesse ;

➤ Le rendement est indépendant de la vitesse, on dit une pompe appartient à la famille des pompes semblables si tous les angles de construction de la roue du diffuseur, sont les mêmes, et que la dimension linéaire des différentes parties de chaque pompe soient proportionnelles, les pompes semblables sont supposées fonctionner à similitude mécanique,

b)- Loi de similitude :

Soit :

➤ Une première pompe dont la roue, de diamètre extérieur (D) et de longueur (L), tourne à une vitesse (N) et présente un débit (Q) pour une hauteur hydraulique nette (H) avec un rendement optimal H / H_t . La puissance absorbée étant P ;

➤ Une deuxième pompe, semblable à la première, ou les valeurs correspondantes : d, l, n, q, h et P pour le même rendement.

On a les relations suivantes qui sont applicables entre elles. [7]

$$\frac{Q}{q} = \frac{N}{n} \left[\frac{D}{d} \right]^2 \times \frac{L}{l}$$

$$\frac{H}{h} = \left[\frac{N}{n} \right]^2 \times \left[\frac{D}{d} \right]^2$$

$$\frac{P}{p} = \left[\frac{N}{n} \right]^2 \times \left[\frac{D}{d} \right]^4 \times \frac{L}{l}$$

$$K = \frac{D}{d} = \frac{L}{l}$$

Avec k : le facteur d'homothétie.

VIII.7. Couplage de pompes :

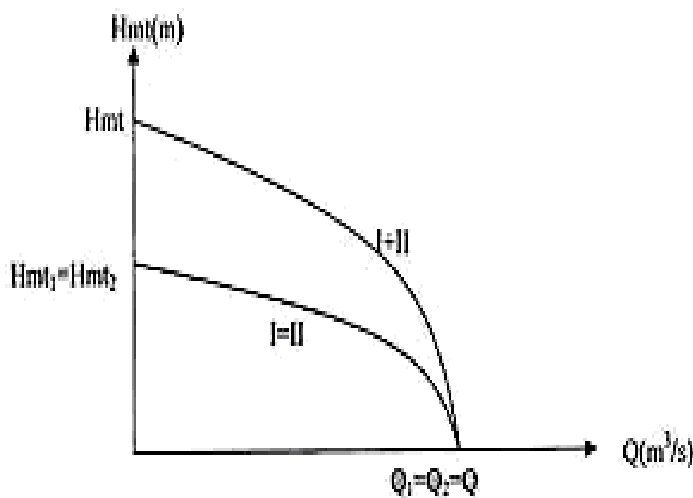
Il peut s'effectuer en série ou en parallèle.

VIII.7.1. Couplage en série :

Cas des pompes centrifuges multicellulaires.

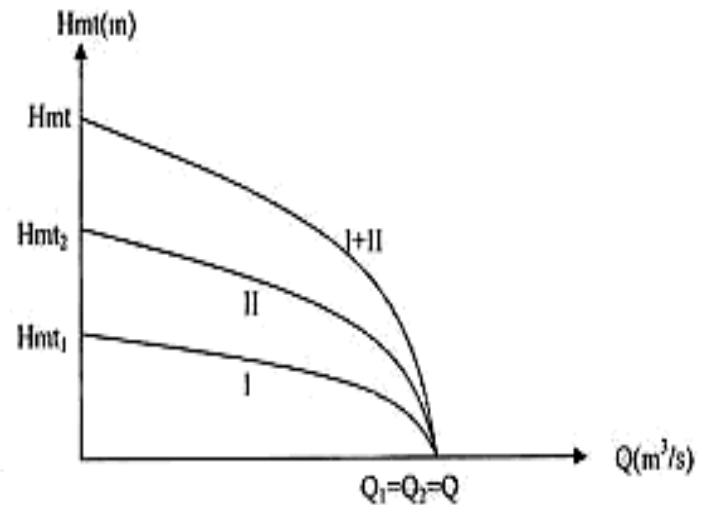
- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.
- On doit s'assurer, si les pompes sont différentes, que leurs domaines normaux de fonctionnement sont compatibles.

- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.



A

Figure. VIII.4.



B

Figure. VIII.5.

Graphe de deux pompes identiques en série

Graphe de deux pompes différentes en série

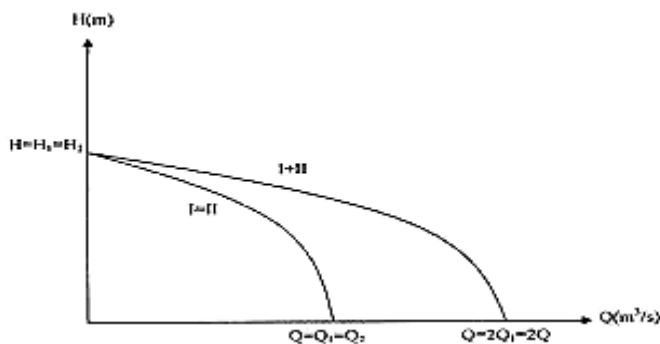
Remarque :

Dans tous les cas, la hauteur résultant du couplage est inférieure à la somme des hauteurs créées pour chaque pompe fonctionnant seule sur la même canalisation.

VIII.7.2. Couplage en parallèle :

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

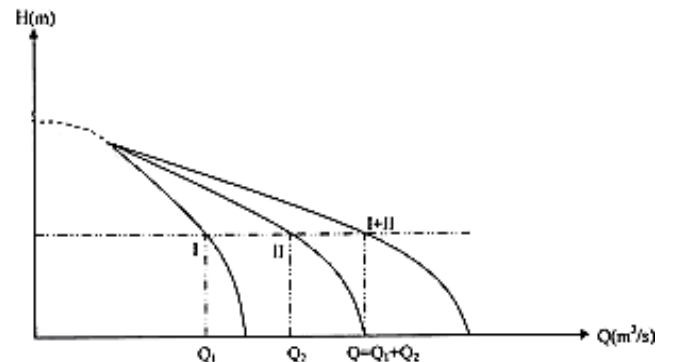
- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante



A

Fig. VIII.6.

Caractéristiques de deux pompes identiques en parallèle



B

Fig. VIII.7.

Caractéristiques de deux pompes différentes en parallèle

VIII.8. Phénomène de cavitation :

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît au niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue et atteindre en ce point, une valeur minimale correspondante à la tension de vapeur d'eau saturante du liquide. [6]

($P_v = 22 \text{ mm}$ à $T ^\circ\text{C} = 20^\circ\text{C}$), il se forme des bulles contenant un mélange de vapeur d'eau et de gaz dissous dans la masse liquide en écoulement génératrice de chocs violents et de corrosion mécanique, accompagnés d'une diminution brutale de la hauteur créée et du rendement. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.



Fig. VIII.8 : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.

Ce phénomène de cavitation 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.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

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

Avec :

NPSH_r : charge nette d'aspiration requise (donnée par le constructeur).

NPSH_d : charge nette d'aspiration disponible.

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v)$$

Avec :

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration.

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration.

J_a : Perte de charge d'aspiration.

h_v : Tension de vapeur pour la température d'eau pompée.

$$\text{NPSH}_r = \frac{P_1}{\varpi} - h_v$$

Où :

$\frac{P_1}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau à la bride d'aspiration.

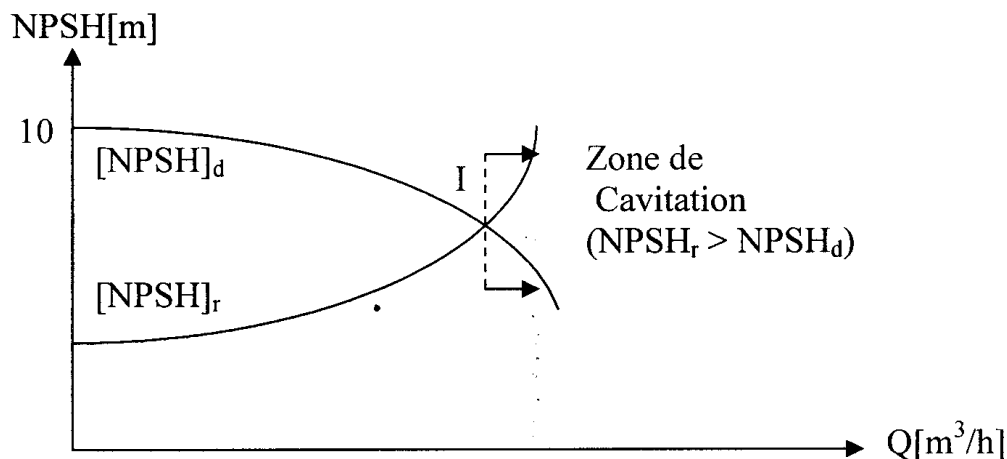
La formule précédente est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au dessus du plan d'eau, pour une pompe travaillant en charge le NPSH_d se calcule par :

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - J_a - h_v$$

Pour les réservoirs, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (10 m), et pour l'eau à 20° $\frac{P_0}{\varpi} - h_v = 10\text{m}$

$$\text{NPSH}_d = 10 + H_a - J_a \text{ (m)}$$

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 P_2 de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes NPSH, se trouve à droite du point I (fig. VIII.9)



I : point délimitant la zone de cavitation

Fig. VIII.9:Graphe des courbes NPSH.

VIII.9. Amorçage des pompes :

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 l'eau, soit à axe horizontal (par amenée d'eau, par le vide, sous pression) ou à axe vertical.

VIII.10. Automatisation :

VIII.10.1. Généralités :

L'automatisation s'étend comme la traduction du signal reçu, grâce à un appareillage approprié, de manière à ce que la manœuvre à effectuer par le cerveau mécanique suive la demande en eau qui est essentiellement variable dans le temps. Elle est très intéressante, par l'avantage d'une réduction du personnel, mais elle ne peut pas assurer une sécurité totale à cause des défaillances du matériel, pour cela une commande manuelle doit obligatoirement être intégrée dans le système d'automatisation, elle doit réaliser les fonctions de l'arrêt et la reprise de pompage.

VIII.10.2. Liaison aspiration- moteur :

Cette liaison peut être réalisée par l'installation d'un flotteur dans le puits, qui est en liaison avec un interrupteur, lui-même raccordé au contacteur de protection du moteur. Ce dispositif doit être réglé afin d'interdire toute marche à vide.

VIII.10.3. Liaison moteur réservoir :

Lorsque la pompe refoule dans le réservoir, il est indispensable de commander son arrêt lorsque le réservoir est plein et sa mise en route lorsque le niveau atteint une valeur minimale.

Ces liaisons peuvent se réaliser de plusieurs façons notamment par ligne pilote ou sans ligne pilote.

VIII.11. Etude des choix des pompes :**VIII.11.1. La variante I :**

Dans cette variante on dispose de deux stations de reprises

- ♦ SR1 qui refoule l'eau vers le réservoir de stockage et de transit (R2).
- ♦ SR2 qui refoule l'eau vers le réservoir de tête (R5).

VIII.11.1.1. Elévation de la station de reprise SR1 projetée à 460mNGA vers le réservoir de stockage et transit R2 :

- Débit à relever $Q = 57 \text{ l/s} = 205,2 \text{ m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale d'élévation $H_{mt} = 159,80 \text{ m}$
- Hauteur géométrique = 152,3m

A/. Choix de la pompe :

En tenant compte du débit (Q) et de la hauteur manométrique (Hmt) nous avons choisi du catalogue des pompes (Jeumont Schneider) donné par la DHW, (Fig. VIII.10) une pompe multicellulaire de type 150 NM à 5 étages, plus une de secours avec :

- Vitesse de rotation : $N = 1450 \text{ tr/mn}$.
- Diamètre de la roue : $\varnothing = 344 \text{ mm}$
- Rendement maximal : $\eta = 75 \%$.

B/. Caractéristiques de la pompe :

Q (m^3/h)	0	50	100	150	200	250	300	350
Hmt (m)	200	200	197	192	180	160	140	116

C/. Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement : $H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2$

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

Avec :

$$H_g = 152,3 \text{ m}$$

$$D_{ext} = 315 \text{ mm}$$

$$D_{int} = 257,8 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,016$$

$$L = 1700 \text{ m}$$

Où $K = \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,016 \cdot 1700}{9,81 \times (3,14)^2 \cdot (0,257)^5} = 2307,6 \text{ s}^2/\text{m}^5$

Alors : $H_{mt} = H_g + KQ^2$

$$H_{mt} = 152,3 + 2307,6 Q^2$$

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200	250	300	350
H _{mt} (m)	152,30	152,75	154,08	156,31	159,42	163,43	168,33	174,11

➤ Soit P₁ le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\begin{cases} Q_1 = 205,2 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_1 = 159,80 \text{ m} \\ \eta_1 = 75 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H) (voir VII.3). A partir du graphe on lit l'intersection des deux courbes.

➤ P₂ est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$\begin{cases} Q_2 = 242 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_2 = 164 \text{ m} \\ \eta_2 = 76,5\% \end{cases}$$

Le point de fonctionnement P_2 se trouve décalé du point désiré P_1 . Pour amener cette pompe aux données de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point :

1^{ère} possibilité :

Accepter le point de fonctionnement P_2 tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir est :

$$V = Q_1 \times t = 205,2 \times 18 = 3693,6 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage de débit Q_2 est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{3693,6}{242} = 15,26 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_2}{3600 \cdot \eta_2} = \frac{9,81 \cdot 242 \cdot 164}{3600 \cdot 0,765} = 141,37 \text{ KW}$$

$$P_1 = 141,37 \text{ KW}$$

- Majoration de 10 % :

$$P_1 = 141,37 \times 1,10 = 155,51 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{155,51}{0,9} = 172,79 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$\text{Pabs moteur. t. Prix} = 172,79 \times 15,26 \times 4,2$$

Frais = 11074.46 DA

2^{ème} 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 :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 178 - 159,80 \text{ m}$$

$$J = 18,2 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égal à 18h, et le débit $Q_1 = 205,2 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g Q_1 H_3}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \cdot 205,2 \cdot 178}{3600 \cdot 0,75} = 132,71 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 132,71 \times 1,10 = 145,98 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{145,98}{0,9} = 162,2 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur. t. Prix}} = 162,2 \cdot 18 \cdot 4,2$$

Frais = 12262,32 DA

3^{ème} possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désirer P1, en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine 0QH et le point P_1' désiré avec la courbe caractéristique de la pompe sont : $Q_F = 222 \text{ m}^3/\text{h}$

$$H_F = 172 \text{ m}$$

$$\eta_F = 75,5\%.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$	(d = m x D)
---	-------------

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée.

m : coefficient de rognage.

D'où :

$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$

Donc

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{159,8}{172}} = 0,96$$

m = 0,96

Le pourcentage de rognage est égal à $(1 - m) \cdot 100 = (1 - 0,96) \cdot 100 = 4 \%$ ce qui est acceptable. Le temps de pompage est de 18 heures.

- La puissance absorbée par la pompe:

$$P_3 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \cdot 205,2 \cdot 159,8}{3600 \cdot 0,75} = 119,14 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_3 = 119,14 \times 1,10 = 131,05 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_3}{\eta} = \frac{131,05}{0,9} = 145,61 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur. t. Prix}} = 145,61 \cdot 18 \cdot 4,2$$

$$\text{Frais} = 11008,12 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Possibilités	Dépense journalière d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	11074 ,46
Vannage	12264,32
Rognage	11008,12

Nous constatons d'après ces résultats que la troisième possibilité (le Rognage) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

VIII.11.1.2. Elévation de la station de reprise SR2 projetée à la côte 550mNGA vers les réservoirs de tête (R5) :

- Débit à relever $Q = 46,2 \text{ l/s} = 166,35 \text{ m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale d'élévation $H_{mt} = 315,54 \text{ m}$
- Hauteur géométrique = 298,94m

A/. Choix de la pompe :

En tenant compte du débit (Q) et de la hauteur manométrique (Hmt) nous avons choisi du catalogue des pompes (Jeumont Schneider) donné par la DHW, (Fig. VIII.11) une pompe multicellulaire de type 100 NM à 7 étages, plus une de secours avec :

- Vitesse de rotation : $N = 2950 \text{ tr/mn.}$
- Diamètre de la roue : $\varnothing = 219 \text{ mm}$
- Rendement maximal : $\eta = 75 \text{ \%}$.

B/. Caractéristiques de la pompe :

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200	220
Hmt (m)	475	470	450	395	290	240

C/. Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement : $H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2$

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

Avec :

$$H_g = 298,94 \text{ m}$$

$$D_{ext} = 200 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,032$$

$$L = 825 \text{ m}$$

$$\text{Où } K = \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,032 \cdot 825}{9,81 \times (3,14)^2 \cdot (0,200)^5} = 7847,18 \text{ s}^2 / \text{m}^5$$

Alors : $H_{mt} = H_g + KQ^2$

$$H_{mt} = 298,94 + 7847,18 Q^2$$

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200	220
Hmt (m)	298,9	300,45	304,99	312,56	323,16	328,25

➤ Soit P₁ le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\begin{cases} Q_1 = 166,35 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_1 = 315,54 \text{ m} \\ \eta_1 = 75 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H) (voir VIII.3), à partir du graphe on lit l'intersection des deux courbes

➤ P₂ est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$\begin{cases} Q_2 = 188,75 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_2 = 316 \text{ m} \\ \eta_2 = 74,5 \% \end{cases}$$

Le point de fonctionnement P_2 se trouve décalé du point désiré P_1 , pour amener cette pompe aux données de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point :

1^{ère} possibilité :

Accepter le point de fonctionnement P_2 tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir est :

$$V = Q_1 \times t = 166,35 \times 18 = 2994,3 \text{ m}^3$$

- La durée de pompage de débit Q_2 est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{2994,3}{188,75} = 15,86 \text{ h.}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_2}{3600 \cdot \eta_2} = \frac{9,81 \cdot 188,75 \cdot 316}{3600 \cdot 0,745} = 218,16 \text{ KW}$$

- Majoration de 10 % :

$$P_1 = 218,16 \times 1,10 = 239,97 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{239,97}{0,9} = 266,63 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur. t. Prix}} = 266,63 \times 15,86 \times 4,2$$

Frais = 17760,76 DA

2^{ème} 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 :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 364 - 315,54 \text{ m}$$

$$J = 48,46 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égal à 18h, et le débit $Q_1 = 166,35 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g Q_1 H_3}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \cdot 166,35 \cdot 364}{3600 \cdot 0,75} = 220 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 220 \times 1,10 = 242 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{242}{0,9} = 268,89 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$\text{Pabs moteur. t. Prix} = 268,89. 18. 4,2$$

Frais = 2032,08 DA

3^{ème} possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désirer P1, en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine 0QH et le point P_1' désiré avec la courbe caractéristique de la pompe sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_F = 178,75 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_F = 338 \text{ m} \\ \eta_F = 74,5\% \end{array} \right.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$

$$(d = m \times D)$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée.

m : coefficient de rognage.

D'où :

$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{315,54}{338}} = 0,96$$

m = 0,96

Le pourcentage de rognage = $(1 - m) \cdot 100 = (1 - 0,96) \cdot 100 = 4 \%$ ce qui est très appréciable.

Le temps de pompage est de 18 heures.

- La puissance absorbée par la pompe:

$$P_3 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \cdot 166,35 \cdot 315,54}{3600 \cdot 0,75} = 190,71 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_3 = 190,71 \times 1,10 = 209,78 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{209,78}{0,9} = 233,09 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur. t. Prix}} = 233,09 \cdot 18 \cdot 4,2$$

$$\text{Frais} = 17621,60 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Possibilités	Dépense journalière d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	17760,76
Vannage	20328,08
Rognage	17621,60

Nous constatons d'après ces résultats que la troisième possibilité (Rognage des pompes) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres, cependant la différence de gain entre cette dernière et la première possibilité est insignifiant (139,16 DA) et pour des raisons technique et économique (frais de rognage, technicité de rognage ...etc.), la possibilité de la réduction du temps de pompage est mieux indiqué pour ce tronçon.

Tableau VIII.1.Récapitulatifs des frais des pompes (variante I).

Pompes	Type	Caractéristiques de la pompe	Débit à relever (l /s)	Htm (m)	Frais des pompes (DA)
Pompe de la SR1	150NM à 5 étages	N= 1450 tr/mn Ø = 344 mm η max = 75 %	57	159,8	47 000 000
Pompes de la SR2	100 NM à 7 étages	N =2950 tr /mn Ø = 219 mm η max = 75 %	46,2	315,54	

VIII.11.2.La variante II :

Dans cette variante on dispose d'une station de reprise supplémentaire (SR3) par apport à la variante I, intermédiaire entre la (SR2) et le réservoir de tête (R5), projetée à la cote 640 m NGA.

NB : L'étude de choix des pompes de la station de reprise SR1 a été déterminé dans la variante I, donc l'étude se portera uniquement sur les stations de reprise SR2 et SR3.

VIII.11.2.1. Elévation de la station de reprise SR2 projetée vers le réservoir de transit de la SR 3 :

- Débit à relever $Q = 46,2 \text{ l/s} = 166,35 \text{ m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale d'élévation $H_{mt} = 95,96 \text{ m}$
- Hauteur géométrique = 94,3 m

A/. Choix de la pompe :

En tenant compte du débit (Q) et de la hauteur manométrique (H_{mt}) nous avons choisi du catalogue des pompes (Jeumont Schneider) donné par la DHW, (Fig. VIII.12) une pompe multicellulaire de type 100 NM à 2 étages, plus une de secours avec :

- Vitesse de rotation : $N = 2950 \text{ tr/mn}$.
- Diamètre de la roue : $\varnothing = 219 \text{ mm}$
- Rendement maximal : $\eta = 74,5 \%$.

B/. Caractéristiques de la pompe :

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200
H _{mt} (m)	138	136	128	112	85

C/. Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement : $H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2$

Avec :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

$$H_g = 94,3 \text{ m}$$

$$D_{ext} = 250 \text{ mm}$$

$$D_{int} = 220,4 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,0155$$

$$L = 275 \text{ m}$$

$$\text{Où } K' = \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,0155 \cdot 275}{9,81 \times (3,14)^2 \cdot (0,220)^5} = 786,70 \text{ s}^2 / \text{m}^5$$

$$\text{Alors : } H_{mt} = H_g + KQ^2$$

$$H_{mt} = 94,3 + 786,7 Q^2$$

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200
H _{mt} (m)	94,3	94,45	94,91	95,67	96,73

➤ Soit P₁ le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\begin{cases} Q_1 = 166,35 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_1 = 95,96 \text{ m} \\ \eta_1 = 74,5 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H), à partir du graphe on lit l'intersection des deux courbes

➤ P₂ est le point de fonctionnement aux coordonnées $\begin{cases} Q_2 = 181,25 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_2 = 96 \text{ m} \\ \eta_2 = 74\% \end{cases}$

Le point de fonctionnement P₂ se trouve décalé du point désiré P₁, pour amener cette pompe aux données de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point :

1^{ère} possibilité :

Accepter le point de fonctionnement P₂ tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir est :

$$V = Q_1 \times t = 166,35 \times 18 = 2994,3 \text{ m}^3$$

- La durée de pompage de débit Q₂ est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{2994,3}{181,25} = 16,52 \text{ h.}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_2}{3600 \cdot \eta_2} = \frac{9,81 \cdot 181,25 \cdot 96}{3600 \cdot 0,74} = 64,07 \text{ KW}$$

- Majoration de 10 % :

$$P_1 = 64,07 \times 1,10 = 70,48 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{70,48}{0,9} = 78,31 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$\text{Pabs moteur. t. Prix} = 78,31 \times 16,52 \times 4,2$$

$$\text{Frais} = 5433,46 \text{ DA}$$

2^{ème} 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 :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 104 - 95,96 \text{ m}$$

$$J = 8,04 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égal à 18h, et le débit $Q_1 = 166,35 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{gQ_1H_3}{3600\eta_1} = \frac{9,81 \cdot 166,35 \cdot 104}{3600 \cdot 0,745} = 63,28 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 63,28 \times 1,10 = 69,61 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{69,61}{0,9} = 77,34 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$\text{Pabs moteur. t. Prix} = 77,34 \cdot 18 \cdot 4,2$$

$$\text{Frais} = 5853,71 \text{ DA}$$

3^{ème} possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désirer P1, en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine 0QH et le point P_1' désiré avec la courbe caractéristique de la pompe sont

$$\begin{cases} Q_F = 173,75 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_F = 100 \text{ m} \\ \eta_F = 74,5\% \end{cases}$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée.

m : coefficient de rognage.

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{95,96}{100}} = 0,98$$

$$m = 0,98$$

Le pourcentage de rognage = $(1 - m) \cdot 100 = (1 - 0,98) \cdot 100 = 2 \%$ ce qui est très appréciable.

Le temps de pompage est de 18 heures.

- La puissance absorbée par la pompe:

$$P_3 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \cdot 166,35 \cdot 95,96}{3600 \cdot 0,745} = 58,39 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_3 = 58,39 \times 1,10 = 64,23 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{64,23}{0,9} = 71,37 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur}} \cdot t \cdot \text{Prix} = 71,37 \cdot 18 \cdot 4,2$$

$$\text{Frais} = 5422,79 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Possibilités	Dépense journalière d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	5433,46
Vannage	5854,71
Rognage	5422,79

Nous constatons d'après ces résultats que la troisième possibilité (le Rognage) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres, cependant la différence de gain entre cette dernière et la première possibilité est insignifiant (10,67 DA) et pour des raisons technique et économique (frais de rognage, technicité de rognage ...etc), la possibilité du réduction du temps de pompage est mieux indiqué pour ce tronçon.

VIII.11.2.2. Elévation de la station de reprise SR3 projetée vers les réservoirs de stockage de tête R5 :

- Débit à relever $Q = 46,2 \text{ l/s} = 166,35 \text{ m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale d'élévation $H_{mt} = 213,13 \text{ m}$
- Hauteur géométrique = 208,94 m

A/. Choix de la pompe :

En tenant compte du débit (Q) et de la hauteur manométrique (H_{mt}) nous avons choisi du catalogue des pompes (Jeumont Schneider) donné par la DHW, (Fig. VIII.13) une pompe multicellulaire de type 100 NM à 5 étages, plus une de secours avec :

- Vitesse de rotation : $N = 2950 \text{ tr/mn}$.
- Diamètre de la roue : $\varnothing = 219 \text{ mm}$
- Rendement maximal : $\eta = 75 \%$.

B/. Caractéristiques de la pompe :

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200	220
Hmt (m)	319	318	310	280	211	160

C/. Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement : $H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2$

Avec :

$$H_g = 208,94 \text{ m}$$

$$D_{ext} = 315 \text{ mm}$$

$$D_{int} = 260,2 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,0165$$

$$L = 550 \text{ m}$$

$$H_{mt} = H_g + KQ^2$$

Où
$$K = \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,0165 \cdot 550}{9,81 \times (3,14)^2 \cdot (0,260)^5} = 726,51 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors : $H_{mt} = H_g + KQ^2$

$$H_{mt} = 208,94 + 726,51 Q^2$$

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200	220
H _{mt} (m)	208,9	209,08	209,5	210,2	211,18	211,65

➤ Soit P₁ le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\begin{cases} Q_1 = 166,35 \text{ m} \\ H_1 = 210,49 \text{ m} \\ \eta_1 = 75 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H) (voir VIII.8), à partir du graphe on lit l'intersection des deux courbes

➤ P₂ est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$\begin{cases} Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_2 = 211 \text{ m} \\ \eta_2 = 71\% \end{cases}$$

Le point de fonctionnement P₂ se trouve décalé du point désiré P₁, pour amener cette pompe aux données de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point.

1^{ère} possibilité :

Accepter le point de fonctionnement P₂ tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir est :

$$V = Q_1 \times t = 166,35 \times 18 = 2994,3 \text{ m}^3$$

- La durée de pompage de débit Q₂ est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{2994,3}{200} = 14,97 \text{ h.}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_2}{3600 \cdot \eta_2} = \frac{9,81 \cdot 200 \cdot 211}{3600 \cdot 0,71} = 161,96 \text{ KW}$$

$$P_1 = 161,96 \text{ KW}$$

- Majoration de 10 % :

$$P_1 = 161,96 \times 1,10 = 178,15 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{178,15}{0,9} = 197,94 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur. t. Prix}} = 197,94 \times 14,97 \times 4,2$$

2^{ème} possibilité :

$$\text{Frais} = 12445,28 \text{ DA}$$

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 264 - 166,35 \text{ m}$$

$$J = 54 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égal à 16h, et le débit $Q = 166,35 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{gQ_1 H_3}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \cdot 166,35 \cdot 264}{3600 \cdot 0,75} = 159,56 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_2 = 159,56 \times 1,10 = 175,52 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{175,52}{0,9} = 195,02 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur. t. Prix}} = 195,02 \cdot 18 \cdot 4,2$$

$$\text{Frais} = 14743,51 \text{ DA}$$

3^{ème} possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désirer P1, en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine 0QH et le point P_1' désiré avec la courbe caractéristique de la pompe sont :

$$\begin{cases} Q_F = 185 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_F = 236 \text{ m} \\ \eta_F = 73\% \end{cases}$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

(d = m x D)

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée.

m : coefficient de rognage.

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{210}{236}} = 0,943$$

$$m = 0,943$$

Le pourcentage de rognage = $(1 - m) \cdot 100 = (1 - 0,943) \cdot 100 = 5,7 \%$ ce qui est très appréciable. Le temps de pompage est de 16 heures.

- La puissance absorbée par la pompe:

$$P_3 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{3600 \cdot \eta_1} = \frac{9,81 \cdot 166,35 \cdot 210,49}{3600 \cdot 0,75} = 127,22 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_3 = 127,22 \times 1,10 = 139,94 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{139,94}{0,9} = 155,48 \text{ KW}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur}} \cdot t \cdot \text{Prix} = 155,48 \cdot 18 \cdot 4,2$$

$$\text{Frais} = 11754,29 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Solution	Dépense journalière d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	12445,28
Vannage	14743,51
Rognage	11754,29

Nous constatons d'après ces résultats que la troisième possibilité (Rognage des pompes) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

Tableau VIII.2. Récapitulatifs des frais des pompes (variante II).

Pompes	Type	Caractéristiques de la pompe	Débit à relever (l/s)	Htm (m)	Frais des pompes (DA)
Pompe de la SR1	150NM à 5 étages	N= 1450 tr/mn Ø = 344 mm η max = 75 %	57	159,8	63 000 000
Pompes de la gSR2	100 NM à 2 étages	N =2950 tr /mn Ø = 219 mm η max = 74,5 %	46,2	95,96	
Pompes de la SR3	100 NM à 5 étages	N =2950 tr /mn Ø = 219 mm η max = 75 %	46,2	213,13	

D'après les résultats des deux tableaux récapitulatifs des frais des pompes pour les deux variantes, nous constatons que la variante I est la plus économique.

Tableau VIII.3. Tableau récapitulatif des frais totaux des différentes parties des deux variantes.

Variantes	Les parties calculées	Les frais	Les frais totaux
Variante II	Adduction	13 380 771,63	145 487 771,63
	Réservoir	69 100 000,00	
	Choix des pompes	63 000 000,00	
Variante I	Adduction	13 748 098,24	125 348 098 ,24
	Réservoir	64 600 000,00	
	Choix des pompes	47 000 000,00	

VIII.12.Conclusion :

D'après les résultats de tableau récapitulatif des frais totaux des différentes parties des deux variantes, nous constatons que la variante I est la plus économique alors on opte pour cette variante.

Chapitre IX

La protection contre le coup de bélier

Chapitre IX : Protection des conduites contre le coup de bélier

IX.1. Introduction :

Le transport de l'eau peut causer aux différents matériaux avec lesquels elle est en contact des détériorations dont certaines sont dues au coup de bélier. Afin d'augmenter la durée de vie de nos installations et en vue d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières, il est impératif de les protéger contre ce phénomène.

IX.2.Définition:

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoute algébriquement à la pression normale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions dangereuses pour la conduite et son équipement, soit des dépressions aussi dangereuses.

- ✓ Les causes principales de ce phénomène sont :
 - Fermeture rapide d'une vanne ;
 - Arrêt brusque du groupe électropompe alimentant la conduite de refoulement débitant sur un réservoir ;
 - Démarrage de pompe.
- ✓ Les conséquences de ce phénomène
 - Rupture de la conduite par écrasement ou éclatement ;
 - Déterioration des accessoires ;
 - Déboitement de la conduite ;
 - Rupture des joints.

IX.3. Analyse physique du phénomène :

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur Q_0 . Supposons que ce débit ne soit brusquement plus fourni ($t=0$), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe.

Analysant ce qui se passe :

1^{ère} phase : L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression ; de tranche en tranche l'eau se

déprime et la conduite 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 $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

2^{ème} phase : La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de la conduite se décontractent si bien l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire ($\frac{2L}{a}$ 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.

3^{ème} phase : La 1^{ère} tranche du 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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire ($\frac{3L}{a}$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

4^{ème} 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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire ($\frac{4L}{a}$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge.

La 1^{ère} phase du phénomène transitoire dans une conduite gravitaire avec une vanne à l'extrémité, commence à la 3^{ème} phase du phénomène transitoire des conduites de refoulement.

IX.4. Célérité des ondes :

La célérité des ondes (a) du coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}}$$

Où :

- ✓ K : coefficient dépendant de l'élasticité de la conduite.
- ✓ a : Célérité des ondes en (m/s) ;
- ✓ D : Diamètre intérieur de la conduite en (mm) ;
- ✓ e: Epaisseur de la conduite en (mm).

Avec :

- ✓ K = 0,5 pour l'acier ;
- ✓ K = 4,4 pour l'amiant ciment ;
- ✓ K = 1,7 pour la fonte ductile ;
- ✓ K = 5 pour la conduite en béton ;
- ✓ K = 0,66 pour le PEHD.
- ✓

IX.5. Calcul de la valeur du coup de bélier :

➤ Cas de la fermeture brusque : $t \leq 2L/a$:

La valeur du coup de bélier est égale à :

Formule de "Jukowski"[12]

$$b = \frac{aV_0}{g}$$

Avec :

- ✓ b : valeur du coup de bélier exprimé en mètre de colonne d'eau (m.c.e) ;
- ✓ V_0 : vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s) ;
- ✓ g : accélération de la pesanteur, égale à 9.81 m/s^2 ;
- ✓ a : célérité ou vitesse de propagation des ondes en (m/s).

➤ Cas de la fermeture lente $t > 2L/a$:

La valeur du coup de bélier est égale à :

Formule de "Michaud"[16].

$$b = \frac{2LV_0}{gt}$$

Avec :

- ✓ L : longueur de la conduite en (m).

Nous constatons que le coup de bélier est proportionnel à la longueur(L) et la vitesse de l'eau dans la conduite.

➤ **Valeur numérique de la pression maximale et minimale :**

En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite sera égale à:

$$P = H_0 + \frac{a V_0}{g}$$

En cas de dépression, la valeur maximale de la pression dans une conduite sera égale :

$$P = H_0 - \frac{a V_0}{g}$$

Avec :

- ✓ H_0 : est la pression absolue statique (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10$$

IX.6. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Il est pratiquement impossible de supprimer totalement les effets indésirables et dangereux du coup du bélier, mais il est impératif de prendre des précautions contre ces effets et il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti –bélier devront donc avoir pour effet :

- ✓ De limiter la dépression ;
- ✓ De limiter la suppression.

➤ **Les appareils les plus utilisés sont les suivants :**

a. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie, calé sur l'arbre du groupe, constitue l'un de ces moyens. Grace à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier.

b. Les soupapes de décharge :

Elles obturent, en exploitation normale par un organe mécanique (ressort), un orifice placé au point à protéger sur la conduite. Ces soupapes de décharge s'ouvrent rapidement sous une pression supérieure à celle maximale de fonctionnement normal, et permettent ainsi de libérer un certain débit.

c. Les cheminées d'équilibre :

Ce sont des réservoirs à l'air libre établis à la station de pompage, ou bien sur le tracé du refoulement. Elles interviennent à la fois dans la protection contre la surpression et les dépressions.

d. Les réservoirs d'air :

Quand les conditions topographiques ne sont pas favorables à l'utilisation d'une cheminée d'équilibre, on peut recourir à un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau, cette réserve d'eau et d'air est accumulée dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval immédiate du clapet.

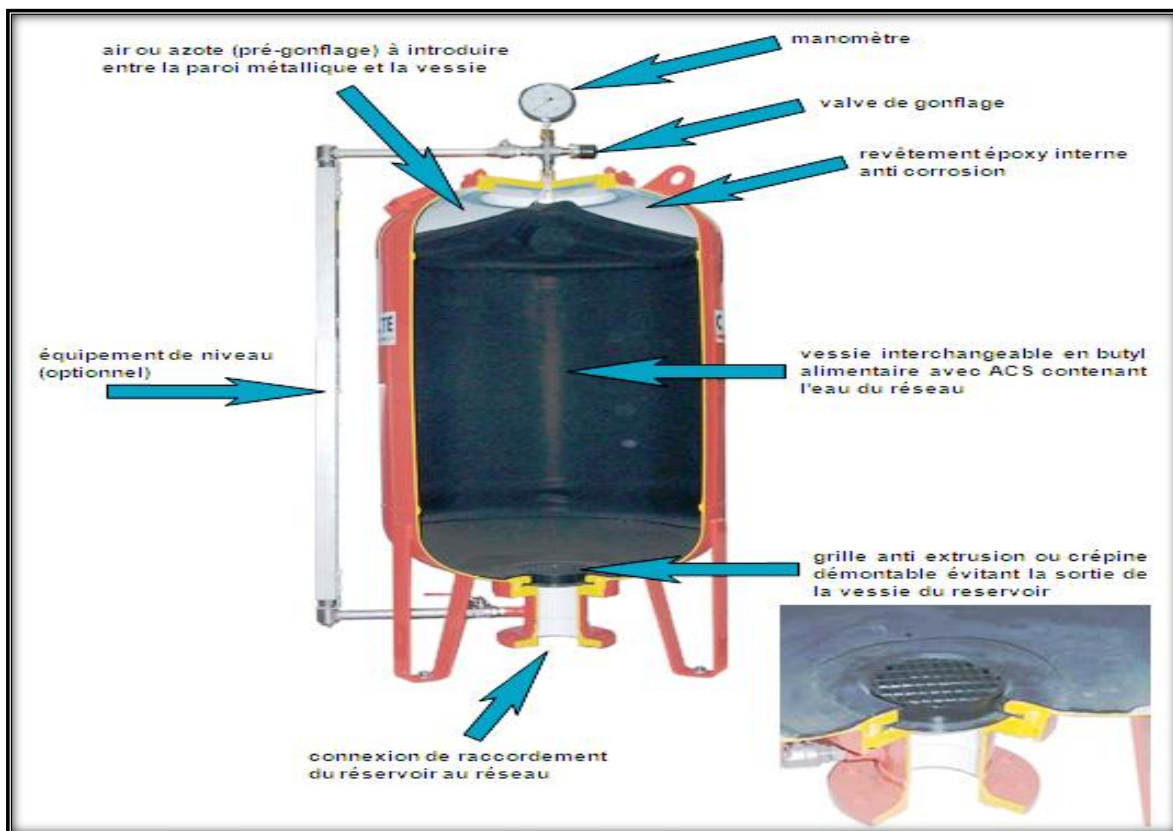


Figure IX.1. Le réservoir d'air (anti-bélier).



Figure IX.2 : les différentes formes d'anti-bélier.

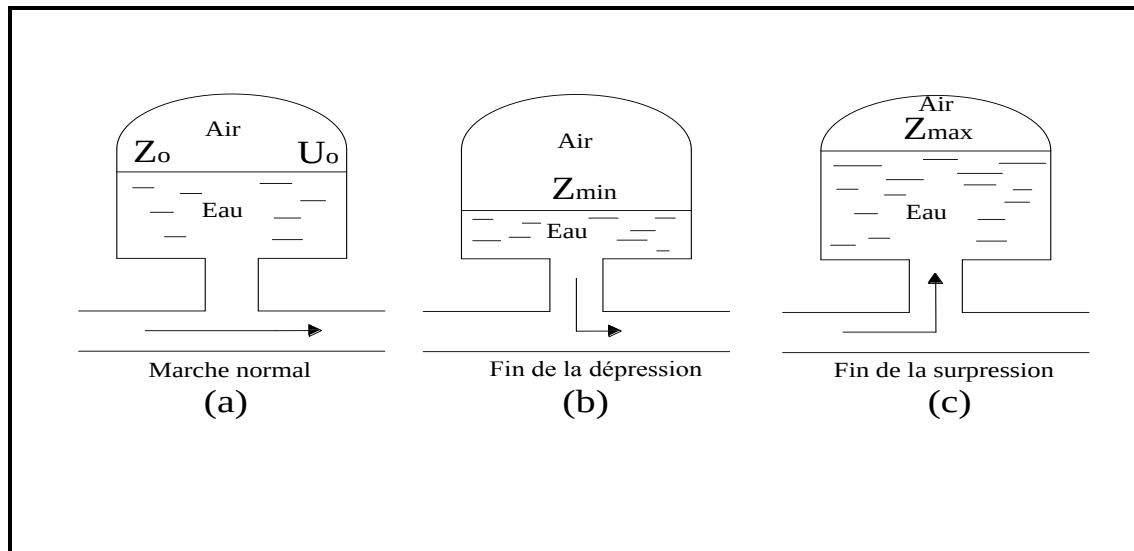


Figure IX.3 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air.

IX.7. Calcul des réservoirs 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.
- ✓ **Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT** : [15]

• Pour un fonctionnement normal :

Cette méthode est établie pour des installations modestes ($Q = 30$ l/s, $L = 1200$ m) et en considérant les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligeables ;
- L'élasticité de la conduite de refoulement est négligeable ;
- La compressibilité de l'eau est négligeable ;

-Le dispositif ne dispose pas d'organe d'étranglement.

Le volume d'air U_0 dans la cloche est donné par la formule suivante:

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

Avec :

- ✓ L : longueur de la conduite à protégé en (m) ;
- ✓ S : section de la conduite à protéger en (m²);
- ✓ V_0 : vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement en (m/s) ;
- ✓ g: l'accélération de pesanteur en (m²/s) ;
- ✓ Z_0 : la pression absolue au refoulement en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10$$

Avec :

- ✓ Hg : la hauteur géométrique(m).

Et en posant :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g \cdot Z_0}$$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{L \cdot S}{f(Z/Z_0)}$$

➤ **Dans le cas de coup de bélier :**

- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g}$$

Avec :

- ✓ V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;
- ✓ g: l'accélération de pesanteur en (m²/s).

- La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{CV_0}{g}$$

Avec :

- ✓ C: célérité d'onde en (m/s), calculée pour les conduites enterrées par la formule.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K 2a(1 - \nu_m^2)(1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m(1 - \nu_s)}}}$$

Avec :

- ✓ C: célérité d'onde en (m/s) ;
- ✓ K : coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;
- ✓ ρ : masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$;
- ✓ E_m : module de Young du matériau de la conduite, $E_m = 1 \times 10^{11}$ pour la fonte ;
- ✓ E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;
- ✓ ν_m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m = 0,3$ pour la fonte ;
- ✓ ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, $\nu_s = 0,33$;
- ✓ e_m : épaisseur de la conduite en (m), $e_m = 0,0046 \text{ m}$ pour la fonte ;
- ✓ a : rayon intérieur de la conduite en (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{LS} LS$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

✓ $U_{\max}$: volume du réservoir d'air en (m^3).

Cette méthode est établie pour des installations modestes ($Q=30l/s$, $1000m \leq L \leq 1200m$) et en considérant les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligeables.
- L'élasticité de la conduite de refoulement est négligeable.
- La compressibilité de l'eau est négligeable.
- Le dispositif ne dispose pas d'organe d'étranglement.

Le tronçon de refoulement (la station de reprise (SR1)-réservoir (R1) Guemgouma) n'obéit pas aux conditions de Vibert, cette méthode n'a pas été utilisée.

✓ **Méthode de Bergeron : [14]**

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Vu ses avantages, la méthode de Bergeron est la méthode retenue dans le cas de notre projet.

a. Méthodologie :

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixé, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Cette méthode nécessite des tâtonnements qui restent très limités, est une bonne précision.

Supposant, d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de $U_0 = 0.5 m^3$ et d'autre part que l'on dispose d'une tuyère (organe d'étranglement) de diamètre d incorporée dans une tubulure de diamètre D_t .

1. Dans un intervalle $\theta = \frac{2L}{a}$ l'eau poursuit sa montée, est animée d'une vitesse $V_{f\ n-1}$ et à la fin d'une vitesse $V_{f\ n} < V_{f\ n-1}$.

2. Les sommets de l'épure 2p, 4p, 6p, ...etc. correspondent à des états finals, tel que pour chaque intervalle considéré c'est la V_f qui est fixée au départ.

3. La vitesse moyenne est calculée par une moyenne arithmétique des vitesses fixées au début et à la fin de l'intervalle t_r .

$$V_{\text{moy}} = \frac{(V_F)_{i-1} + (V_F)_i}{2}$$

4. La variation du volume d'air :

$$\Delta U = \theta \cdot V_{\text{moy}}$$

Avec :

- ✓ S : section de la conduite (m^2) ;
- ✓ V_m : vitesse moyenne en (m/s) ;
- ✓ θ : Intervalle de temps en (s).

5. Volume d'air :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$$

6. Pression dans le réservoir d'air :

(Loi de Poisson)

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0)U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

7. Vitesse dans l'organe d'étranglement (tuyère)

- A la montée :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{(0,92 \cdot d)^2} = K$$

- A la descente :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \cdot D^2}{d^2} = K'$$

Avec :

- ✓ 0.92 : coefficient de débit ;
- ✓ d : diamètre de la tuyère en mm ;

- ✓ D : diamètre de la conduite en mm ;
- ✓ K : coefficient compris entre 15 et 20, qui dépend du diamètre de la tuyère (d) ;

8. Perte de charge dans l'organe d'étranglement :

a. Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite :

La perte de charge à la l'aller, vers le réservoir d'eau, sont calculé par la formule suivante :

$$\Delta h_1 = c \frac{V_1^2}{2g}$$

b. Pertes 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 :

$$\Delta h_2 = c' \frac{V_2^2}{2g}$$

Avec :

C et C' des coefficients déterminés en fonction des rapports m et m' des sections de la veine contractée (0.92 d, d) et de la tubulure (D_t) .

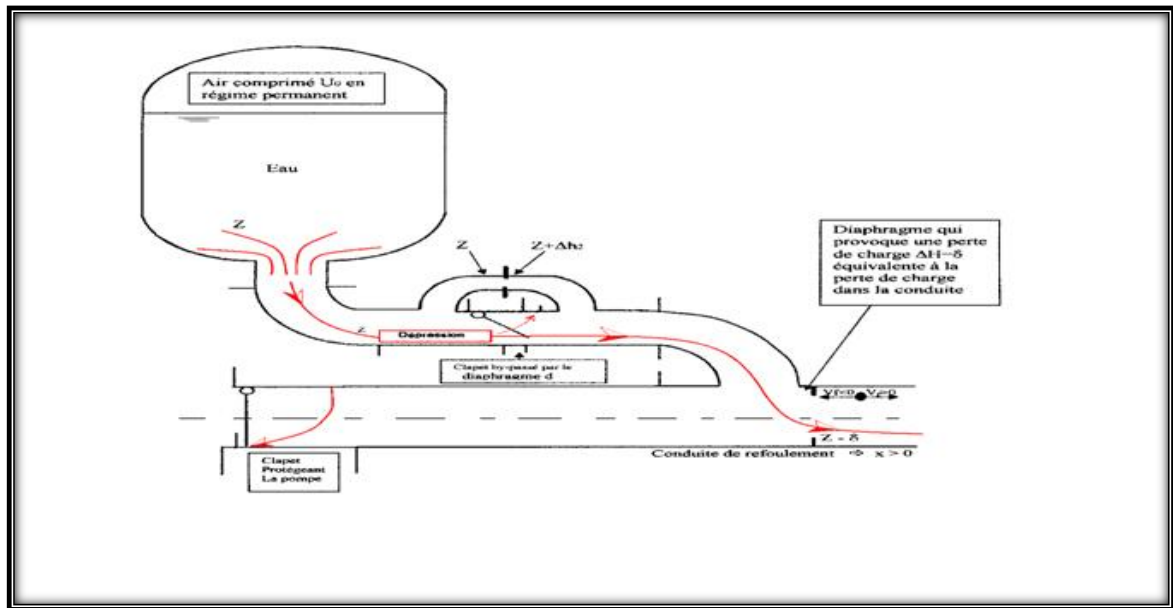


Figure IX.4 : Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite.

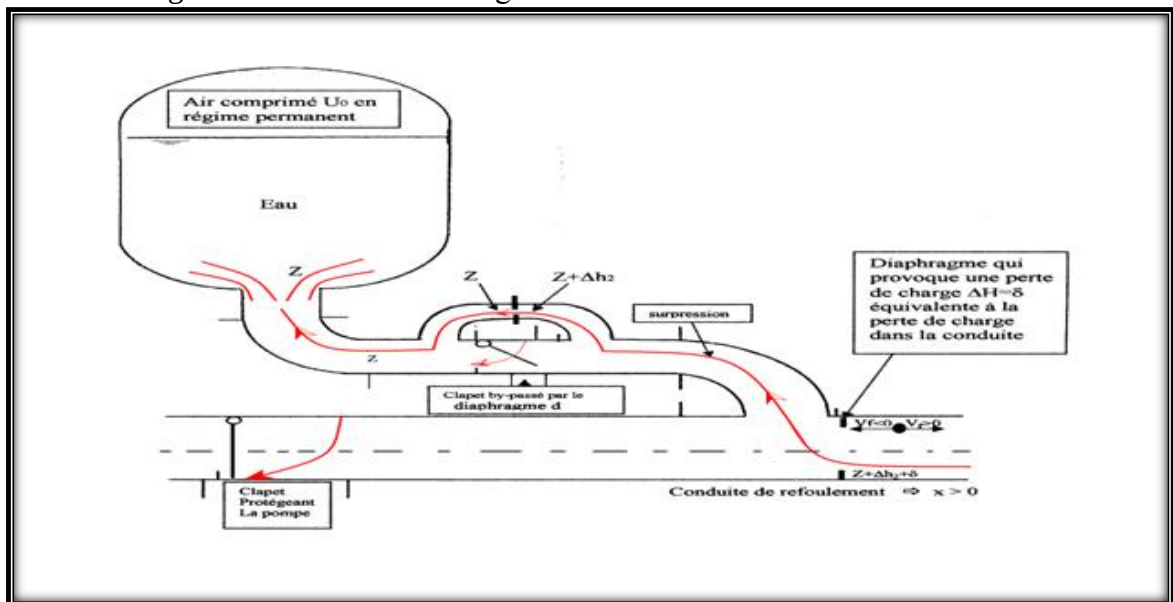


Figure IX.5 : Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite.

9. Perte de charge au refoulement :

$$\delta_r = \frac{1.15 \lambda L V_f^2}{2gD}$$

10. La pression absolue dans la conduite sans les pertes de charge :

•A la montée :

$$z - \Delta h_1 - \delta_r$$

- A la descente :

$$z + \Delta h_2 + \delta_r$$

C'est finalement avec cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui doit couper la droite $\frac{a}{gS}$ en un point, tel que 2p, 4p,... sont verticales aux vitesses finales fixées au départ, sinon on recommence le calcul avec d'autres valeurs de vitesses choisies.

11. La pression absolue dans la conduite avec P.D.C :

- A la montée :

$$z - \Delta h_1$$

- A la descente :

$$z + \Delta h_2$$

12. Perte de charge au refoulement :

$$\delta_r = \frac{1.15 \lambda L V_f^2}{2gD}$$

IX.8. Protection de la conduite reliant la (SR1) vers le réservoir R2 :

IX.8.1. Calcul normale d'un réservoir d'air :

IX.8.1.1.Méthode à suivre :

A). caractéristiques de la conduite :

- Longueur de la conduite : $L = 1700 \text{ m}$.
- Diamètre de la conduite : $D_{\text{int}} = 257,8 \text{ mm}$ ($D_{\text{ext}} = 315 \text{ mm}$).
- Epaisseur de la paroi : $e = 28,6 \text{ mm}$.
- Section de la conduite : $S = 0,052 \text{ m}^2$.
- Vitesse moyenne d'écoulement : $V_0 = 1,1 \text{ m/s}$.

B). profil en long de la conduite :

L (m)	0	225	625	925	1225	1425	1625	1700
Côtes Z (m)	460	469,97	500,5	545,6	570,9	596	598	608

C).Dimensionnement des protections :**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 » :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \cdot \frac{D}{e}}} = \frac{1240}{\sqrt{1 + 0,66 \frac{257,8}{28,6}}} = 470,38 \text{ m/s}$$

$$a = 470,38 \text{ m/s}$$

a/ caractéristiques de la conduite(A) :

$$A = \frac{aV_0}{gH_0}$$

On calcule d'abord la hauteur géométrique d'élévation : $H_0 = H_g + 10$

$$H_0 = 152,3 + 10 = 162,3 \text{ m.}$$

Donc :

$$H_0 = 162,3 \text{ m}$$

$$A = \frac{470,38 \times 1,1}{9,81 \times 162,3} = 0,32$$

$$A = 0,32$$

b/. Caractéristiques de la perte de charge :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 159,80 + 10 = 169,80\text{m}$$

$$H_{abs} = 169,80\text{m}$$

H_{abs} : hauteur manométrique totale absolue.

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{169,80 - 162,3}{162,3} = 0,046$$

$$K = 0,046$$

c/. Caractéristiques du réservoir :

Nous devons considérer la famille de courbes B pour $A = 0,32$ et $K = 0,046$, 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 figure IX.6)

Tableau IX.1 : profil en long de la conduite :

X (m)	0	225	625	925	1225	1425	1625	1700
Z (m)	460	469,97	500,5	545,6	570,9	596	598	608
$\frac{P_{\min}}{H_0} = \frac{\Delta Z + 10}{H_0}$	0,06	0,12	0,31	0,59	0,74	0,89	0,91	1
$\frac{X}{L}$	0	0,13	0,37	0,54	0,72	0,84	0,95	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 pression de :

$$P=0,01H_0=0,01 \times 162,3=1,62 \text{ m d'eau}$$

Donc il suffit 2 carrés au-dessus de point le plus défavorable pour avoir la sécurité minimale de 3m.

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 (1425m) une pression absolue de $(1,62 \times 2=3,24 \text{ m})$.

Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot s}{B} = \frac{(1,1)^2}{9,81 \times 169,80} \times \frac{1700 \times 0,052}{0,1} = 0,642 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0,642 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la faible pression, nous lisons sur le graphe :

$$K = \frac{P_{\min}}{H_0} = 0,89 \Rightarrow P_{\min} = 0,89 \times 162,3 = 144,45 \text{ m.c.e.}$$

$$P_{\min} = 144,45 \text{ m.c.e.}$$

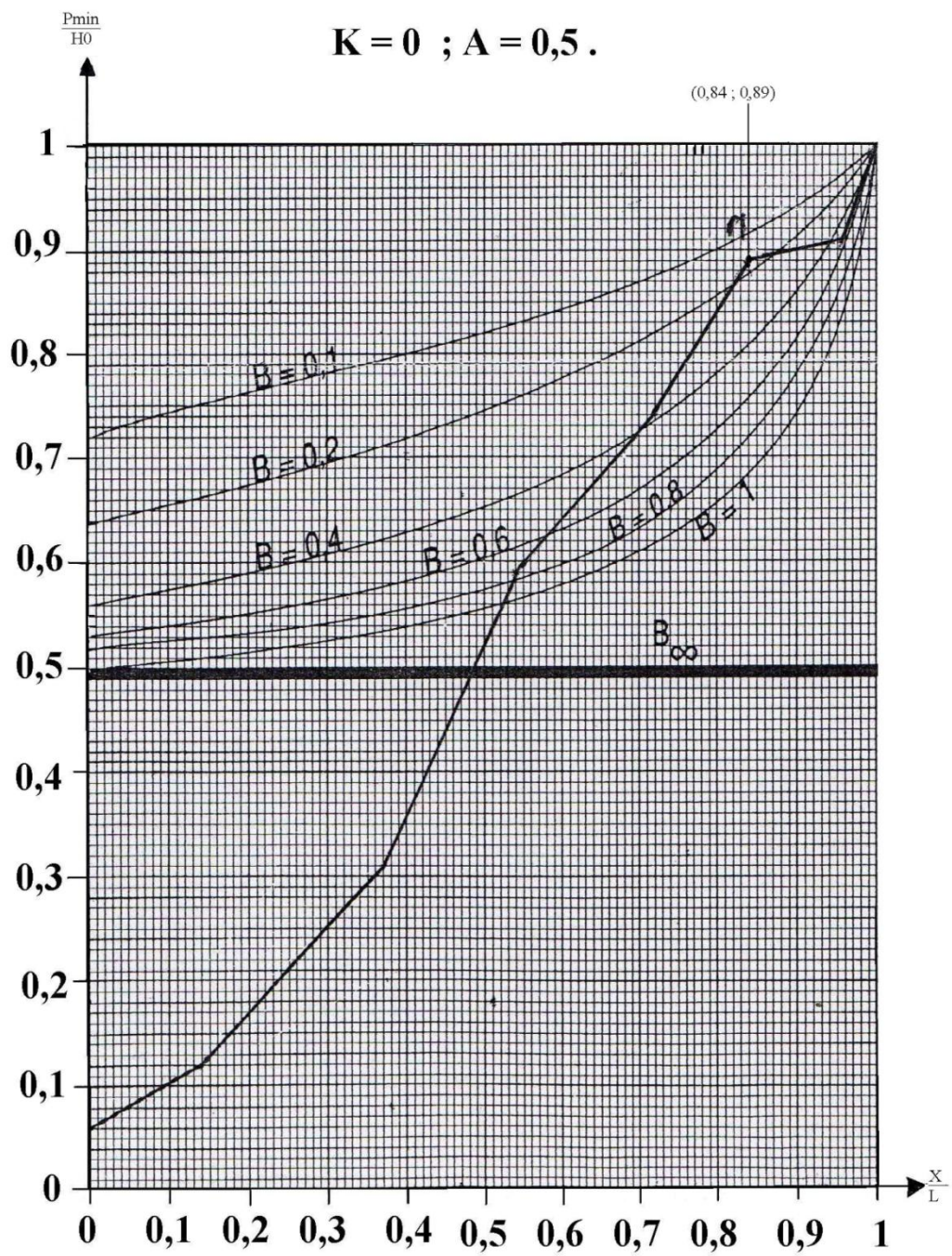


Figure IX.6 : Graphe de MEUNIER et PUECH de la conduite reliant la (SR1) au réservoir (R2).

L'évolution du volume d'air est :

$$P_{\min} \times U_{\max}^{1,2} = H_{\text{abs}} \times U_0^{1,2}$$

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 0,642 \left(\frac{169,80}{144,45} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{\max} = 0,734 \text{m}^3$$

Si nous retenons le coefficient de sécurité de 20%, il faut prévoir un réservoir d'air d'un volume de $U_{\max} = 0,88 \text{m}^3$.

2). Suppression :

A partir du l'abaque de Dubin et Guéneau (voir annexe), nous déterminons le

diamètre « d » du diaphragme.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,65 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2 \rightarrow (1) \\ \frac{P_{\max}}{H_0} = 1,075. \rightarrow (2) \end{array} \right.$$

Pour A = 0,5 et B = 0,1 ; nous

lisons :

A partir de la formule (1) on peut tirer le diamètre « d » :

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,65 \Rightarrow \alpha = 0,65 \frac{H_0}{V_0^2} = 80,48$$

$$\frac{D^2}{0,6d^2} = \sqrt{2g\alpha} + 1$$

$$d^2 = \frac{D^2}{0,6(\sqrt{2g\alpha} + 1)}$$

$$d^2 = \frac{(257,8)^2}{0,6(\sqrt{2 \times 9,81 \times 80,48} + 1)}$$

d = 51,72mm, représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule (2) on peut tirer le « $P_{\max}$ » :

$$\frac{P_{\max}}{H_0} = 1,075 \Rightarrow P_{\max} = 174,47 \text{ m}$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue, $H_0 = 162,3 \text{ m}$ est :

$$\text{Surpression} / H_0 = 174,47 - 162,3 = 12,17 \text{ m.}$$

3) Tracé de l'épure de Bergeron :

Dans cette méthode nous devons agir par tâtonnement qui restera très limité, mais d'une bonne précision.

• Calculs préliminaires :

♦ Valeur de la célérité (a) :

$$a = 470,38 \text{ m/s.}$$

♦ Valeur du coup de bélier (b) :

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{470,38 \times 1,1}{9,81} = 52,74 \text{ m.}$$

$$b = 52,74 \text{ m}$$

♦ Valeur maximale de la pression dans la conduite :

$$H_{\max} = H_g + b = 152,3 + 52,74$$

$$H_{\max} = 205,04 \text{ m}$$

♦ Valeur minimale de la pression dans la conduite :

$$H_{\min} = H_g - b = 152,3 - 52,74$$

$$H_{\min} = 99,56 \text{ m.}$$

Supposons d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de :

$U_0 = 0,642 \text{ m}^3$ et d'autre part, que l'on dispose de diaphragme de diamètre $d = 51,72 \text{ mm}$.

a) variation du volume d'air dans le réservoir :

Les temps se suivent selon des valeurs :

$$g = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 1700}{470,38} = 7,23 \text{ s}$$

$$g = 7,23 \text{ s}$$

Pour le premier intervalle g on aura :

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$$

Pour les autres :

$$V_{moy} = \frac{(V_F)_{i-1} + (V_F)_i}{2}$$

Où :

$(V_F)_{i-1}$: Vitesse finale de l'intervalle précédent.

$(V_F)_i$: La nouvelle vitesse finale choisie pour l'intervalle considéré.

$$\Delta U = \mathcal{G} \times S \times V_{moy} = 7,23 \times 0,052 \times V_{moy}$$

$$\Delta U = 0,376 V_{moy}$$

ΔU : Variation du volume d'air pour chaque intervalle ($-\Delta U$, quand l'eau redescend)

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).

$$Z = \frac{H_{abs} U_0^{1,2}}{U^{1,2}}$$

Donc :

$$Z = \frac{169,8 \times (0,642)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{99,76}{U^{1,2}} \Rightarrow Z = \frac{99,76}{U^{1,2}}$$

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 $\Delta h_1 = 0$.

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 :

$$\Delta h_2 = K \frac{V_F^2}{2g} = \left[\left(\frac{D^2}{0,6.d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g}$$

$$\Delta h_2 = \left[\left(\frac{(257,8)^2}{0,6.(51,72)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81}$$

$$\Delta h_2 = 83,23 V_F^2$$

e) calcul de la perte de charge au refoulement :

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\delta_r = \frac{1,15 L \lambda V_F^2}{2gD} = \frac{1,15 \times 1700 \times 0,016 \times V_F^2}{2 \times 9,81 \times 0,257}$$

$$\delta = 6,20 V_F^2$$

f) Epure du Bergeron :

-Détermination de la pente de la droite :

$$\frac{a}{g \times S} = \frac{470,38}{9,81 \times 0,052} = 922,10 \text{ S/m}^2$$

La pente réelle (adimensionnelle) de cette droite dépend des échelles des deux axes (de pression et de débit ou de vitesse).

-Echelle des pressions :

$$\left. \begin{array}{l} 1\text{cm} \longrightarrow 20 \text{ m} \\ B \longrightarrow 922,10 \end{array} \right\} B = 46,10\text{cm}$$

-Echelle des débits :

Pour $V = 1,1\text{m/s}$, le débit $Q = 0,057 \text{ m}^3/\text{s}$; on a alors :

$$\left. \begin{array}{l} Q = 0,057 \longrightarrow 8,21\text{cm} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \longrightarrow A \end{array} \right\} A = 144\text{cm}$$

Donc, la pente de la droite sera :
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{B}{A} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{46,10}{144} = 0,320.$$

Donc, $\alpha = 17,75^\circ$ (angle d'inclinaison).

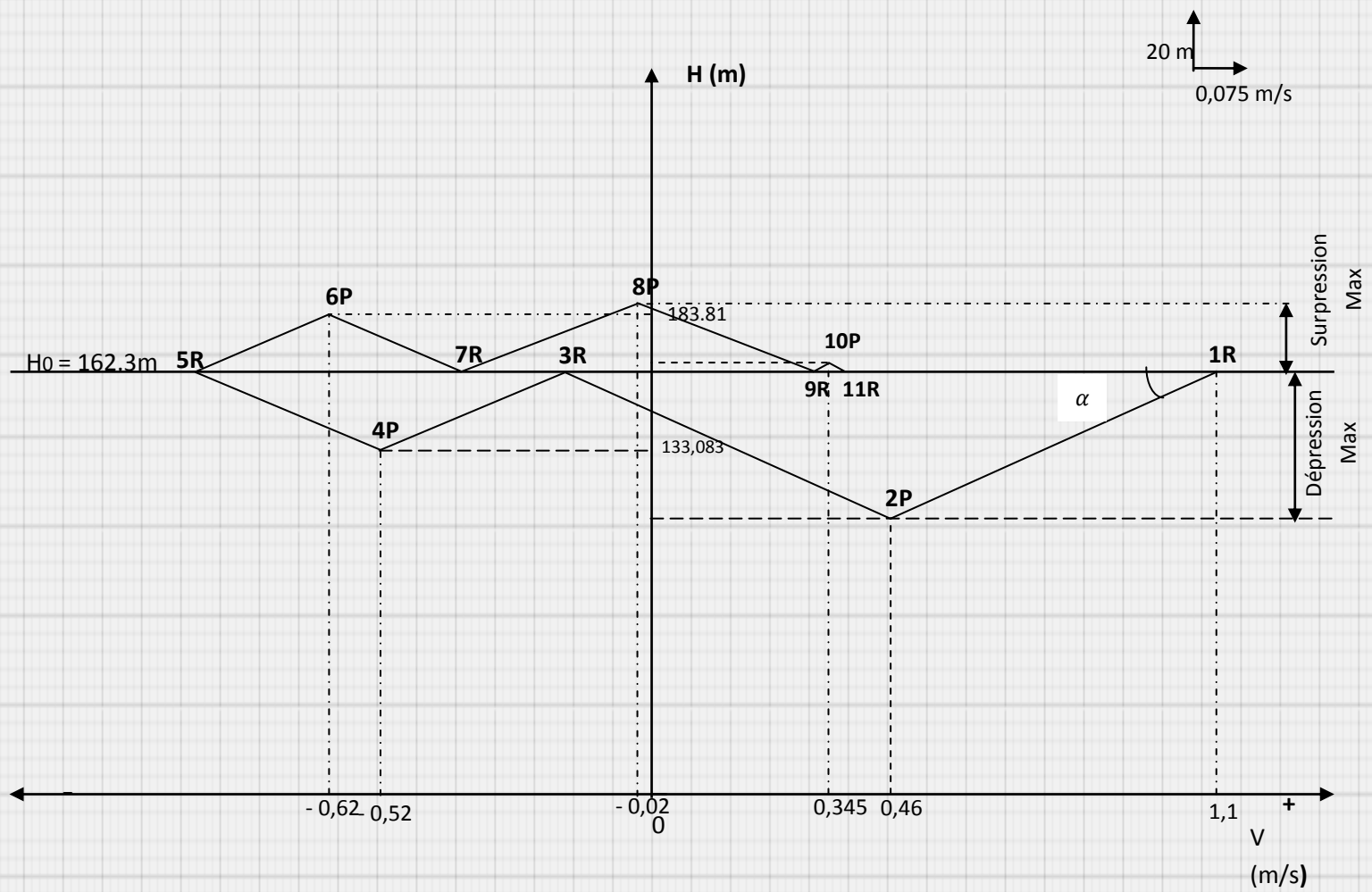
g) Explication du tableau :

1. on choisit la vitesse finale (V_F) 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 (ΔU) en fonction de V_{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 ΔU 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.2 : Calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1 – R2 :

(1) Intervalle de temps(s)	0	$g = 7,23s$	$2g = 14,46s$	$3g = 21,69s$	$4g = 28,92s$	$5g = 36,15s$
(2) Variation du volume d'air (m^3) $\Delta U = 0,376V_{moy}$	0	0,293	-0,011	-0,214	-0,12	0,061
(3) Volume d'air (m^3) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	0,642	0,935	0,924	0,710	0,589	0,650
(4) Pression de l'air (m) $z = \frac{99,76}{U^{1,2}}$	169,79	108,100	109,686	150,550	188,148	167,144
(5) Perte de charge (m) aller $\Delta h_1 = 0$ retour $\Delta h_2 = 80,52 V_F^2$	0	0	22	31	0,03	0
(6) Pression dans la conduite avec (m) aller $= Z - \Delta h_1$ retour $= Z + \Delta h_2$	169,79	108,100	131,458	181,502	188,183	166,429
(7) Perte de charge σ (m) $\sigma = 6,01 V_F^2$	7,27	1,272	1,625	2,310	0,002	0,715
(8) Pression dans la conduite sans σ (m) aller $= Z - \Delta h_1 - \sigma$ retour $= Z + \Delta h_2 + \sigma$	162,520	106,828	133,083	183,812	188,181	166,419
(9) Vitesse choisie V_F (m/s).	1,1	0,46	-0,52	-0,62	-0,02	0,345
(10) Vitesse moyenne V_{moy} (m/s).	0	0,78	-0,03	-0,57	-0,32	0,162
(11) V_F lue sur le graphe (m/s).	0	0,46	-0,52	-0,62	-0,02	0,345
(12) Désignation des points	1R	2P	4P	6P	8P	10P

Figure IX-7 : Epure de Bergeron reliant la SR1 et le R2



h) Caractéristiques du réservoir d'air :

L'examen de la troisième colonne du tableau IX.2, montre que l'air peut occuper un volume maximal d'environ $0,935 \text{ m}^3$.

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 $1,028 \text{ m}^3$ (10% de 0,935), dans laquelle l'air en marche normale n'occupera que $0,642 \text{ m}^3$.

Selon l'épure de Bergeron (figure IX.7), on a les faits suivants :

-Pendant la phase de dépression, le volume d'air $U_0 = 0,642 \text{ m}^3$ passe à $0,935 \text{ m}^3$ à la fin, avec une dépression maximale de 106,828 m.

- Pendant la phase de surpression, le volume d'air passe à $0,589 \text{ m}^3$, avec une surpression maximale de 188,181 m.

Les résultats trouvés avec les différentes méthodes de dimensionnement des protections sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau. IX.3. Interprétation des résultats

	Meunier et Puech	Dubin et Guéneau	Bergeron
Pression minimale (m)	144,45		108,10
Surpression/ H_0 (m)		12,17	25,85
$U_{\max}$ (m^3)	0,734		1,028

Pour que la conduite soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir d'air d'un volume $U = 1,028 \text{ m}^3$, avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0 = 0,642 \text{ m}^3$.

La canalisation de branchement entre le réservoir d'air et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens réservoir d'air – conduite (dépression), by passée par un diaphragme à bord vif dont le diamètre optimum sera de 52,14 mm dans le sens conduite - réservoir (surpression) l'eau passe par se diaphragme.

IX.9. 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.10. Conclusion :

La protection contre le coup de bélier de la conduite reliant la station de reprise (SR1) et le réservoir (R2), choisie comme exemple, sera au moyen d'un réservoir d'air de volume 1028 litres ce réservoir sera placé à proximité de la station de pompage.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Au terme de cette étude qui nous a été proposé par la DHW de Tizi-Ouzou, nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable de la commune de Bounouh à partir du barrage de koudiet Acerdoune, pour lequel on s'est appliqué à définir et analyser les différentes étapes afin de garantir la pérennité de la ressource et la satisfaction à court et à long terme des besoins exprimés. Cette étude 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 **57 l/s** sera nécessaire pour répondre aux besoins de la commune à l'horizon **(2043)**.

- Le choix du matériau des conduites s'est porté sur le PEHD, qui présente beaucoup d'avantages par rapport aux autres matériaux (non corrosif, de bonnes caractéristiques hydrauliques, flexible, disponible sur le marché...).

- Le schéma directeur de la variante choisie montre la nécessité de réaliser pour le cas de l'adduction par refoulement : une conduite d'une longueur de 1500 ml en fonte ductile avec un diamètre de 250 mm du point de piquage jusqu'à la (SR1), une autre en PEHD d'une longueur de 1700 ml de la (SR1) jusqu'au réservoir (R2) avec un diamètre de 315 mm et une conduite en acier d'une longueur de 825 ml de la (SR2) jusqu'au réservoir de tête (R5) avec un diamètre de 200 mm. En ce qui concerne l'adduction gravitaire projetée, les conduites sont en PEHD avec une longueur de 7846 ml et des diamètres de (125 mm, 200 mm, 250 mm).

Le dimensionnement des conduites d'adduction (gravitaire et refoulement), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population.

- Vu l'importance de la chaîne d'adduction, nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter huit réservoirs, Cinq d'entre eux sont de stockage, dont quatre seront jumelés aux réservoirs existants de capacités différentes (250 m³, 350 m³, 1000 m³) et un réservoir de tête (R5) projeté de capacité de 2000 m³. Deux réservoirs de transit de 500 m³ et de 350 m³ qui seront connectés aux stations de pompage projetées (SR1 et SR2) et un réservoir de transit et de stockage de 1000 m³.

- Deux stations de reprise sont projetées, où chacune d'elle est équipée d'une seule pompe multicellulaire de marque *ALSTHOM*, la première de type 150 NM à 5 étages projetée à la (SR1) plus une de secours, et la deuxième de type 100 NM à 7 étages projetée à la (SR2) plus une de secours. Ces groupes électropompes étant dimensionnés pour un horizon de trente ans (2043).

- Dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites et d'assurer un bon fonctionnement, une protection de la conduite reliant la station de reprise (SR1) et le réservoir (R2) contre le coup de bélier, se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume de **1028 litres**.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail servira dans l'étude du système d'alimentation en eau potable de la ville de Bounouh, et à ceux qui auraient à traiter des sujets similaires et leur sera utile pour mener au mieux leurs projets et qu'il pourra apporter un plus dans la réalisation du projet sur le terrain.

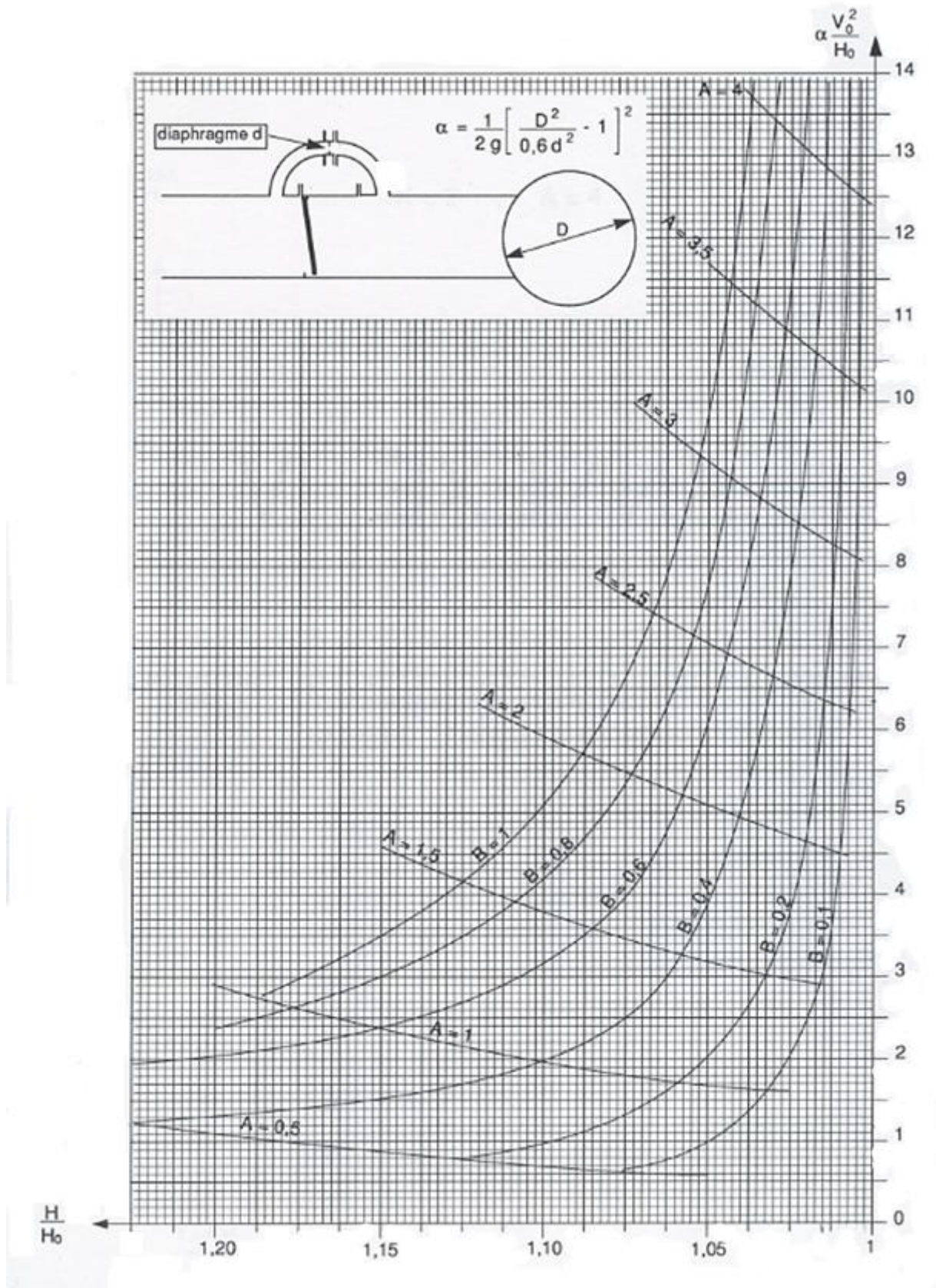
Les annexes

Annexes

Les annexes

ANNEXE 4

Abaque de DUBIN et GUENEAU

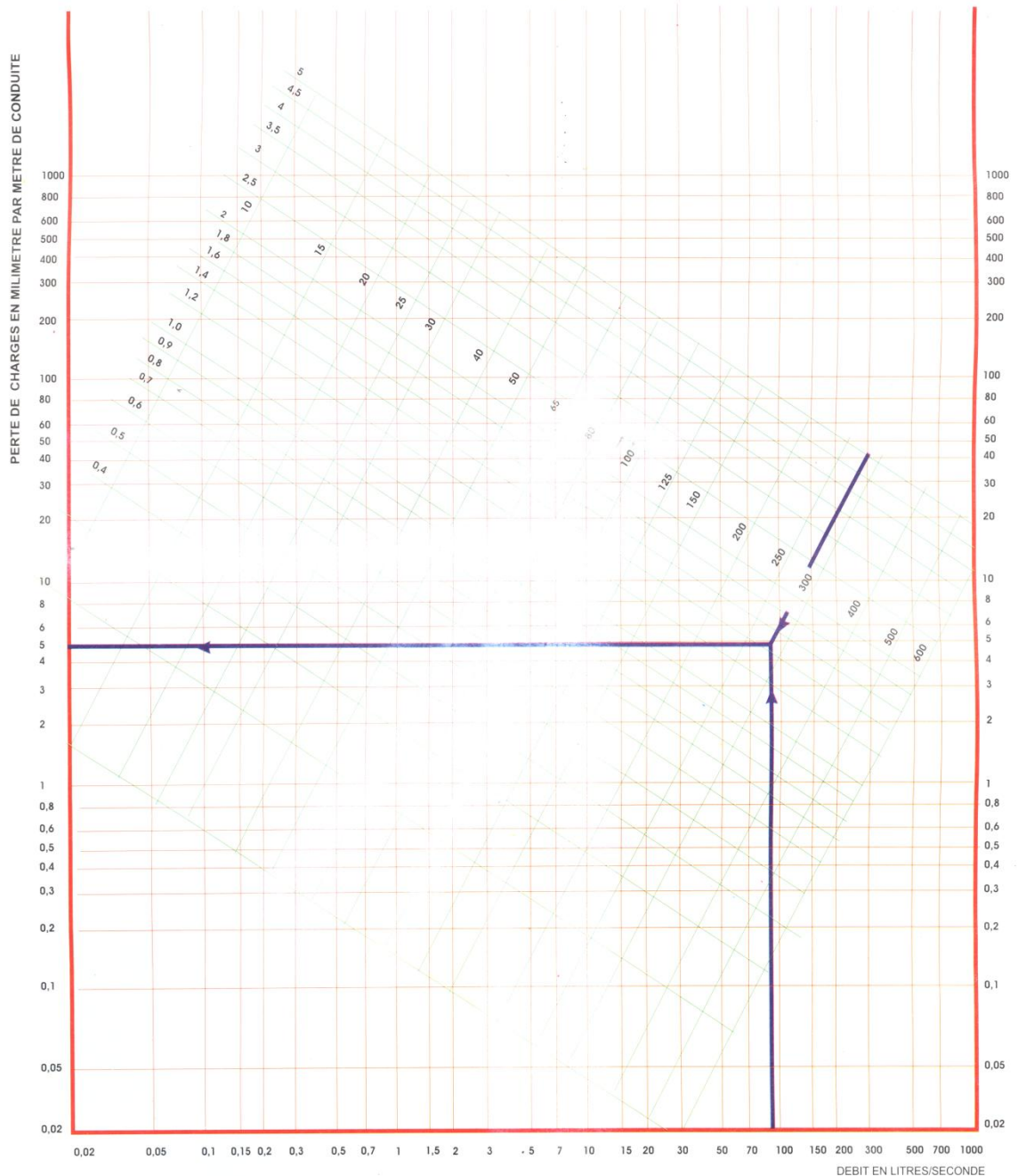


Les annexes

ANNEXE2

Abaque des pertes de charge

ABAQUE POUR CALCUL DES PERTES DE CHARGE
DANS LES TUYAUX D'ADDUCTION ET DISTRIBUTION D'EAU
EN POLYETHYLENE



Cet abaque a été établi en considérant les diamètres intérieurs des tuyaux.

Les annexes

ANNEXE 1

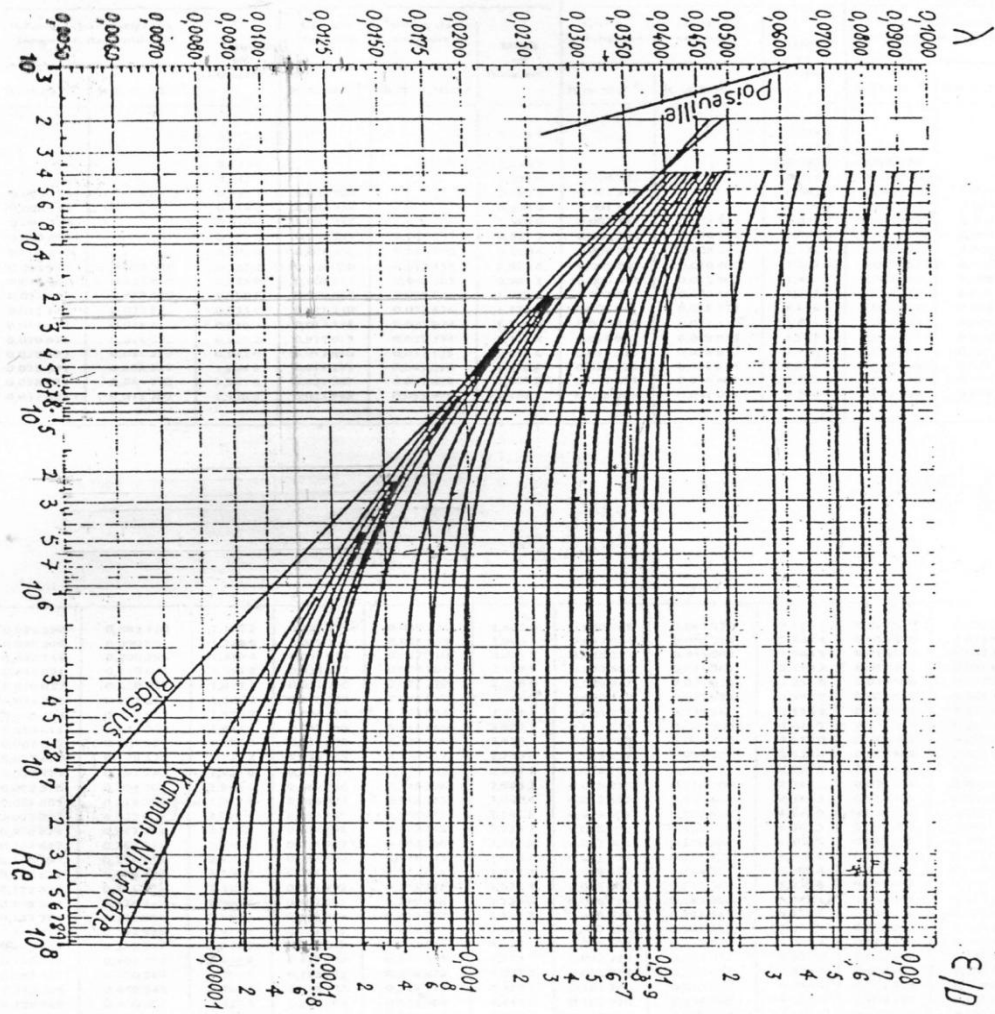


Diagramme de MOODY

Les annexes

ANNEXE 3

Courbes caractéristiques NM, 2 900 tr/mn et 1 450 tr/mn

catalogue n

E - 4

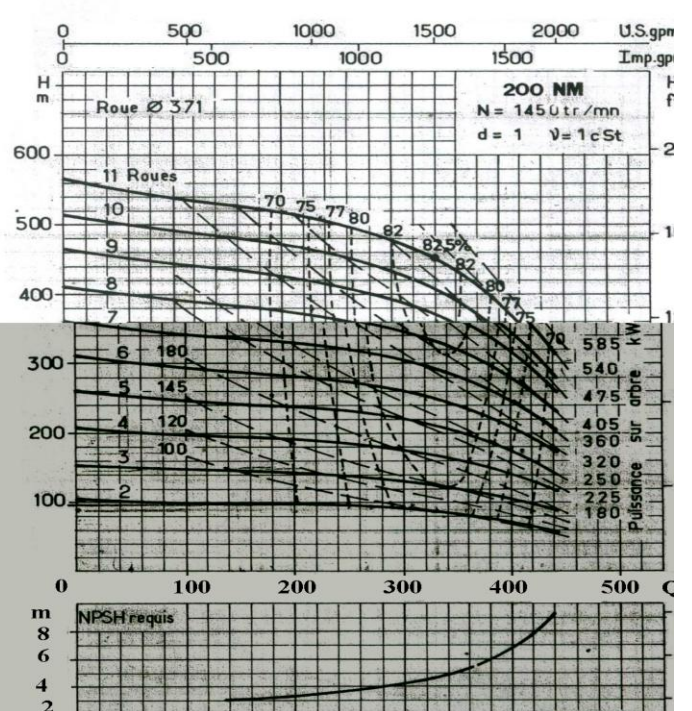
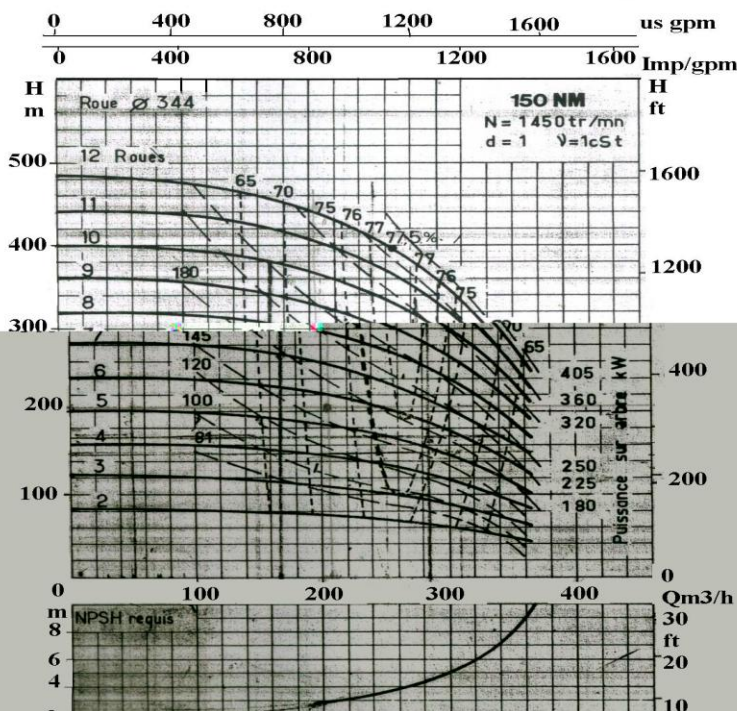
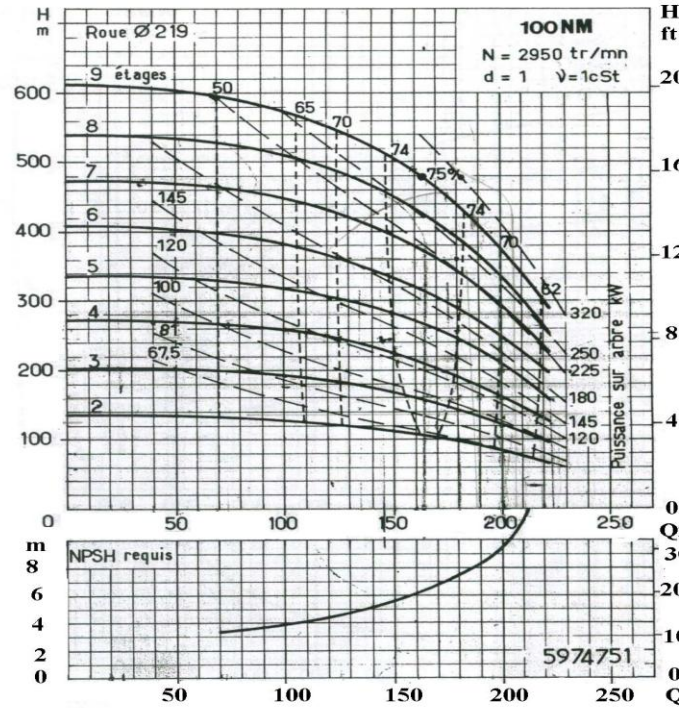
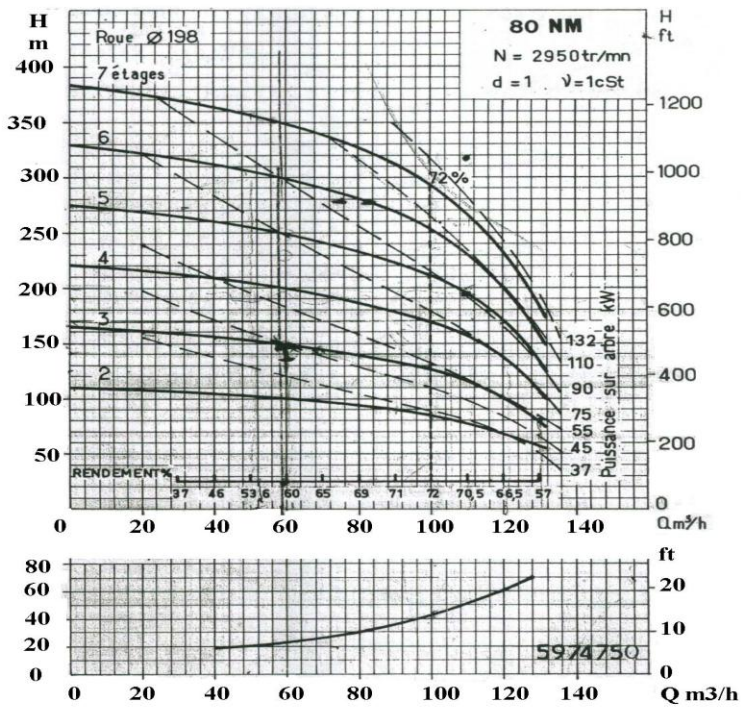
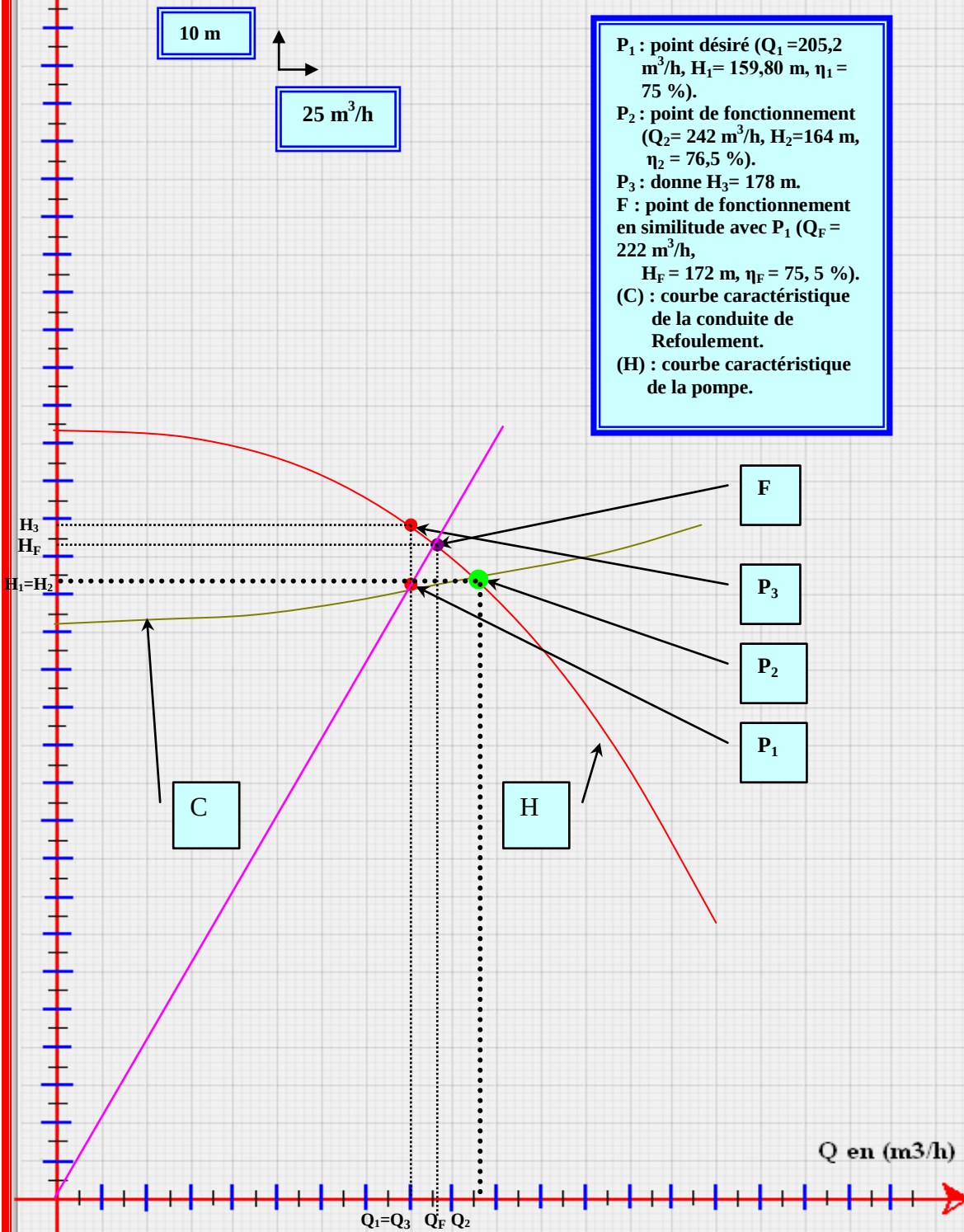


Fig. VIII.10

Détermination du point de fonctionnement (pompe de type 150 MN à 5 étages), SR1 (variante I et II)



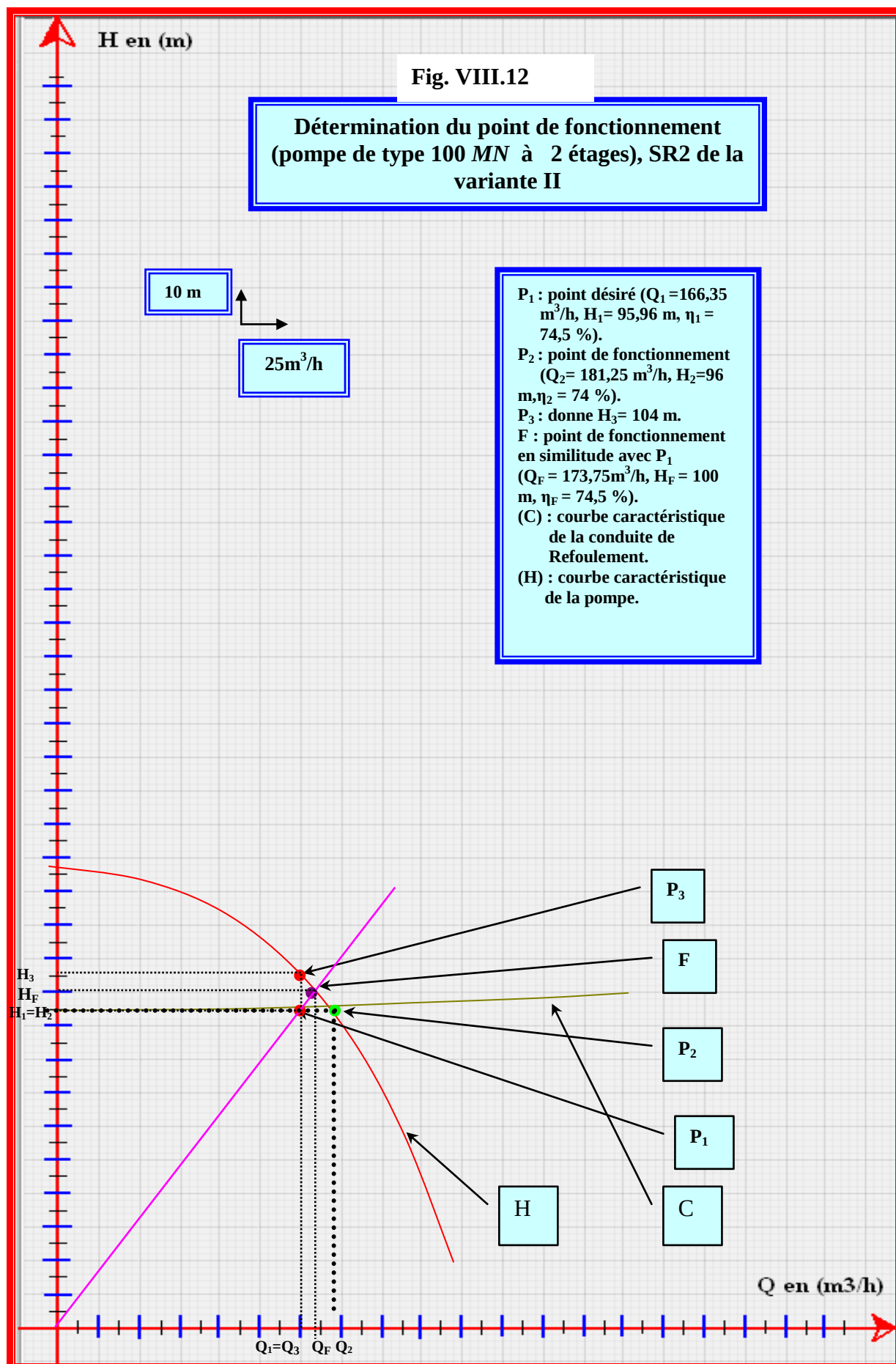
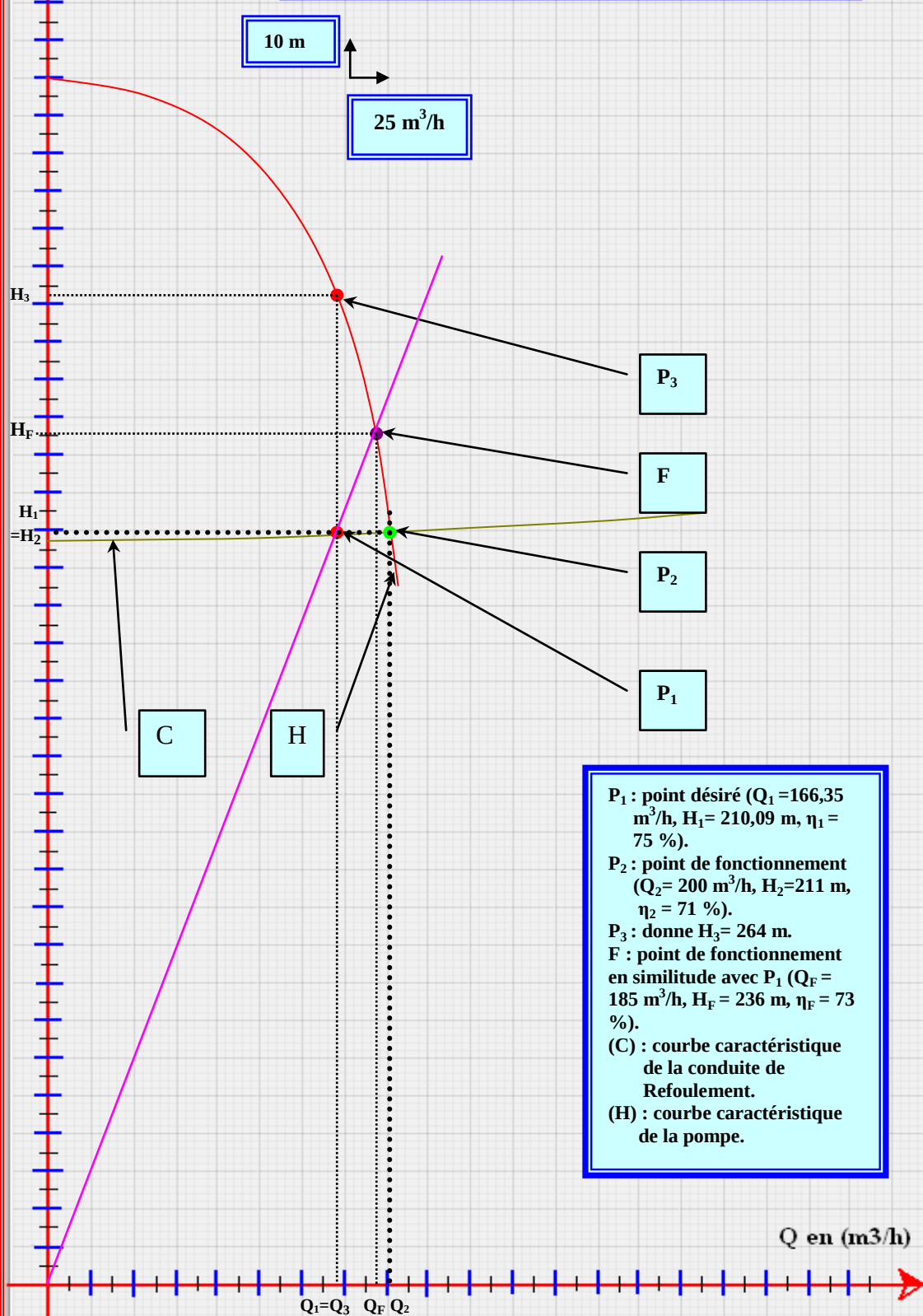


Fig. VIII.13

Détermination du point de fonctionnement
(pompe de type 100 MN à 5 étages), SR3 de la
variante II



Les références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **AIT AHCENE. M. (2008/2009)** : Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement-Réservoir tampon). UMMTO.
- **AOUDJIT Salime et LAARBI Ali ,2005/2006.**Contribution au renforcement de la chaîne d'AEP des villages de la commune de Beni-Zmenzer (T-O).
- **BOUMGHAR. Y ; MOUCHENE. M, (2009/2010)** : Raccordement de l'AEP des villages d'Ath-Kouffi de la commune de Boughni au transfert reliant le barrage Koudiet Acerdoune et le flanc sud de la wilaya de Tizi-Ouzou. UMMTO.
- Catalogue technique tube polyethnique (PH) et accessoires STPM CHIALI.
- **Dupont André, 1979-1981** : Hydraulique Urbaine (Hydrologie-Captage et Traitement) 6^{ème} édition Eyrolles, Parais
- **Dupont André, 1979-1981** : Hydraulique Urbaine (Hydrologie –Captage et traitement).
- **Dupont André ,1988** : Hydraulique UrbaineT2. (Ouvrage de transport Elévation et Distribution des eaux) 6^{ème} édition EYROLLES, PARIS.
- **HAMICHE Nacima et OUERD Nabila, 2002/2003.**Contribution a l'étude du renforcement de la chaîne D'A.E.P de la commune d'Azzaga à partir du barrage de Taksebt. Mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, U.M.M.T.O.
- **Jacques Bonin, 1985** « hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles. Paris.
- **Khaldi Nessrine.(2011/2012)** :contribution a l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune d'el-asnam (Bouira) a partir de barrage Tilesdit
- **KOCH, Pierre 1969** : l'alimentation en eaux des agglomérations 2^{ème} édition DUNOD.
- **MICHEL.A MOREL, 1994 (10)** : Exercices de mécanique des fluides
- Turbomachines, constructions graphiques phénomène transitoire. Tome (2).
- **OUALI H. (2006/2007)** : Contribution à l'amélioration de l'AEP du village BORDJ SEBAOU (Commune de Sidi Nammane) Calcul hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel Water CAD version 6.5. UMMTO.
- www.Lakhdaria-expalestro.com