

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



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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



THEME :

*Contribution à l'étude du renforcement de la chaîne d'adduction en eau
potable de la commune de Bouzguene à partir d'Oued Boubhir*



Proposer par :
DHW DE TIZI OUZOU

Présenté par :

M^{elle} : HADJI BAYA

M^{elle} : ZEGHEBIB CHAHRA

Encadré par : Mr KHATTAOUI.M

PROMOTION 2014/2015

Remerciements

Nous tenons à remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.

Au terme de ce modeste travail nous tenons à adresser notre plus sincères et vifs remerciements et gratitude à notre promoteur M^r KHATTAOUI.M pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

Nous tenons également à exprimer nos profondes gratitudes et nos vives reconnaissances à l'égard des membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger ce travail.

Nous témoignons notre reconnaissance au personnel de la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi Ouzou, particulièrement Mr DJOUDER et Mr BELAHCENE ainsi qu'aux travailleurs de la subdivision de l'hydraulique de Bouzeguène à leur tête Mr SAHI.

Nous voudrions remercier à l'avance l'honorable jury qui aura à examiner ce travail. Vos remarques et propositions seront d'un grand appoint pour nous.

Que tous ceux qui ont contribué à notre formation, particulièrement le corps enseignant du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, trouvent ici notre profonde reconnaissance.

Notre plus vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail mais qui ne sont pas cités ici, nous les remercions tous chaleureusement.

Dédicaces

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

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

A mon très cher mari Sofiane qui m'a toujours soutenu dans le bien et le mal ainsi que toute ma belle famille.

Mes frères Didine, Zahir et mes sœurs Fahima, Tassadit et son mari Ahcene. Votre soutien et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuves. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours. Ames deux anges Adem et Zwina que j'aime beaucoup.

Mon binôme, chère amie Chahra et sa famille

Ames amis « Lydia et son cher Sofiane, Nassima, Thassa, Meriem, Yasmine, Nadia, Saida, Saadia, Dyhia, Wiwi, Kati, Kahina » ainsi que les adorables de génie civil « Ghiles, Djaafar, Boussaad, Massi, Madjid, Abd ullah, » et tous mes amis sans exception ;

A toute la promotion d'Hydraulique et celle de génie civil ;

Et surtout une spéciale dédicace et un profond respect pour ma cher Meriem

« BAYA »

Dédicace

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

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

A ma très chère grand mère « Yemma Zahra » et mes chères grands parents maternels « Yemma Ouardia et jedi Ali » ;

A mon cher frère Omar et mes adorables sœurs Gouraya et Yamina ;

A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines et surtout mes anges adorés Youman, Alycia, Kenza, Adel, Yasmine, Lysa et Sofiane ;

Mon binôme, chère amie Baya et sa famille ;

A mes copines « Lyli, Nadia, Thassa, Meriem, Yasmine, Saidia, Saadia, Akila, Kahina » ainsi que les adorables de génie civil « Ghiles, Djaafar, Boussaad, Massi, Madjid, Abd ellah, » sans oublier Ghani, Gaya et tous mes amis sans exception ;

A toute la promotion d'Hydrauliques et celle de Génie Civil ;

Et surtout une Spéciale Dédicace et un profond respect pour

Ma cher Meriem.

MERCI

CHAHRA

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

I.1.Introduction	1
I.2. Situation de la commune de bouzeguene	1
I.2.1. Dans son territoire régional	1
I.2.2.Dans son territoire local	2
I.2.2.1.L'agglomération chef-lieu	2
I.2.2.2.L'agglomération secondaire	3
I.2.2.3.Accessibilité	3
I.3.Caractéristiques physiques de la commune	3
I.3.1.La morphologie	3
I.3.1.1.Les pentes	4
I.3.1.2. Climatologie.....	5
I.4.Réseau hydrographique et hydrogéologique du site	10
I.4.1.La géologie	11
I.4.2.La sismicité tectonique du site	11
I.4.3.Synthèse géotechnique.....	11
I.5.Potentialités naturelles de la commune.....	12
I.5.1.Mode d'occupation du sol.....	12
I.5.1.1.Répartition générale des terres	12
I.5.1.2.Huileries	14
I.5.1.3.Le domaine forestier	14
I.6.CONCLUSION	15

Chapitre II : estimation des besoins en eau

II.1.Introduction	17
II.2. Situation démographique et son évolution	17
II.3.Evaluation de la population	17
II.4.Evolution des besoins en eau de la population	18
II.4.1. La dotation	18
II.4.2. Consommation moyenne journalière.....	19
II.5. Différents types de besoins	19
II.5.1 Besoins domestiques pour les trois horizons (2015, 2030, 2045)	19
II.5.2. Les besoins scolaires	21
II.5.3. Les besoins sanitaires	21
II.5.4. Les besoins municipaux	22
II.5.5.Les besoins industriels	22
II.5.6. Les besoins socioculturelles	22
II.5.7. Les besoins commerciaux.....	23
II.5.8. Les besoins d'élevage	25
II.6 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière	26
II.7. Estimation des besoins maximum en eau	27
II.8. Etude de la variation des débits	28
II.8.1. Variation de la consommation journalière	29
II.8.2. La consommation maximale journalière $Q_{\max j}$	29
II.8.3. La consommation minimale journalière :.....	29
II.8.4. Comparatif entre les besoins en eau et les ressources actuelles	30
II.8.5.Variation de la consommation horaire	30

II.8.6. Débit de pointe :	32
II.9.Conclusion	32

Chapitre III : Les ressources en eaux

III.1.Introduction	34
III.2.Le réseau d'alimentation en eau potable	34
III.2.1. Les ressources en eau	34
III.2.1.1.Les sources	34
III.2.1.2. Forages	35
III.3 : Description de la chaine de bouzeguene	35
III.4 : Stockage existant.....	37
III.4.1.Stations de pompage	38
III.4.2.L'adduction	38
III.4.2.1. Adductions principales	38
III.4.2.2 : Adductions secondaires.....	39
III.5.Etat du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguene	40
III.6. CONCLUSION	41

Chapitre IV : Pose et protection des conduites

IV.1. Introduction.....	43
IV.2. Différents types de pose des conduites	43
IV.2.1.Pose en terre	43
IV.2.2. Pose en mauvais terrains (cas spécial)	44
IV.2.3. Traversée des routes.....	44
IV.2.4. Pose en galerie	45
IV.2.5. Pose des conduites traversées des cours d'eau.....	46

Sommaire

IV.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)	46
IV.2.7. Butée et amarrage.....	47
IV.3. Différentes étapes de mise en place des canalisations	47
IV.3.1. Réalisation des fouilles	47
IV.3.1.1. Largeur de la tranchée	47
IV.3.1.2. La profondeur de la tranchée.....	47
IV.3.1.3. Lit de pose	48
IV.3.2. Préparation de la canalisation	48
IV.3.3. Epreuve des joints et des canalisations principales.....	49
IV.3.4. Essai général du réseau	49
IV.3.5. Remblaiement de la tranchée :	49
IV.3.6. Désinfection du réseau	50
IV.4. Action de l'eau sur les matériaux.....	50
IV.4.1. L'Entartrage	50
IV.4.2. La Corrosion	51
IV.5. Moyens de lutte contre la corrosion	51
IV.5.1. Protection externe	51
IV.5.2. Protection interne	52
IV.6. Conclusion	53

Chapitre V : Adduction

V.1. Introduction	55
V.2. Types d'adduction	55
V.2.1. Adduction gravitaire:.....	55
V.2.2. Adduction par refoulement	55
V.2.3. Adduction mixte	55

V.3. Adduction et types d'écoulement	55
V.3.1. Ecoulement à surface libre	55
V.3. 2. Ecoulement en charge	56
V.4. Choix du tracé	56
V.5. Choix du type de matériaux	56
V.6. Système de raccordement	60
V.7. Equipements des conduites d'adduction	62
V.7.1. Etude technico-économique de l'adduction par refoulement.....	64
V.7.1.1. Choix de la gamme de diamètre	64
V.7.1.2. Evaluation des frais d'amortissement et frais d'exploitation	65
V.6.1.2.1.Frais d'amortissement	65
V.7.1.2.2. Frais d'exploitation	66
V.7.1.3. Bilan des frais	71
V.7.2. Etude de l'adduction gravitaire	72
IV.7.2.1. Calcul de la charge disponible (j_d)	72
V.7.2.2. Choix de gamme des diamètres	72
V.7.2.3. Calcul de la perte de charge.....	72
V.7.2.5. Calcul de la pression statique du flotteur :	73
V.7.2.6. La ligne piézométrique	73
V.8. Étude du projet	73
V.9.Adduction par refoulement	74
V.9.1.Calcul des conduites d'adduction par refoulement de la chaîne	74
V.10. Adduction gravitaire.....	83
V.11. conclusion	85

CHAPITRE VI : PROJECTION ET DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

VI.1. INTRODUCTION	87
VI.2. FONCTIONS DES RESERVOIRS	87
VI.3. IMPLANTATION DES RESERVOIRS	87
VI.4. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS	89
VI.5. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS	89
VI.6. CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR	89
VI.6.1 .Les facteurs intervenants dans le choix de type de réservoir	90
VI.7. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES RESERVOIRS.....	90
VI.7.1. Conduite d'adduction (ou d'arrivée)	90
VI.7.2. Conduite de distribution.....	90
VI.7.3. Conduite du trop-plein	90
VI.7.4. Conduite de vidange	91
VI.7.5. Conduite by-pass	91
VI.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	91
VI.8. EXIGENCES TECHNIQUES A SATISFAIRE	93
VI.9. ENTRETIEN DES RESERVOIRS	93
VI.10. HYGIENE ET SECURITE	93
VI.11. Détermination de la forme et proportions des réservoirs.....	94
VI.11.1. Forme	94
VI.11.2. Hauteur d'eau	94
VI.12. CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS	94
VI.12.1. Méthode analytique.....	95
VI.12.2. Méthode graphique	95

VI.12.3. Méthode direct	96
VI.12.3.1 Calcul de la capacité des réservoirs projetés.....	97
VI.12.4. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS.....	99
VI.12.4.1. Section des réservoirs projetés	99
VI.12.4.2. Diamètre de réservoir	99
VI.12.4.3.Caractéristiques des réservoirs projetés	100
VI.13. Conclusion	101

Chapitre VII : choix des pompes

VII.1.Introduction	103
VII.2. Classification des pompes et leurs caractéristiques	103
VII.2.1. Les pompes volumétriques	103
VII.2.2. Les turbopompes	103
VII.2.3. Autres pompes	104
VII.3. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge	104
VII.3.1. La vitesse de rotation	106
VII.3.2. Le débit « Q » d'une pompe	106
VII.3.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt	107
VII.3.4. Les puissances (utiles et absorbées)	107
VII.3.5. Le rendement	108
VII.4. Choix du type de pompe	108
VII.4.1. Courbes caractéristiques des pompes	108
VII.4.2. Courbes caractéristiques d'une conduite	109
VII.4.3. Point de fonctionnement d'une pompe	110

VII.4.4. Pompes semblables	112
VII.5. Fonctionnement des pompes	113
VII.5.1. Fonctionnement d'une pompe sur un réseau hydraulique	113
VII.5.2. Couplage des pompes	113
VII.6. Phénomène de cavitation	115
VII.7. Amorçage des pompes centrifuges	118
VII.7.1. Cas des pompes à axe horizontal	119
VII.7.1.1. Amorçage par remplissage	119
VII.7.1.2. Amorçage par le vide	119
VII.7.1.3. Amorçage sous pression	119
VII.7.1.4. Pompes auto-amorçantes	120
VII.7.2. Cas des pompes verticales	120
VII.8. Commande automatique des pompes centrifuges	120
VII.8.1. Commande par ligne pilote	120
VII.8.2. Commande sans ligne pilote	120
VII.9. Etude et choix des pompes	121
VII.9.1. Elévation de l'eau du forage vers le réservoir de transit (R1) de la SR1	121
VII.9.2. Elévation de l'eau de réservoir de transit (R1) de la SR1 vers le réservoir R2 de la SR2	126
VII.9.3. Elévation de l'eau de réservoir de transit (R) de la SR2 vers le réservoir R3 de la SR3	132

VII.9.4. Elévation de l'eau de réservoir de transit (R3) de la SR3 vers le réservoir R4 de la SR4	138
VII.9.5. Elévation de l'eau de réservoir de transit (R4) de la SR4 vers le réservoir de tête (RT)	144
VII.10.Conclusion	150

Chapitre VIII : Protection des conduites contre le coup de bélier

VIII.1.Introduction	153
VIII.2. Définition de coup de bélier	153
VIII.2.1. Les principales causes du phénomène sont :	153
VIII.2.2. Les risque dus aux coups de bélier :	154
VIII.3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :	154
VIII.4. Célérité des ondes.....	156
VIII.5. Calcul de la valeur de coup de bélier.....	157
VIII.5.1. Cas de la fermeture brusque $t \leq 2L/\alpha$	157
VIII.5. 2.Cas da la fermeture lente $t > 2L/\alpha$	157
VIII.6. Moyens de protection contre le coup de bélier:	158
VIII.6.1. Volant d'inertie	158
VIII.6.2. Soupape de décharge	158
VIII.6.3. Les cheminées d'équilibre.....	158
VIII.6.4. Les réservoirs d'air	159
VIII.7. Méthodes de calcul du réservoir d'air	162
VIII.8. Méthode de calcul	165

Sommaire

VIII.9. Protection de la conduite reliant la SR1 et la SR2	165
VIII.10. Conclusion	210

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de la région d'étude	1
Figure I.2 : photo représentant la ville de bouzeguene	2
Figure I.3 : la photo de ville de Loudha N'Ighil.....	3
Figure I.4 : Carte des pentes	5
Figure I.5 : Courbes des températures moyennes mensuelles (1998-2013).	7
Figure I.6 : Histogramme des précipitations moyennes annuelles (1998-2013).....	9
Figure I.7 : Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen	10
Figure I.8: huilerie du village sahel.....	14

Chapitre III : Les ressources en eaux

Figure III.1 : Conduites de distribution à ciel	40
Figure III.2 : Risque de contamination par le réseau d'assainissement	40

Chapitre IV : Pose et protection des conduites

Figure IV.1. Pose des conduites en terre	44
Figure IV.2 : Pose en mauvais terrains	44
Figure IV.3 : Traversée d'une route	45
Figure IV.4 : Pose des conduites en galerie	45
Figure IV.5 : Traversée d'un cours d'eau	46
Figure IV.6 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée	46
Figure IV.7 : Lit de pose de la conduite	48
Figure V.8 : Remblayage de la fouille.....	50
Figure V.9 : L'entartrage.....	51
Figure V.10 : La corrosion des conduites	51

Chapitre V : Adduction

Figure V.1 : Le processus d'obtention du polyéthylène	59
Figure V.2 : Les tuyaux en PEHD.....	59
Figure V.3: Bout à bout (Bouteuse).....	60
Figure V.4: Raccordement par accessoires électro-soudable	61
Figure V.5 : Raccordement par accessoires à compression.....	61
Figure V.6 : Ventouse manuelle (a et b).....	3
Figure V.7 : Ventouse automatique	63
Figure V.8 : Quelques accessoires d'un réseau d'AEP.....	64

Chapitre VI : Projection et dimensionnement des réservoirs

Figure VI.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération	88
Figure VI.2: Emplacement du réservoir en altitude	88
Figure VI.3: Conduite de la distribution et de vidange.	91
Figure VI.4: Equipements hydrauliques des réservoirs.....	92

Chapitre VIII : Etude et choix des pompes

Figure VII.1 : Classification des pompes.	104
Figure VII.2 : Construction d'une pompe centrifuge.	105
Figure VII.3 : Types de rotors	105
Figure VII.4 : Schéma d'une installation aspiration-refoulement.	105
Figure VII.5 : Différentes courbes caractéristiques d'une pompe.....	109
Figure VII.6 : Principe de détermination du point de fonctionnement dans une conduite.	111
Figure VII.7 : Caractéristique d'un réseau avec un seul réservoir.	113
Figure VIII.8 : Couplage de deux pompes identique en série.	114
Figure VII.9 : Couplage de deux pompes différentes en série.	114

Liste des figures

Figure VII.10 : Couplage de deux pompes identique en parallèle.	115
Figure VII.11 : Couplage de deux pompes différentes en parallèle.	115
Figure.VII.12 : photos illustre le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....	116
Figure VII.13 : Graphe des courbes NPSH	118
Figure VII-14: Les courbes caractéristiques de la pompe (SR1) de type PM80/4A.	122
Figure VII- 15 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type PM80/4A	123
Figure VII-16 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR2) de type PM150/8B. ..	128
Figure VII- 17 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type PM150/8B.	129
Figure VII-18 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR3) de type PM100/4B. ..	134
Figure VII- 19 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type PM100/4B.	135
Figure VII-20 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR4) de type PM100/5B ...	140
Figure VII- 21 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type PM100/5B.	141
Figure VII-22 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP4) de type MEC-MR80-3/2	145
Figure VII- 23 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type MEC-MR80-3/2.	147

Chapitre VIII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure VIII-1 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air	159
Figure VIII-2 : Les différentes formes de l'anti bélier	160
Figure VIII-3 : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.....	160
Figure VIII-4 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air	161

Liste des figures

Figure VIII-5 : Profile en long de la conduite de refoulement reliant la SR1 au réservoir de la SR2	166
Figure VIII-6 : Graphe de Meunier et Puech Conduite reliant la station de reprise1 au réservoir de la station de reprise 2.....	170
Figure VIII-7 : Perte de charge à la montée de l'eau dans la conduite	174
Figure VIII-8 : Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite	175
Figure VIII-9 : Epure de Bergeron de la conduite reliant le réservoir de la SR1 et le réservoir de la SR2	209

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Tableau I.1 : Les températures moyennes mensuelles (1998-2013).	6
Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1998-2013)....	8
Tableau I.3 : Températures et précipitations moyennes mensuelles interannuelles de La commune de bouzeguene pour la période (1998-2013).....	10
Tableau I.4 : la surface des terrains de la commune	12
Tableau I.5 : Répartition des terres agricoles..	13
Tableau I.6 : Répartition des terres agricoles utiles	13

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Estimation de la population	18
Tableau II.2.les besoin domestique	20
Tableau II.3. Les besoins de secteur d'éducation	21
Tableau II.4 : les besoins du secteur de la santé.....	21
Tableau II.5 : les besoins des administrations et des services.....	22
Tableau II.6 : les besoins du secteur industriel	22
Tableau II.7 : les besoins du secteur socioculturel	22
Tableau II.8 : les besoins du secteur commercial.....	23
Tableau II.9 : les besoins du secteur commercial (suite)	24
Tableau II.10 : les besoin du secteur d'élevage	25
Tableau II.10 : les besoin du secteur d'élevage (suite)	26
Tableau II.11 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière	27
Tableau II.12 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière en tenant compte des pertes	28

Liste des tableaux

Tableau II.13 : Débit $Q_{\max}$ et $Q_{\min}$	29
Tableau II.14 : Valeur du coefficient « β » en fonction du nombre d'habitant.....	31
Tableau II.15 : Valeur de débit max horaire	31
Tableau II.16 : Valeur de débit de pointe	32
Tableau II.17: Récapitulatif des résultats	32

Chapitre III : Les ressources en eaux

Tableau III.1 : Micro-sources recensées de la commune	34
Tableau III.2: caractéristiques des forages existants	35
Tableau III.3:Caractéristiques des réservoirs de la commune.....	37
Tableau III.4 : Caractéristiques des stations de pompage	38
Tableau III.5 : Adductions principales	38
Tableau III.6 : Adductions secondaires	39

Chapitre V : Adduction

Tableau. V.1 : Calcul des hauteurs manométriques totales.....	75
Tableau .V.2 : Calcul des frais d'exploitation.....	75
Tableau. V.3 : Calcul des frais d'amortissement.....	75
Tableau. V.4.Calcul du bilan.....	76
Tableau. V.5 : Calcul des hauteurs manométriques totales	77
Tableau. V.6 : Calcul des frais d'exploitation.....	77
Tableau. V.7 : Calcul des frais d'amortissement.....	77
Tableau. V.8 : Calcul du bilan.....	77
Tableau V.9 : Calcul des hauteurs manométriques totales.....	78
Tableau. V.10 : Calcul des frais d'exploitations	79
Tableau. V.11 : Calcul des frais d'amortissement	79
Tableau. V.12.Calcul du bilan.....	79
Tableau V.13 : Calcul des hauteurs manométriques totales.....	80
Tableau. V.14 : Calcul des frais d'exploitation.....	80
Tableau. V.15 : Calcul des frais d'amortissement	80

Liste des tableaux

Tableau V.16 : Calcul du bilan.....	81
Tableau V.17 : Calcul des hauteurs manométriques totales.....	81
Tableau V.18 : Calcul des frais d'exploitations	82
Tableau V.19 : Calcul des frais d'amortissement	82
Tableau V.20 : Calcul du bilan.....	82
Tableau V.21. Récapitulatif des différents tronçons par refoulement.....	82
Tableau V.22 : Calcul des pertes de charge	83
Tableau V.23 : Calcul des frais de la conduite.....	84
Tableau V.24 : Calcul des pertes de charge	85
Tableau V.25 : Calcul des frais de la conduite :.....	85
Tableau V.26 : Récapitulatif d'adduction gravitaire	85

Chapitre VI : Projection et dimensionnement des réservoirs

Tableau VI.1 : Fonctions des réservoirs.....	87
Tableau VI.2. Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile	94
Tableau VI.3 : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR1) projetée, à la côte 325 m NGA	97
Tableau VI.4 : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR2) projetée, à la côte 535 m NGA	97
Tableau VI.5 : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR3) projetée, à la côte 760 m NGA	97
Tableau VI.6 : Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de la (SR4) projetée, à la côte 1050 m NGA (Ivouyousfene, ait Said, Imoussa).	98
Tableau VI.7 : Calcul de la capacité du réservoir de transit pour les quatre village (Ighil tizi bao, tazrout,louda n'ighil, Ivekeren)R+	98
Tableau VI.8 : Capacité du réservoir de transit de tête projeté à la cote de 1125 m NGA :RT	98
Tableau VI.9. Caractéristiques des réservoirs projetés	100
Tableau VI.10. Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs	100

Chapitre VII : choix des pompes

Tableau VII-1: Variation de Q, H, P en fonction de n	106
Tableau VII.2: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres	121
Tableau VII.3: courbe caractéristique de la pompe.....	121
Tableau VII.4: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (forage→SR1).....	123
Tableau VII.5. Les critères de choix	126
Tableau VII.6. Récapitulatif des frais	126
Tableau VII.7: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres	127
Tableau VII.8.courbe caractéristique de la pompe.....	127
Tableau VII.9. courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1→SR2).	128
Tableau VII.10. Les critères de choix	132
Tableau VII.11: Récapitulatif des frais	132
Tableau VII.12: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres.....	133
Tableau VII.13.: courbe caractéristique de la pompe.....	133
Tableau VII.14: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2→SR3).	135
Tableau VII.15: Les critères de choix	138
Tableau VII.16: Récapitulatif des frais	138
Tableau VII.17: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres.....	139
Tableau VII.18: courbe caractéristique de la pompe.....	139
Tableau VII.19: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR3→SR4).	141
Tableau VII.20:Les critères de choix	144
Tableau VII.21: Récapitulatif des frais	144
Tableau VII.22: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres.....	144
Tableau VII.23: courbe caractéristique de la pompe.....	145
Tableau VII.24: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR4→RT).	147
Tableau VII.25: Les critères de choix	150
Tableau VII.26: Récapitulatif des frais	150

Chapitre VIII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau. VIII.1 : profil en long de la conduite	166
Tableau VIII.2. Profil en long de la conduite	168
Tableau VIII.3. Calcul le volume du réservoir d'air pour le tronçon reliant la SR1 au réservoir de transit de la SR 2	178
Tableau VIII.4: Résultats des différentes méthodes de dimensionnement des protections	179

Abréviation.

ACL : Agglomération Chef Lieu.

ADE : Algérienne des Eaux.

AEP : Alimentation en Eau Potable.

APC : Assemblée Populaire Communale.

AS : Agglomération secondaire.

BR : Bâche de reprise.

BTP : Bâtiment et travaux publics

Con. Moy.j : Consommation Moyen Journalière.

CP : Côte Piézométrique.

CR : Côte Radier.

CTP : Côte Trop Plein.

CEM : Collège d'enseignement moyen.

CFPA : Centre de formation professionnelle et d'apprentissage.

CW: Chemin de Wilaya.

D : Diamètre.

DA : Dinar Algérien.

D_{ext} : Diamètre extérieur.

DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.

D_{int} : Diamètre intérieur.

DN : Diamètre Nominal.

DREW : Direction des ressources en eau de la wilaya.

F : Forage.

Frais d'amorts : Frais d'amortissements.

Frais d'exp : Frais d'exploitation.

FD-k9 : Fonte ductile de type k9.

GTCF : Germes totaux de contamination fécale.

H : Hauteur.

Ha : Hectare.

Hab : Habitants

Hg : Hauteur géométrique.

HMT: Hauteur manométrique totale.

H_{inc} : Réserve d'incendie.

JL : Pertes de charge linéaires.

Js : Pertes de Charge singulières.

Abréviation.

Jt : Pertes de charge totales.

KWh : kilowatt heures.

L : Longueur.

m.c.e : Mètre colonne d'eau.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

ml : Mètre linéaire.

Moy : Moyenne.

MPa : Méga pascal

MV : Méga volt

N.D: Niveau Dynamique.

N.S : Niveau Statistique.

NGA : Niveau Géodésique Algérien.

NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible.

NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise.

NTU: Néphélométrie Turbidité Unit.

OMS : Organisation mondial de la sante.

ONM : Office national météorologique.

ONS : Organisme national des statistiques.

PDAU: Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité.

P_F : Pression de flotteur.

PN : Pression nominale.

P_R : Pression.

PVC : Chlorure de Polyvinyle.

Q : Débit.

Q_x : Quintaux.

R : Réservoirs.

Re : Nombre de Reynolds.

RGPH : Recensement Géographique Populaire de l'habitat.

SAU : Surface Agricole Utile.

SP : Station de pompage.

Abréviation.

SR : Station de reprise.

T °C : Température.

V : Vitesse.

Introduction générale

L'Algérie est un pays semi-aride où la pluviométrie est faible et souvent irrégulière, ce qui engendre une pénurie d'eau et une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable des localités, à un tel point que dans beaucoup de régions, les robinets sont trop souvent à sec et les gens dépensent beaucoup de temps, d'énergie et d'argent pour se procurer de ce liquide très vital.

Avec une demande en plein essor, et dans un contexte de raréfaction des ressources en eau, résultat des changements climatiques d'un côté et de la pollution des ressources existantes d'un autre côté, la satisfaction de cette demande n'est pas une tâche aisée. Connaissant les conséquences désastreuses que peut causer le manque des ressources en eau,

L'Algérie déploie de grands efforts pour améliorer sa situation hydrique et ce dans le but de remédier au problème de manque d'eau et de pouvoir répondre aux besoins incessamment croissants des différents consommateurs.

Notre projet s'inscrit dans cette perspective, à savoir améliorer l'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguène qui accuse, depuis de longues années, un grand déficit en matière d'alimentation en eau potable causé par l'insuffisance des ressources mobilisables dans la région.

Portant pour thème le renforcement de la chaîne d'adduction en eau potable de la commune de bouzeguene à partir de l'oued Boubhir, notre travail vise essentiellement à dimensionner le nouveau réseau d'adduction à partir de cette chaîne.

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

I.1. Introduction

Avant d'entamer tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude des caractéristiques du site et les facteurs qui influent sur la conception du projet sont indispensables, parmi ces facteurs, on cite : l'état des lieux en général, les données propre à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, les données topographiques ainsi que les données climatique et géologique du site. Ceux-ci nous permettent de prendre les dispositions et les décisions nécessaires pour la réalisation des travaux dans de bonnes conditions.

I.2. Situation de la commune de bouzeguene

I.2.1. Dans son territoire régional

La commune de bouzeguene ou Ath Wizgan est située au Sud-Est de la wilaya de Tizi-Ouzou, à environ 75 km de chef-lieu de wilaya, elle s'étend sur une surface de 6690 ha, elle est délimitée par :

- Au Nord : par la commune d'Idjeur ;
- Au Sud : par la commune d'IlloulaOumalou et Béni Zikki ;
- A l'Est : par la wilaya de Bejaïa (la commune de Chemini).
- A l'Ouest : par la commune d'Ifigha.

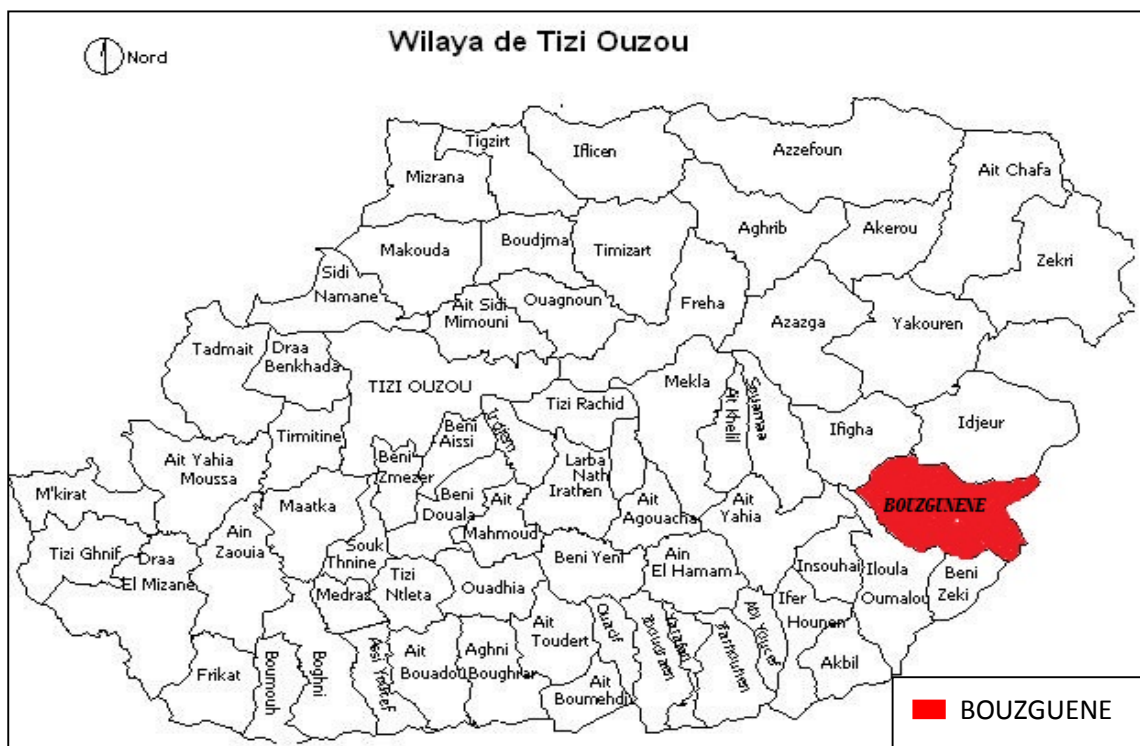


Figure I.1 : Situation géographique de la région d'étude

I.2.2. Dans son territoire local

La commune de bouzeguene, chef-lieu de la Daïra de bouzeguene joue le rôle pilote du développement local de cette région grâce à sa situation limitrophe de la wilaya de Bejaïa ainsi que son passé historique richement connu ou elle a été le passage qui permet la liaison entre la wilaya de Tizi-Ouzou et celle de Bejaïa.

Au dernier recensement effectué en 2008, le nombre de la population a été estimé à 24311 habitants soit une densité de 363 hab/km², cette commune alors est composée d'après l'ONS bien sûr d'une agglomération chef-lieu (Bouzeguene centre) et d'une agglomération secondaire (Plateau Loudha ou TazroutsLoudha).

La commune est traversée par un seul chemin de wilaya (CW251) qui desserve presque la totalité des villages :

I.2.2.1. L'agglomération chef-lieu

L'agglomération chef-lieu de Bouzeguene est située au centre de la commune, elle regroupe une population totale de 21097 hab soit 86,78%,cette population concentrée dans l'ACL et expliqué par la fusion de 20 villages :

Ibekarene,AitIkene,AitSaid,Ibouyousfene,Tizouine,AitIkhlef,AitElkarn,Ihitoussene,AitFerrache,AitSemlal,AitAzzouane,AitSalah,Houra,Ahrik,Takoucht,Taourirt,Sahel Ait Sidi Amar bouzeguene Village avec l'ACL, cette fusion est dû au phénomène de la conurbation urbaine résultat de l'urbanisation linéaire surtout le long de CW251.



Figure I.2 : photo représentant la ville de bouzeguene

I.2.2.2. L'agglomération secondaire

L'agglomération secondaire est située au Nord-Ouest de la commune de Bouzeguene, elle est composée de 04 villages : IghilTiziboa, Loudha N'Ighil, Tazrouts et Ikoussa, elle compte 3214 hab soit 13, 22%, à rappeler que le même phénomène de la conurbation urbaine a fait naître cette agglomération secondaire.

I.2.2.3. Accessibilité

L'accessibilité est à la base de l'organisation interne de l'espace urbain. Les activités économiques sont en compétition pour la localisation la plus avantageuse.

La commune de Bouzeguene est accessible à partir de :

- Le **CW 251** assure l'accessibilité de la commune de Bouzeguene dans ses parties Nord-Ouest et Sud-est du fait qu'il traverse toute la commune.
- 03 chemins communaux permettent aussi son accessibilité à partir des communes d'IlloulaOumalou, BéniZikki et la commune de Chemini(wilaya de Bejaïa).

I.3. Caractéristiques physiques de la commune

Dans cette partie il s'agit d'étudier les contraintes naturelles liées à l'aménagement à effectuer, Nous aurons comme contraintes naturelles à étudier : la morphologie, la climatologie et la géologie.

I.3.1. La morphologie

L'étude relative à la délimitation et à la caractérisation des zones de montagne et les massifs montagneux de Djurdjura classe la commune de BOUZEGUENE dans la zone de moyenne montagne (étage inférieur).

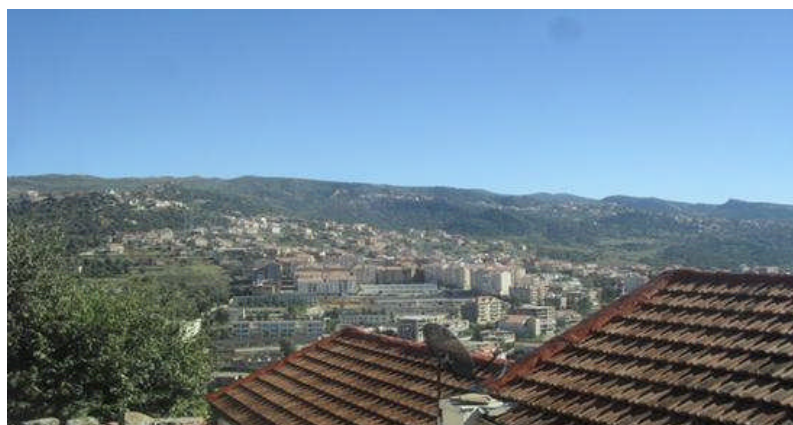


Figure I.3 : la photo de ville de Loudha N'Ighil

L'analyse de la carte d'état-major au 1/25000^e de la commune de BOUZEGUENE, montre que la région est composée de différentes classes d'altitudes qui sont :

- Les altitudes de (250m à 400m) : cette classe occupe une moindre surface, occupant toutes la bande Ouest du Nord au Sud de la commune, dont le point le plus bas se situe à l'oued sahel avec 250m d'altitude et le point le plus haut est situé à 395m.
- Les altitudes comprises entre 400m et 800m : apparaissent au centre ; dont le point le plus bas est de 407m et le point le plus haut au Sud de la commune avec une altitude de 795m.
- Les altitudes de (800m à 1200m) : cette classe se localise au centre de notre zone d'étude dont le point le plus bas est de 803m d'altitude au Sud exactement à AHRIK, dont le point le plus haut culmine à une altitude de 1194m dans le village AGOUNI NTESFIT .
- Les altitudes de (1200m à 1500m) : cette classe se localise à l'Est de la commune de Nord au Sud, le point le plus bas culmine à 1212m au village Tizi-Tament au Nord et le point le plus haut culmine à 1482m.
- Les altitudes supérieures à 1500m : constituent des petites surfaces au Nord et à l'Est de la commune, dont le point le plus haut culmine à 1573m au niveau de Djebel Ezzeene.

I.3.1.1. Les pentes

Vu l'importance du relief déterminant a priori toutes orientations d'un développement urbain, nous avons procédé à la réalisation d'une carte des pentes et leur classification à base de la carte d'état-major établie au 1/25 000^e de la commune de Bouzegune.

La carte des pentes donne la topographie générale de la commune de Bouzeguene, sa lecture nous permet de classer 3 classes de pente :

- 1) Classe de pentes (10% à 15%)** : occupe une bande au sud de la commune
- 2) Classe de pentes (15% à 25%)** occupant une grande partie de la commune, cette classe de pentes est moyennement favorable à l'urbanisation.
- 3) Classe de pentes supérieures à 25%** : cette classe occupe la partie sud-ouest (Sahel et Taourirt), centre (Ahrik et Hora) et la partie est de la commune.

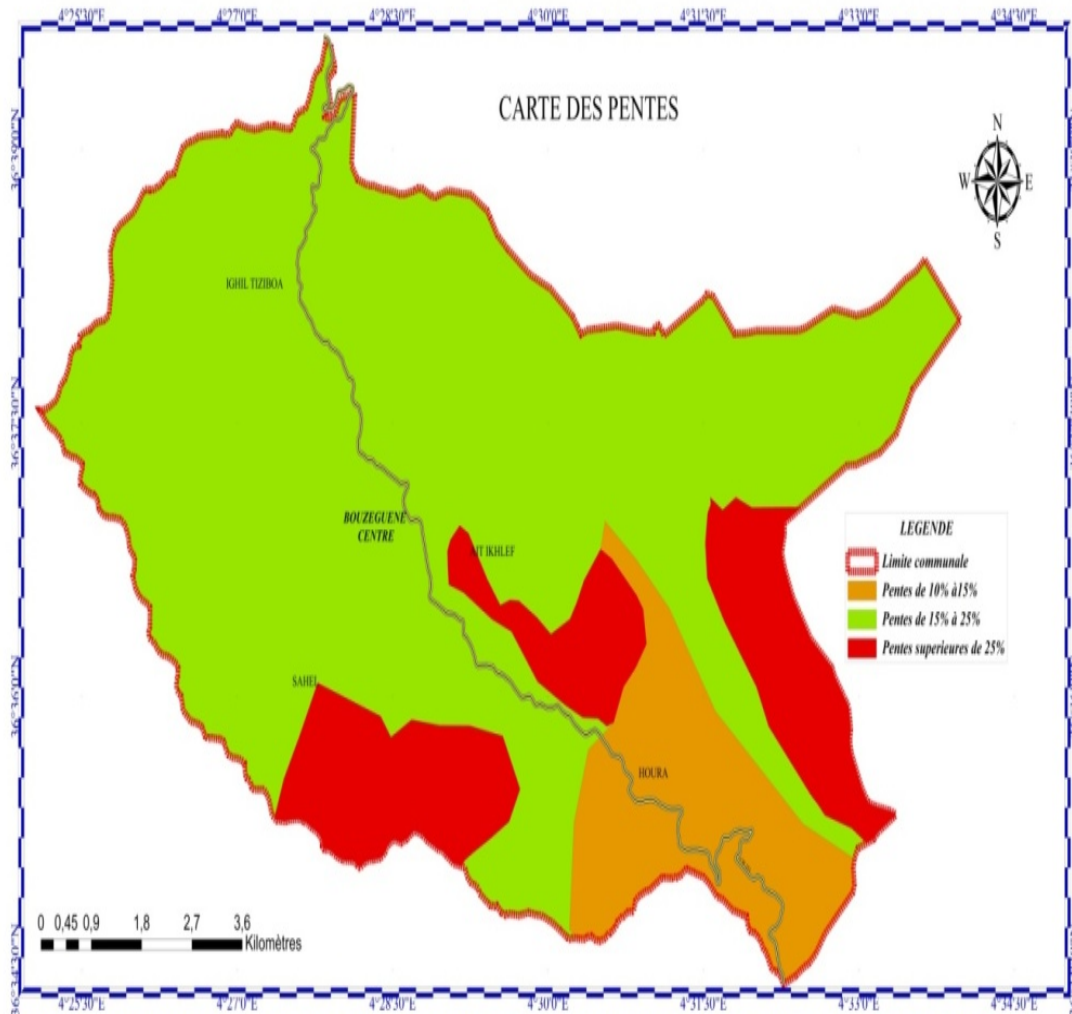


Figure I.4 : Carte des pentes

I.3.1.2. Climatologie

❖ Le climat

Le climat de la région de Bouzeguene est dit méditerranéen tempéré, caractérisé par deux saisons ; un hiver froid et humide et un été chaud et sec. L'analyse des données climatiques mesurées à la station météorologique de la wilaya de Tizi-Ouzou au cours de la période (1997-2006) a permis d'évaluer les paramètres suivant :

❖ Les Températures

Tableau I.1 : Les températures moyennes mensuelles (1998-2013).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy.
1998	10,6	11,9	13,2	15,7	18	23,9	27,6	27,1	24,6	17,4	13,7	9,8	17,79
1999	10	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	18,63
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	18,83
2001	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23	14	9,2	18,98
2002	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	18,93
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	18,63
2004	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	18,13
2005	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13	10,6	17,64
2006	9,2	10	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	19,13
2007	11,4	13	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	19,4	13,6	10,6	18,18
2008	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,1	18,48
2009	10,8	10,4	12,7	14,0	21	25,2	29,6	28,0	22,7	19,2	15,3	15,8	18,27
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	18,14
2011	10,6	10,3	13,4	17,5	19,7	23,1	27,5	28,5	24,7	19,7	15,7	13	18,64
2012	9,9	6,5	13,3	15,3	19,9	26,4	27,8	30,3	24,4	20,8	16,2	13,33	19,16
2013	10,06	9,86	13,47	16,4	19,06	24	27,66	28,66	24,23	19,9	15,4	12,51	18,43
Moy.	10,11	10,55	13,6	16,08	19,59	24,71	27,97	28,12	24,42	20,49	14,64	11,7	18,5

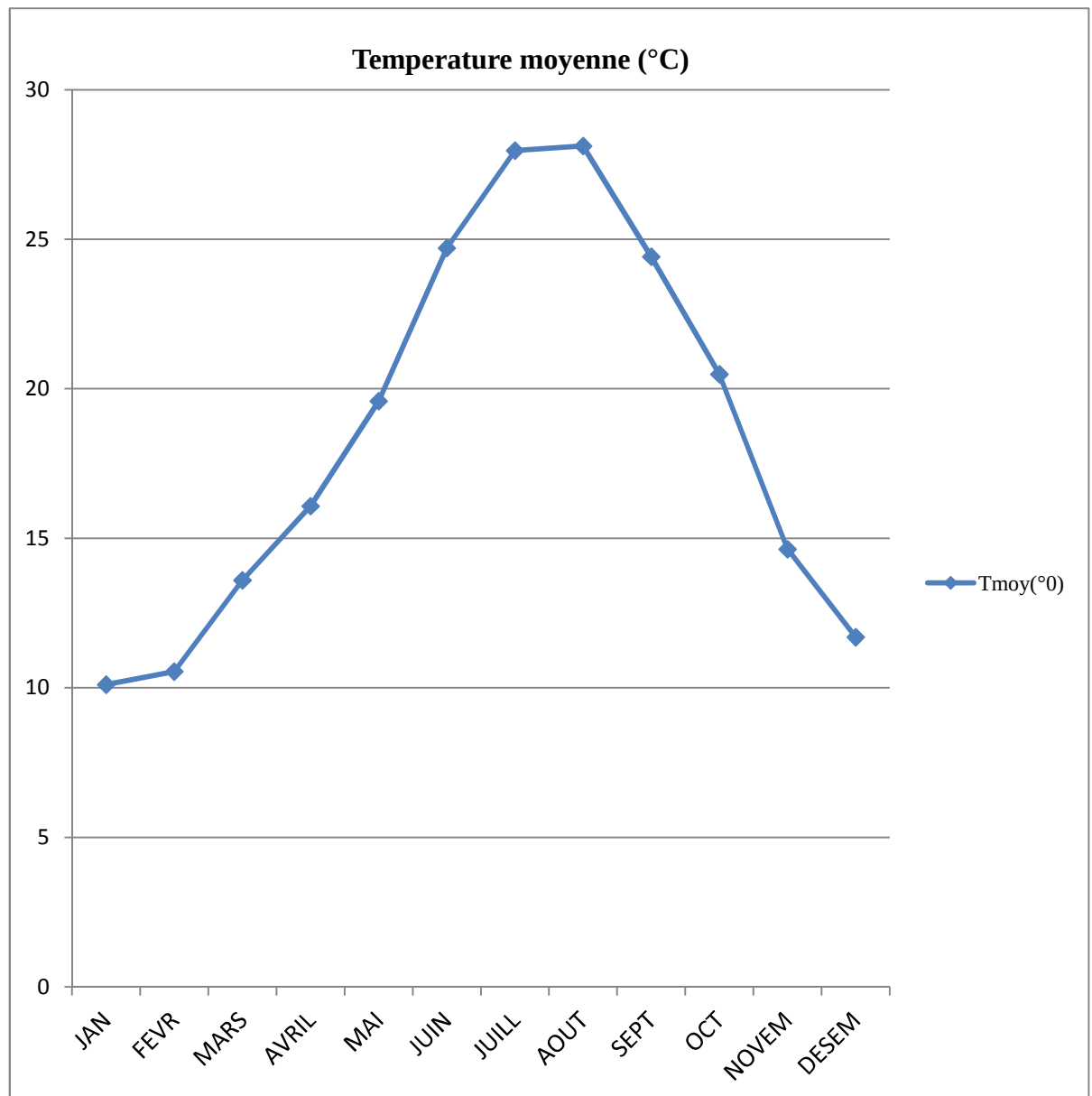


Figure I.5 : Courbes des températures moyennes mensuelles (1998-2013).

D'après le Tableau et la Figure Les températures sont très élevées en été vers le mois de Juillet et Août, avec une moyenne de 27,97°C et 28,12°C, et basse au mois de Janvier et Février avec une moyenne de 10,11°C et 10.55°C.

❖ La pluviométrie

Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1998-2013).

Années	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy.
1998	49,8	163,6	64,9	98,5	231,8	1	0	2,8	34,8	87,1	132,7	92,9	79,99
1999	122,9	92,6	75,3	19,6	40,5	1,3	0	2,3	32,6	15,4	149	219,2	64,23
2000	20,5	5,1	6,5	38,3	56,6	6,4	0	0,2	5,3	51,5	78,4	68	28,07
2001	231,6	73,7	4	41,2	45,8	0	0	2,1	35,4	8,6	5,2	63,2	42,57
2002	76,2	33	47,1	53,8	46,1	1,7	2,5	20,6	31	39,2	271,9	286,1	75,77
2003	303,5	106	59,3	128,6	34,3	1,2	3,2	3,3	21,3	67,7	78	166,9	81,11
2004	127,7	52,2	104	86,4	146,1	4,7	0	10,2	36,9	36,4	106,9	197,4	75,74
2005	148,7	37,5	30,3	68,5	1,5	0,1	0,6	1,7	20	57,5	72,2	87,2	43,82
2006	142,5	169,4	35	20,2	78,1	5,6	2,4	2,7	36,5	18,6	7,3	170,5	57,40
2007	8,4	63,4	284,6	201,5	23,8	14,9	11,3	1,8	56,9	210,4	257,8	89,2	102,00
2008	8,7	11,8	88,1	32,3	96,8	14	7,2	0	34,6	66,1	190,3	115,4	55,44
2009	221	42,4	92,0	132,6	69,1	0	2,6	7,3	169,8	40,4	116,5	140,3	86,17
2010	82,4	61,1	97,4	93,6	59,3	27,6	1,8	25,9	25,4	113,4	143,5	46,1	64,79
2011	90,9	146,9	99,9	106,5	153,1	41	1,7	0,2	7,5	34,1	156,4	86,9	77,09
2012	69,5	269,5	97,8	146,8	40,2	1,1	0	6,4	10,9	96,3	68,7	91,1	74,86
2013	80,9	159,7	98,4	115,65	84,2	23,2	1,2	10,8	14,6	81,3	122,9	74,6	72,29
Moy.	111,58	92,99	80,29	86,50	75,46	8,99	2,16	6,14	35,84	64,00	122,36	124,69	67,59

L'analyse du tableau ci-dessus montre que les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de Novembre, Décembre et Janvier (122,36 124,69 111,58). Qui caractérisent la saison hivernale. Par contre les précipitations les plus basses sont enregistrées aux mois de Juin, Juillet, Août (8,99 2,16 6,14) qui caractérisent la saison estivale comme le montre la (figure I.6).

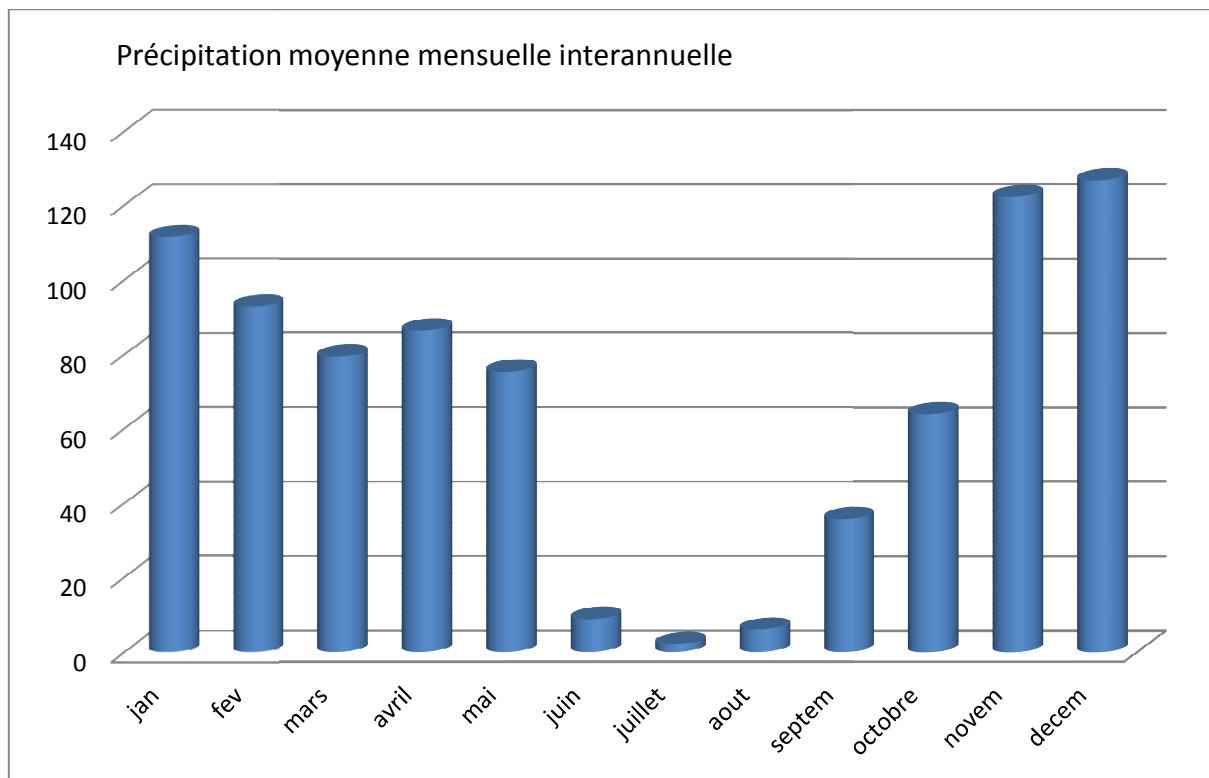


Figure I.6 : Histogramme des précipitations moyennes annuelles (1998-2013).

Le diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen.

Le diagramme ombrothermique ci-dessus permet de déterminer l'intensité de la période sèche, pour cela, en abscisses sont portés les mois de l'année, et en ordonnées, à gauche, les précipitations (P) en (mm) et à droite, les températures (T) en (°C), de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures : ($P = 2T$). Ainsi la saison sèche se détermine lorsque la courbe des précipitations (P) est au-dessous de la courbe des températures (T).

Tableau I.3 : Températures et précipitations moyennes mensuelles interannuelles de la commune de bouzeguene pour la période (1998-2013).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
T _{moy} (°c)	10,11	10,55	13,60	16,08	19,59	24,71	27,97	28,12	24,42	20,49	14,64	11,770
P _{moy} (mm)	111.58	92.99	80,29	86.50	75.46	8,99	2,16	6.14	35.84	64.00	122.36	124.69

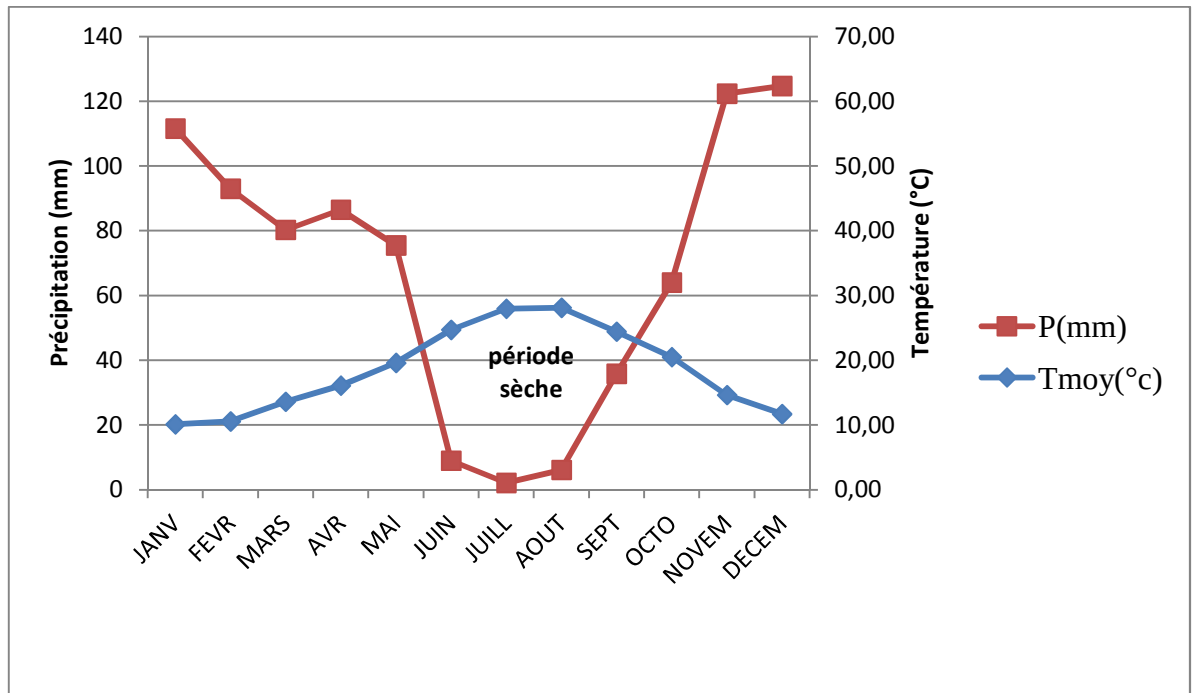


Figure I.7 : Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen

❖ Interprétation

D'après le tableau (I.3) et le diagramme ombrothermique, on constate que la période sèche s'étale sur une durée de 03 mois de juin à août, cette période permet de déterminer la période ou il est nécessaire d'irriguer, et la période humide est comprise entre le mois de septembre au mois de mai.

I.4. Réseau hydrographique et hydrogéologique du site

Le Djurdjura de fait de sa surface importante, de son altitude élevée, de sa géomorphologie, de ses zones escarpées, donne naissance à des oueds, dont les bassins versants alimentent les cours d'eaux ; ces derniers ont une forme allongées et un coefficient de ruissellement élevé.

La région est parcourue par une multitude de cours d'eau allant de simples ruisseaux aux oueds ; dont la direction générale est Sud-Nord. Ils se transforment en torrents à ce

moment-là, l'érosion est importante et parfois des crues interviennent causant de grands dégâts.

I.4.1. La géologie

La région de Bouzguene est caractérisée par quatre formations géologiques qui sont les micaschistes schistes satiné, le Permo-Tréas, L'Eocène moyen marin et l'Oligocène marin.

En dominance des formations d'Oligocène marin comportant en générale des formations marneuses incluant des grès dans différents états (compacté, remanié et altéré).

I.4.2. La sismicité tectonique du site

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée liée aux mouvements de plaques et à l'interaction aux frontières de ces plaques. Notre site d'étude est situé dans la zone (II a), zone de moyenne sismicité selon le RPA 99.

I.4.3. Synthèse géotechnique

La région de Bouzguene est caractérisée par un terrain moyennement stable à l'érosion.

La région est affectée par des glissements de terrains de grande ampleur ou on observe des terrains affaissés (Stades, routes), des bâtisses menacées de destruction surtout dans la région Ahrik et le village Sahel.

D'après les analyses qui ont été faites sur différentes études, géologiques, géomorphologiques et les visites sur site et d'après les études lancées par le laboratoire L.H.C.C pour différentes zones de glissement de la commune, on a pu récupérer l'étude géotechnique en cours de la première phase dans les villages Sahel et Ahrik.

La commune de Bouzguene est caractérisée par (03) classes de terrains qui sont les suivantes :

❖ Les terrains favorables

Occupant une petite bande au Sud-Est caractérisée par des pentes qui varient entre 10% et 15% un terrain plus au moins plat caractérisé par des formations marneuses incluant des grès, caractérisés par une portance aussi importante.

❖ Les terrains moyennement favorables

Occupant presque la totalité de la commune avec des pentes plus aux moins élevées qui varient entre 15% et 22% caractérisées par des marnes et des grés.

❖ Les terrains défavorables

Occupant les parties où les pentes sont fortes supérieures à 25% l'influence de la pente devient très importante sur le coût et la conception des zones à urbaniser et les zones où le glissement est considérable surtout dans les régions Ahrik Et Sahel. Des grandes fissures supérieures à 20cm de terrains sont enregistrées ce qui a engendré des dégâts de grandes ampleurs, certains poteaux ont été cisailés au niveau de plusieurs constructions en amont et en aval de la route, des importants affaissements de la route goudronnée menant vers Sahel, on constate aussi des bâtisses et certains gabions qui ont été réalisés sont presque recouverts par des terres engendrées par le glissement cela implique l'ampleur de ce dernier dans ces villages.

La région de Bouzguene est caractérisée par des glissements de terrains de grande ampleur cela vu la nature lithologique de terrain (Marnes et Argiles) qui sont sensible à l'érosion et la morphologie qui est la pente (15% à 25%) pour cela des études géotechniques in-situ sont impératives et indispensables avant la réalisation de n'importe quel projet sur ce site, et cela vu l'hétérogénéité du sol.

I.5. Potentialités naturelles de la commune

I.5.1. Mode d'occupation du sol

I.5.1.1. Répartition générale des terres

Tableau I.4 : la surface des terrains de la commune

La nature des terrains		Superficie (ha)	(%)
SAT	SAU	614	-
	Passage et parcours	1985	-
	Terrains improductif	201	-
Totale SAT		2800	41,85
Exploitation forestières (bois - forêt)		2710	40,51
Terrains improductifs non affectés à l'agriculture		1180	17,64
Superficie totale de la commune		6690 ha (66,9km ²)	

On remarque du tableau que la surface agricole totale (STA) est d'environ 2800 ha soit 41.85 % de la superficie totale de la commune, l'exploitation forestière occupe 2710 ha soit 40.51 % et 1180 ha soit 17.64 % font partie des terrains improductifs non affectés à l'agriculture.

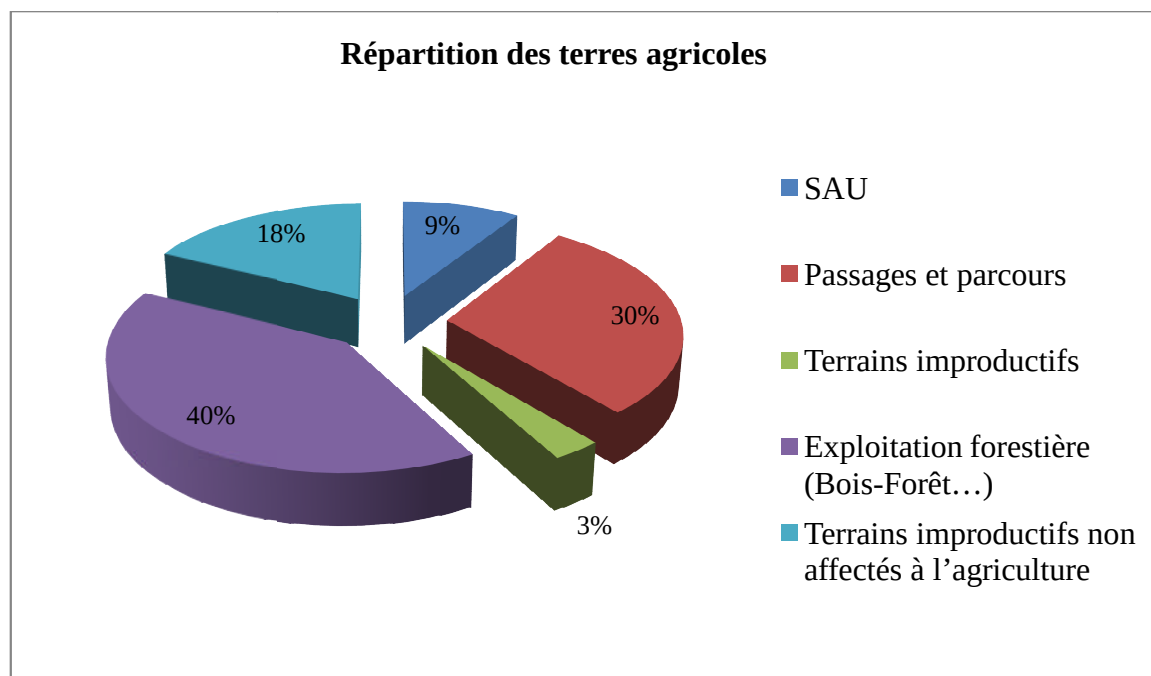


Tableau I.5 : Répartition des terres agricoles

	Surface Agricole Utile (SAU)	passages et parcours	Terrains improductifs Surface Agricole totale	Surface Agricole Totale
Surface (ha)	614,25	1984,8	201	2800,05
%	21,94	70,88	7,18	100

Le tableau ci-dessus montre que la surface majoritaire de la surface agricole totale est occupée par les passages et les parcours avec 1984.8 ha soit 70.88 %, et vient après la surface agricole utile avec 614.25 ha soit 21.94 % et enfin les terrains improductifs avec 201 ha soit 7.18 %.

Tableau I.6 : Répartition des terres agricoles utiles

Céréales (HA)	Légumes secs (HA)	Maraichages (HA)	Fourrages 215.58 HA		Arboricultures 344.67 HA			
			Culture fourrage	Fourrage nature	Oliviers (HA)	Figuier s	Noya ux	Vigne s (HA)
0	3	51	53	162.58	255.67	72	14.5	2.5

On distingue du tableau que la culture arboricole occupe une surface totale de 344.67 Ha soit 56.11 % de la surface agricole utiles dont l'olivier occupe la grande partie avec 255.67 Ha.

Les fourrages à leurs tours occupent une surface importante de 215.58 Ha soit 35.09 %, les maraichages n'occupent que 51 ha et 3 ha seulement pour les légumes secs, alors qu'on remarque l'absence de la culture des céréales.

I.5.1.2. Huileries

Neuf huileries en activité ont été recensées dans la zone d'étude. Les matières grasses provoquent des pollutions permanentes à cause de leur insolubilité. Selon J. Rodier (84), des teneurs supérieures à 500mg/l, dans les eaux résiduaires sont susceptibles de provoquer une attaque du béton par les acides gras libres. Par ailleurs le caractère visqueux des margines à Ph très acide entraine la formation de dépôt huileux sur le sol et provoque son imperméabilisation en premiers stade et son asphyxie par la suite.

Dans la commune de Bouzguene, ce qui reste de ces unités après extraction de l'huile d'olive, est souvent récupéré par les villages pour des fins de consommation ou des besoins énergétiques (Feux, alimentation du bétail..).



Figure I.8: huilerie du village sahel

I.5.1.3. Le domaine forestier

La commune de Bouzguene dispose des potentialités forestières importantes suite à sa situation limitrophe de l'Akfadou, d'ailleurs 03 cantons forestières de cette forêt font partie de la commune de Bouzguene, il s'agit de :

- Canton Timisgueda : situé à l'Est de la commune de bouzguene, il occupe une surface de 485.22 ha, les essences forestières qui s'y trouvent sont prédominance de chêne zeen dont son état est gaulis qui nécessite une protection pour entretenir sa dynamique vers l'état futaie.
- Canton Tala N'Bacha (partie sud) : ce canto est constitué de deux parties et seule la partie Sud qui se trouve dans la commune de bouzguene et l'autre dans commune d'Idjeur, il se situe au Nord de la commune de bouzguene, une association de chêne-liège et de chêne zeen couvrent ce canton mais à dominance de chêne zeen, la surface que ce canton occupe est d'environ 188.55 ha.
- Canton AinkeurGuizan ou tala Guizan : situé au Nord-est de la commune, ce canton tire son nom de la source qui se trouve dans cette zone, il occupe une surface de 116.79 ha, le chêne zeen est l'espèce dominante de ce canton et il est en état gaulis.
- A noter que le maquis occupe une surface de 2710 ha dont 790.56 ha font partie du domaine forestier (les 03 cantons).

I.6. Conclusion

Dans ce qu'on vient de citer, nous avons défini les données nécessaires de notre région d'étude concernant la géographie, la géologie, la climatologie, des données qui servent de bases pour l'élaboration de notre projet d'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguene.

Chapitre II : estimation des besoins en eau

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va évaluer les besoins en eau de la commune de Bouzeguene. On note que ces besoins sont liés au niveau de vie, aux normes d'hygiène et au développement démographique.

L'aspect quantitatif des besoins en eau potable nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires pour l'alimentation de toute la commune, ainsi que la répartition des débits qui nous conduira au dimensionnement de tous les ouvrages d'écoulements et d'adductions.

II.2. Situation démographique et son évolution

D'après les dernières données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de la wilaya de Tizi-Ouzou effectuée en 2008, la population de la commune de bouzeguene s'élève à 24148 habitants avec un taux d'accroissement de 2 %, réparti sur les 21 villages que comporte la commune.

II.3. Evaluation de la population

L'évaluation des besoins en eau a différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_n = P_0(1 + T)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul,

P_0 : Population de l'année de référence (2008),

T : Taux de croissance naturel de la population en 2% ,

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

Les horizons de calcul considérés sont :

- ❖ Moyen terme : 2030 ($n=22$),
- ❖ Long terme : 2045 ($n=37$).

La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 : Estimation de la population

Villages	Pop 2008	2015	2030	2045
Ighil Tizi Boua	1717	1972	2654	3573
Ait Iken	458	526	708	953
Tazrouts-Loudha	1094	1257	1691	2276
Ibouyoussfène	756	868	1169	1573
Ait Said	457	525	1201	951
Ibakarene	777	892	563	1617
Ait Ikhlef	364	418	773	757
Ait Mizere	500	574	679	1040
Tizouine	439	504	637	913
Imoussa	412	473	506	857
Ihitoussene	327	376	440	680
Ait Ferrache-Ait Semllal	1746	2006	2699	3633
Ait Salah	2046	2350	3163	4257
Ahrik	2027	2328	3134	4218
Houra	1901	2184	2939	3955
Bouzugue centre	2788	3202	4310	5801
Ait Sidi Amar	1265	1453	1956	2632
Bouzugue village	295	339	456	614
Taurirt	1404	1613	2171	2921
Takhoucht	1095	1258	1693	2278
Sahel	2274	2612	3516	4731
Total	24142	27732	37323	50232

II.4. 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.4.1. La dotation

Appelée aussi la norme de consommation, elle est définie comme étant la quantité d'eau quotidienne que l'être humain doit utiliser dans ses différents besoins (le ménage cuisine, douche, etc).

Il est jugé par les responsables de DHW de la wilaya de Tizi-Ouzou, qu'une dotation de 150 l/j/h, sera suffisante pour satisfaire les besoins en eau de toute la population pour le court, le moyen et le long terme.

II.4.2. Consommation moyenne journalière

Elle 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 :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N \times D}{1000} \text{ [m}^3\text{/j]} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: Le débit moyen journalier,

D : La dotation (l/j/habitant),

N : Le nombre d'habitants.

II.5. Différents types de besoins

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

- ❖ Les besoins domestiques,
- ❖ Les besoins scolaires,
- ❖ Les besoins sanitaires,
- ❖ Les besoins du secteur municipal,
- ❖ Les besoins industriel,
- ❖ Les besoins socioculturelles,
- ❖ Les besoins de secteur commercial,
- ❖ Les besoins d'élevage,

II.5.1 Besoins domestiques pour les trois horizons (2015, 2030, 2045)

$$Q_{\text{moy}} = N_h \cdot D / 1000 \quad [\text{m}^3\text{/j}] \quad (\text{II.3})$$

$$Q_{\text{moy}} = N_h \cdot 0,15 \quad [\text{m}^3\text{/j}] \quad (\text{II.4})$$

Les besoin domestique sont donnés dans le tableau II.2 ci-après :

Tableau II.2.les besoin domestique

Villages	Nombre d'habitants			Dotation (l/j)	Cons.moy.j (m ³ /j)			Cons.moy. j (l/s)		
	2015	2030	2045		2015	2030	2045	2015	2030	2045
Ighil Tizi Boua	1972	2654	3573	150	295,84	398,17	535,9	3,42	4,61	6,20
Ait Iken	526	708	953		78,91	106,21	142,9	0,91	1,23	1,65
Tazrouts-Loudha	1257	1691	2276		188,5	253,69	341,4	2,18	2,94	3,95
Ibouyoussfène	868	1169	1573		130,26	175,31	235,9	1,51	2,03	2,73
Ait Said	525	707	951		78,74	105,98	142,6	0,91	1,23	1,65
Ibakarene	892	1201	1617		133,88	180,18	242,5	1,55	2,08	2,81
Ait Ikhlef	418	563	757		62,72	84,41	113,6	0,72	0,98	1,31
Ait Mizere	574	773	1040		86,15	115,95	156,05	1	1,34	1,81
Tizouine	504	679	913		75,64	101,80	137,01	0,87	1,18	1,58
Imoussa	473	637	857		70,99	95,54	128,6	0,82	1,10	1,49
Ihitoussene	376	506	680		56,34	75,83	102,06	0,65	0,88	1,18
Ait Ferrache	2006	2699	3633		300,84	404,89	544,9	3,48	4,69	6,31
Ait Salah	2350	3163	4257		352,53	474,46	638,6	4,08	5,49	7,39
Ahrik	2328	3134	4218		349,26	470,05	632,6	4,04	5,44	7,32
Houra	2184	2939	3955		327,55	440,84	593,3	3,79	5,10	6,87
Bouzguene centre	3202	4310	5801		480,38	646,53	870,1	5,59	7,48	10,07
Ait Sidi Amar	1453	1956	2632		217,96	293,35	394,8	2,52	3,39	4,57
Bouzguene village	339	456	614		50,83	68,41	92,07	0,59	0,79	1,06
Taourirt	1613	2171	2921		241,91	325,58	438,2	2,8	3,77	5,07
Takhoucht	1258	1693	2278		188,67	253,92	341,7	2,18	2,94	3,95
Sahel	2612	3516	4731		391,82	527,33	709,7	4,53	6,10	8,21
total	27732	37323	50232		4159,73	5598,46	7534,8	48,14	64,8	87,21

II.5.2. Les besoins scolaires

Les besoins de secteur d'éducation sont donnés dans le tableau II.3 ci-après :

Tableau II.3. Les besoins de secteur d'éducation

Villages	Nombre d'établissement	Effectif élèves	Effectif personnel	Effectif total	Dotation (l/h/j)	Cons.moy.j (m³/j)	Cons.moy.j (l/s)
Ahrik	01 Primaire	132	09	141	15	2,11	0,024
AitFerrache	01 Primaire	92	06	98		1,47	0,017
Ai Ikhlef	01 Primaire	52	05	785		11,77	0,14
	01 Lycée	682	46				
Ait Said	01 Primaire	24	04	28		0,42	0,005
Ait Salah	01 Primaire	140	08	148		2,22	0,026
Bouzguene centre	01 Primaire	280	13	685		10,27	0,118
	01 CEM	359	33				
Bouzguene village	01 Primaire	89	08	97		1,45	0,0168
Houra	01 Primaire	81	07	495		7,42	0,086
	01 CEM	380	27				
Iberkarene	01 Primaire	76	07	83		1,24	0,014
IghilTizi Boa	01 Primaire	83	07	90		1,35	0,016
Ihitoussene	01 Primaire	24	04	28		0,42	0,005
Sahel	01 Primaire	138	08	444		6,66	0,077
	01 CEM	276	22				
Takhoucht	01 Primaire	67	07	74		1,11	0,013
Taurirt	01 Primaire	28	04	32		0,48	0,006
Tazrouts-Loudha	01 Primaire	93	08	1447		21,71	0,251
	01 CEM	384	28				
	01 Technicum	877	57				
Total	21	4357	318	4675		70,12	0,81

II.5.3. Les besoins sanitaires

Les besoins du secteur de la santé sont donnés dans le tableau II.4 ci-après :

Tableau II.4 : les besoins du secteur de la santé

Location	Nombre d'établissement	Dotation	Cons.moy.j (m ³ /j)	Cons.moy.j (l/s)
TazroutsLoudha	01 Polyclinique	1000	1	0,011
Ait Said	01 salle de soin	200	0,2	0,0023
Sahel	01 salle de soin		0,2	0,0023
Taurirt	01 salle de soin		0,2	0,0023
Tizouine	01 salle de soin		0,2	0,0023
Bouzguenecentre	01 Maternitéurbaine		0,2	0,0023
	03 pharmacies		0,6	0,0069
Total	09		2,6	0,03

II.5.4. Les besoins municipaux

Les besoins des administrations et des services sont données dans le tableau II.5 ci-après :

Tableau II.5 : les besoins des administrations et des services

Villages	Désignation	Personnes	Dotation	Cons.moy.j(m ³ /j)	Cons.moy.j(l/s)
Bouzuene centre	01 siège daïra	40	15	0,6	0,007
	01 siege APC	185		2,775	0,032
	01 Agence Postal	09		0,135	0,002
Houra	01 Antenne APC	12		0,18	0,002
Tizouine	01 Antenne Postal	03		0,045	0,0005
Total	06	249		3,735	0,043

II.5.5. Les besoins industriels

Les besoins du secteur industriel sont donnés dans le tableau II.6 ci-après :

Tableau II.6 : les besoins du secteur industriel

Villages	Désignation	Type	Dotation	Cons. moy.j (m ³ /j)	Cons. moy. j (l/s)
Ait Ferrache	01 Huilerie	Traditionnelle	15000	15	0,173
	01 Huilerie	Automatique	15000	15	0,173
Takhoucht	01 Huilerie	Traditionnelle	15000	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15000	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15000	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15000	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15000	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15000	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15000	15	0,173
Ahrik	01 Huilerie	Automatique	15000	15	0,173
Total	09			135	1,562

II.5.6. Les besoins socioculturelles

Les besoins du secteur socioculturel sont donnés dans le tableau II.7 ci-après :

Tableau II.7 : les besoins du secteur socioculturel

Villages	Désignation	Dotation	Cons.moy.j(m ³ /j)	Cons.moy.j(l/s)
Bouzuene centre	01 centre culturel	10000	10	0,116
	01 maison de jeune	2000	2	0,023
	01 mosquée cémitières	10000	10	0,116
	01 centre psychopédagogique	1000	1	0,012
Ait Ikhlef	01 crèche	1500	1,5	0,017
	01 bibliothèque	1000	1	0,012
Houra	01 foyer de jeune	2000	2	0,023
Ait Said	01 foyer de jeune	2000	2	0,023
Iberkarene	01 foyer de jeune	2000	2	0,023
Ait Ikene	01 foyer de jeune	2000	2	0,023
Takhoucht	01 foyer de jeune	2000	2	0,023
Ibouysfene	01 foyer de jeune	2000	2	0,023
Ait Sidi Amar	01 foyer de jeune	2000	2	0,023
Sahel	01 foyer de jeune	2000	2	0,023

Ait Salah	01 foyer de jeune	2000	2	0,023
Total	15		43,5	0,503

II.5.7. Les besoins commerciaux

Les besoins du secteur commercial sont donnés dans le tableau II.8 ci-après :

Tableau II.8 : les besoins du secteur commercial

Villages	Nombre d'établissement	Dotation	Cons. moy. j (m ³ /j)	Cons.moy. j (l/s)
Bouzugue centre	01 Boulangerie	1200	1,2	0,014
	02 Pizzeria	1500	3	0,035
	02 Café	1500	3	0,035
	01 Station lavage graissage	1200	1,2	0,014
	02 Salon de coiffure	250	0,5	0,006
	01 Mécanique Auto	1500	1,5	0,017
	01Menuiserie de bois	1200	1,2	0,014
	01 Ferronnerie	1500	1,5	0,017
	01 Boucherie	1500	1,5	0,017
Ait Ferrache	01 Boulangerie	1200	1,2	0,014
	01 pizzeria	1500	1,5	0,017
	01 Café	1500	1,5	0,017
	01 Menuiserie de bois	1200	1,2	0,014
	01Menuiserie Métallique	1200	1,2	0,014
	01 Salon de coiffure	250	0,25	0,003
Houra	01 Boulangerie	1200	1,2	0,014
	01 Pizzeria	1500	1,5	0,017
	01 Salon de coiffure	250	0,25	0,003
	01 Boucherie	1500	1,5	0,017
	01 Café	1500	1,5	0,017
	01 Station lavage graissage	1200	1,2	0,014
	01 Menuiserie de bois	1200	1,2	0,014

Tableau II.9 : les besoins du secteur commercial (suite).

Villages	Nombre d'établissement	Dotation	Cons. moy. J (m3/j)	Cons.moy. j (l/s)
Loudha	01 Boulangerie	1200	1,2	0,014
	01 Café	1500	1,5	0,017
	01Menuiserie Métallique	1200	1,2	0,014
	01Menuiserie de bois	1200	1,2	0,014
	01 Mécanique Auto	1500	1,5	0,017
Sahel	01 Boulangerie	1200	1,2	0,014
	01 Salon de coiffure	250	0,25	0,003
	01 Café	1500	1,5	0,017
	01 Station lavage graissage	1200	1,2	0,014
	01 Boucherie	1500	1,5	0,017
	01 mécanique Auto	1500	1,5	0,017
	01 Ferronnerie	1500	1,5	0,017
Ihatoussene	01 Boulangerie	1200	1,2	0,014
	01 station lavage graissage	1200	1,2	0,014
	01 Mécanique Auto	1500	1,5	0,017
	01 Café	1500	1,5	0,017
Ighil Tizi Boa	01 Boulangerie	1200	1,2	0,014
	01 Café	1500	1,5	0,017
	01 Menuiserie Métallique	1200	1,2	0,014
Ait Ikhlef	01 Café	1500	1,5	0,017
	01 Boulangerie	1200	1,2	0,014
	01 Ferronnerie	1500	1,5	0,017
	01 Menuiserie Métallique	1200	1,2	0,014
	01 Boucherie	1500	1,5	0,017
Bouzeguene village	01 Boulangerie	1200	1,2	0,014
	01 Pizzeria	1500	1,5	0,017
	01 Salon de coiffure	250	0,25	0,003
	01 Station lavage graissage	1200	1,2	0,014
	01 Boucherie	1500	1,5	0,017
Total	54		66,9	0,774

II.5.8. Les besoins d'élevage

Les besoins du secteur d'élevage sont donnés dans le tableau II.10 ci-après :

Tableau II.10 : les besoin du secteur d'élevage

Agglomération	Types d'élevages	Nombre	Dotation	Cons.moy. j (m ³ /j)	Cons.moy. j (l/s)
Bouzugouene village	Ovins	385	5	1,925	0,022
	Bovins	287	50	14,35	0,166
	Caprins	222	5	1,11	0,013
Ait Ikhlef	Ovins	290	5	1,45	0,017
	Bovins	389	50	19,45	0,225
	Caprins	273	5	1,365	0,016
	Apiculture	240	1	0,4	0,003
Takhoucht	Ovins	496	5	2,48	0,029
	Bovins	565	50	28,25	0,327
Taourirt	Ovins	360	5	1,8	0,021
	Poulet de chair	470	1	0,47	0,005
	Poulet pondeuses	320	1	0,32	0,004
Ait Salah	Bovins	347	50	17,35	0,201
	Ovins	452	5	2,26	0,026
	Poules de chair	290	1	0,29	0,003
	Poules pondeuses	840	1	0,84	0,010
Sahel	Ovins	387	5	1,935	0,022
	Caprins	530	5	2,65	0,031
	Apiculture	265	1	0,265	0,003
Houra	Bovins	363	50	18,15	0,210
	Caprins	280	5	1,4	0,016
	Ovins	556	5	2,78	0,032
	Poules pondeuses	780	1	0,78	0,009
	Apiculture	300	1	0,3	0,003
Ihitoussene	Bovins	480	50	24	0,278
	Caprins	352	5	1,76	0,020

Tableau II.10 : les besoin du secteur d'élevage (suite)

Agglomération	Types d'élevages	Nombre	Dotation	Cons.moy. j (m ³ /j)	Cons.moy. j (l/s)
Ait Ferrache	Bovins	322	50	16,1	0,186
	Caprins	249	5	1,245	0,014
	Ovins	422	5	2,11	0,024
	Poulets de chair	600	1	0,6	0,007
	Poulets pondeuses	700	1	0,7	0,008
Ighil Tizi Boa	Ovins	520	5	2,6	0,030
	Apiculture	195	1	0,195	0,002
Ahrik	Bovins	275	50	13,75	0,159
	Ovins	280	5	1,4	0,016
	Poulets de chair	400	1	0,4	0,005
	Poulets pondeuses	600	1	0,6	0,007
Ibouysfene	Poulets de chair	320	1	0,32	0,004
	Poulets pondeuses	960	1	0,96	0,011
	Ovins	559	5	2,795	0,032
Ait Said	Bovins	450	50	22,5	0,260
	Ovins	650	5	3,25	0,038
Ibekarene	Bovins	362	50	18,1	0,209
	Ovins	468	5	2,34	0,027
Total				238,09	2,755

II.6 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

Après le calcul de tous les besoins en eau de notre zone d'étude aux divers horizons, nous les représentant dans le tableau récapitulatif ci-après

Tableau II.11 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

	2015		2030		2045	
	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)
Ighil Tizi Boua	303,88	3,52	406,21	4,70	543,54	6,29
Ait Iken	78,9	0,91	106,21	1,23	142,95	1,65
Tazrouts-Loudha	217,81	2,52	283,27	3,28	370,75	4,29
Ibouyoussefène	136,33	1,58	181,38	2,10	242,02	2,80
Ait Said	107,11	1,24	134,35	1,55	171	1,98
Ibakarene	157,56	1,82	203,86	2,36	266,18	3,08
Ait Ikhlef	106,55	1,23	128,24	1,48	157,44	1,82
Ait Mizere	86,15	1,00	115,95	1,34	156,05	1,81
Tizouine	75,88	0,88	102,045	1,18	137,25	1,59
Imoussa	72,99	0,84	97,54	1,13	130,59	1,51
Ihitoussene	87,92	1,02	107,41	1,24	133,64	1,55
Ait Ferrache	359,91	4,17	463,96	5,37	604	6,99
Ait Salah	377,49	4,37	499,41	5,78	665,89	7,71
Ahrik	382,52	4,43	503,31	5,83	665,81	7,71
Houra	368,91	4,27	482,2	5,58	634,67	7,35
Bouzguene centre	532,55	6,16	698,7	8,09	922,31	10,67
Ait Sidi Amar	219,69	2,51	295,35	3,42	396,81	4,59
Bouzguene village	74,81	0,87	92,39	1,08	116,05	1,34
Taourirt	245,48	2,84	328,85	3,81	441,46	5,11
Takhoucht	312,51	3,62	377,76	4,37	465,59	5,39
Sahel	414,18	4,79	549,69	6,36	732,08	8,47
Total	4716,13	54,58	6158,28	71,28	8096,21	93,71

D'après le tableau ci-dessus la consommation moyenne journalière totale de la région d'étude s'élèvera pour l'horizon 2045 à 8096,21 m³/j, soit 93,71l/s

II.7. Estimation des besoins maximum en eau

Malgré le soin de construction et d'entretien, le réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche. Selon la subdivision d'hydraulique de la daïra de bouzegune le taux de fuite à long terme sera égal à 20% de la consommation.

Donc :

$$P = \text{consommation moyenne journalière} \times 0.20 \quad (\text{II.5})$$

Tableau II.12 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière en tenant compte des pertes

	2015		2030		2045	
	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)
Ighil Tizi Boua	364,66	4,22	487,45	5,64	652,248	7,55
Ait Iken	94,68	1,10	127,45	1,48	171,54	1,99
Tazrouts-Loudha	261,37	3,03	339,92	3,93	444,9	5,15
Ibouyoussféne	163,60	1,89	217,66	2,52	290,424	3,36
Ait Said	128,53	1,49	161,22	1,87	205,2	2,38
Ibakarene	189,07	2,19	244,63	2,83	319,416	3,70
Ait Ikhlef	127,86	1,48	153,89	1,78	188,928	2,19
Ait Mizere	103,38	1,20	139,14	1,61	187,26	2,17
Tizouine	91,06	1,05	122,45	1,42	164,7	1,91
Emoussa	87,59	1,01	117,05	1,35	156,708	1,81
Ihitoussene	105,50	1,22	128,89	1,49	160,368	1,86
Ait Ferrache	431,89	5,00	556,75	6,44	724,8	8,39
Ait Salah	452,99	5,24	599,29	6,94	799,068	9,25
Ahrik	459,02	5,31	603,97	6,99	798,972	9,25
Houra	442,69	5,12	578,64	6,70	761,604	8,81
Bouzugue centre	639,06	7,40	838,44	9,70	1106,772	12,81
Ait Sidi Amar	263,63	3,05	354,42	4,10	476,172	5,51
Bouzugue village	89,77	1,04	110,8	1,28	139,26	1,61
Taurirt	294,58	3,41	394,62	4,57	529,752	6,13
Takhoucht	375,01	4,34	453,312	5,25	558,708	6,47
Sahel	497,02	5,75	659,628	7,63	878,496	10,17
Total	5662,96	65,54	7389,936	85,53	9715,452	112,45

La consommation moyenne journalière totale de la région d'étude s'élèvera pour l'horizon 2045 (à long terme) à 9715,45 m³/j soit 112 ,45 l/s.

II.8. Etude de la variation des débits

Suite à la variation de la consommation, on affecte au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité (K_{maxj} , K_{minj}) pour dimensionner la conduite d'adduction.

II.8.1. Variation de la consommation journalière

Les coefficients d'irrégularité journalière « K_{maxj} » et « K_{minj} » sont définis comme étant le rapport de la consommation maximale « Q_{maxj} » et minimale « Q_{minj} » sur la consommation moyenne journalière « $Q_{moy.j}$ ».

D'où :

$$K_{maxj} = Q_{maxj} / Q_{moy.j} \quad (II.6)$$

$$K_{minj} = Q_{minj} / Q_{moy.j} \quad (II.7)$$

Avec :

K_{maxj} : coefficient d'irrégularité journalière maximale, en tenant compte de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau, compris entre 1,1 à 1,3.

Nous optons donc pour : $K_{maxj} = 1,2$.

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

II.8.2. La consommation maximale journalière Q_{maxj}

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

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j} \quad (II.8)$$

II.8.3. La consommation minimale journalière :

Elle représente le débit du jour le moins chargé de l'année. Elle est représentée par la formule suivante : $K_{min}=0,8$

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{moy.j} \quad (II.9)$$

Les résultats sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Débit Q_{max} et Q_{min} .

Horizons	$Q_{moy.j}$ (m^3/j)	$Q_{moy.j}$ (l/s)	$K_{max.j}$	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	$Q_{max.j}$ (l/s)	$K_{min.j}$	$Q_{min.j}$ (m^3/j)	$Q_{min.j}$ (l/s)
2015	5662,96	65,54	1,2	9795,55	78,65	0,8	4530,37	52,43
2030	7389,94	85,53		8867,93	102,64		5911,95	68,42

2045	9715,45	112,45		11658,54	134,94		7772,36	89,96
------	---------	--------	--	----------	--------	--	---------	-------

II.8.4. Comparatif entre les besoins en eau et les ressources actuelles

Le débit total des forages est de l'ordre de $1728 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 20 l/s .

D'après les besoins maximum de la population à l'horizon 2045 la quantité apportée à partir de Oued Boubhir ne sera pas suffisante pour combler le besoin de la population pour cela on propose un piquage à partir de la conduite de transfert des eaux du barrage de Sidi Khalifa avec un débit de $3456 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 40 l/s .

Le débit total des forages + le barrage = $5184 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 60 l/s , à partir de ce débit $38,26 \text{ l/s}$ soit $3306 \text{ m}^3/\text{j}$ est transité vers la commune de Bouzguène.

NB : La commune de Bouzguène est encore alimentée de source Adardar.

$$\text{Déficit} = \text{Besoins} - \text{Production} \quad (\text{II.10})$$

Avec :

La production est égale à : $3306 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $38,26 \text{ l/s}$,

Les besoins maximums sont de l'ordre de ; $11658,54 \text{ m}^3/\text{j}$ $134,94 \text{ l/s}$,

Donc, le déficit est égal à $8352,54 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $96,73 \text{ l/s}$.

II.8.5. Variation de la consommation horaire

Elle est déterminée selon les coefficients horaires ($K_{\text{max.h}}$) et ($K_{\text{min.h}}$), 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.

La variation de la consommation maximale horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max h}} \times Q_{\text{max j}} / 24 \quad (\text{II.11})$$

Avec :

$K_{\text{max.h}}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximale donné par la formule :

$$K_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

$\alpha_{\max}$: coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1.2 et 1.4.

Dans notre cas, nous optons pour $\alpha_{\max} = 1.3$.

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

Tableau II.14 : Valeur du coefficient « β » en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	100	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1
B min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Dans notre cas le nombre d'habitants est égal à 50232, le calcul par interpolation nous donne ce qui suit :

$$B_{\max} = 1,2 + ([20232 * (-0,05)] / 70000)$$

$$B_{\max} = 1,185$$

Donc :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \cdot B_{\max} \quad (\text{II.13})$$

Ce qui donne :

$$K_{\max h} = 1,185 \times 1,3 = 1,54$$

$$K_{\max h} = 1,55$$

Par suite:

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \cdot (Q_{\max j} / 24) \quad (\text{II.14})$$

$$Q_{\max h} = 1,54(11633,84/24)$$

$$Q_{\max h} = 752,95 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 209,16 \text{ l/s}$$

Tableau II.15 : Valeur de débit max horaire

	Nombre d'habitants	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max h}$	$Q_{\max h}$ (m ³ /h)	$Q_{\max h}$ (l/s)
2045	50232	1,3	1,06	1,38	752,95	209,15

II.8.6. Débit de pointe :

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

$$Q_p = K_p \times Q_{\max} \text{ m}^3/\text{h} \quad (\text{II.15})$$

Avec :

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

Tableau II.16 : Valeur de débit de pointe

Horizon	$Q_{\max} \cdot j$ (m^3/j)	K_p	Q_p (m^3/j)	Q_p (l/s)
2045	11658,54	3	34975,62	404,81

Tableau II.17: Récapitulatif des résultats.

Horizon	$Q_{\min} \cdot j$		$Q_{\text{moy}} \cdot j$		$Q_{\max} \cdot j$		$Q_{\max} \cdot h$		Q_p	
	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m^3/h	l/s	m^3/h	l/s
2045	7772,36	89,96	9715,45	112,45	11658,54	134,94	752,95	209,15	34975,62	404,81

II.9. Conclusion

Il apparait que les ressources actuelles d'alimentation en eau potable de la commune de bouzeguene sont insuffisantes pour répondre aux besoins de la population à long terme et pour leur assurer une alimentation régulière, c'est-à-dire sept jours sur sept (7j/7j) jusqu'à l'année 2045, on est amené à combler le déficit de 8352,54 m^3/j soit 96,73 l/s à partir des forages d'Oued Boubhir et le piquage à partir de la conduite de barrage de sidi Khalifa.

Chapitre III :Les ressources en eaux

III.1. Introduction

En vue de l'obtention d'une connaissance parfaite de la situation actuelle en matière d'approvisionnement en eau potable de la commune de Bouzeguene, nous avons procédé à une étude qui rassemble toutes les informations disponibles concernant, les caractéristiques des forages, leurs modes de fonctionnement ainsi nous avons fait les diagnostics sur :

- ❖ Les réservoirs existants;
- ❖ L'état des forages (abris, équipements) ;
- ❖ Les canalisations du réseau d'adduction actuelle.

III.2. Le réseau d'alimentation en eau potable

III.2.1. Les ressources en eau

III.2.1.1. Les sources

L'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguene est assurée par des sources captées dont les principales sont ; Adardar 01 et Adardar 02, Tala Bouda, Aghendjour ; Insar et des micro-sources de faible débit (0.2 l/s à 0.5 l/s) qui complètent la distribution totale des villages.

Les principales micro-sources recensées dans la commune de Bouzeguene sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Micro-sources recensées de la commune

Captage	Destination
Timghit et Alma guezguaren	Ait Ikhlef
Anza, Insar Guizem, Nezla Oucharchour, Tala Tboukhboukhen Taliouine, Tamarsout	Ait Salah
Tala Boudghagh	Ait Iken
Boulam, Tilifsiouine, Tizgui	Ait Said, Ibekarene, Ighil Tizi Boua

III.2.1.2. Forages

Les caractéristiques des forages de la commune de Bouzeguene sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau III.2: caractéristiques des forages existants

Localisée	Nombre de forages	Etat
Ikoussa	01	Non potable (excès de Fer)
Ait Ikhlef	02 de (6 l /s)	Attente de mise en service

III.3 : Description de la chaine de bouzeguene

La distribution des villages de la commune de Bouzeguene se fait à partir des réservoirs de stockage existants, elle est représentée comme suit :

❖ **Village Sahel:**La distribution du village Sahel se fait à partir du réservoir R400m³ avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 à Ø250

❖ **Village Taourirt:**La distribution en eau potable du village Taourirt se fait à partir des deux réservoirs R50m³ et R100m³ avec des conduites en acier et en PEHD de diamètre qui varie entre Ø 15/21 Acier et Ø 40 PEHD.

❖ **Village Takoucht:**La distribution en eau du village se fait à partir des deux réservoirs R150m³ et R 2x100m³ avec des conduites vétustes en acier galvanisé de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø80.

❖ **Village Ait Ikhlef :** La distribution en eau du village se fait à partir du réservoir R100m³ avec des conduites en acier et en acier noir de diamètre qui varie entre Ø 20/27 AG et Ø200 AE.

❖ **Village Ait El Karne :** Cette localité est alimentée en eau potable à partir du réservoir R50m³ situé à Ait Ikhlef avec une conduite en Acier noir de diamètre Ø200,des ramifications sur cette dernière complètent la distribution totale du village.

❖ **Village Ait Salah :** La distribution de la zone I du village est assurée par la bache à eau de 80m³ avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø 110.Pour la zone II, elle est alimentée à partir du réservoir R100m³ avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø160.

❖ **Village Ait Semlal :** La distribution de ce village est assurée par le réservoir R150m³ avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø110.

❖ **Village Ait Ferrache :** Ce village est alimenté uniquement par piquage de la conduite de ramification de Ø75 alimentant le village Ait Semlal.Notant que les localités Ait Maouche et Ait Arezoui sont déficitaires en terme d'alimentations en eau potables avec un réseau de

distribution en très mauvais état menaçant la population de contaminations, ce qui l'incite à acheter l'eau de consommation.

❖ **Village Ait Mizere :** La distribution du village est assurée par le réservoir R50m³ avec des conduites généralement en acier galvanisé de diamètre Ø 40.

❖ **Village Ihitoussene :** La distribution du village se fait à partir du réservoir R200m³ avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø160.

❖ **Village Ait Sidi Amar :** La distribution du village se fait à partir du réservoir R150m³ avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø25 et Ø150.

❖ **Plateau Loudha :** La distribution du plateau est assurée par le réservoir R300m³ situé à Tazrout avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø25 et Ø150.

❖ **Village IghilTiziboua :** La distribution du village se fait à partir du réservoir R200 m³ avec des conduites en acier de diamètre Ø100.

❖ **Bouzeguene Village :** La distribution se fait à partir du réservoir R200m³ avec une conduite en acier noir de diamètre Ø150, des ramifications sur cette dernière complètent la distribution totale du village.

❖ **Village Ibekarene :** La partie Ouest du village est alimentée à partir R100m³ alimenté par les deux captages Tilfisiouines et Tizgui avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø75. La partie Est du village est alimentée à partir des deux réservoirs R50m³ alimenté par la source Tala Boudghagh et l'adduction Addardar et le réservoir R100m³ alimenté par l'adduction Addardar avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø125.

❖ **Village Ibouyousfen :** La distribution du village se fait à partir des deux réservoirs R100m³ et R50m³ avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø100.

❖ **Village Tizouine :** Le village est alimenté à partir du réservoir R100m³ avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø40/49 et Ø100 acier noir.

❖ **Bouzeguene Centre :** Le chef-lieu de Bouzeguene est alimenté à partir des deux réservoirs R200m³ et R100 m³ avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø150.

❖ **Village Ahrik :** La distribution en eau potable est assurée par les deux réservoirs R100m³ et R200m³ avec deux conduites principales en acier de Ø150 et Ø90. Des ramifications sur ces dernières complètent la distribution totale du village.

❖ **Village Ait Said :** La distribution en eau du village se fait à partir du réservoir R100m³ avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø30 et Ø90.

❖ **Village Ikoussa :** Ce village est alimenté à partir du réservoir R50m³ avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø90.

❖ **Village Hora** : La distribution du village est assurée par les deux réservoirs R300m³ avec des conduites en acier et en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø90.

❖ **Village Tazrout** : La distribution du village se fait à partir du réservoir R300m³ avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø100.

III.4 : Stockage existant

La commune de Bouzeguene est dotée de 60 réservoirs avec un volume total de 8670m³ répartis comme suit:

Tableau III.3:Caractéristiques des réservoirs de la commune

Villages	Nombres des réservoirs	Capacité (m ³)	Nouveaux réservoirs
IghilTiziBoua	01	200	-
Ikoussa	02	50+50	
Tazrouts	04	300+100+50+300	
Ibouyoussféne	03	100+100+50	50 en cours
Ait Said	03	100+100+150	500 en cours
Ibakarene	04	100 + 100 +100+50	
Ait Ikhlef	03	1000+100+100	
Ait Ikarne	01	50	-
Ait Mizere	01	50	
Tizouine	02	100+100	
Ait Ikene	03	100+120+50	
Ihitoussene	02	200+100	
Ait Ferrache	02	100+50	
Ait Semllal	02	150+50	300 projeté
Ait Salah	05	100+100+100+80+300	-
Ahrik	02	200+100	
Houra	03	300+300+100	
Bouzeguene centre	04	500+200+100+20	
Ait Sidi Amar	01	150	
Bouzeguene village	01	200	
Taourirt	06	100+100+50+50+50+100	
Takhoucht	04	100+100+100+250	
Sahel	01	400	
Total	60	8670	850

III.4.1.Stations de pompage

Les caractéristiques des stations de pompage de la commune de Bouzeguene sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau III.4 : Caractéristiques des stations de pompage

Nom	Commune	Localité	Nombre de pompes	Capacité du réservoir
SP1	Bouzeguene	Ait Salah	02	100m ³
SP2	Bouzeguene	Takhoucht	02	100m ³
SP3	Bouzeguene	Takhoucht	02	250 m ³
SP4	Bouzeguene	Taourirt	01	100 m ³
SP5	Bouzeguene	Taourirt	02	50 m ³

III.4.2.L'adduction

III.4.2.1. Adductions principales

Les adductions principales de la commune de Bouzeguene sont illustrées dans le tableau ci- dessous :

Tableau III.5 : Adductions principales

Adduction	Départ	Arrivée	Diamètre	Matériaux
Adardar 02	Source Adardar	R1000m ³ Ait Ikhlef	Ø300	Acier
Adduction Aghendjour	Source Aghendjour	SP1 Takhoucht	Ø80	Acier
Adduction Thala Bouda	Source Thala Bouda	Takhoucht et Sahel	Ø125	Acier
Adduction Insar	Source Insar	SP Taourirt	Ø80	Acier

III.4.2.2 : Adductions secondaires

Les adductions secondaires de la commune de Bouzeguene sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau III.6 : Adductions secondaires

Départ	Arrivée	Matériaux
I-Par piquage sur la conduite principale Ø300 Acier Adardar 02		
Ø300 Acier Adardar 02	R200m ³ et R100m ³ Ahrik	Ø90 PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R300m ³ Hora	Ø90 PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R300m ³ Hora	Ø125PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R300m ³ Ait Salah	Ø90 PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R100m ³ Ait Salah	Ø90 PEHD
II-Par piquage sur la conduite Ø300 Acier Addardar 01		
Ø300 Acier Addardar 01	R200m ³ IghilTizi Boa	Ø90 PEHD
III- Par piquage sur l'adduction secondaire Ø300 /150 PEHD à partir de R1000m3		
Ø300 /150 PEHD	R50m ³ Ait Mizer	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R100m ³ Ithitoussen	Ø63 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R150m ³ Ait Semlal	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R100m ³ Takhoucht	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R100m ³ Taourirt	Ø63 PEHD
Ø300 /150 PEHD	By pass vers R100m ³ Ires	Ø63 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R400m ³ Sahel	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R200m ³ Bouzeguene Village	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	By pass vers R150m ³ AitSidi Amar	Ø63 PEHD
IV- Par piquage sur l'adduction secondaire Ø300 /200 Acier à partir de R1000m3		
Ø300 /200 Acier	R300m ³ Tazrout	Ø90 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m ³ Ait Said	Ø90 PEHD
Ø300 /200 Acier	R50m ³ Ikoussa	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m ³ Ait Iken	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	By pass vers R100m ³ Ibouyoussféne	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m ³ Tizouine	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	R500m ³ Bouzeguene Centre	Ø150 Acier/ Ø125 PEHD
Ø300 /200 Acier	R50m ³ Ait El Karn	Ø50 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m ³ Ait Ikhlef	Ø50 PEHD
V- Adductions secondaires par refoulement à partir des stations de pompage		
SP1 (R100m ³ Takhoucht	SP2 (R250m ³) Takhoucht	Ø80 Acier
SP1 (R100m ³ Taourirt	SP2 (R50m ³) Taourirt	Ø125 Acier noir
SP2 (R50m ³ Taourirt	R50m ³ Taourirt	Ø125 Acier noir
SP R100m ³ Ait Salah	R100m ³ Ait Salah	Ø90 PEHD
SP2 (R250m ³ Takhoucht	R2x100m ³ Takhoucht	Ø200 Acier

III.5. Etat du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguene

Le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguene est de faible à moyen état, à savoir les anciennes conduites se dégradent de plus en plus, (Figure III.1).



Figure III.1 : Conduites de distribution à ciel



Figure III.2 : Risque de contamination par le réseau d'assainissement

Recommandations

- ❖ Procéder au nettoyage et entretien des réservoirs avec leurs chambres à vannes
- ❖ Rénovation des anciennes conduites avec du PEHD
- ❖ Faire apparaître les couvercles des regards de visites (AEP)
- ❖ remplacer les conduites découvertes dans leurs tranchées avec les normes applicables.

III.6. Conclusion

Il apparait que les ressources mobilisées actuellement pour alimenter en eau potable la commune bouzeguene avec des faibles débits, sont insuffisantes pour satisfaire tous les besoins de cette région, autrement dit, la production est très faible par rapport aux besoins de la population.

A cet effet, une nouvelle chaine d'adduction sera projetée à partir du forage d'oued boubhir dont le débit d'exploitation est de 20l/s, d'une manière à assurer une alimentation en eau potable et satisfaire la population.

Captage Addardar.
Débit: 2500 m³
Cote : 1215 m

Source Adardar

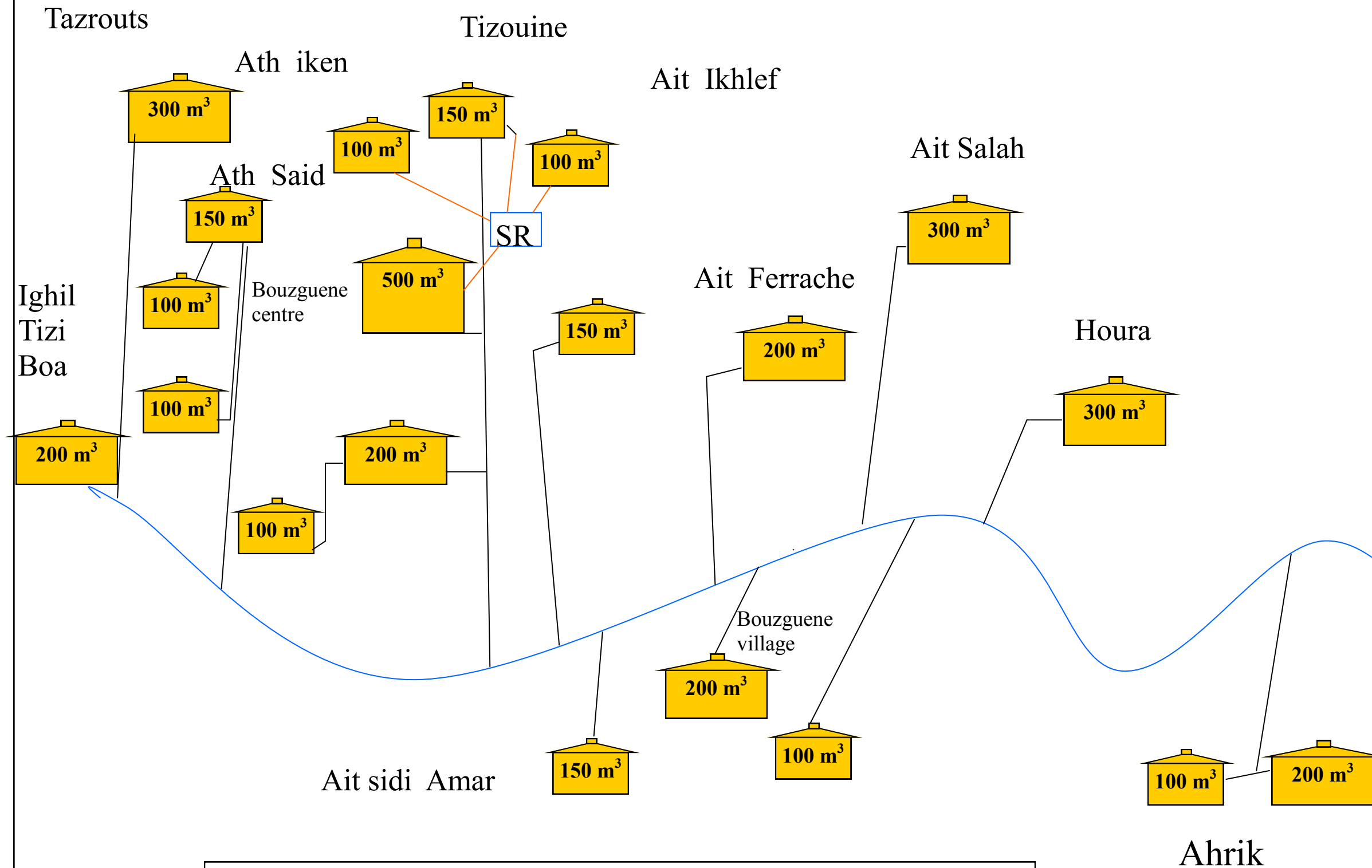


Schéma synoptique de l'ancienne chaine d'adduction .

Chapitre IV : Pose et protection des conduites

IV.1. Introduction

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

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

IV.2. Différents types de pose des conduites

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

IV.2.1. Pose en terre

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

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



Figure IV.1. Pose des conduites en terre

IV.2.2. Pose en mauvais terrains (cas spécial)

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

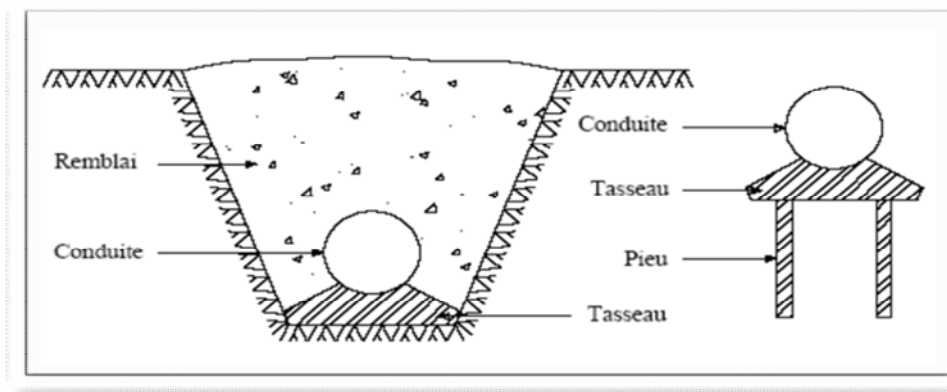


Figure IV.2 : Pose en mauvais terrains

IV.2.3. Traversée des routes

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

- Les gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

- Par enrobage dans le béton : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton



Figure IV.3 : Traversée d'une route

IV.2.4. Pose en galerie

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

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

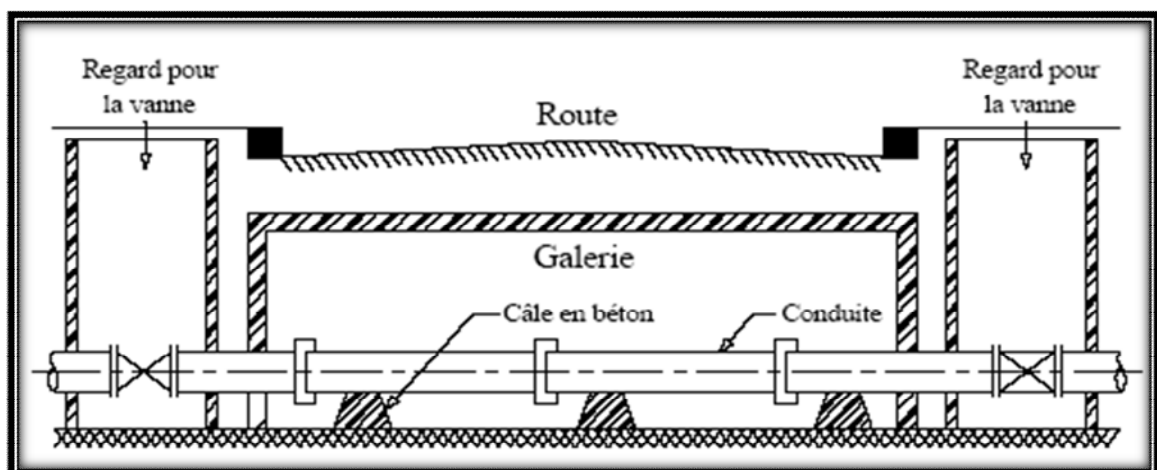


Figure IV.4 : Pose des conduites en galerie

IV.2.5. Pose des conduites traversées des cours d'eau

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

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

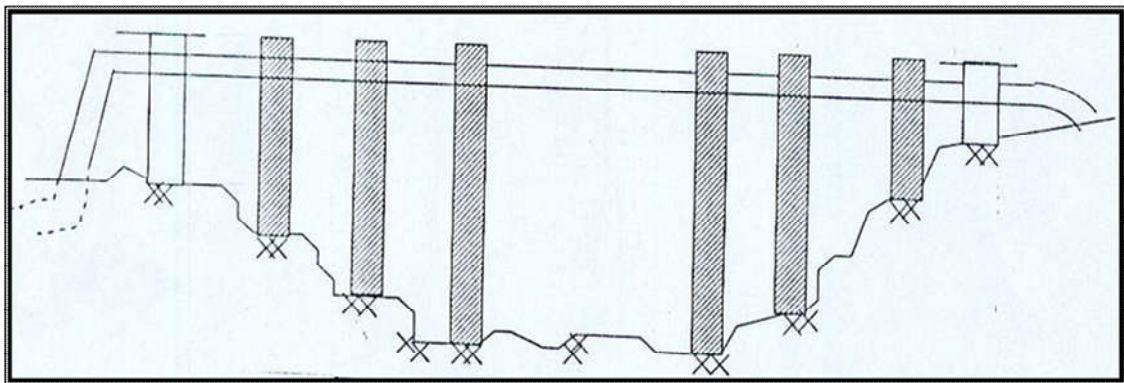


Figure IV.5 : Traversée d'un cours d'eau

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

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

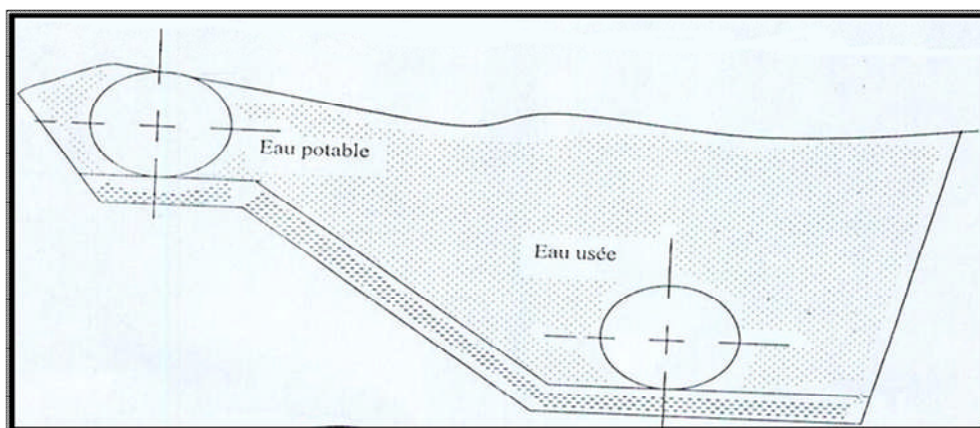


Figure IV.6 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée

IV.2.7. Butée et amarrage

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

IV.3. Différentes étapes de mise en place des canalisations

IV.3.1. Réalisation des fouilles

IV.3.1.1. Largeur de la tranchée

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

$$B = D + (2 \times 0.3) \quad (IV.1)$$

Avec:

B : Largeur de la tranchée (m),

D : Diamètre de la conduite (m),

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

IV.3.1.2. La profondeur de la tranchée

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

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

$$H = H1 + H2 + D \quad (IV.2)$$

Avec:

H : Profondeur de la tranchée (m),

D : Diamètre de la conduite (m),

H₁: Profondeur du lit de pose prise égale à 0,2 m,

H₂ : Distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol.

IV.3.1.3.Lit de pose

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

Du gravier, dans un terrain ordinaire ;

Des pierres cassées à l'anneau de 5cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;

Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

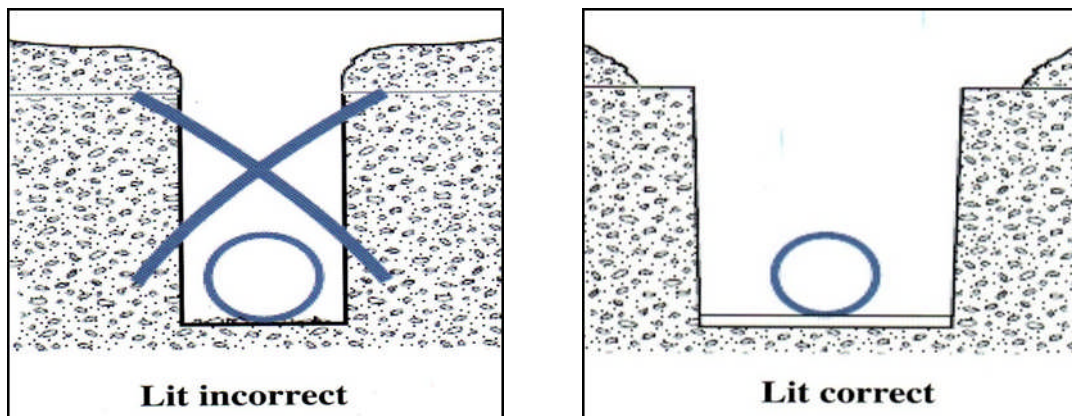


Figure IV.7 : Lit de pose de la conduite

IV.3.2. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étranger. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois avant l'exécution des joints. Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres, la soudure des joints est exécutée au-

dessus des fouilles où les tuyaux se trouvent maintenus par les bois disposés au travers de la tranchée.

IV.3.3. Epreuve des joints et des canalisations principales

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

IV.3.4. Essai général du réseau

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

IV.3.5. Remblaiement de la tranchée :

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en occupant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi pour suivi de la même façon jusqu'à 0.3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

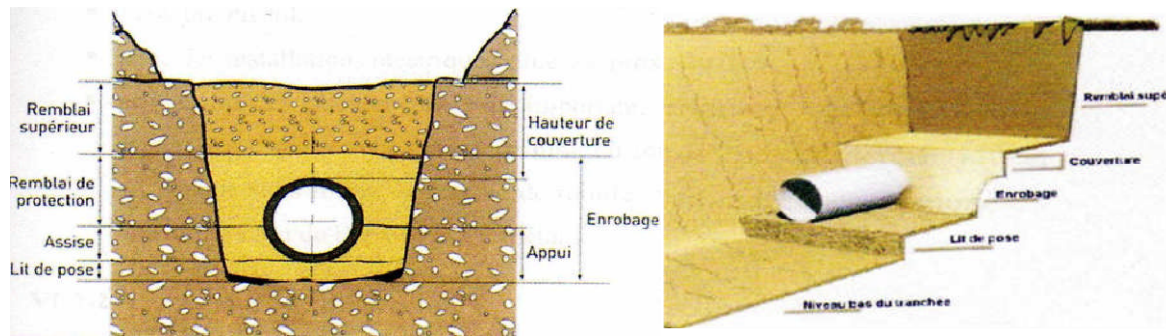


Figure V.8 : Remblayage de la fouille

IV.3.6. Désinfection du réseau

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel que la solution stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau. Après un temps de contact suffisant de cette solution, il est procédé à un rinçage à l'eau clair.

IV.4. Action de l'eau sur les matériaux

Avant son arrivée au consommateur, l'eau transite par les réservoirs, pompes ainsi que les conduites, son contact avec les matériaux et les équipements peut être la cause d'entartrage et de corrosion, cette action est variable suivant la forme du matériel, la composition de l'eau et son régime d'écoulement ; la variation de la pression, de la température et la nature du matériau de fabrication des conduites.

IV.4.1. L'Entartrage

L'entartrage est un dépôt calcaire issu de la précipitation des minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouvé dans les canalisations, sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation.



Figure V.9 :L'entartrage

IV.4.2. La Corrosion

La corrosion est définie comme étant la destruction des matériaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques dues à des phénomènes extérieurs et intérieurs liés à la nature du sol et à l'eau transportée. Si ces phénomènes persistent il en résulte la destruction rapide des canalisations par perforation ou diminution de l'épaisseur du matériel dus à une attaque sous forme de croûte ou fils de rouilles.



Figure V.10 : La corrosion des conduites

IV.5. Moyens de lute contre la corrosion

IV.5.1. Protection externe

Les trois (3) principaux procédés qui empêchent ou réduisent la corrosion, sont les suivants :

- Traitement du milieu,
- Revêtement,
- Protection cathodique.

Le choix du procédé se fait selon les conditions du terrain et le moyen mis en place.

a. Traitement du milieu

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être composés de carbonate de calcium qui se forment sur les parois métalliques, ces composés sont constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

b. Revêtement

Consiste à mettre en terre des conduites revêtis d'une enveloppe qui isole le métal, du milieu corrodant. Ces revêtements peuvent être soit :

- Des métaux ou alliage mais sensible à la corrosion ;
- Des matières plastiques ou peintures ;
- Ou bien des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique).

c. Protection cathodique

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion, notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques des jetées, les navires, la plate-forme pétrolières ou encore les structures en béton armé.

IV.5.2. Protection interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible.

Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- D'enduit bitumineux,
- D'enduit émaillé spécial,
- Mortier et ciment centrifuge.

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivis attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée...etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

Le problème de corrosion peut être de manière significative, éliminé par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène (PE).

IV.6. Conclusion

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier, soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

Chapitre V : Adduction

V.1. Introduction

Une des parties la plus importante dans l'alimentation en eau potable des localités, c'est l'acheminement de l'eau de la source, ou du point de son prélèvement (forage, piquage sur une conduite...etc.) vers des ouvrages de stockage qui servent à emmagasiner l'eau avant sa mise en distribution. Un réseau d'adduction bien dimensionné assurera son rôle convenablement avec un minimum de frais.

V.2. Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

V.2.1. Adduction gravitaire:

Dans l'adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

V.2.2. Adduction par refoulement

Le point de captage dans une adduction par refoulement se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir dont les eaux sont relevées au moyen d'une station de pompage.

V.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

V.3. Adduction et types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement

V.3.1. Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

V.3. 2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

V.4. Choix du tracé

Le choix du tracé est une étape particulièrement importante, car ce choix doit satisfaire quelques critères d'ordre technique et économique :

- Avoir un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer. Une cavitation peut apparaître et une rupture de la veine liquide pouvant provoquer ainsi l'écrasement de la canalisation ;
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), on doit prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Chercher à éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, oueds, les forêts...etc.), ceci dans le but de faciliter l'accès pour l'entretien, les réparations et faciliter la détection des fuites ainsi que les vannes défectueuses.

V.5. 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 :

➤ Les tuyaux en fonte ductile

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

Les longueurs courantes de tuyaux sont de 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) et 7m au-delà.

Ces tuyaux présentent certains avantages tels que :

- Résistance aux pressions élevées jusqu'à 50 bars pour les diamètres qui ne dépassent pas 0.60 m, et 40 bars pour les diamètres supérieurs.
- Longue durée de vie.

Leurs inconvénients sont :

- La fragilité,
- La non disponibilité sur le marché,
- La nécessité des pièces spéciales, les tuyaux sont généralement assemblés par raccords, à emboîtement et à brides, ces derniers sont réalisés au moyen de joints au plomb, bagues en caoutchouc ou de préparation spéciale.

➤ **Les tuyaux en aciers**

L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords, est l'acier doux soudable. Ces tuyaux peuvent être obtenus, soit par laminage à chaud sous soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminages (jusqu'au diamètre 0.400 m), soit à partir de la mise en forme à la machine et soudés longitudinalement à l'arc électrique (du diamètre 0.350 m et au dessous), soit encore à partir de bandes enrobées en hélice et soudées sur les bords à l'arc électrique (du diamètre 0.150 m jusqu'au diamètre 0.600 m).

La pression d'essai est de 60 bars pour les diamètres compris entre 0.0400 m et 0.150 m, 50 bars entre 0.180m et 0.270m et 40 bars pour les diamètres compris entre 0.300 m et 0.400m.

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.

Les tuyaux en acier présentent les avantages suivants :

- Ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder les pièces spéciales (Joints présentant une certaine élasticité) ;
- Soudable ;
- Bonne étanchéité ;
- Peuvent supporter des pressions importantes ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais plus lourds que les tuyaux en matière plastique ;

- Par leurs élasticités s'adaptent aux reliefs plus aux moins accidentés.

Les inconvénients des tuyaux en acier sont :

- ♦ Sensibilité à la corrosion donc ils nécessitent une protection extérieure et intérieure.
- ♦ Courte durée de vie (20 ans).

➤ **Les tuyaux thermoplastiques**

Les matériaux en PVC et en polyéthylène, sont les mieux adaptés pour les conduites de distribution.

➤ **Les tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle)**

C'est une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150° C et le produit se ramollit à 75° C, sa longueur est de 4 m à 6 m, les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier-fonte).

➤ **Les tuyaux en polyéthylène (PE)**

Sont obtenus à partir du gaz éthylène par polymérisation, suivant ce procédé on obtient PE à basse densité (BD) ou à haute densité (HD).les points de fusion pour les deux se situent respectivement à 115 °C et 130 °C.

Les tubes en PE ont des longueurs de 6 m à 12 m, pour les diamètres allant de 160 à 400mm.

Le PE est utilisé dans plusieurs domaines tels que :

- ❖ Distribution du gaz naturel ;
- ❖ Distribution d'eau ;
- ❖ Assainissement ;
- ❖ L'irrigation ;
- ❖ Les fluides industriels...etc.

Le raccordement des tuyaux en polyéthylène se fait soit :

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

Le premier type de raccordement est préconisé pour les petits diamètres, jusqu'au 90mm maximum. Le second système est plus fiable à l'heure actuelle, par rapport à tous les autres types de raccordement existants, il est très recommandé. En effet, selon les statistiques mondiales, ce système assure «zéro fuite». Pour le troisième raccordement il ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.

Les tuyaux en PE présentent les avantages suivants :

- Elasticité et flexibilité qui leur permettent d'absorber les affaissements des terrains éventuels, d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles ;
- Montage facile et rapide ;
- Le système de raccordement et les caractéristiques des tubes en PEHD (figure V.2) permet une énorme économie en ressource humaine et temps de montage ;
- Légèreté, ils sont 4 fois plus légers que les tubes traditionnels, ce qui facilite leur transport et leur manipulation ;
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuites ;
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.)

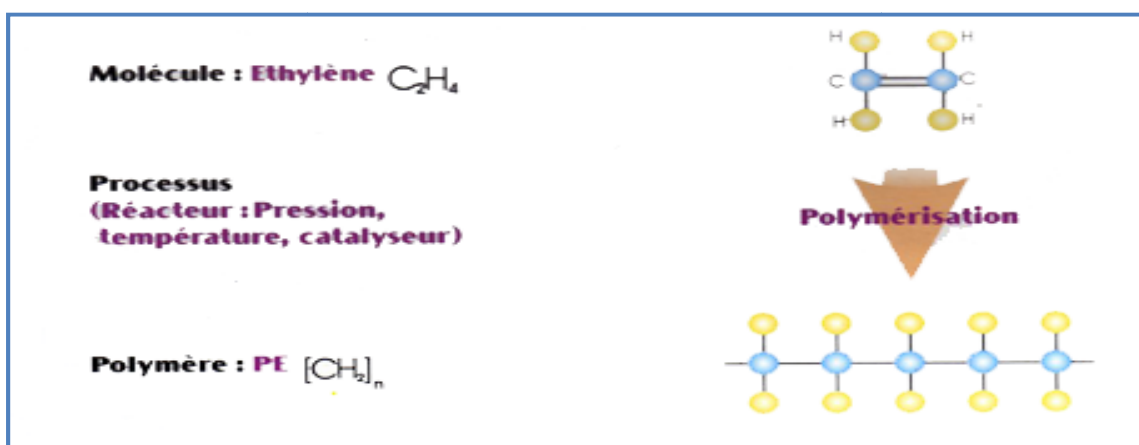


Figure V.1 : Le processus d'obtention du polyéthylène (source : Catalogue technique (PVC), (PE) (tubes polyéthylène (PE) et accessoires).



Figure V.2 : Les tuyaux en PEHD

V.6. Système de raccordement

Il existe trois systèmes de raccordement pour le tube PEHD

➤ **Bout à bout**

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes en polyéthylène d'épaisseurs identiques. Ce procédé consiste à porter à la température de soudage par un outil chauffant à une température $T = 230^{\circ}\text{C}$ pendant six minutes les extrémités des tubes (accords).

Après retraitage d'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.



Figure V.3: Bout à bout (Bouteuse)

➤ **Raccordement par accessoires électro-soudables**

Selon les statistiques mondiales (Figure V.4.), 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 raccorder.

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

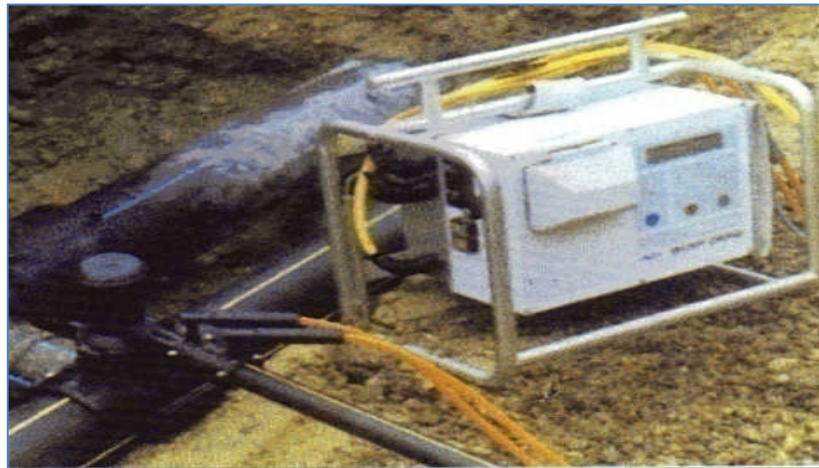


Figure V.4: Raccordement par accessoires électro-soudable

➤ **Raccordement par accessoires à compression (mécanique)**

Ces raccords (Figure V.5) sont soit en matières plastique soit métallique .Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63mm et existe dans des diamètres supérieurs 90 mm maximum.

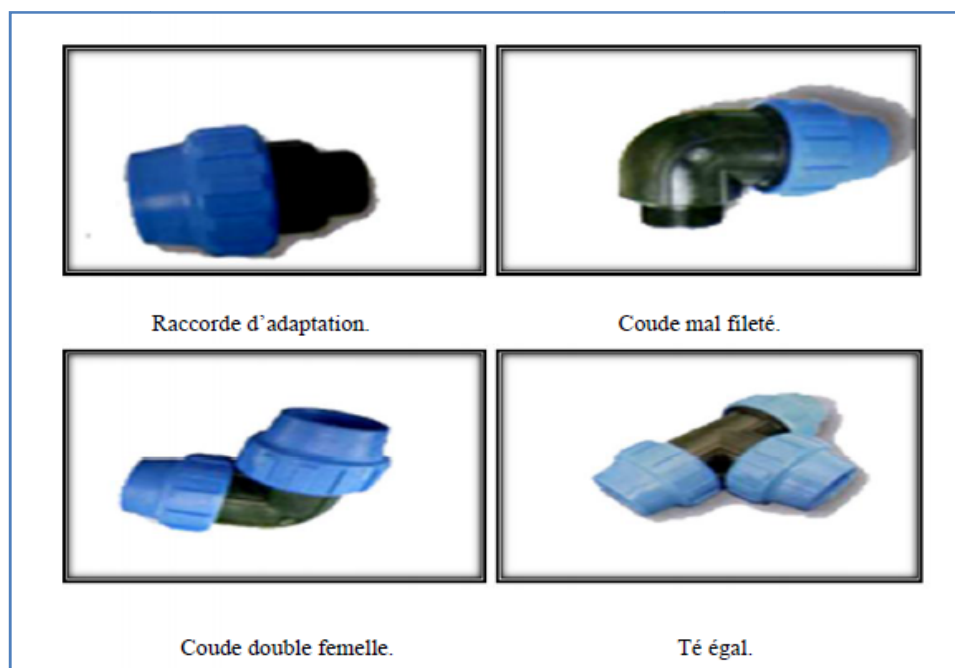


Figure V.5 : Raccordement par accessoires à compression

Toute une gamme de raccord en PE destinée à :

- ❖ L'assemblage des tubes ;
- ❖ Le changement de direction ;
- ❖ La transition d'un matériau à un autre.

Le choix du matériau des conduites permet de répondre aux exigences du réseau d'adduction à moindre coût (construction, transport et pose).

Dans notre projet, nous adopterons les conduites en polyéthylène à haute densité (PEHD), vu les avantages multiples qu'ils présentent, à savoir :

- ❖ Facile à poser ; possibilité d'enroulement pour les petits diamètres ;
- ❖ L'élasticité et flexibilité le rendent résistant aux mouvements de terrain (tremblement de terre) ;
- ❖ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) qui assure une parfaite circulation des fluides, une utilisation totale de débit et l'absence d'entartrage ;
- ❖ Une faible consommation d'énergie électrique dans la station de pompage ;
- ❖ Un faible coût ;
- ❖ Montage facile : ces tubes sont facilement manipulables et à transporter ;
- ❖ Légèreté : les tubes (PEHD) sont quatre fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels ;
- ❖ Repend parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites ;
- ❖ Résistance chimique lors de transport des fluides industriels et des eaux usées ;
- ❖ Les tubes ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160mm à 400mm déjà deux fois supérieures aux tubes traditionnels (fonte, acier..) ;
- ❖ Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.

Le raccord (PEHD) présente plusieurs avantages parmi eux :

- ❖ Résistance aux rayons ultra-violets et aux chocs ;
- ❖ Résistance à « l'abrasion » ;
- ❖ Poids spécifique bas ;
- ❖ Conformité sanitaire.

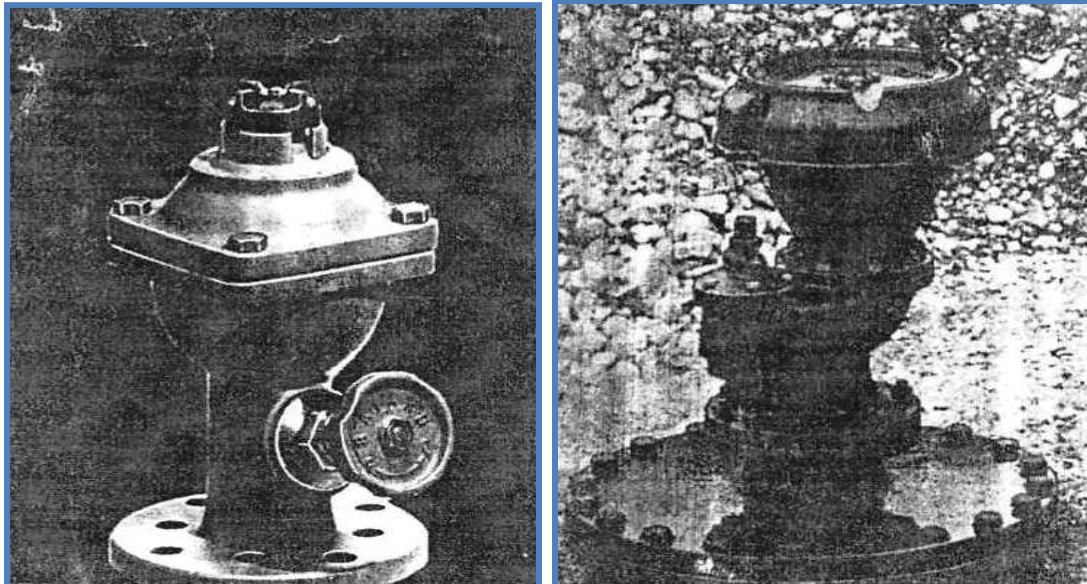
V.7. Equipements des conduites d'adduction

➤ Les vannes de sectionnement

Pour isoler une conduite en cas de réparation ; on prévoit pour ceci des vannes dites de sectionnement. Ces dernières permettent aussi la vidange d'un tronçon à part.

➤ **Les ventouses**

Pour évacuer l'air éventuellement entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte inutile d'eau, on dispose des ventouses.



(a)

(b)

Figure V.6 : Ventouse manuelle (a et b)



Figure V.7 : Ventouse automatique

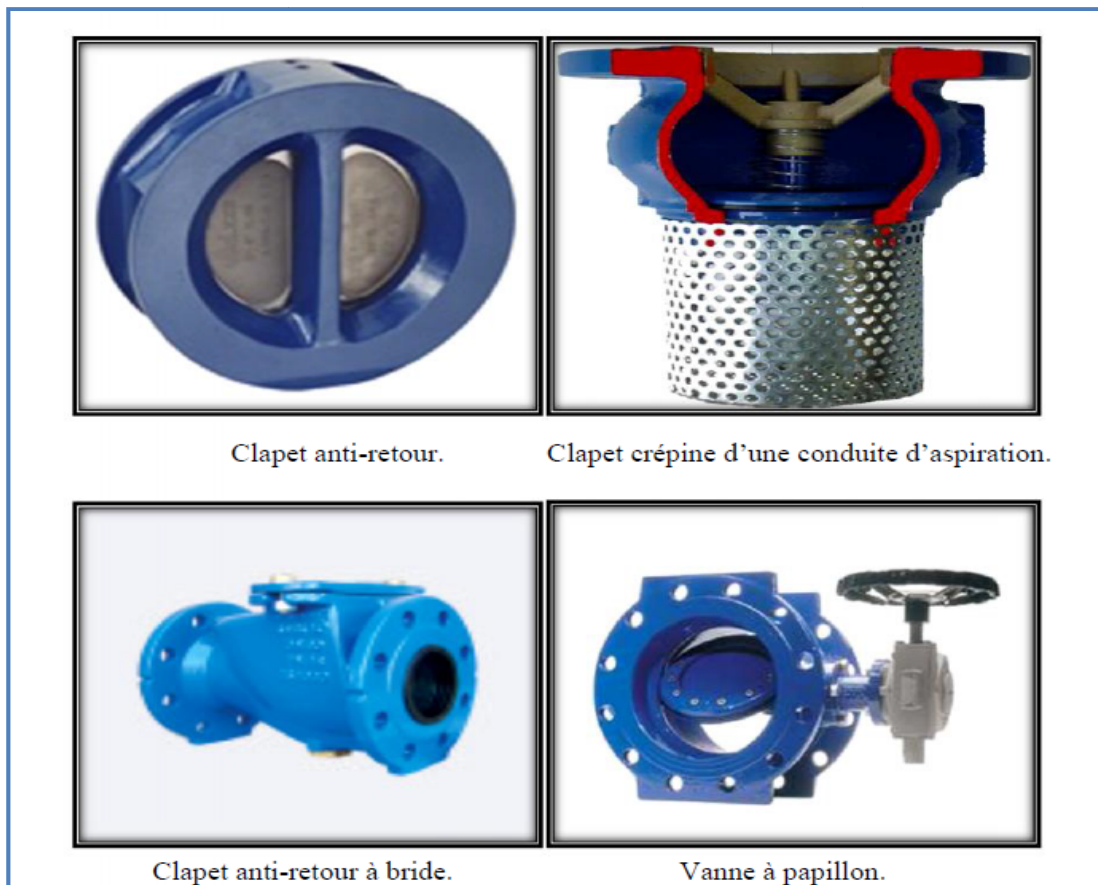


Figure V.8 : Quelques accessoires d'un réseau d'AEP

V.7.1. Etude technico-économique de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement des conduites d'adduction s'établit en recherchant le diamètre économique, la conciliation des deux tendances suivantes nous permet de déterminer le diamètre économique des conduites de refoulement qui sont :

- ♦ Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.
- ♦ Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

V.7.1.1. Choix de la gamme de diamètre

La gamme de diamètre est déterminée par les deux formules suivantes :

- La formule générale :

$$D = K \cdot \sqrt{Q} \quad (V.1)$$

- La formule de Bonnin :

$$\text{Si } K = 1 \quad D = 1 \cdot \sqrt{Q} \quad (V.2)$$

- La formule de Bresse :

$$\text{Si } K = 1,5 \quad D = 1,5 \cdot \sqrt{Q} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

D : diamètre en mètre (m),

Q : débit véhiculé en (m³/s).

Les deux formules nous donnent l'extrémité supérieure et inférieure du diamètre. On choisit alors les valeurs de diamètres normalisés aux alentours de ceux obtenus par les deux formules.

Nous prenons le diamètre pour lequel la vitesse vérifie la condition d'écoulement :

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 1,50 \text{ m/s}$$

V.7.1.2. Evaluation des frais d'amortissement et frais d'exploitation

V.6.1.2.1. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (F_a) correspondent au prix de revient total de la conduite (P) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (A) :

$$F_a = P \times A \quad (\text{V.4})$$

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V.5})$$

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,09 \quad (\text{V.6})$$

Donc :

$$F_a = P \times 0,09 \quad (\text{V.7})$$

Avec :

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

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

P : Prix de revient total de la conduite (DA) ;

A : Annuité d'amortissement donnée par la formule.

V.7.1.2.2. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation (F_{ex}) 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 de tête. Ils dépendent de la hauteur manométrique totale (Hmt) :

$$F_{ex} = E \cdot e \text{ (DA)} \quad (V.8)$$

Avec :

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

E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;

e : Tarif de l'énergie électrique donné par les services de SONALGAZ ($e = 4,17 \text{ DA/KWh}$).

L'énergie consommée par la pompe dépend de la hauteur manométrique totale (Hmt) qui fait intervenir :

- La hauteur géométrique (H_g) ;
- Les pertes de charge totales de la conduite (j_t).

a. Calcul de la hauteur géométrique

La hauteur géométrique (H_g) est la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter.

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_r + 0,2) \quad (\text{m}) \quad (V.9)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique en (m) ;

C_{TP} : Côte trop-plein du réservoir d'arrivée en (m NGA) ;

0,5 : Lane d'air en (m) ;

C_r : Côte radier du réservoir de départ ou de la station de reprise de départ ;

0,2 : Espacement entre le niveau de commande d'arrêt et de démarrage des groupes électropompe.

b. Calcul des pertes de charge

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

B.1. Pertes de charge linières (j_l)

Elles se produisent par le frottement de l'eau contre les parois des canalisations et par le frottement des molécules entre elles (pertes d'énergie hydraulique), et peuvent être calculées à l'aide de l'équation de *DARCY-WEISBACH* formulée comme suit :

$$j_l = \lambda \frac{L}{D} \times \frac{V_m^2}{2g} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement adimensionnel, qui dépend du régime d'écoulement ;

D : Diamètre intérieur du tuyau (m) ;

V_m : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

L : Longueur de la conduite en (m).

❖ Détermination de (λ)

Pour le calcul de λ , trois cas peuvent se présenter :

1) Régime turbulent rugueux : λ est donné par la formule de *NIKURADZE* :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,14 - 2 \cdot \log \frac{\varepsilon}{D} \quad (\text{V.11})$$

Où :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \cdot \log(\frac{\varepsilon}{D})]^{-2} \quad (\text{V.12})$$

Avec :

ε : Coefficient de rugosité absolue du tuyau en (mm) ;

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

2) Régime de transition: λ est donné par la formule de *COLEBROOK-WHITE*.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{V.13})$$

Avec :

ε : Coefficient de la rugosité absolue du tuyau en (mm)

Re : Nombre de *REYNOLDS*.

Dans ce régime « λ » est déterminé par approximations successives.

En première approximation, « λ » est déterminé par la formule de *NIKURADZE*. La valeur trouvée sera remplacée dans le second nombre de la relation de *COLEBROOK WHITE*, d'où on aura une nouvelle valeur successive jusqu'à ce que les deux nombres de l'expression mathématique soient égaux.

3) Régime laminaire : λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, il est donné par l'expression de *POISEUILLE*.

- λ peut être déterminé par le diagramme de *Moody* (voir annexe A) en fonction de nombre de Reynolds (Re) et la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$.

$$\lambda = f(Re) \quad (V.14)$$

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (V.15)$$

❖ Détermination du nombre de Reynolds :

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Re = \rho \frac{VD}{\mu} \quad (V.16)$$

$$Re = \frac{VD}{\gamma} \quad (V.17)$$

Avec :

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

D : Diamètre de la conduite (m) ;

γ : Viscosité cinématique de l'eau prise égale à 10^{-6} m²/s à une température de 20° C ;

ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/m³) ;

μ : Viscosité dynamique (Kg/m.s).

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

- $Re < 2100$ → régime laminaire stable ;
- $2100 < Re < 4000$ → régime transitoire ;
- $Re > 4000$ → régime turbulent.

❖ La rugosité

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des aspérités des parois du tuyau. La rugosité relative (ε / D) est le rapport de la rugosité absolue (ε) au diamètre de la conduite (D).

Dans la pratique, la rugosité absolue des tuyaux en acier est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha \cdot t \quad (\text{V.18})$$

Avec :

ε_0 : Rugosité à l'état neuf (10^{-4} m pour l'acier) ;

α : Coefficient de vieillissement ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5}$ m/an) ;

t : Temps de service en année ($t = \text{ans}$) ;

Pour l'acier on a : $\varepsilon = 10^{-3}$ m ;

Pour la fonte ductile : $\varepsilon = 0,03$ mm ;

Pour le PEHD :

- si $D \leq 200$ mm on a $\varepsilon = 0.01$ mm ;
- si $D > 200$ mm on a $\varepsilon = 0.02$ mm ;

b.2 : Pertes de charge singulières (j_s)

Elles sont générées par les singularités tels que : les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes...etc. Ces pertes sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires, elles sont données par la formule suivante :

$$j_s = K \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{V.18})$$

Avec :

j_s : Perte de charge singulière en (m) ;

K : Coefficient de perte de charges singulières ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

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

b.3 : Les pertes de charge totales (j_t)

Les pertes de charge totales j_t le long de la conduite est la somme des pertes de charges linéaires et singulières :

$$j_t = j_l + j_s \quad (V.19)$$

$$j_s = 0,15 j_l \quad (V.20)$$

$$j_t = 0,15 j_l + j_l \quad (V.21)$$

Donc

$$j_t = 1,15 j_l \quad (V.22)$$

$$J_t = 1,15 \lambda \frac{l}{D} \cdot \frac{Vm^2}{2g} \quad (V.23)$$

Avec :

j_t : Perte de charge totale (m) ;

j_l : Perte de charge linéaire en (m);

j_s : Perte de charge singulière en (m).

c. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et la perte de charge totale le long de la conduite. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

j_t : Perte de charge totale (m).

d. Calcul de la puissance absorbée par la pompe :

Elle est définie comme étant le travail effectué par unité du temps, pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale.

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \text{ (KW)} \quad (V.24)$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/m^3) ;

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

η : Rendement de la pompe compris entre 70% et 80% (dans notre cas on le prend égal à 75%) ;

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

e : Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe

L'énergie consommée annuellement est donnée par la formule suivante

$$E = P \cdot t \cdot 365 \quad (\text{KWh /an}) \quad (\text{V.25})$$

Avec :

P : puissance de la pompe en (KW) ;

t : nombre d'heures de pompage par jour (h) (dans notre cas, $t = 20 \text{ h}$);

E : énergie totale dépensée par la pompe en (KWh/an).

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

$$F_{ex} = E \cdot e \quad (\text{DA}) \quad (\text{V.26})$$

Avec :

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

E : Energie (KWh/an) ;

e : Tarif de l'énergie appliqué par la SONALGAZ, ($e = 4,17 \text{ DA/KWh}$).

V.7.1.3. Bilan des frais

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'exploitation et les frais d'amortissement.

Le choix de diamètre est alors porté pour le diamètre ayant le bilan des frais moins élevés. Il est donné par la formule suivante :

$$F_t = F_{exp} + F_a \quad (\text{V.26})$$

Avec :

F_t : frais totaux (DA) ;

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

F_a : frais d'amortissement (DA).

V.7.2. Etude de l'adduction gravitaire

L'adduction gravitaire se fait par conduites en charge et pour le calcul des diamètres de ces conduites, on fait intervenir quatre paramètres, à savoir :

- Le débit de l'écoulement Q (m^3/s) ;
- La vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- Le diamètre de la conduite D (m) ;
- Les pertes de charge j (m).

IV.7.2.1. Calcul de la charge disponible (j_d)

$$j_d = (Z_1 + 0,2) - (Z_2 + 0,5) \quad (m) \quad (V.27)$$

Avec :

j_d : La perte de charge disponible en (m) ;

Z_1 : Côte de départ (côte radier du réservoir ou de la station de pompage de départ) (m) ;

Z_2 : Côte trop plein du réservoir d'arrivée (m) ;

0,2 : La hauteur des dépôts dans le réservoir (m) ;

0,5 : La lame d'air (m).

V.7.2.2. Choix de gamme des diamètres

La gamme des diamètres des conduites est déterminée en utilisant les formules de *BONNIN* et *BRESSE*.

On choisit une gamme des diamètres normalisés disponibles sur le marché, dont les valeurs entourent celles des diamètres calculés.

On utilise l'abaque des pertes de charge de *COLEBROOK* et ayant le débit, on aura pour chaque diamètre une perte de charge et une vitesse correspondantes.

V.7.2.3. Calcul de la perte de charge

Pour calculer les pertes de charge et pour plus de commodité, il y a lieu d'utiliser l'abaque de calcul des pertes de charge dans des tuyaux d'adduction et de distribution en plastique (annexe IV). Cet abaque a été établi en considérant les diamètres intérieurs des tuyaux.

Le procédé de lecture sur cet abaque est le suivant :

Pour un diamètre « D » et un débit « Q » donné. On trace une verticale qui passe par « Q » jusqu'au point d'intersection avec la droite « D » de ce point de jonction on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée.

IV.6.2.4. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$P_r = Z_1 - (Z_2 + j_t) \quad (\text{m}) \quad (\text{V.28})$$

Avec :

P_r : Pression (m) ;

j_t : Perte de charge totale (m) ;

Z_1 : Côte de départ (m);

Z_2 : côte d'arrivée (m).

V.7.2.5. Calcul de la pression statique du flotteur :

Quand l'eau atteint le niveau trop plein dans le réservoir, son écoulement est stoppé par la pression statique du flotteur qui doit rester supérieure à la pression statique de l'eau dans le réservoir d'arrivée cette pression est calculée par la formule suivante :

$$P_f = (Z_1 + H) - Z_2 \quad (\text{m}) \quad (\text{V.29})$$

Avec :

P_f : Pression statique du flotteur (m).

H : Hauteur du réservoir du départ (m).

V.7.2.6. 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.

V.8. Étude du projet

La chaîne d'adduction de notre projet d'étude sera alimentée par quatre forages à partir de oued Boubhir sur une côte de 190 m NGA avec une conduite de 4000 ml de longueur, comme elle sera alimentée par le point de piquage sur la conduite principale avec une longueur de 8000 m sur une côte de 157m NGA qui assure le transfert des eaux du barrage de Sidi Khelifa vers la SR1.

- A partir des forages l'eau sera refoulée avec un débit de 20l/s qui alimente le réservoir de transit de la SR1.
- A partir du point de piquage un débit de 144 m³/h alimente gravitairement le réservoir de transit de la SR1.
- A partir du (SR1) l'eau sera refoulée vers le réservoir de transit de la station de reprise (SR2), qui situe à la côte 535m NGA.
- A partir du (SR2) l'eau sera refoulée vers le réservoir de transit de la station de reprise (SR3), qui situe à la côte 760m NGA.
- A partir du (SR3) l'eau sera refoulée vers le réservoir de transit de la station de reprise (SR4), qui situe à la côte 1050m NGA qui alimentera trois villages (Ait Said, Ibouyousfen et Emoussa).
- A partir du (SR4) l'eau sera refoulée vers le réservoir de tête, qui situe à la côte 1125 m NGA.
- A partir du réservoir de la SR4 s'effectue :
 - ❖ Un écoulement gravitaire vers le réservoir de transit (R⁺) situé à 520 m NGA avec une conduite de 2000 ml de longueur, qui alimente les quatre villages (Loudha, Tazrouts, Ighil Tizi boa, Ibakarene).

V.9. Adduction par refoulement

V.9.1. Calcul des conduites d'adduction par refoulement de la chaîne

- ❖ Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant le forage vers le station de reprise SR1 située à la côte 328 m NGA.
- ❖ $Q_{exp.} = 20 \text{ l/s}$ soit $0,02 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ❖ La longueur de la conduite : $L = 4000 \text{ m}$;
- ❖ Côte terrain naturel de Forages : $C_m = 186,16 \text{ m NGA}$;
- ❖ Côte du trop-plein: $C_{tp} = 332 \text{ m}$;
- ❖ Niveau dynamique de forage : $ND = 3,84 \text{ m}$.

➤ Calcul de la hauteur géométrique :

$$H_g = (C_{tp} + 0,5) - (C_m - ND) \quad (V.30)$$

Ce qui donne :

$$H_g = (332 + 0,5) - (186,16 - 3,84) = 150,18$$

$$H_g = 150,18 \text{ m}$$

- Calcul de la gamme de diamètre :

Débit transféré

$$Q_{tr} = Q_{max} \times 24 \div 20 \quad (V.31)$$

$$Q_{tr} = 0,02 \times 24/20 = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{tr} = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,024} = 0,155 \text{ m} = 155 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,024} = 0,232 \text{ m} = 232 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [150 ; 200 ; 250] mm en PEHD PN20.

- Calcul les hauteurs manométriques totales :

Tableau. V.1 : Calcul des hauteurs manométriques totales

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	(ε/D) 10 ⁻⁴	(Re) 10 ⁵	λ	J _t = 1,15 × J _l (m)	Hg (m)	(Hmt) (m)
125	97	0,024	3,25	/	/	/	/	150,18	/
160	124,2		1,98	/	/	/	/		/
200	155,2		1,27	6,46	1,97	0,0170	41,37		191,55
250	194,2		0,81	0,10	1,57	0,0175	13,88		164,09

NB : Les diamètres 150 mm ne fait pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5$).

- Calcul des frais d'exploitation :

Tableau .V.2 : Calcul des frais d'exploitation

D _{ext} (mm)	Puissance (Kw)	Energie (Kwh)	Prix du revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
200	60,13	438969,26	4,17	1830501,83
250	51,50	375973,10		1567807,84

- Calcul des frais d'amortissement :

Tableau. V.3 : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amortis (DA)
200	3216 ,54	4000	12866160	0,09	11579544
250	4998,40		19993600		1799424

➤ Calcul du bilan :

Tableau. V.4.Calcul du bilan

D_{ext}(mm)	Frais d'exp (DA)	Frais d'amortis(DA)	Bilan(DA)
200	1830501,83	11579544	2988456,23
250	1567807,84	1799424	3367231,84

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant les forages et la station de reprise SR1 est le DN 200 mm et ($D_{int}=155,2$) avec une vitesse de 1,27 m/s dont le matériau utilisé est de PEHD (PN20).

❖ Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la station SR1 et la station de reprise SR2 ;

- ♦ $Q_{exp.} = 60 \text{ l/s}$ soit $0,06 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ♦ La longueur de la conduite : $L=3000 \text{ m}$;
- ♦ Côte de radier de ST1 : $C_r=328 \text{ m NGA}$
- ♦ Côte de trop plein de réservoir de SR2: $C_{tp}=539 \text{ m NGA}$.

➤ Calcul de la hauteur géométrique :

$$H_g = (C_{tp} + 0,5) - (C_r + 0,2) \quad (\text{V.32})$$

$$H_g = (539 + 0,5) - (328 + 0,2) = 211,3 \text{ m.}$$

$$H_g = 211,3 \text{ m.}$$

➤ Calcul de la gamme de diamètre :

• **Débit transfère :**

$$Q_{tr} = Q_{max} \times 24 \div 20 \quad (\text{IV.33})$$

$$Q_{tr} = 0,06 \times 24/20 = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{tr} = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,072} = 0,268 \text{ m} = 268 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,072} = 0,402 \text{ m} = 402 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [250; 300; 350; 400; 450] mm en fonte ductile (C40).

- Calcul les hauteurs manométriques totales :

Tableau. V.5 : Calcul des hauteurs manométriques totales

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	(ε/D) 10 ⁻⁵	(Re) 10 ⁵	λ	J _t = 1,15 × J _l (m)	Hg (m)	(Hmt) (m)
250	238,4	0,072	1,62	/	/	/	/	211,3	/
300	287,6		1,11	0,14	3,18	0,0155	12,4		223,7
350	336		0,81	8,92	2,72	0,0160	5,7		217
400	384,4		0,62	7,80	2,38	0,0165	2,91		214,21
450	433,8		0,49	/	/	/	/		/

Le diamètre 250 et 450 mm ne t pas l'objet de calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$).

- Calcul des frais d'exploitation :

Tableau. V.6 : Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	e (DA/KWH)	Fexp (DA)
300	210,68	1537935,62	4,17	6413191,54
350	204,36	1491838,27		6220965,58
400	201,73	1472648,29		6140943,36

- Calcul des frais d'amortissement ;

Tableau. V.7 : Calcul des frais d'amortissement

D(mm)	Prix ml (DA)	L (ml)	Prix total (DA)	Annuité	F amortis (DA)
300	7148	3000	21444000	0,09	1929960
350	9130		27390000		2465100
400	9335		28005000		2520450

- Calcul du bilan :

Tableau. V.8 : Calcul du bilan

D _{ext} (mm)	Frais d'exp (DA)	Frais d'amortis(DA)	Bilan(DA)
300	6413191,54	1929960	8343151,54
350	6220965,58	2465100	8686065,58
400	6140943,36	2520450	8661393,36

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR1 et la station de reprise SR2 est le DN 300 mm et (D_{int}=287,6) avec une vitesse de 1,1 m/s dont le matériau utilisé est la fonte ductile (C40).

❖ Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la station SR2 à la station de reprise SR3 ;

- ♦ $Q_{\text{exp.}} = 60 \text{ l/s}$ soit $0,06 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ♦ La longueur de la conduite : $L = 2000 \text{ m}$;
- ♦ Côte de radier de ST2 : $C_r = 535 \text{ NGA}$;
- ♦ Côte de trop plein de réservoir de SR3 : $C_{\text{TP}} = 766 \text{ NGA}$.

➤ Calcul de la hauteur géométrique ;

$$H_g = (C_{\text{TP}} + 0,5) - (C_r + 0,2) \quad (\text{IV.34})$$

$$H_g = (766 + 0,5) - (535 + 0,2) = 231,3 \text{ m.}$$

$$H_g = 231,3 \text{ m.}$$

➤ Calcul de la gamme de diamètre ;

Débit transfère

$$Q_{\text{tr}} = Q_{\text{max}} \times 24 \div 20 \quad (\text{IV.35})$$

$$Q_{\text{tr}} = 0,06 \times 24 \div 20 = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{TR}} = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,072} = 0,268 \text{ m} = 268 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,072} = 0,402 \text{ m} = 402 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [250; 300; 350; 400; 450] mm en fonte ductile.

➤ Calcul les hauteurs manométriques totales :

Tableau V.9 : Calcul des hauteurs manométriques totales

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	(ε/D) 10^{-5}	(Re) 10^5	λ	$J_t = 1,15 \times J_l$ (m)	H_g (m)	(H_{mt}) (m)
250	238,4	0,072	1,62	/	/	/	/	231,3	/
300	287,6		1,11	0,14	3,18	0,0155	8,27		239,57
350	336		0,81	8,92	2,72	0,0160	3,80		235,10
400	384,4		0,62	7,80	2,38	0,0165	1,94		233,24
450	433,8		0,49	/	/	/	/		/

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

- Calcul des frais d'exploitation :

Tableau. V.10 : Calcul des frais d'exploitations

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	e(DA/KWH)	Fexp (DA)
300	225,62	1647005,83	4,17	6413191,54
350	221,41	1616274,27		6220965,58
400	219,65	1603480,95		6140943,36

- Calcul des frais d'amortissement :

Tableau. V.11 : Calcul des frais d'amortissement

D(mm)	Prix ml (DA)	L (ml)	Prix total(DA)	Annuité	F amortis (DA)
300	7148	2000	14296000	0,09	1286640
350	9130		18260000		1643400
400	9335		18670000		1680300

- Calcul du bilan :

Tableau. V.12. Calcul du bilan

D _{ext} (mm)	Frais d'exp (DA)	Frais d'amortis(DA)	Bilan(DA)
300	6413191,54	1286640	7699831,54
350	6220965,58	1643400	7864365,58
400	6140943,36	1680300	782143,36

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR2 et la station de reprise SR3 est le DN 300 mm et ($D_{int}=287,6$) avec une vitesse de 1,10m/s dont le matériau utilisé est la fonte ductile (C40).

❖ Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la station SR3 et la station de reprise SR4 ;

- ♦ $Q_{exp.} = 60 \text{ l/s}$ soit $0,06 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ♦ La longueur de la conduite : $L=2000 \text{ m}$;
- ♦ Côte de radier de SR3 : $C_r = 760 \text{ NGA}$
- ♦ Côte de trop plein de la bêche de SR4: $C_{tp}=1055 \text{ NGA}$;

- Calcul de la hauteur géométrique

$$H_g = (C_{tp} + 0,5) - (C_r + 0,2) \quad (\text{IV.36})$$

$$H_g = (1055 + 0,5) - (760 + 0,2) = 295,3 \text{ m.}$$

$$H_g = 295,3 \text{ m.}$$

➤ Calcul de la gamme de diamètre

♦ Débit transféré

$$Q_{tr} = Q_{max} \times 24 \div 20 \quad (IV.37)$$

$$Q_{tr} = 0,06 \times 24 / 20 = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{tr} = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,072} = 0,268 \text{ m} = 268 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,072} = 0,402 \text{ m} = 402 \text{ mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [250; 300; 350; 400; 450] mm en fonte ductile.

➤ Calcul les hauteurs manométriques totales ;

Tableau V.13 : Calcul des hauteurs manométriques totales

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	(ε/D) 10 ⁻⁵	(Re) 10 ⁵	λ	J _t = 1,15 × J _l (m)	Hg (m)	(Hmt) (m)
250	238,4	0,072	1,62	/	/	/	/	295,3	/
300	287,6		1,11	0,14	3,18	0,0155	8,27		303,57
350	336		0,81	8,92	2,72	0,0160	3,8		299,1
400	384,4		0,62	7,80	2,38	0,0165	1,94		297,24
450	433,8		0,49	/	/	/	/		/

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

➤ Calcul des frais d'exploitation

Tableau .V.14 : Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	e(DA/KWH)	Fexp (DA)
300	285,89	2086996,11	4,17	8702773,77
350	281,68	2056264,54		8574623,13
400	279,93	2043451,22		8521274,98

➤ Calcul des frais d'amortissement

Tableau .V.15 : Calcul des frais d'amortissement

D _{ext} (mm)	Prix ml (DA)	L (ml)	Prix total (DA)	Annuité	F amortis (DA)
300	7148	2000	14296000	0,09	1286640
350	9130		18260000		1643400
400	9335		18670000		1680300

- Calcul du bilan :

Tableau V.16 : Calcul du bilan

D_{ext}(mm)	Frais d'exp (DA)	Frais d'amortis(DA)	Bilan(DA)
300	8702773,77	1286640	9989413,77
350	8574623,13	1643400	10218023,13
400	8521274,98	1680300	10201574,98

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR3 et la station de reprise SR4 est le DN 300 mm et ($D_{int}=287,6$) avec une vitesse de 1,10m/s dont le matériau utilisé est la fonte ductile (C40).

❖ Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant la station SR4 et le réservoir de tête de 1000m³.

- ♦ $Q_{exp.} = 31,29 \text{ l/s}$ soit $0,031 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ♦ La longueur de la conduite : $L = 4500 \text{ m}$;
- ♦ Côte de radier de ST4 : $C_r = 1050 \text{ NGA}$
- ♦ Côte de trop plein de réservoir de tête : $C_{tp} = 1133 \text{ NGA}$;

- Calcul de la hauteur géométrique

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

$$H_g = (1133 + 0,5) - (1050 + 0,2) = 83,3 \text{ m.}$$

$$H_g = 83,3 \text{ m}$$

- Calcul de la gamme de diamètre :

$$\text{Debit transfert: } Q_{exp} \times 24 / 20 \text{ h}$$

$$Q_{tr} = 0,031 \times 24 \div 20 = 0,037 = 0,037 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{tr} = 0,037 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,037} = 0,193 \text{ m} = 193 \text{ mm}$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,037} = 0,289 \text{ m} = 289 \text{ mm.}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [200; 250; 315].

- Calcul de la Hauteur manométrique totale Hmt

Tableau V.17 : Calcul des hauteurs manométriques totales

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	(ε/D) 10⁻⁵	(Re) 10⁵	λ	J_t = 1,15 × J_f(m)	Hg (m)	(Hmt) (m)
200	176,2	0,037	1,52	/	/	/	/	83,3	/
250	220,4		0,97	9,07	2,1	0,0155	17,46		100,76
315	277,6		0,61	7,20	1,7	0,0165	5,86		89,16

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

- Calcul des frais d'exploitation :

Tableau V.18 : Calcul des frais d'exploitations

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	e(Da/KWH)	Fexp (Da)
250	48,77	355990,72	4,17	1484481,32
315	43,15	315011,46		1313597,79

- Calcul des frais d'amortissement

Tableau V.19 : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Prix ml (DA)	ml (m)	Prix total (DA)	Annuité	F amorts (DA)
250	2840,10	4500	12780450	0,09	1150240,5
315	4340,78		19533510		1758015,9

- Calcul du bilan

Tableau V.20 : Calcul du bilan

D _{ext} (mm)	Frais d'exp (DA)	Frais d'amorts(DA)	Bilan(DA)
250	1484481,32	1150240,5	2634721,82
315	1313597,79	1758015,9	3071613,69

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant ST4 et le réservoir de tête est le DN 250 mm ($D_{int}=220,4$) une vitesse de m/s 0,97 dont le matériau utilisé est le PEHD à PN10.

Tableau V.21. Récapitulatif des différents tronçons par refoulement.

Tronçon	Type d'adduction	Type de conduite	D (mm)	V (m/s)	Hmt (m)	Bilan (DA)
Forages → SR1	Refoulement	PEHD	250	1,27	191,5 5	2988456,23
SR1 → SR2		Fonte ductile	300	1,10	223,7	8343151,54
SR2 → SR3					239,5 7	7699831,54
SR3 → SR4					303,5 7	9989413,77
SR4 → réservoir de tête.		PEHD (PN10)	250	0,97	100,7 6	3071613,69

V.10. Adduction gravitaire

- Détermination du diamètre économique de la conduite gravitaire reliant le réservoir de la SR4 et le réservoir Tazrouts (R*) qui alimente les 4 villages (Loudha, Tazrouts, Ighil Tizi Boa et Ibakarene).

- ♦ $Q_{exp.} = 19,66 \text{ l/s}$ soit $0,0197 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ♦ La longueur de la conduite : $L = 2000 \text{ m}$;
- ♦ Côte de radier = 1050 m ;
- ♦ Côte d'arrivée = 525 m .

- Calcul de la charge disponible

$$J_d = (Z_1 + 0,2) - (Z_2 + 0,5) \quad (\text{V.38})$$

$$J_d = (1050 + 0,2) - (525 + 0,5)$$

$$J_d = 524,7 \text{ m}$$

$$J_d/l = 0,262 \text{ m/ml}$$

$$J_d/l = 262,35 \text{ mm/ml}$$

• **Choix de la gamme des diamètres**

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0197} \text{ m} = 0,140 \text{ m} = 140 \text{ mm}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0197} = 0,211 \text{ m} = 211 \text{ mm}$$

[125 ; 150 ; 200 ; 250] mm en fonte ductile (C)40.

- Calcul des pertes de charge :

Tableau V.22 : Calcul des pertes de charge

D_{ext}	D_{int}	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$V (\text{m/s})$	$J_u (\text{m/ml})$	$J_u (\text{mm/ml})$	$L (\text{ml})$	$J_t = 1,15 \cdot J_u \cdot L$
125	115,4	0,0197	1,88	/	/	2000	/
150	140		1,28	0,014	14		32,2
200	189,2		0,7	0,003	3		6,9
250	238,4		0,44	/	/		/

Nous optons le diamètre 150 car il vérifie les conditions suivantes :

$$\diamond 0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s} ;$$

- ❖ $J_t < J_d$;
- ❖ Prix de revient le plus économique.

➤ Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$P_r = Z_1 - (Z_2 + J_t) \quad (V.39)$$

$$P_r = 1050 - (525 + 32,2)$$

$$P_r = 492,8 \text{ m}$$

➤ Calcul de la pression statique du flotteur :

$$P_f = (Z_1 + H) - Z_2 \quad (V.40)$$

$$P_f = (1050 + 5) - 525$$

$$P_f = 530 \text{ m}$$

Tableau V.23 : Calcul des frais de la conduite

D_{ex} (mm)	Longueur (ml)	Prix unitaire (Da)	Prix total
150	2000	3500	7000000

❖ Détermination du diamètre économique de la conduite par refoulement reliant le point de piquage et le réservoir du SR1 ;

- ♦ $Q_{\text{exp.}} = 40 \text{ l/s}$ soit $0,04 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ♦ La longueur de la conduite : $L = 8000 \text{ ml}$.
- ♦ C_p du point de piquage : 520 m NGA .
- ♦ Côte du trop-plein: $C_{\text{tp}} = 332 \text{ m NGA}$.

Choix de la gamme des diamètres

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,04} = 0,2 \text{ m} = 200 \text{ mm}.$$

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 1,5 \sqrt{0,04} = 0,3 \text{ m} = 300 \text{ mm}.$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [200 ; 250 ; 315] mm.

Calcul de la charge disponible

$$J_d = C_p - (C_{\text{tp}} + 0,5) \quad (V.41)$$

$$J_d = 520 - (332 + 0,5)$$

$$J_d = 187,5 \text{ m}$$

On n'a pas pris en considération le (0,2) car il s'agit d'un piquage.

Tableau V.24 : Calcul des pertes de charge

D_{ext}	D_{int}	Q(m³/s)	V (m/s)	Ju (m/ml)	Ju (mm/ml)	L (ml)	Jt=1,15.Ju.L
200	155,2	0,04	2,12	/	/	8000	/
250	194,2		1,35	0,002	2		18,4
315	244,6		0,85	0,0007	0,7		6,44

Nous optons le diamètre 200 car il vérifie les conditions suivantes :

- ❖ $0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$;
- ❖ $J_t < J_d$;
- ❖ Prix de revient le plus économique.

➤ Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$P_r = Z_1 - (Z_2 + J_t) \quad (\text{V.42})$$

$$P_r = 520 - (332 + 18,4)$$

$$P_r = 169,6 \text{ m}$$

➤ Calcul de la pression statique du flotteur :

$$P_f = (Z_1 + H) - Z_2 \quad (\text{V.43})$$

$$P_f = 520 - 332$$

$$P_f = 188 \text{ m.}$$

Tableau V.25 : Calcul des frais de la conduite :

D_{ex} (mm)	Longueur (ml)	Prix unitaire(Da)	Prix total
250	8000	4 998,40	39987200

Tableau V.26 : Récapitulatif d'adduction gravitaire

Tronçon	Type d'adduction	Type de conduite	D (mm)	V (m/s)	L (m)	Bilan (DA)
Réservoir de RS4 → R⁺	Gravitaire	Fonte ductile PN60	200	0,72	2000	14296000
Le point de piquage → le réservoir de la SR ter		PEHD (PN20)	250	1,35	8000	39987200

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer les diamètres économiques des conduites dans tous les tronçons. On a également calculé les pertes de charges et les Hmt pour chaque tronçon, ce qui constituera une base de calcul pour le chapitre suivant, qui est consacré aux réservoirs.

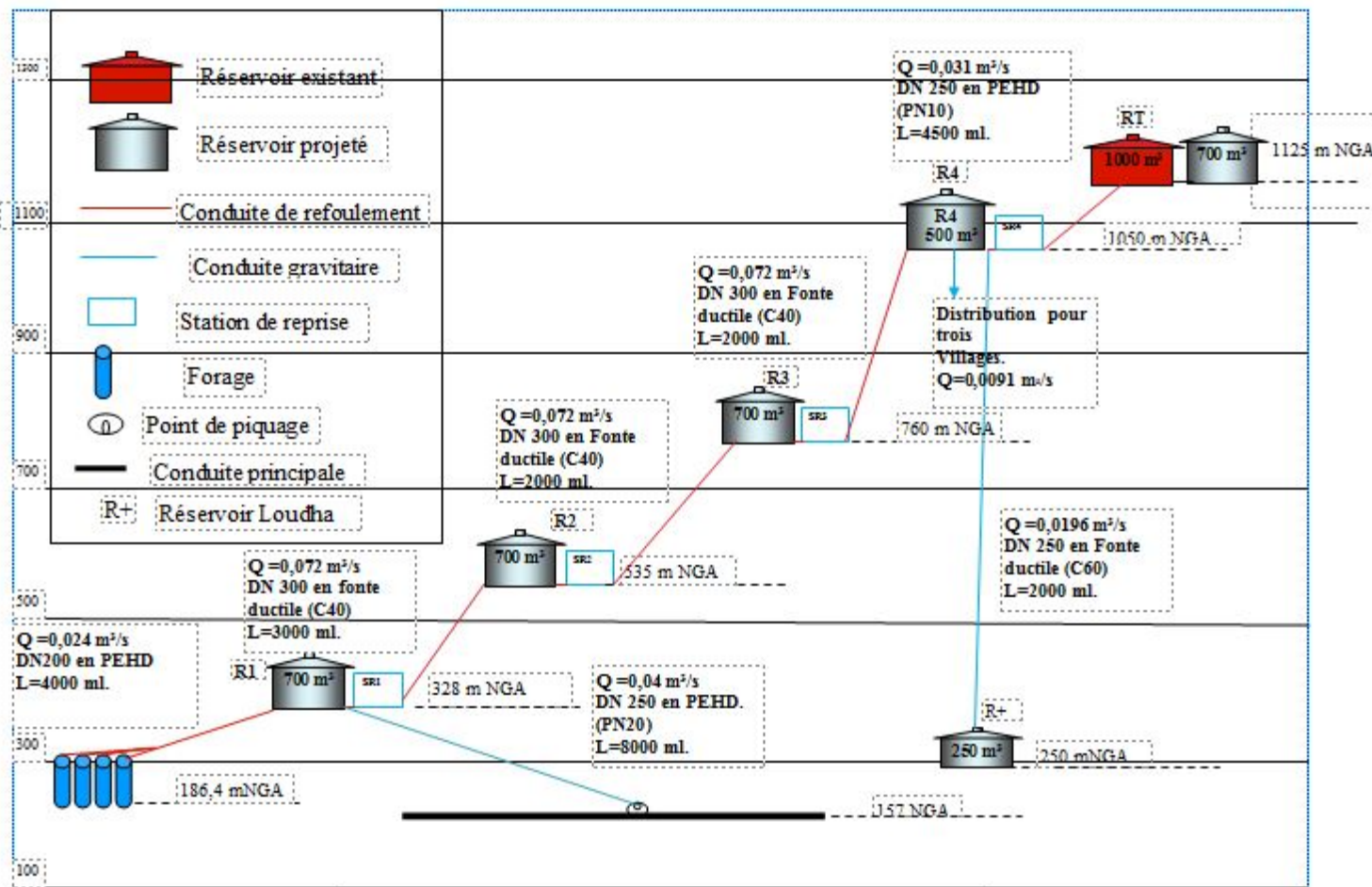


Schéma synoptique de la nouvelle chaîne d'adduction

Chapitre VI : Projection et dimensionnement des réservoirs

VI.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques dont leur rôle primordial est de stocker les eaux en excès pendant les heures de faible consommation pour les restituer aux heures de pointe. Ce rôle a sensiblement changé au cours du temps, ce qui a traduit aux réservoirs la multitude de fonctions.

Après avoir calculé le déficit en eau pour les localités concernées par l'étude, nous avons à dimensionner les réservoirs qui prendront en charge la sécurité de stock.

VI.2. Fonctions des réservoirs

- Les réservoirs servent à compenser l'écart entre le régime de production d'eau et celui de la consommation ;
- Ils constituent une réserve en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...) ;
- Ils constituent aussi une réserve d'eau en cas d'incendie ;
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- Simplification de l'exploitation ;

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont classées en fonctions techniques et économiques qui se résument dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Fonctions des réservoirs

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
- Régulation des débits - Sécurité d'approvisionnement - Régulation de la pression - Simplification de l'exploitation - Réacteur participant au traitement	- Réduction des investissements sur les ouvrages de production - Réduction des investissements sur le réseau de distribution - Réduction des dépenses d'énergie

VI.3. Implantation des réservoirs

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques et dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

- En plaine, ils doivent généralement être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote de radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité. Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- Afin de réduire les charges, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère. Le meilleur emplacement sera déterminé après une étude économique approfondie en tenant compte des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompages.

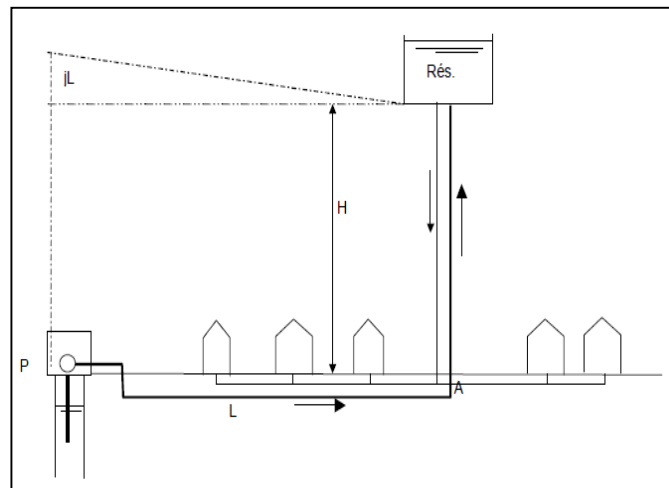


Figure VI.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

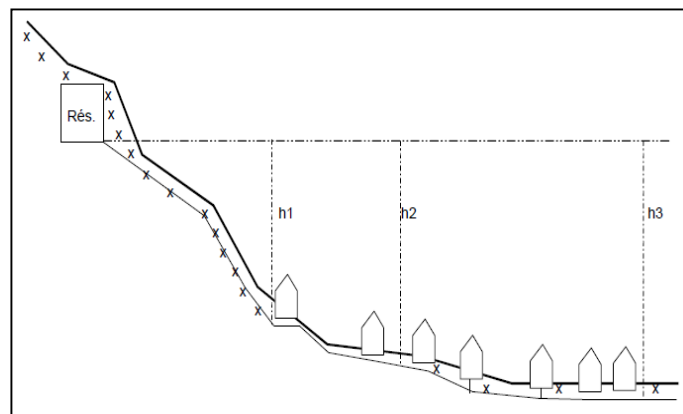


Figure VI.2: Emplacement du réservoir en altitude

VI.4. Classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon :

- La nature des matériaux de construction, les réservoirs peuvent être des :
 - Réservoirs métalliques ;
 - Réservoirs en maçonnerie ;
 - Réservoirs en béton armé ou précontraint.
- La situation des lieux par rapport à la surface du sol, on distingue des réservoirs :
 - Enterrés ;
 - Semi enterrés ;
 - Surélevés ou sur tour (château d'eau).
- L'usage des réservoirs on peut les classer en :
 - Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
 - Réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons) ;
 - Réservoirs de traitement.
- Leurs formes géométriques :
 - Réservoirs cylindriques ;
 - Réservoirs rectangulaires ;
 - Il y'a aussi des réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

Du point de vue esthétique, on peut affirmer les fonctions d'un réservoir, comme on peut l'intégrer au paysage.

VI.5. Construction des réservoirs

Les réservoirs sont construits en :

- Béton armé : Le béton utilisé doit présenter certaines caractéristiques tel que :
 - La compacité ;
 - Une faible perméabilité ;
 - L'insensibilité à l'action de l'eau qui est contenue dans le réservoir.
- Les matériaux de construction : Les matériaux de construction sont : le sable, le gravier, le ciment, le fer (acier de construction) et certain adjuvant.

VI.6. Choix du type de réservoir

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés présentent des avantages par rapport au réservoir surélevé, parmi ces avantages on cite :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

VI.6.1 .Les facteurs intervenants dans le choix de type de réservoir

- La topographie de la région à desservir ;
- Les conditions hydrauliques (capacité, pression ...etc.)
- La facilité d'exploitation ;
- Les facteurs économiques.

VI.7. Equipements hydrauliques des réservoirs

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs doivent être équipés de :

VI.7.1. Conduite d'adduction (ou d'arrivée)

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement comme elle peut être gravitaire. Le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir a une grande influence sur le phénomène de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certain temps.

L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. On préfère toujours l'arrivée par le bas ou en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

Le débouché de la conduite d'adduction dans le réservoir, doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

VI.7.2. Conduite de distribution

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre 0,15 à 0,20 m au-dessus de radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin, d'éviter l'introduction de boue ou de sable qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve et faciliter le brassage de l'eau.

VI.7.3. Conduite du trop-plein

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

VI.7.4. Conduite de vidange

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein.

VI.7.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de la conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de la distribution, la communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma de la figure (VII.4.c), en marche normale les vannes « 1 » et « 3 » sont ouvertes, la vanne « 2 » est fermée, en by-pass on ferme « 1 » et « 3 » et on ouvre « 2 ».

VI.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la (fig.VII.4.D) et qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, la vanne « 1 » est ouverte. Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ça grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelée. En cas d'incendie, on ouvre la vanne « 2 » pour pouvoir exploiter cette réserve. Une vanne « 3 » supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir.

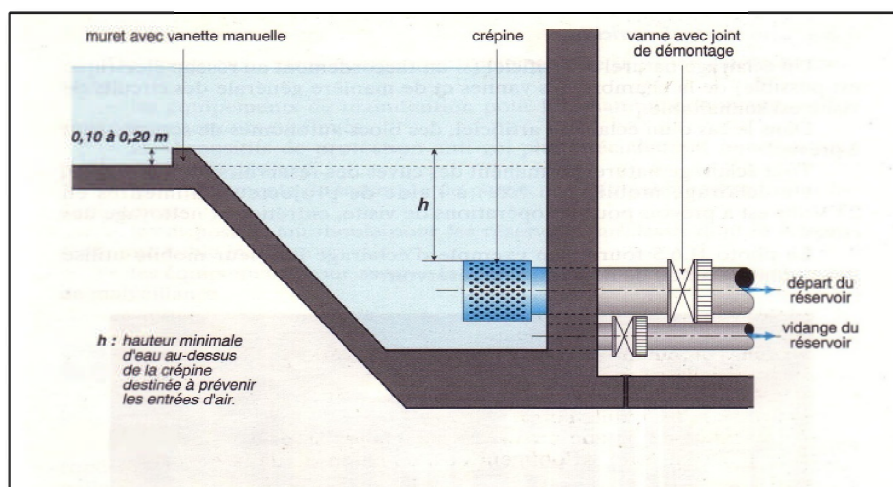


Figure VI.3: Conduite de la distribution et de vidange.

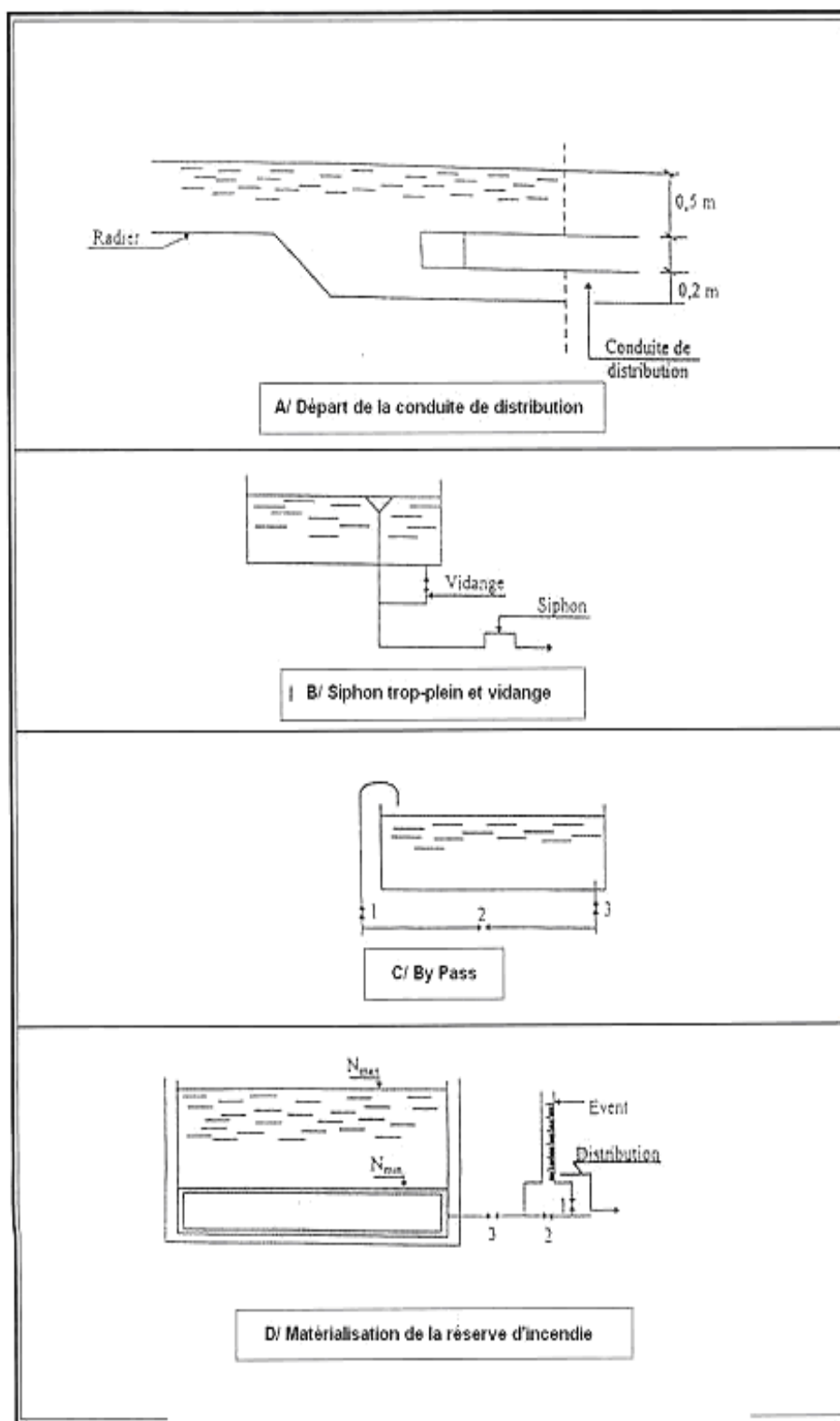


Figure VI.4: Equipements hydrauliques des réservoirs.

VI.8. Exigences techniques à satisfaire

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties.
- **Etanchéité** : Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.
- **Durabilité** : les matériaux constituant tous les éléments du réservoir doivent conserver leur propriété après un long contact avec le liquide qu'il est destiné à retenir.

VI.9. Entretien des réservoirs

Une surveillance régulière des réservoirs est de rigueur pour vérifier d'éventuelles fissures ainsi que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques.

Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examens des parois et réparation éventuelles ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

VI.10. Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur, par conséquent les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- Avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation.
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant).
- Etre aérés par des orifices de grillage.

VI.11. Détermination de la forme et proportions des réservoirs

VI.11.1. Forme

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures. Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint.

Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Parmi les avantages on note : une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration.

VI.11.2. Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

Tableau VI.2. Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
≤ 500	3 à 4
1 000	4 à 5
5 000	5 à 6

VI.12. 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.

Dans une chaîne d'adduction, on trouve trois (3) types de réservoirs :

- Réservoir de stockage ;
- Réservoir de transit ;
- Réservoir de stockage et de transit.

En général, le calcul du volume du réservoir peut s'effectuer par trois méthodes :

VI.12.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max, j}}{100}$$

Avec

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{\max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

VI.12.2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier. (%)

$$R_{\max} = V_+ + V_-$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max, j} * R_{\max}}{100}$$

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

VI.12.3. Méthode direct

Les capacités des réservoirs sont déterminées en admettant que le volume de transit et de refoulement est de deux heures (2 h) de réserve, celui de stockage est de 12 heures de réserve.

Réservoir de stockage

$$CRS = Q_{maxj} \times 50 \% \text{ ou } CRS = Q_{maxh} \times 12h$$

Avec :

CRS : capacité de réservoir de stockage ;

Q_{maxh} : débit horaire maximal ;

Q_{maxj} : débit journalier maximal.

Réservoir de transit

$$CRT = Q_{maxj} \times 8,33 \% \text{ ou } CRT = Q_{maxh} \times 2h.$$

Avec :

CRT : capacité de réservoir de transit.

Réservoir de transit et de stockage

$$CRTS = (Q_{maxhT} \times 2h) + (Q_{maxhS} \times 12h).$$

Où :

CRTS : capacité du réservoir de stockage et de transit.

Q_{maxhT} : débit horaire maximal transité ;

Q_{maxj} : débit journalier maximal stocké.

VI.12.3 Calcul de la capacité des réservoirs projetés

Tableau VI.3 : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR1) projetée, à la côte 325 m NGA

Désignation	Unité	Horizon 2045
Réservoir de transit de la SR1		
Débit de transit ver la SR2	m ³ / h	216
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	432
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité total calculée	m ³	552
Capacité de réservoir à projeter	m ³	700

Tableau VI.4 : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR2) projetée, à la côte 535 m NGA

Désignation	Unité	Horizon 2045
Réservoir de transit de la SR2		
Débit de transit ver la SR2	m ³ / h	216
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	432
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité total calculée	m ³	552
Capacité de réservoir à projeter	m ³	700

Tableau VI.5 : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la (SR3) projetée, à la côte 760 m NGA

Désignation	Unité	Horizon 2045
Réservoir de transit de la SR3		
Débit de transit ver la SR2	m ³ / h	216
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	432
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité total calculée	m ³	552
Capacité de réservoir à projeter	m ³	700

Tableau VI.6 : Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de la (SR4) projetée, à la côte 1050 m NGA (Ivouyousfene, ait Said, Imoussa).

Désignation	Unité	Horizon 2045
réservoir de stockage et de transit de la SR4		
Débit de stockage	m ³ /h	103,39
Temps de réserve	h	12
Capacité calculée	m ³	1240,7
Débit de transit	m ³ /h	112,61
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	225,22
Reserve d'incendie	m ³	120
Capacité totale calculée	m ³	345,22
Capacité du réservoir projeté	m³	500

Tableau VI.7 : Calcul de la capacité du réservoir de transit pour les quatre village (Ighil tizi bao, tazrout,louda n'ighil, Ivekeren)R+

Désignation	Unité	Horizon 2045
Réservoir de transit		
Débit de transit ver la SR2	m ³ / h	70,56
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	141,12
Réserve d'incendie	m ³	120
Capacité total calculée	m ³	261,12
Capacité de réservoir à projeter	m ³	300

Tableau VI.8 : Capacité du réservoir de transit de tête projeté à la cote de 1125 m NGA :RT

Désignation	Unité	Horizon 2045
réservoir de transit de tête projeté		
Débit de transit	m ³ /h	112,64
Temps de réserve	h	2
Capacité calculée	m ³	225,29
Reserve d'incendie	m ³	120
Capacité totale calculée	m ³	345,29
Capacité du réservoir existant	m ³	1000
Déficit	m ³	654,71
Capacité du réservoir projeté	m³	700

VI.12.4. Dimensionnement des réservoirs

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

VI.12.4.1. Section des réservoirs projetés

Elle est déterminée comme suit :

$$V_R = S \times h$$

$$S = \frac{V_R}{h}$$

Avec :

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

S : section (m^2) ;

h : hauteur de la lame d'eau (m).

VI.12.4.2. Diamètre de réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé de la manière suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 V_R}{\pi h}}$$

Avec :

D : Diamètre du réservoir (m) ;

V_R : volume du réservoir (m^3) ;

h : hauteur de la colonne d'eau prise entre 3 et 6 m.

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

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

Avec :

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à $120 m^3$;

Les dimensions des réservoirs sont reportées sur le tableau suivant :

VI.12.4.3. Caractéristiques des réservoirs projetés

Les caractéristiques des réservoirs projetés sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Caractéristiques des réservoirs projetés

Réservoirs	V (m ³)	H (m)	D _{th} (m)	D standard (m)	S (m ²)	H _{inc} (m)
Réservoir de transit de la SR1	700	4,5	14,08	15	155,56	0,77
Réservoir de transit de la SR2	700	4,5	14,08	15	155,56	0,77
Réservoir de transit de la SR3	700	4,5	14,08	15	155,56	0,77
Réservoir de stockage et de transit de la SR4	500	5	11,28	12	100	1,20
Réservoir de transit de la R+	300	3	11,28	12	100	1,20
Réservoir de transit de la RT	700	4,5	14,08	15	155,56	0,77

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

Réservoirs	Capacité des réservoirs (m ³)	Frais de construction des réservoirs (DA)	Frais totaux (DA)
Réservoir de transit de la SR1	700	17 500 000	90000000
Réservoir de transit de la SR2	700	17 500 000	
Réservoir de transit de la SR3	700	17 500 000	
Réservoir de stockage et de transit de la SR4	500	12500000	
Réservoir de transit de la R+	300	7500000	
Réservoir de transit de la RT	700	17 500 000	

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

VI.13. Conclusion

D'après cette étude, nous constatons que la capacité des réservoirs existants est insuffisante, de ce fait on est amené à projeter les 06 réservoirs suivants :

- ❖ Un réservoir de transit (R_1) de la SR_1 d'une capacité de (700 m^3) sur une côte de 325 m NGA.
- ❖ Un réservoir de transit (R_2) De la SR_2 capacité de (700 m^3) sur une côte 535 de m NGA.
- ❖ Un réservoir de transit (R_3) de d'une capacité de (700 m^3) sur une côte de 760 m NGA.
- ❖ Un réservoir de transit et de stockage (R_4) de la SR_4 d'une capacité de (500 m^3) sur une côte de 1050 m NGA.
- ❖ Un réservoir de transit (R_+) d'une capacité de (300 m^3) sur une côte de 520 m NGA.
- ❖ Un réservoir de transit de tête (RT) d'une capacité de (700 m^3) sur une côte de 1125 m NGA.

Chapitre VII : Choix des pompes

VII.1.Introduction

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever un débit Q à une hauteur H d'une zone à basse pression pour le refouler vers une zone à plus grande pression (transformation de l'énergie mécanique, de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique)

VII.2. Classification des pompes et leurs caractéristiques

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

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes dynamiques (turbomachines).

VII.2.1. Les pompes volumétriques

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées.

On distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

VII.2.2. Les turbopompes

Dans les turbopompes, une roue munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur, Ce sont les plus employées, On distingue :

- Les pompes centrifuges à écoulement radial (à basse et haute pression) ;
- Les pompes hélices à écoulement radial ;

- Les pompes hélico-centrifuges à écoulement mixte.

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

Les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres).

Les pompes hélices élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles.

VII.2.3. Autres pompes

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

VII.3. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge est le suivant :

Supposant une pompe pleine d'eau ; sous l'effet de rotation de la turbine entraînée par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axiale, ou œillard, est projetée à la périphérie, et de ce fait, engendre une dépression, ce qui engendre un appel des tranches suivantes et, par suite, un écoulement continu de la veine liquide, laquelle est recueillie par la volute ou par le diffuseur, et dirigée dans la conduite de refoulement.

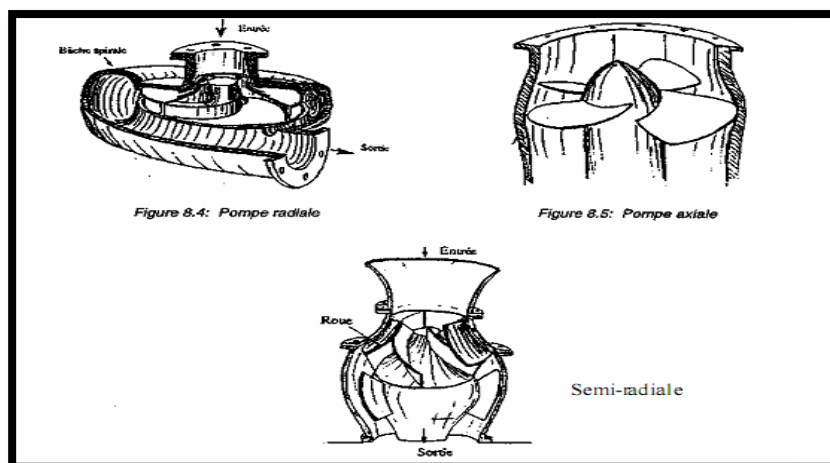


Figure VII.1 : Classification des pompes.

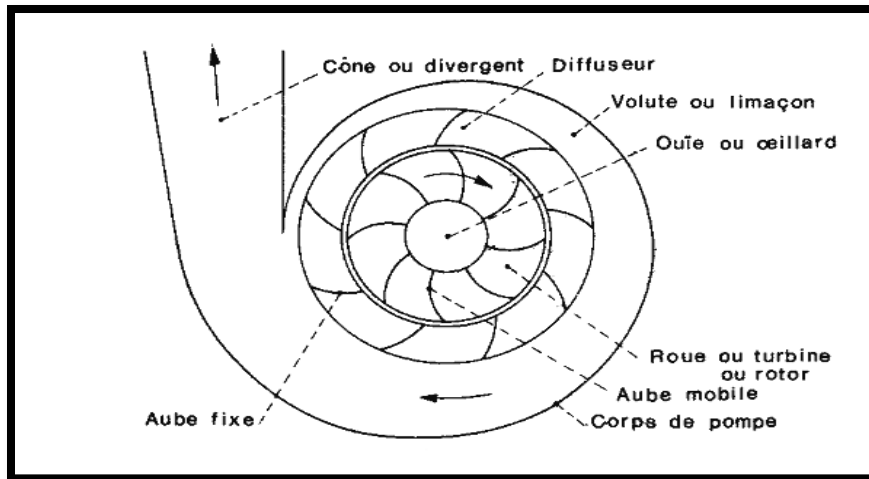


Figure VII.2 : Construction d'une pompe centrifuge.

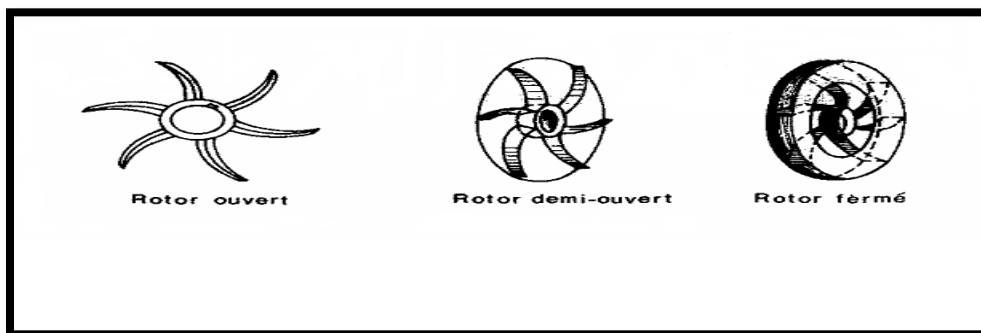


Figure VII.3 : Types de rotors

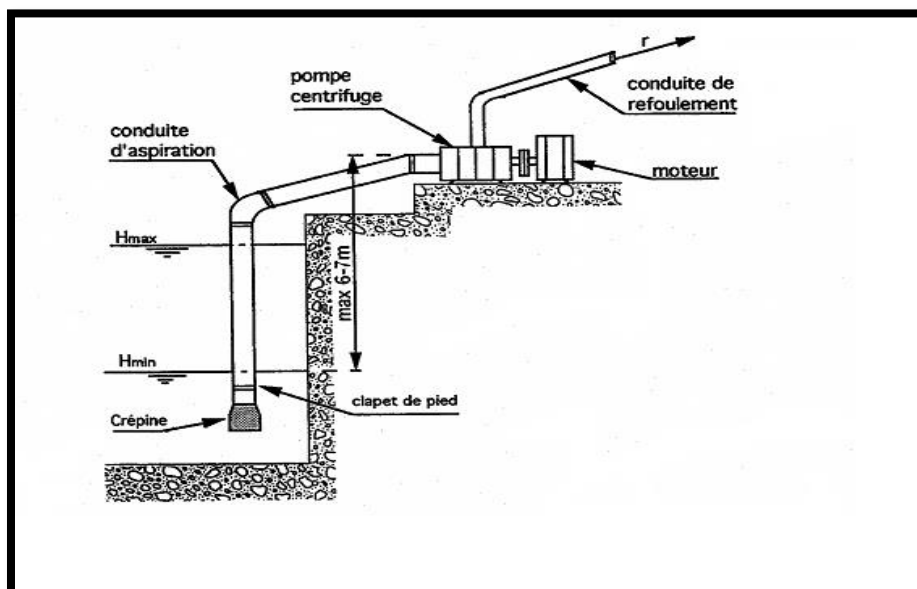


Figure VII.4 : Schéma d'une installation aspiration-refoulement.

VII.3.1. La vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps, cette vitesse est notée par « N », unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute.

N.B :

Le déplacement angulaire (w) qu'effectue la roue d'une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire.

$$w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30} \quad (\text{VII.1})$$

Si la vitesse de rotation d'une pompe centrifuge passe de n_1 à n_2 tr/mn, le débit Q , la hauteur manométrique totale H_{mt} et la puissance absorbée P varient dans les rapports suivants :

$$Q_2 = (n_2/n_1) Q_1$$

$$P_2 = (n_2/n_1)^3 P_1$$

$$H_2 = (n_2/n_1)^2 H_1$$

Le tableau suivant donne, en %, la variation des débits, des hauteurs et de la puissance en fonction de la variation de la vitesse de rotation n (aussi en %).

Tableau VII-1: Variation de Q, H, P en fonction de n

n	0	5	10	15	20	25
Q	0	5	10	15	20	25
H	0	10	21	32	44	56
P	0	16	33	52	73	95

VII.3.2. 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 « Q ».

N, B :

- 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 « **Ci** », c'est le volume que débite une pompe par un tour de rotation :

$$w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30} \quad (\text{VII.2})$$

VII.3.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en **(m.c.e)** entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (J_{asp} , J_{ref}).

$$Hmt = Hg + J_{asp} + J_{ref} \quad (\text{VII.3})$$

VII.3.4. Les puissances (utiles et absorbées)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe, cette puissance est exactement la puissance 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 .

$$P_u = \rho g Q Hmt \quad (\text{VII.4})$$

Le rapport de la puissance utile P_u et la puissance absorbée P_a est le rendement de la pompe η_p , qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q Hmt}{P_a} \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

ρ (Kg / m³) : masse volumique ;

Q (m³/s) : débit ;

P (W) : puissance totale consommée ;

H (m.c.e) : hauteur manométrique ;

η_p (%) : rendement total de l'installation avec : $\eta_p : f(\eta_h, \eta_t, \eta_m)$;

η_h : Rendement hydraulique de la pompe ;

η_t : Rendement de la transmission ;

η_m : Rendement du moteur.

VII.3.5. Le rendement

Le rendement global tient compte de toutes les pertes (fuites, frottement, chocs...)

$$\eta = \frac{\text{Puissance hydraulique}}{\text{Puissance absolue}} \quad (\text{VII.6})$$

VII.4. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe est conditionné par les paramètres suivants:

- assurer le débit Q et la hauteur Hmt,
- meilleur rendement,
- vérifier la condition de non cavitation,
- encombrement et poids les plus faibles,
- vitesse de rotation la plus élevée,
- puissance absorbée minimale,
- être fabriquée en série.

Le choix de type de pompes qui va acheminer le débit désiré à la hauteur manométrique donnée, se fera à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

Le bon choix se porte sur une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal, ce qui entraîne une réduction de l'énergie à fournir eu égard aux conditions de cavitation.

Vu l'importance des hauteurs manométriques d'élévation totale (Hmt), le choix s'est porté sur des pompes centrifuges multicellulaires à haute pression ; et des pompes de secours pour permettre des interventions sur les groupes motopompes pour la réparation et / ou l'entretien sans en interrompre l'alimentation.

VII.4.1. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances ; sont pour une vitesse de rotation donnée au nombre de trois :

a- Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

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 :

$$H = H_{th} - \text{Perte de charge dans la pompe} \quad (\text{VII.7})$$

La courbe résultante **H (Q)** est une parabole, le point **F** de rencontre de la courbe H(Q) 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 : $\eta = f(Q)$

Elle exprime la variation de rendement de la pompe en fonction des débits à relever, cette courbe représente un maximum pour une certaine valeur de débit, Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes : pertes hydrauliques, volumétriques, Elle passe par l'origine puisque **Q = 0**, le rendement est nul.

c- Courbe des puissances absorbées pour les différents débits $P = f(Q)$

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. (Figure VII.5)

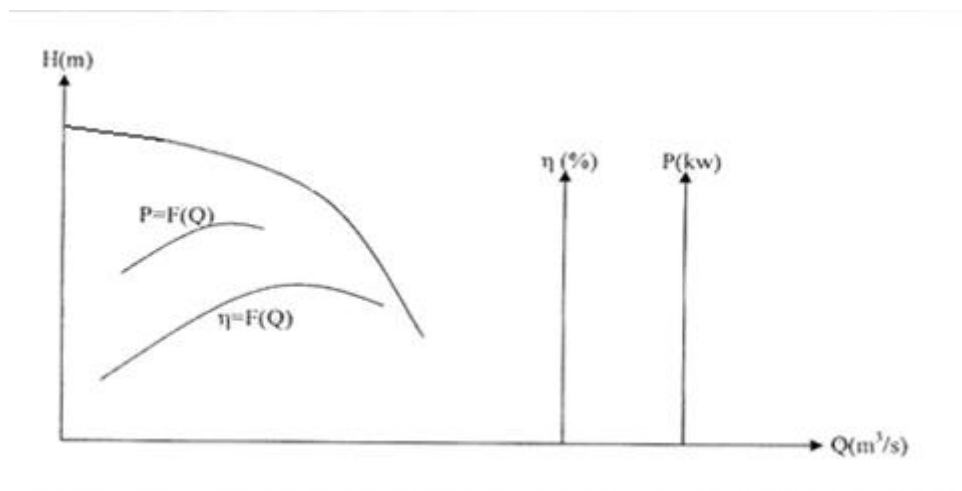


Figure VII.5 : Différentes courbes caractéristiques d'une pompe

VII.4.2. Courbes caractéristiques 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 possible qui la traversent, les pertes de charges totales :

$$\Delta H = 1,15 \lambda \frac{L}{D} \frac{V_m^2}{2g} \quad (\text{VII.8})$$

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

$$Q = V_m \times S \Rightarrow V_m = \frac{Q}{S} \quad (\text{VII.9})$$

$$\text{Avec: } S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow V_m = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{VII.10})$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur

$$\Delta H = 1,15 \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * D^5 * g} = K Q^2 \quad (\text{VII.11})$$

Donc :

$$\Delta H = K Q^2 \quad (\text{VII.12})$$

Avec :

$$K = 1,15 \frac{8 * \lambda * L}{\pi^2 * D^5 * g} \quad (\text{VII.13})$$

Avec :

L : longueur de la canalisation en (m) ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

V_m : vitesse moyenne de l'écoulement en (m/s) ;

λ : Coefficient de perte de charge (sans dimension) ;

g : accélération de la pesanteur en (m/s²).

VII.4.3. Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement F d'une pompe débitante dans une conduite définie par un débit Q, et une hauteur H est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe C_{cp} dite caractéristique débitante et la courbe caractéristique de la conduite C_{cc} dite caractéristique résistante.

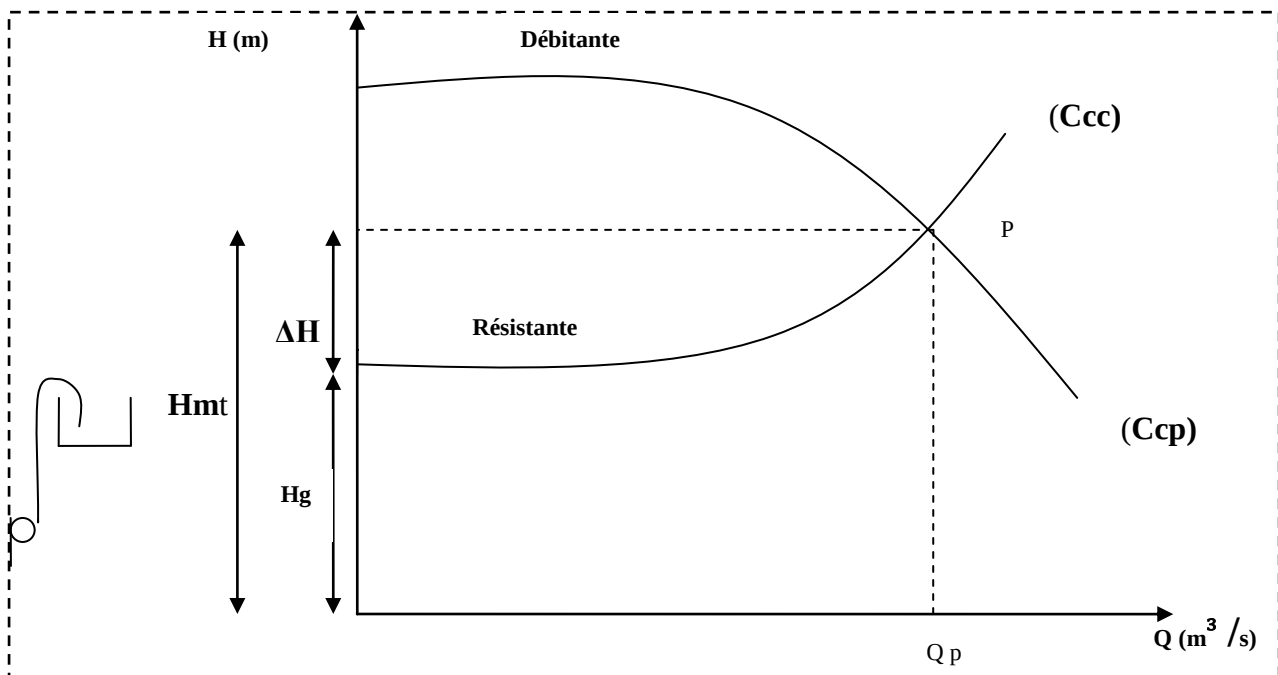


Figure VII.6 : Principe de détermination du point de fonctionnement dans une conduite.

NB :

Pour que « **p** » soit rationnellement déterminé, il doit se situer au droit du rendement maximal de la pompe.

Remarque :

Le débit Q_p correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé, sinon, il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants :

➤ **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 d'énergie.

➤ **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.

➤ 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.

VII.4.4. Pompes semblables

a) - Généralités

La théorie des turbomachines appliquée aux pompes centrifuge 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 qu'une pompe appartient à la famille des pompes semblables, si tout les angles de construction de la roue du diffuseur, sont les mêmes, et que les dimensions linéaires des différentes parties de chaque pompe seraient proportionnelles, Les pompes semblables sont supposées fonctionner à similitude mécanique, c'est à dire, une vitesse telle que les triangles de vitesse aux points homologues soient semblables.

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 H/H_t , La puissance absorbée étant P :
- Une deuxième pompe semblable, à la première, où les valeurs correspondantes: d , l , n , q , h et p pour le même rendement.

On a les relations suivantes qui sont applicable entre elles :

$$\frac{Q}{q} = \frac{N}{n} \left[\frac{D}{d} \right]^2 \frac{L}{l} \quad (\text{VII.14})$$

$$\frac{H}{h} = \left[\frac{N}{n} \right]^2 \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad (\text{VII.15})$$

$$\frac{P}{p} = \left[\frac{N}{n} \right]^3 \left[\frac{D}{d} \right]^4 \frac{L}{l} \quad (\text{VII.16})$$

$$K = \frac{D}{d} = \frac{L}{l} \quad (\text{VII.17})$$

Avec

K : le facteur d'homothétie.

VII.5. Fonctionnement des pompes

VII.5.1. Fonctionnement d'une pompe sur un réseau hydraulique

Un réseau hydraulique est caractérisé par la hauteur qu'il faut lui fournir en fonction du débit, très généralement l'eau apparaît en un ou plusieurs points du réseau.

Par exemple le réservoir à la pression atmosphérique pour y parvenir, l'eau doit vaincre dans les différents tronçons du réseau, des pertes de charge qui varient comme le carré du débit.

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \quad (\text{VII.18})$$

Avec :

H_{mt} : Hauteur manométrique d'élévation totale en « m » ;

H_g : Hauteur géométrique d'élévation en « m » ;

ΔH : Pertes de charge totale égale à « KQ^2 ».

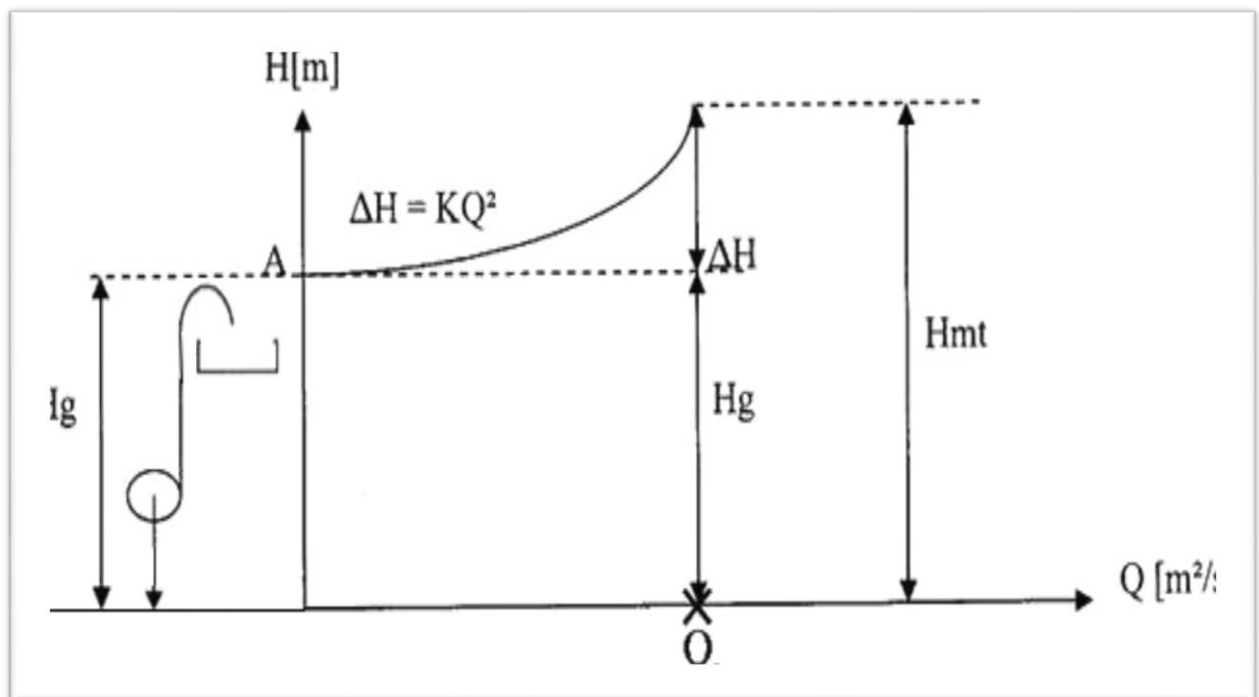


Figure VII.7 : Caractéristique d'un réseau avec un seul réservoir.

VII.5.2. Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit.

Les différentes combinaisons possibles doivent être étudiées sur le plan économique et hydraulique.

Pompes en série : (Figure VII- 8 et 9)

Les deux pompes sont couplées hydrauliquement en série, les débits qui les traversent sont les mêmes, La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant la hauteur de refoulement pour chaque valeur du débit. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

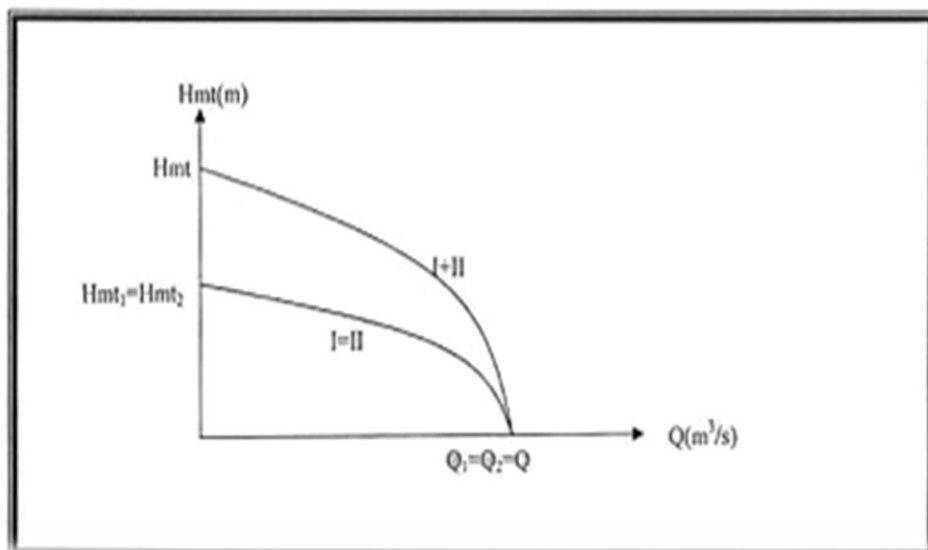


Figure VII.8 : Couplage de deux pompes identique en série.

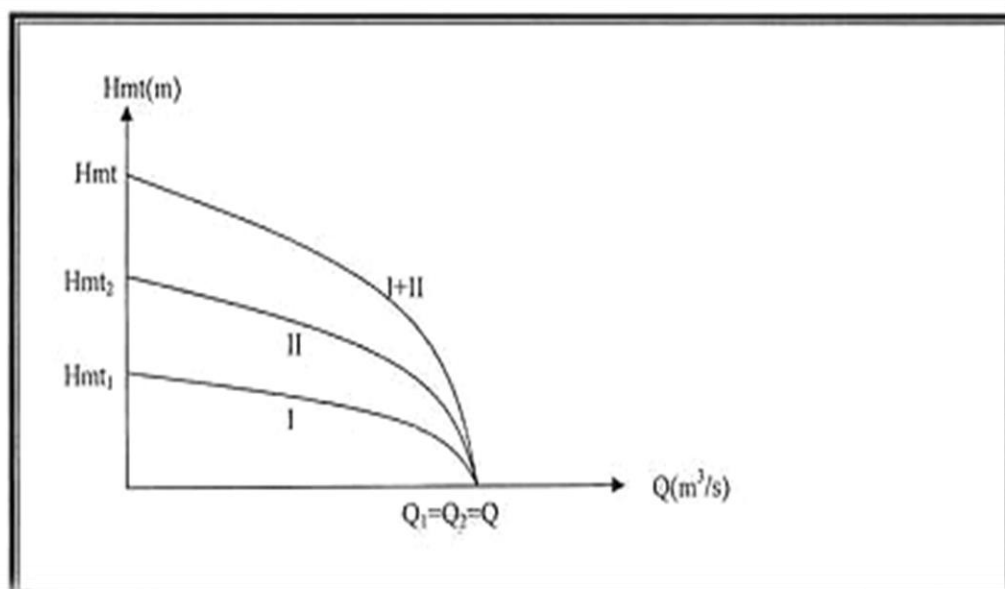


Figure VII.9 : Couplage de deux pompes différentes en série.

➤ Pompe en parallèle

Si deux pompes sont couplées hydrauliquement en parallèle, les hauteurs qu'elles fournissent sont nécessairement égales. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant les débits pour une même hauteur fournie.

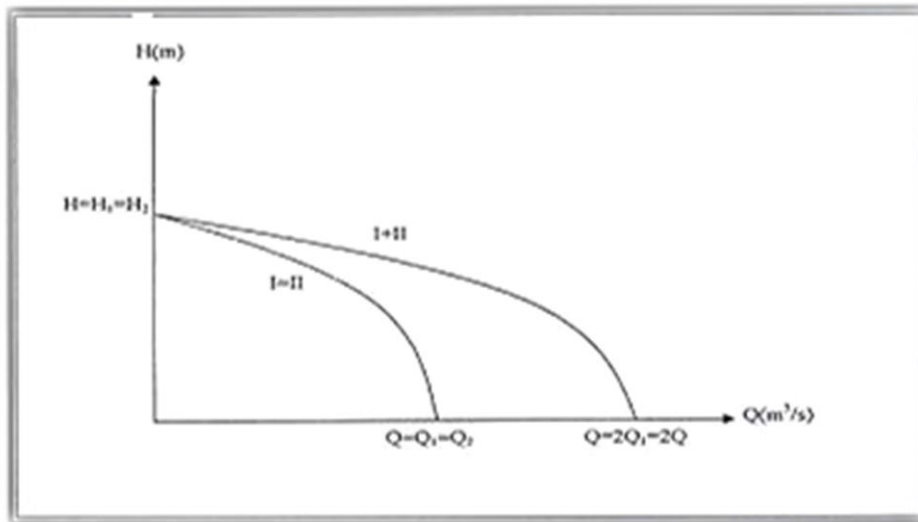


Figure VII.10 : Couplage de deux pompes identique en parallèle.

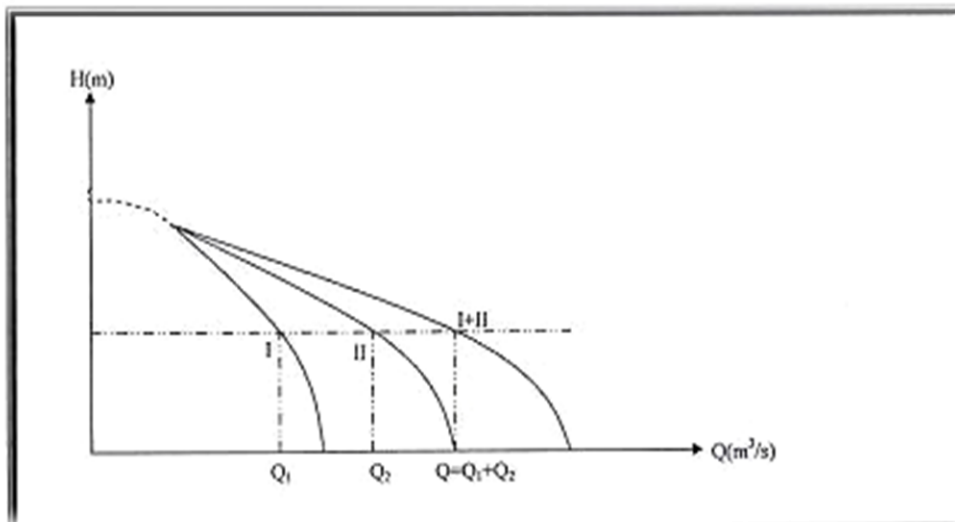


Figure VII.11 : Couplage de deux pompes différentes en parallèle.

VII.6. Phénomène de cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsque la pression descend en dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine à la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à $T = 20^\circ\text{C}$), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur crée et des rendements. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.

La baisse de pression qui produit le phénomène de cavitation peut être dû :

- À l'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- Aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- À l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.

Figure.VII.12 : photos illustre le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.



Figure.VII.12 : photos illustre le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

$NPSH_r$: charge nette d'aspiration requise (donnée par le constructeur) ;

$NPSH_d$: charge nette d'aspiration disponible définie par l'utilisateur.

Le NPSH_d sera donné comme suit :

La relation de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration (Z_0, P_0), et l'entrée de la pompe (Z_1, P_1) et en considérant J_a la perte de charge à l'aspiration :

$$Z_0 + \frac{P_0}{\varpi} = \left(Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_1^2}{2g} \right) + J_a \quad (\text{VII.19})$$

$$\frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_0}{\varpi} + (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (\text{VII.20})$$

Sachant déjà que NPSH_d est la somme de la pression absolue $\frac{P_1}{\varpi}$ et de l'énergie cinétique diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau **h_v** donc :

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\varpi} - h_v = \frac{P_0}{\varpi} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v \quad (\text{VII.21})$$

Le terme $(Z_0 - Z_1)$ est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression.

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a , $(Z_0 - Z_1)$ est négative et l'on a :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v) + \frac{V_m^2}{2g} \quad (\text{VII.22})$$

Avec :

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en m.c.e au plan d'aspiration;

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (**m**);

J_a : Perte de charge d'aspiration (**m**) ;

h_v : Tension de la vapeur pour la température d'eau pompée (**m.c.e**);

$\frac{V_m^2}{2g}$: Energie cinétique (**m**).

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\varpi} - h_v + \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{VII.23})$$

$\frac{P_1}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau à la bride d'aspiration.

Cette formule est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au-dessus du plan d'eau.

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - J_a - h_v + \frac{V_m^2}{2g} \quad (\text{VII.24})$$

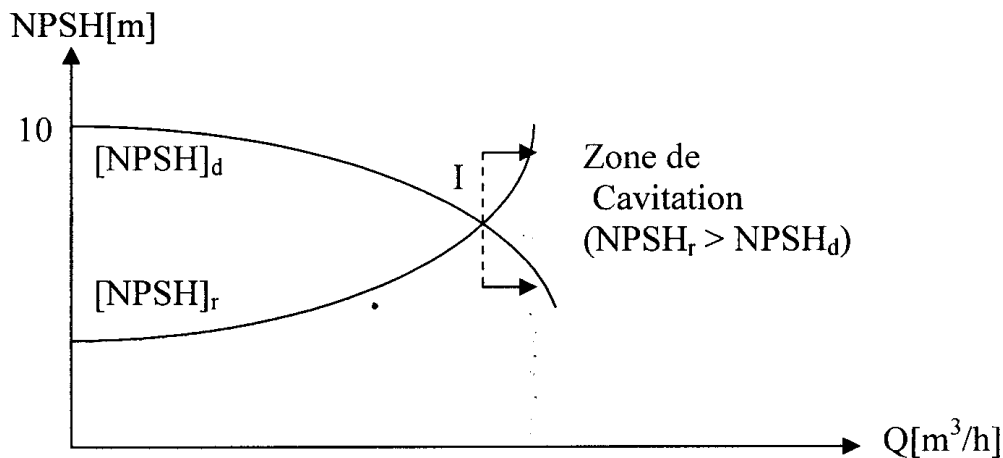
La pression de saturation, P_s , d'une eau à 18°C est égale à 0.2m.

Pour des eaux thermales (exemple °= 75°C), $P_s = 4\text{m}$. Donc, dans le pompage des eaux potables, P_s peut être négligée. La pression atmosphérique, P_{atm} , est égale à 10.33m de colonne d'eau à l'altitude zéro, mais elle est de $10.33 - 0.0012h$ à l'altitude h .

Pour des altitudes < 100 et une eau froide, on peut poser $\frac{P_{\text{atm}}}{\varpi} - \frac{P_s}{\varpi} \approx 10\text{M}$. D'où :

$$(\text{NPSH})_d = 10 - H - J_a \quad (\text{VII.25})$$

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes NPSH_d et NPSH_r , celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes NPSH, se trouve à droite du point I, il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par, afin d'obtenir $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$ c'est à dire on évite la cavitation.



I : point délimitant la zone de cavitation

Figure VII.13 : Graphe des courbes NPSH.

VII.7. Amorçage des pompes centrifuges

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau. L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants :

- A la première mise en marche des pompes ;

- Après une réparation ;
- A l'occasion d'arrêt prolongé par suite de mauvais fonctionnement des clapets ou en raison de la présence d'un peu d'air dans la canalisation.

L'opération d'amorçage consiste donc à extraire cet air pour que l'eau puisse venir prendre sa place.

VII.7.1. Cas des pompes à axe horizontal

VII.7.1.1. Amorçage par remplissage

Si la pompe n'est pas maintenue en charge du côté de son refoulement, la présence d'un clapet disposé après la pompe peut ne pas suffire à assurer son amorçage à tout instant, surtout si l'on prévoit de longue période d'arrêt.

On peut remédier à cet inconvénient, en amenant à la pompe l'eau nécessaire à son remplissage et à celui de la conduite d'aspiration soit à partir d'un petit réservoir auxiliaire rempli lors du fonctionnement, soit lorsque c'est possible, en utilisant le réseau de distribution. Les pompes comportent normalement des orifices munies des robinets et parfois d'entonnoirs permettant l'introduction de l'eau et la purge d'air manuellement. Cette opération de remplissage ne peut être utilisée pour les installations importantes en raison du volume d'eau qui serait nécessaire.

VII.7.1.2. Amorçage par le vide

Ce type d'amorçage consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration à l'aide d'une pompe spéciale indépendante de la pompe de relèvement de l'eau qu'on appelle pompe à vide, qui est une machine qui fonctionne comme un compresseur en aspirant l'air dans la chambre où on désire réaliser le vide, pour le refouler à l'atmosphère.

Pour éviter que l'eau ne pénètre dans la pompe à vide, celle-ci aspire l'air dans un réservoir de petite capacité (quelques dizaines de litres pour les petites installations) où s'opère le dégazage de ce vide de l'eau aspirée, des contacts électriques (bougies) matérialisent le niveau maximal et minimal de l'eau dans le réservoir, et sont utilisés pour commander la mise en route et l'arrêt de la pompe à vide.

VII.7.1.3. Amorçage sous pression

Dans ce type d'amorçage, on crée une certaine pression au-dessus de la pompe qui maintiendra toujours, même à l'arrêt, la pompe et la canalisation pleine.

VII.7.1.4. Pompes auto-amorçantes

Elles sont rarement utilisées vu leur double fonction qui engendre de faible puissance et donc un rendement inférieur à celui d'une pompe normale.

VII.7.2. Cas des pompes verticales

Lorsque des pompes sont destinées à fonctionner noyées, il suffit de descendre l'engin (pompe ou groupe motopompe immergée) à une profondeur suffisante dans le puits ou forage, de façon qu'à l'arrêt le niveau statique dans l'ouvrage de captage soit situé au-dessus de la pompe. Ainsi la pompe est pleine d'eau est toujours amorcée, elle peut donc démarrer sans aucun artifice.

VII.8. Commande automatique des pompes centrifuges

L'automatisation des installations d'un service d'eau 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.

Cette automatisation doit réaliser les fonctions suivantes :

- l'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement ;
- l'arrêt du pompage quand le réservoir est plein.

La reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales, au sitôt le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au-dessous d'un certain niveau.

Les commandes sont réalisées différemment selon l'importance de la longueur qui sépare les deux cuves.

VII.8.1. Commande par ligne pilote

Ce genre de commande est utilisé lorsque la distance entre la station de pompage et le réservoir est peu importante.

C'est un interrupteur à flotteur qui est disposé à la partie haute du réservoir, il est relié par un câble enterré ou sur poteaux, au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau inférieur et le déclenche pour un niveau supérieur.

VII.8.2. Commande sans ligne pilote

Lorsque la distance qui sépare la station de pompage et le réservoir est très importante, nous utilisons ce genre de commande, Le principe de fonctionnement est le suivant :

Dès que l'eau dans le réservoir a atteint un certain niveau, le servo-clapet est placé au débouché de la canalisation de refoulement obstrue cette dernière.

Il en résulte une surpression dans la canalisation, phénomène qui agit sur le relais hydroélectrique dans la station de pompage, ce relais coupe le circuit électrique d'alimentation des pompes.

VII.9. Etude et choix des pompes

VII.9.1. Elévation de l'eau du forage vers le réservoir de transit (R1) de la SR1

- ❖ Débit à relever: $Q_r = 0,024 \text{ m}^3/\text{s} = 86,4 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ❖ La hauteur manométrique totale : 191,55m ;
- ❖ La hauteur géométrique : $H_g = 150,18 \text{ m}$;
- ❖ La longueur de la conduite : $L = 4000 \text{ m}$;
- ❖ Le diamètre de la conduite : $D_{\text{ext}} = \text{mm}$ ($D_{\text{int}} = 155,2 \text{ mm}$) ;
- ❖ $\lambda = 0,0175$

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau VII.2: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres

n	Q_r (m^3/h)	(Hmt)	Type de pompe	$\eta(\%)$	Hmt (m)	V (tr/min)	N ^{bre} D'étage	P_{abs} (kw)	NPSHr	ϕ roue
1	86,4	191,55	PM80/4A	75,4	193	2900	4	60,9	3,65	80
2	89,6		HVU50	72,7	204	2900	5	38	3,1	50
3	88,1		HVU40-2	70,2	195	2900	7	22,4	2,15	40
4	87,7		HVU40-2	69,7	193	2900	7	16,8	1,97	40

A partir de ce tableau on déduit que la variante à 01 pompe est la meilleure car elle vérifie les conditions de choix de la pompe (rendement élevé, puissance minimale, nombres d'étages minimal, nombre de pompes minimal).

Donc on opte pour 01 pompe monocellulaire de type PM80 à 4 étages plus une de secours.

- **Courbe caractéristique de la pompe**

Tableau VII.3: courbe caractéristique de la pompe.

Q (m^3/h)	10	20	40	60	80	100
HMT	237	234	229	220	202	187

Pour une vitesse de rotation ($V=2900$ tr/min) et un diamètre de roue ($D = 80$ mm), on distingue les courbes caractéristique suivant :

$$\begin{cases} H_{mt} = f(Q) ; \\ P_{abs} = f(Q) ; \\ \eta = f(Q) \text{ et } (NPSH)_r = f(Q), \end{cases}$$

Ces courbes sont données par le constructeur (Caprari) (figure VII.14).

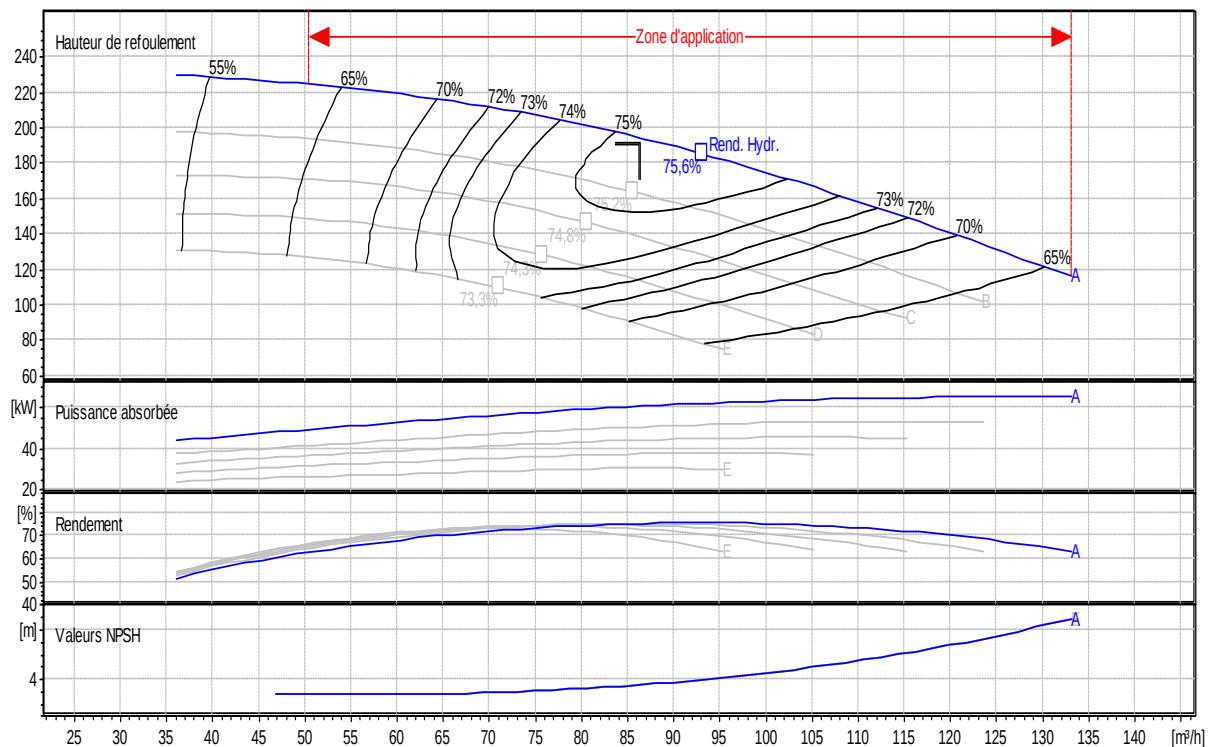


Figure VII-14: Les courbes caractéristiques de la pompe (SR1) de type PM80/4A.

Caractéristique de la conduite de refoulement ;

↳ Equation de la conduite de refoulement

$$H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} Q^2 \quad H_{mt} = H_g + J_t$$

$$H_g = 150,18 \text{ m};$$

$$D_{ext} = 200 \text{ mm } (D_{int} = 155,2 \text{ mm}),$$

$$\lambda = 0,0170,$$

$$L = 4000 \text{ m}.$$

Ou:

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,0170 \times 4000}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0,1552)^5}$$

$$K = 71830,67 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :

$$H_{mt} = 150,18 + 71830,67 Q^2$$

Tableau VII.4: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (forage → SR1).

2Q (m ³ /h)	10	20	40	60	80	100
HMT(m)	150,73	152,4	159,05	170,13	185,65	205,6

Soit P_d le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_d = 86,4 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_d = 191,55 \text{ m}; \\ \eta_1 = 75,4\% \end{array} \right.$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H), à partir du graphe (figure VII.13), on lit l'intersection des deux courbes

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_f = 88 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_f = 342 \text{ m}; \\ \eta_2 = 75,6\%. \end{array} \right.$$

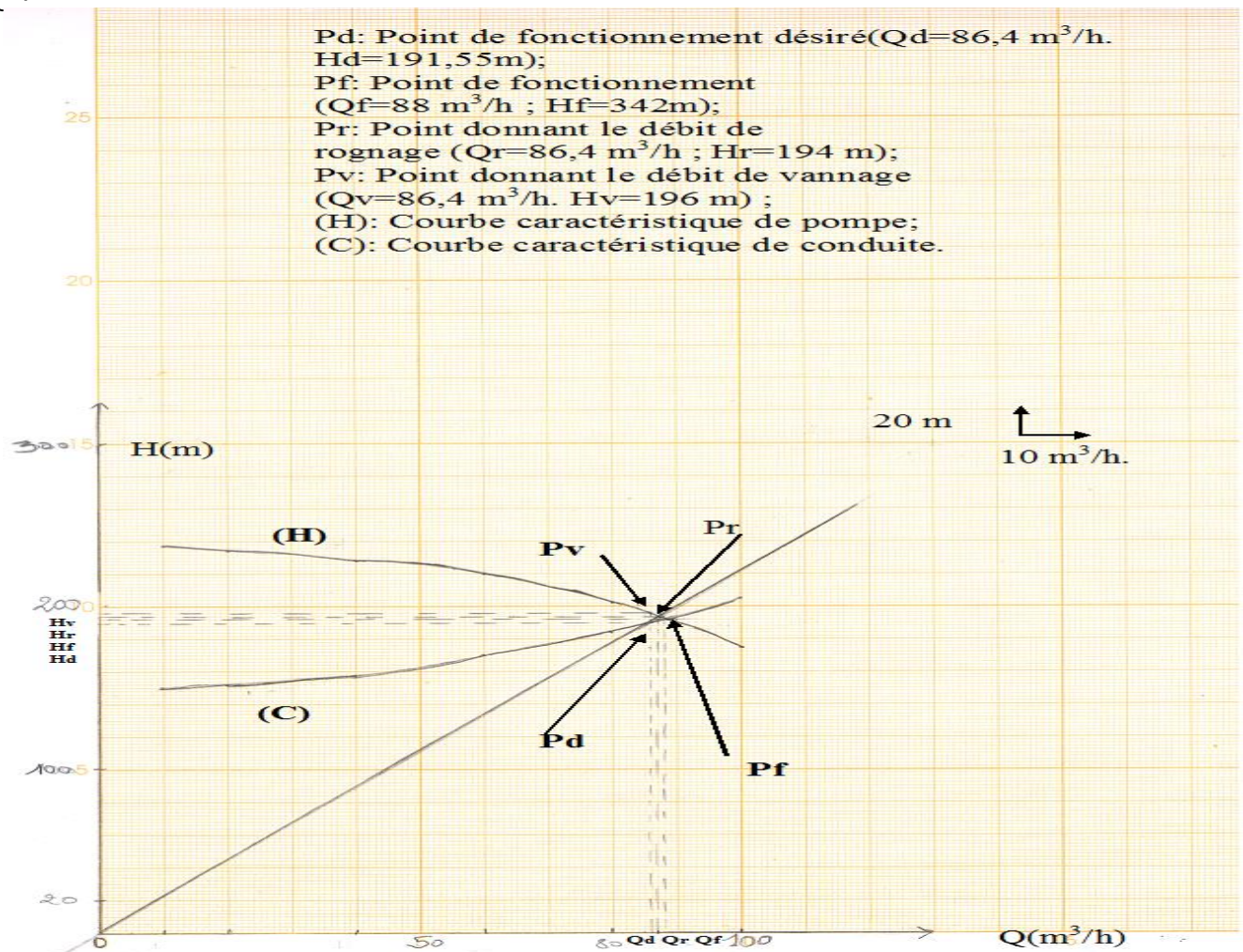


Figure VII- 15 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type PM80/4A.

Remarque : dans notre cas le débit disponible (débit du point de fonctionnement) et supérieur au débit désiré.

Donc on corrige cet excès par l'un des modes de réglage (diminution du temps de pompage, vannage, ou bien rognage)

↳ **1^{er} possibilité :**

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :

$$V = Q \times t = 86,4 \times 20 \quad V = 1728 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage :

$$T = \frac{V}{Q_f} = \frac{1728}{88} = 19,64 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g \times Q_f \times H_f}{3600 \times \eta_2} = \frac{9,81 \times 88 \times 192}{3600 \times 0,756} = 60,9 \text{ KW}$$

- Majoration de 10%

$$P_1 \times 1,1 = 60,9 \times 1,1 \quad P_1 = 67 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{67}{0,90} = 74,44 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 74,44 \times 19,64 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 6096,55 \text{ DA}$$

↳ **2^{eme} possibilité :**

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer les pertes de charge :

$$J = H_v - H_d$$

$$J = 196 - 191,55 \quad J = 4,45 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égale à 20 h et le $Q_d = 86,4 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g \times Q_d \times H_v}{3600 \times \eta_1} = \frac{9,81 \times 86,4 \times 196}{3600 \times 0,754} = 61,20 \text{ Kw.}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 \times 1,1 = 61,20 \times 1,1 = 67,32 \text{ Kw}$$

$$P_2 = 67,32 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$)

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{67,32}{0,90} = 74,8 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 74,8 \times 20 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 6238,32 \text{ DA}$$

3^{ème} possibilité:

Rognage de la pompe de façon à faire passer « H » par le point désiré (P_d), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point P_F (intersection de la droite passant par l'origine (O, Q, H) et le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_r = 86,4 \text{ m}^3/\text{h} ; \\ H_r = 194 \text{ m} ; \\ \eta_r = 75,4\% . \end{array} \right.$$

On détermine le % de rognage à partir de la relation suivant :

$$\frac{Q_r}{Q_d} = \frac{H_r}{H_d} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

m : coefficient de rognage

$$\text{Donc : } m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_r}} = \sqrt{\frac{H_d}{H_r}} = \sqrt{\frac{191,55}{194}} = 0,99$$

Le pourcentage de rognage est égale à : $(1-m) \times 100 = (1-0,99) \times 100$

$P_r (\%) = 1\% < 10\% \implies$ le rognage est acceptable.

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g \times Q_r \times H_r}{3600 \times \eta_r} = \frac{9,81 \times 86,4 \times 194}{3600 \times 0,754} = 60,58 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_3 \times 1,1 = 60,58 \times 1,1$$

$$P_3 = 66,64 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$)

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{66,64}{0,9} = 74,04 \text{ Kw.}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 74,04 \times 20 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 6174,94 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Tableau VII.5. Les critères de choix

Possibilité	Dépense journalière
Réduction du temps de pompage	6096,51
Vannage	6238,51
Rognage	6174,94

Donc on opte pour la 1^{ème} possibilité car elle présente un gain d'énergie

Tableau VII.6. Récapitulatif des frais

Pompe	Type de pompe	Caractéristique De la pompe	Hmt (m)	Débit à relever	Frais
Pompe de la SR1	PM 80/4A	V=2900tr/min $\Phi = 40\text{mm}$ $\eta_{\text{max}} = 75,4\%$	191,55	86,4	6096,51

VII.9.2. Elévation de l'eau de réservoir de transit (R1) de la SR1 vers le réservoir R2 de la SR2 :

- ❖ Débit à relever: $Q_r = 0,072 \text{ m}^3/\text{s} = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ❖ La hauteur manométrique totale : 223,7m ;
- ❖ La hauteur géométrique : $H_g = 211,3\text{m}$;
- ❖ La longueur de la conduite : $L = 3000\text{m}$;
- ❖ Le diamètre de la conduite : $D_{\text{ext}} = 300\text{mm}$ ($D_{\text{int}} = 287,6\text{mm}$) ;
- ❖ $\lambda = 0,0155$

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau VII.7: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres.

n	Qr (m ³ /h)	(Hmt) _c	Type de pompe	η(%)	Hmt (m)	V (tr/min)	N ^{bre} D'étage	P _{abs} (kw)	NPSHr	φ roue
1	259,2	223,7	PM150/8B	79,6	224	1450	8	210	3,15	150
2	256		PM100	77,5	223	2900	4	103	3,13	100
3	269		PM80	75,5	225	2900	5	71,7	3,17	80
4	275		PM100	75,8	225	2900	4	55,9	2,93	100

A partir de ce tableau on déduit que la variante à 01 pompe est la meilleure car elle vérifie les conditions de choix de la pompe.

Donc on opte pour 01 pompe monocellulaire de type PM150 à 8 étages plus une de secours.

- **Courbe caractéristique de la pompe**

Tableau VII.8.courbe caractéristique de la pompe.

Q (m ³ /h)	20	40	80	120	160	200	240	280
HMT	373	364	354	322	301	278	249	213

Pour une vitesse de rotation (V=1450 tr/min) et un diamètre de roue (D = 150mm), on distingue les courbes caractéristique suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hmt} = f(Q) ; \\ P_{\text{abs}} = f(Q) ; \\ \eta = f(Q) \text{ et } (\text{NPSH})_r = f(Q), \end{array} \right.$$

Ces courbes sont données par le constructeur (Caprari) (figure VII.14).

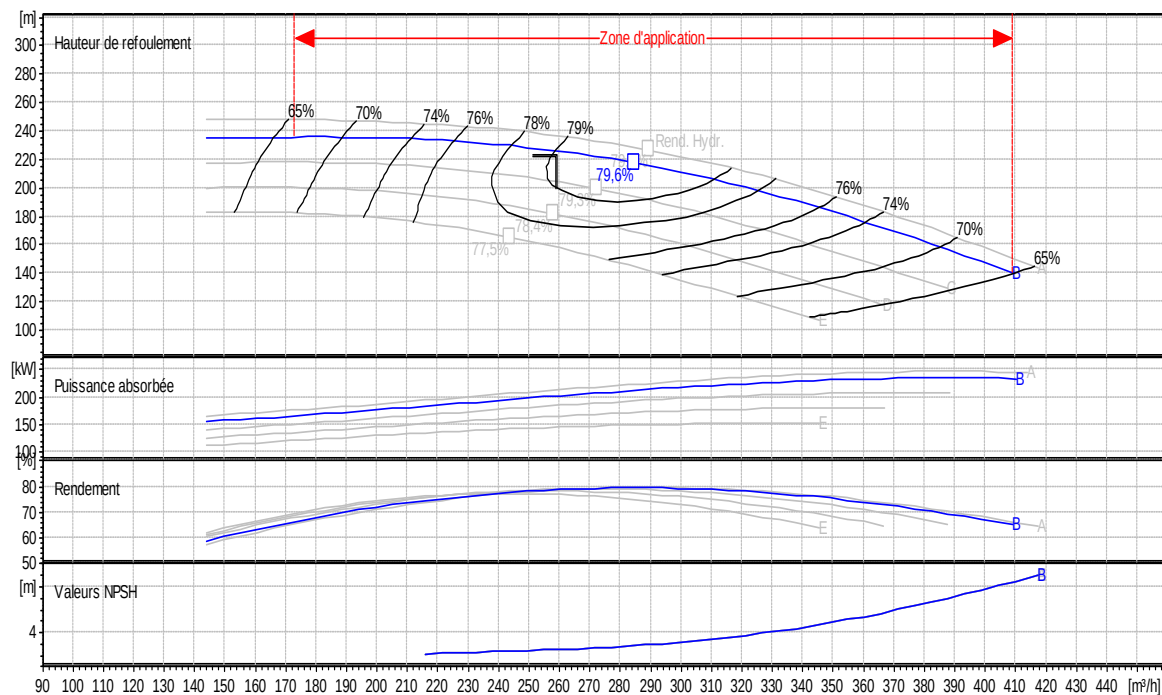


Figure VII-16 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR2) de type PM150/8B.

Caractéristique de la conduite de refoulement ;

↳ Equation de la conduite de refoulement ;

$$H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} Q^2 \quad H_{mt} = H_g + J_t$$

$$H_g = 211,3 \text{ m.}$$

$$D_{\text{ext}} = 300 \text{ mm } (D_{\text{int}} = 287,6 \text{ mm}),$$

$$\lambda = 0,0155.$$

$$L = 3000 \text{ m.}$$

Ou:

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,0155 \times 3000}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0,2876)^5}$$

$$K = 2256,61 \text{ s}^2/\text{m}^5.$$

Alors :

$$H_{mt} = 211,3 + 2256,61 Q^2$$

Tableau VII.9. courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1→SR2).

Q (m³/h)	20	40	80	120	160	200	240	280
HMT	211,37	211,58	212,41	213,81	215,76	218,26	221,33	224,95

Soit P_d le point de fonctionnement désiré de coordonnée :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_d = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_d = 223,7 \text{ m}; \\ \eta_1 = 79,6\% \end{array} \right.$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H), à partir du graphe (figure VII.15), on lit l'intersection des deux courbes

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_f = 270 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_f = 224 \text{ m}; \\ \eta_2 = 79,7\% \end{array} \right.$$

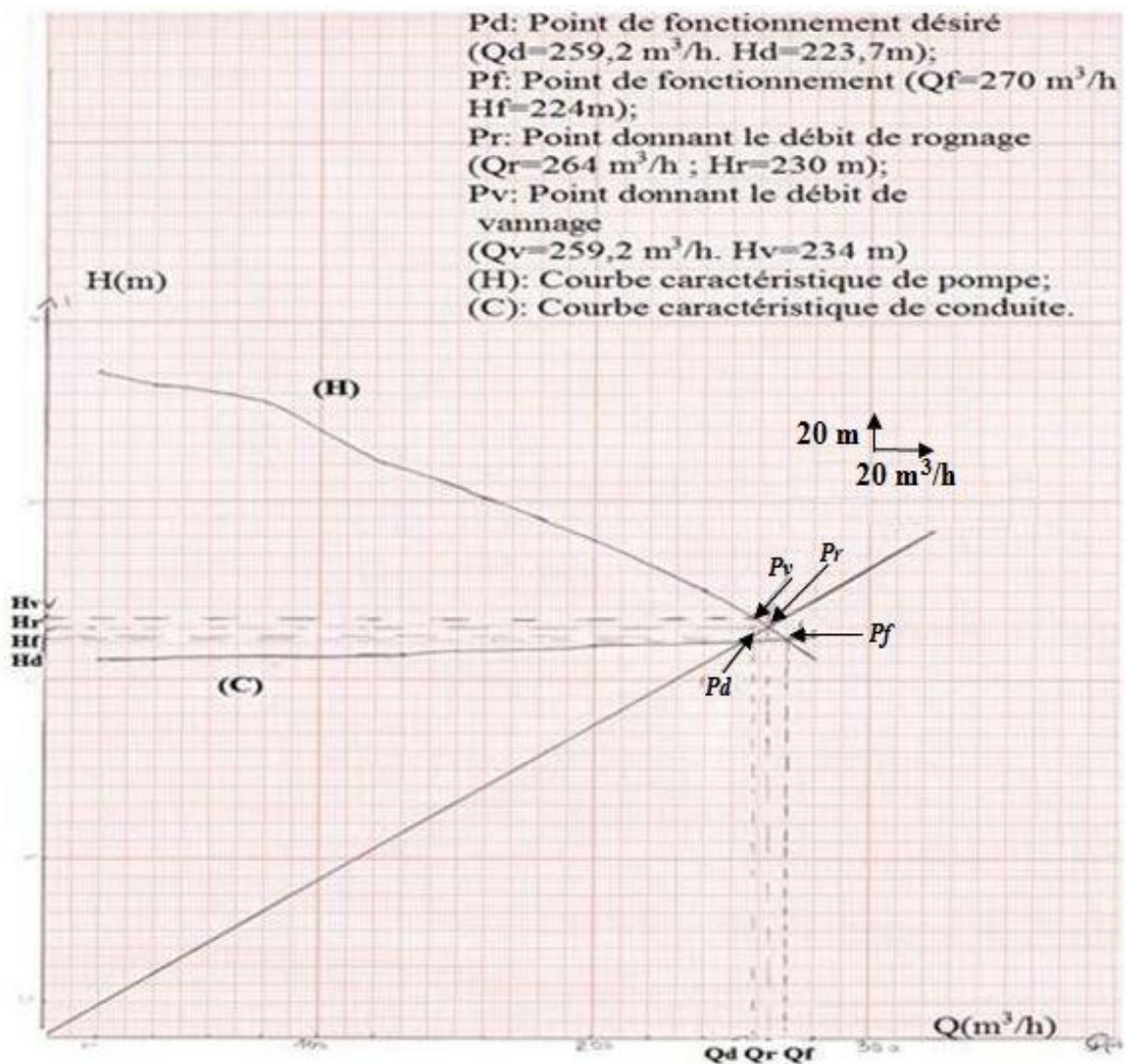


Figure VII- 17 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type PM150/8B.

Remarque : dans notre cas le débit disponible (débit du point de fonctionnement) est supérieur au débit désiré.

Donc on corrige cet excès par l'un des modes de réglage (diminution du temps de pompage, vannage, ou bien rognage)

👉 1^{er} possibilité :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

$$V = Q \times t = 259,2 \times 20$$

$$V = 5184 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage :

$$T = \frac{V}{Q_f} = \frac{5184}{270} = 19,2 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g \times Q_f \times H_f}{3600 \times \eta_2} = \frac{9,81 \times 270 \times 224}{3600 \times 0,797} = 206,79 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_1 \times 1,1 = 206,79 \times 1,1$$

$$P_1 = 227,46 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{227,46}{0,90} = 252,74 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 252,74 \times 19,2 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 20235,2 \text{ DA}$$

👉 2^{ème} possibilité :

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer les pertes de charge :

$$J = H_v - H_d$$

$$J = 234 - 223,7$$

$$J = 10,3 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égale à 20 h et le $Q_d = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g \times Q_d \times H_1}{3600 \times \eta_1} = \frac{9,81 \times 259,2 \times 234}{3600 \times 0,796} = 207,64 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 \times 1,1 = 206,64 \times 1,1 = 228,40 \text{ Kw}$$

$$P_2 = 228,40 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$)

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{228,40}{0,90} = 253,78 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 253,77 \times 20 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 21165,11 \text{ DA}$$

3^{ème} possibilité:

Rognage de la pompe de façons à faire passer « H » par le point désiré (P_d), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point P_F (intersection de la droite passant par l'origine (O, Q, H) et le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_r = 264 \text{ m}^3/\text{h} ; \\ H_r = 230 \text{ m} ; \\ \eta_r = 79,6\% . \end{array} \right.$$

- On détermine le % de rognage à partir de la relation suivant :

$$\frac{Q_r}{Q_d} = \frac{H_r}{H_d} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

m : coefficient de rognage

$$\text{Donc : } m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_r}} = \sqrt{\frac{H_d}{H_r}} = \sqrt{\frac{223,7}{230}} = 0,99$$

Le pourcentage de rognage est égale à : $(1-m) \times 100 = (1-0,99) \times 100$

$P_r (\%) = 1\% < 10\% \implies$ le rognage est acceptable.

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g \times Q_r \times H_r}{3600 \times \eta_r} = \frac{9,81 \times 259,2 \times 230}{3600 \times 0,796} = 204,09 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_3 \times 1,1 = 204,09 \times 1,1$$

$$P_3 = 224,5 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$)

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{224,5}{0,9} = 249,44 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 249,44 \times 20 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 20803,31 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée

Tableau VII.10. Les critères de choix

Possibilité	Dépense journalière
Réduction du temps de pompage	20235,2
Vannage	21165,11
Rognage	20803,31

Donc on opte pour la 1^{ème} possibilité car elle présente un gain d'énergie.

Tableau VII.11: Récapitulatif des frais

Pompe	Type de pompe	Caractéristique De la pompe	Hmt (m)	Débit à relever	Frais
Pompe de la SR ter	PM150/8B	V=1450tr/min Φ =150mm η _{max} =79,3%	223,7	259,2	20235,2

VII.9.3. Elévation de l'eau de réservoir de transit (R) de la SR2 vers le réservoir R3 de la SR3 :

- ❖ Débit à relever: $Q_r = 0,072 \text{ m}^3/\text{s} = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ❖ La hauteur manométrique totale : 239,57 m ;
- ❖ La hauteur géométrique : $H_g = 231,3 \text{ m}$;
- ❖ La longueur de la conduite : $L = 2000 \text{ m}$;
- ❖ Le diamètre de la conduite : $D_{\text{ext}} = 300 \text{ mm}$ ($D_{\text{int}} = 287,6 \text{ mm}$) ;
- ❖ $\lambda = 0,0155$

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau VII.12: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres.

n	Q _r (m ³ /h)	(Hmt) _c	Type de pompe	η(%)	Hmt (m)	V (tr/min)	N ^{bre} D'étage	P _{abs} (kw)	NPSH _r	φ roue
1	259,2	239,57	PM125	76,1	239	2900	4	306	7,14	125
2	254		PM100/4B	77,5	239	2900	5	146	4,18	100
3	285		PM100	75,5	241	2900	6	115	3,31	100
4	253		PM80	73,9	239	2900	9	79,2	2,95	80

A partir de ce tableau on déduit que la variante à 02 pompes est la meilleure car elle vérifie les conditions de choix de la pompe.

Donc on opte pour 02 pompe multicellulaire de type PM100 à 5 étages plus une de secours.

- Courbe caractéristique de la pompe

Tableau VII.13.: courbe caractéristique de la pompe

Q (m ³ /h)	20	40	80	120	160	200	240	280
HMT(m)	392	383	364	346	327	302	268	224

Pour une vitesse de rotation (V=2900 tr/min) et un diamètre de roue (D = 100mm), on distingue les courbes caractéristique suivant :

$$\begin{cases} \text{Hmt} = f(Q) ; \\ P_{\text{abs}} = f(Q) ; \\ \eta = f(Q) \text{ et } (\text{NPSH})_r = f(Q), \end{cases}$$

Ces courbes sont données par le constructeur (Caprari) (figure VII.17).

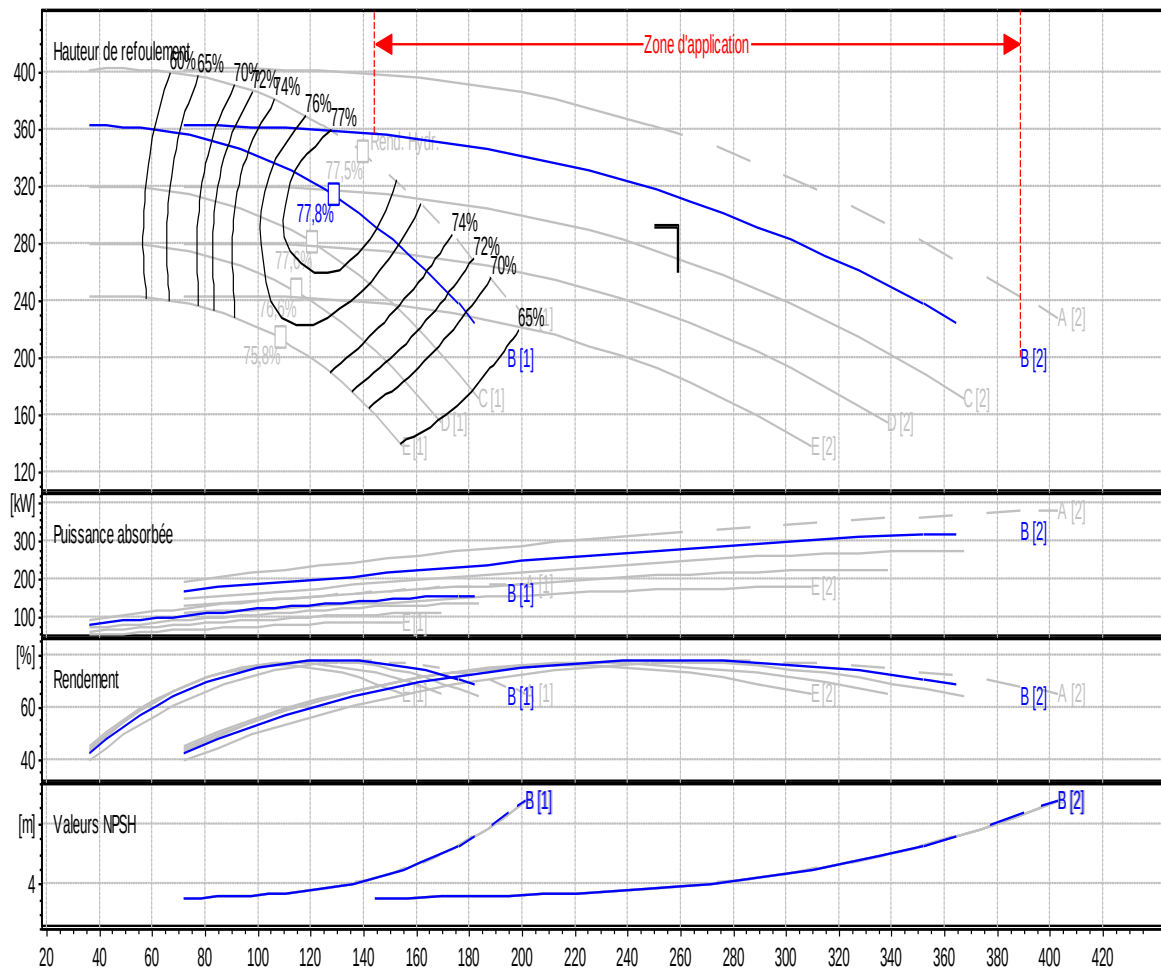


Figure VII-18 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR3) de type PM100/4B.

Caractéristique de la conduite de refoulement

↳ Equation de la conduite de refoulement

$$H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} Q^2 \quad H_{mt} = H_g + J_t$$

$H_g = 231,3 \text{ m}$;

$D_{ext} = 300 \text{ mm}$ ($D_{int} = 287,6 \text{ mm}$),

$\lambda = 0,0155$.

$L = 3000 \text{ m}$.

Ou:

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,0155 \times 2000}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0,2876)^5}$$

$$K = 1498,57 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :

$$H_{mt} = 303,57 + 1498,57Q^2$$

Tableau VII.14: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2→SR3).

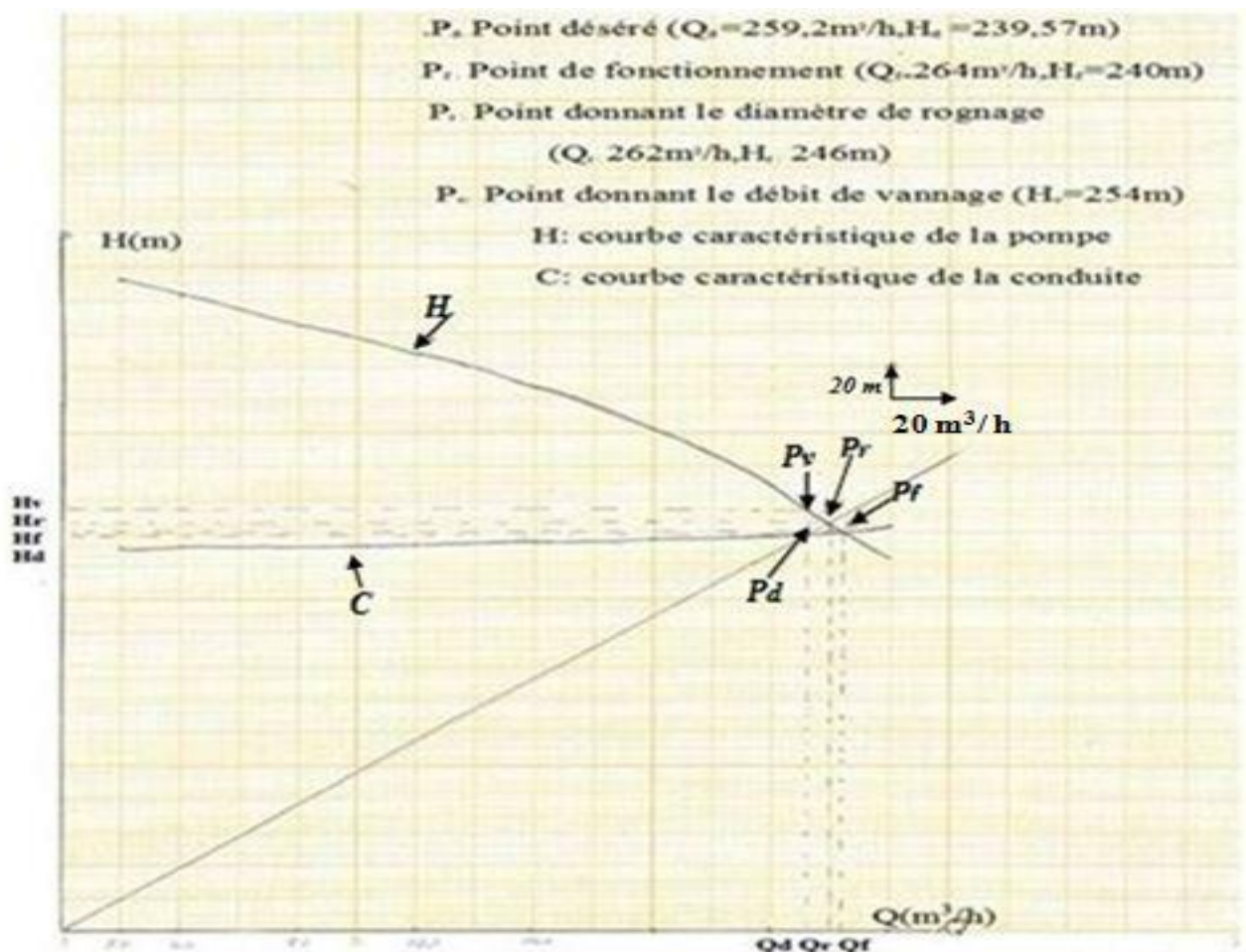
Q (m ³ /h)	20	40	80	120	160	200	240	280
HMT(m)	304,02	303,76	304,31	305,24	306,53	308,2	310,23	312,64

Soit P_d le point de fonctionnement désiré de coordonnée :

$$\begin{cases} Q_d = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_d = 239,57 \text{ m}; \\ \eta_1 = 77,5 \% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H), à partir du graphe (figure .VII.18), on lit l'intersection des deux courbes

$$\begin{cases} Q_f = 264 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_f = 240 \text{ m}; \\ \eta_2 = 77,7\%. \end{cases}$$


Figure VII- 19 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type PM100/4B.

Remarque : dans notre cas le débit disponible (débit du point de fonctionnement) est supérieur au débit désiré. Donc on corrige cet excès par l'un des modes de réglage (diminution du temps de pompage, vannage, ou bien rognage).

↳ **1^{er} possibilité :**

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

- Le volume d'eau rentrant dans le réservoir :

$$V = Q \times t = 259,2 \times 20 \quad V = 5184 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage :

$$T = \frac{V}{Q_f} = \frac{5184}{264} = 19,64 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g \times Q_f \times H_f}{3600 \times \eta_2} = \frac{9,81 \times 264 \times 240}{3600 \times 0,777} = 222,21 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_1 \times 1,1 = 222,21 \times 1,1 \quad P_1 = 244,43 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{244,43}{0,90} = 271,59 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 271,59 \times 19,64 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 21110,22 \text{ DA}$$

↳ **2^{ème} possibilité :**

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer les pertes de charge :

$$J = H_v - H_d$$

$$J = 254 - 239,57$$

$$J = 14,43 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égale à 20 h et le $Q_d = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g \times Q_d \times H_v}{3600 \times \eta_1} = \frac{9,81 \times 259,2 \times 254}{3600 \times 0,775} = 231,49 \text{ Kw.}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 \times 1,1 = 231,49 \times 1,1 = 254,64 \text{ Kw}$$

$$P_2 = 254,64 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$)

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{254,64}{0,90} = 282,93 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 282,94 \times 20 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 23596,62 \text{ DA}$$

3^{ème} possibilité:

Rognage de la pompe de façons à faire passer « H » par le point désiré (P_d), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point P_F (intersection de la droite passant par l'origine (O, Q, H) et le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_r = 262 \text{ m}^3/\text{h} ; \\ H_r = 246 \text{ m} ; \\ \eta_r = 77,7\% . \end{array} \right.$$

On détermine le % de rognage à partir de la relation suivant :

$$\frac{Q_r}{Q_d} = \frac{H_r}{H_d} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

m : coefficient de rognage

$$\text{Donc : } m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_r}} = \sqrt{\frac{H_d}{H_r}} = \sqrt{\frac{239,57}{246}} = 0,99$$

Le pourcentage de rognage est égale à : $(1-m) \times 100 = (1-0,99) \times 100$

$P_r (\%) = 1\% < 10\% \implies$ le rognage est acceptable.

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g \times Q_d \times H_r}{3600 \times \eta_r} = \frac{9,81 \times 260 \times 246}{3600 \times 0,777} = 224,31 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_3 \times 1,1 = 224,31 \times 1,1$$

$$P_3 = 246,74 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$)

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{246,74}{0,9} = 274,16 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 274,16 \times 20 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 22864,95 \text{ DA}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée

Tableau VII.15: Les critères de choix

Possibilité	Dépense journalière
Réduction du temps de pompage	21110,22
Vannage	23596,62
Rognage	22864,95

Donc on opte pour la 1^{ème} possibilité car elle présente un gain d'énergie.

Tableau VII.16: Récapitulatif des frais

Pompe	Type de pompe	Caractéristique De la pompe	Hmt (m)	Débit à relever	Frais
Pompe de la SR3 ter	PM100/4B	V=2900tr/min $\Phi = 100\text{mm}$ $\eta_{\text{max}} = 77,5\%$	239,57	259,2	21110,22

VII.9.4. Elévation de l'eau de réservoir de transit (R3) de la SR3 vers le réservoir R4 de la SR4

- ❖ Débit à relever: $Q_r = 0,072 \text{ m}^3/\text{s} = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ❖ La hauteur manométrique totale : 303,57 m ;
- ❖ La hauteur géométrique : $H_g = 295,3 \text{ m}$;
- ❖ La longueur de la conduite : $L = 2000 \text{ m}$;

- ❖ Le diamètre de la conduite : $D_{\text{ext}}=300\text{mm}$ ($D_{\text{int}}=287,6\text{mm}$) ;
- ❖ $\lambda=0,0155$

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau VII.17: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres.

n	Qr (m ³ /h)	(Hmt) _c	Type de pompe	$\eta(\%)$	Hmt (m)	V (tr/min)	N ^{bre} D'étage	P _{abs} (kw)	NPSHr	ϕ roue
1	259,2	303,57	PM125/5B	76,2	303	2900	4	304	6,94	125
2	299		PM100/5B	77,6	306	2900	5	145	4,12	100
3	275		PM100	76,2	305	2900	6	118	3,37	100
4	248		PM100	75,4	303	2900	6	114	3,3	100

A partir de ce tableau on déduit que la variante à 02 pompes est la meilleure car elle vérifie les conditions de choix de la pompe.

Donc on opte pour 01 pompe multicellulaire de type PM100 à 5 étages plus une de secours.

- **Courbe caractéristique de la pompe**

Tableau VII.18: courbe caractéristique de la pompe.

Q (m ³ /h)	20	40	80	120	160	200	240	280
HMT	492	480	456	431	404	371	332	285

Pour une vitesse de rotation ($V=2900$ tr/min) et un diamètre de roue ($D = 100\text{mm}$), on distingue les courbes caractéristique suivant :

$$\begin{cases} H_{\text{mt}} = f(Q) ; \\ P_{\text{abs}} = f(Q) ; \\ \eta = f(Q) \text{ et } (NPSH)_r = f(Q), \end{cases}$$

Ces courbes sont données par le constructeur (Caprari) (figure VII.19).

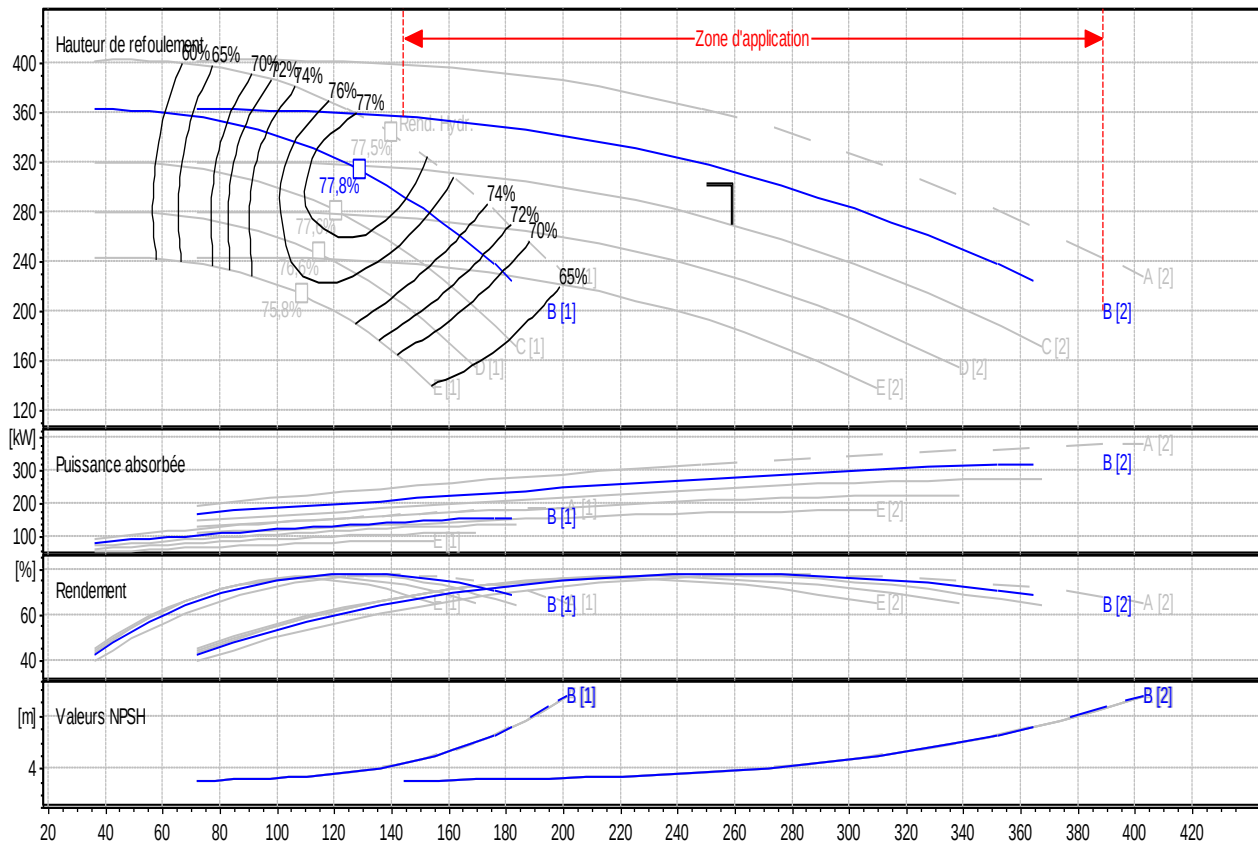


Figure VII-20 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR4) de type PM100/5B

Caractéristique de la conduite de refoulement

↳ Equation de la conduite de refoulement

$$H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} Q^2 \quad H_{mt} = H_g + J_t$$

$H_g = 295,3 \text{ m}$;

$D_{ext} = 300 \text{ mm}$ ($D_{int} = 287,6 \text{ mm}$),

$\lambda = 0,0155$.

$L = 2000 \text{ m}$.

Où:

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,0155 \times 2000}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0,2876)^5}$$

$$K = 1498,61 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :

$$H_{mt} = 295,3 + 1498,57 Q^2$$

Tableau VII.19: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR3→SR4).

Q (m ³ /h)	20	40	80	120	160	200	240	280
HMT	295,35	295,49	296,04	296,97	298,26	299,93	301,96	304,37

Soit P_d le point de fonctionnement désiré de coordonnée :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_d = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_d = 303,57 \text{ m}; \\ \eta_1 = 77,6\% \end{array} \right.$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H), à partir du graphe (figure VII.20), on lit l'intersection des deux courbes

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_f = 266 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_f = 304 \text{ m}; \\ \eta_2 = 77,7\%. \end{array} \right.$$

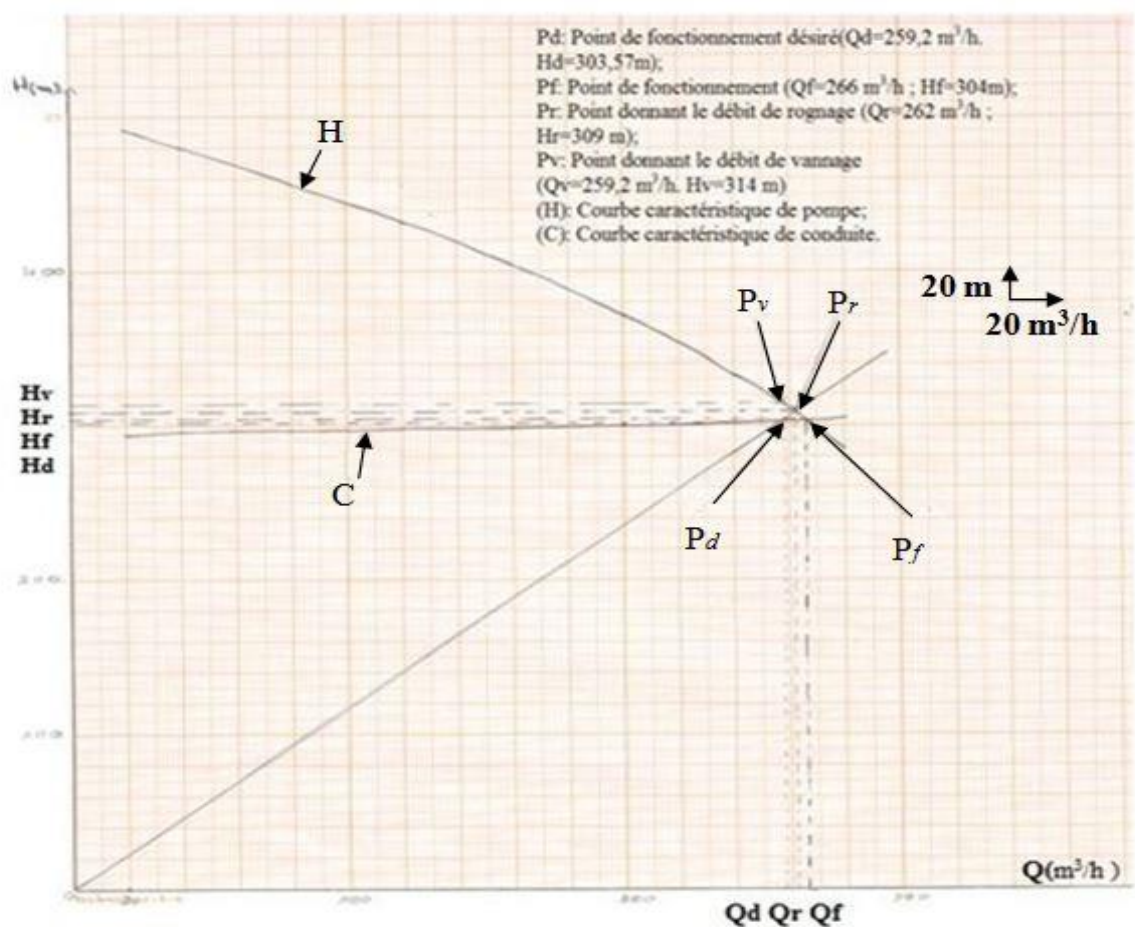


Figure VII- 21 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type PM100/5B.

Remarque : dans notre cas le débit disponible (débit du point de fonctionnement) et supérieur au débit désiré.

Donc on corrige cet excès par l'un des modes de réglage (diminution du temps de pompage, vannage, ou bien rognage)

👉 1^{er} possibilité :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

$$V = Q \times t = 259,2 \times 20$$

$$V = 5184 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage :

$$T = \frac{V}{Q_f} = \frac{5184}{266} = 19,49 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g \times Q_f \times H_f}{3600 \times \eta_2} = \frac{9,81 \times 266 \times 304}{3600 \times 0,777} = 283,6 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_1 \times 1,1 = 283,6 \times 1,1$$

$$P_1 = 311,96 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{311,96}{0,9} = 346,62 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 346,62 \times 19,49 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 28170,77 \text{ DA}$$

👉 2^{eme} possibilité :

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer les pertes de charge :

$$J = H_v - H_d$$

$$J = 314 - 303,57$$

$$J = 10,43 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égale à 20 h et le $Q_d = 259,2 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g \times Q_d \times H_v}{3600 \times \eta_1} = \frac{9,81 \times 259,2 \times 314}{3600 \times 0,776} = 285,80 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 \times 1,1 = 285,80 \times 1,1 = 314,39 \text{ Kw}$$

$$P_2 = 314,39 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$)

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{314,39}{0,9} = 349,32 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 349,32 \times 20 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 29133,47 \text{ DA}$$

3^{eme} possibilité:

Rognage de la pompe de façons à faire passer « H » par le point désiré (P_d), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point P_F (intersection de la droite passant par l'origine (O, Q, H) et le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_r = 262 \text{ m}^3/\text{h} ; \\ H_r = 309 \text{ m} ; \\ \eta_r = 77,6\% . \end{array} \right.$$

On détermine le % de rognage à partir de la relation suivant :

$$\frac{Q_r}{Q_d} = \frac{H_r}{H_d} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

m : coefficient de rognage

$$\text{Donc : } m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_r}} = \sqrt{\frac{H_d}{H_r}} = \sqrt{\frac{303,57}{309}} = 0,99$$

Le pourcentage de rognage est égale à : $(1-m) \times 100 = (1-0.99) \times 100$

$P_r (\%) = 1 \% < 10\% \implies$ le rognage est acceptable.

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g \times Q_r \times H_r}{3600 \times \eta_r} = \frac{9,81 \times 262 \times 309}{3600 \times 0,776} = 284,29 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_3 \times 1,1 = 284,29 \times 1,1$$

$$P_3 = 312,72 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$).

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{312,72}{0,9} = 347,46 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 347,46 \times 20 \times 4,17$$

Frais = 28978,82 DA

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée

Tableau VII.20: Les critères de choix

Possibilité	Dépense journalière
Réduction du temps de pompage	28170,77
Vannage	29133,47
Rognage	28978,83

Donc on opte pour la 1^{ème} possibilité car elle présente un gain d'énergie

Tableau VII.21: Récapitulatif des frais

Pompe	Type de pompe	Caractéristique De la pompe	Hmt (m)	Débit à relever	Frais
Pompe de la SR ter	PM 100/5B	V=2900tr/min $\Phi = 100\text{mm}$ $\eta_{\text{max}} = 77,6\%$	303,57	259,2	28170,77

VII.9.5. Elévation de l'eau de réservoir de transit (R4) de la SR4 vers le réservoir de tête (RT)

- ❖ Débit à relever: $Q_r = 0,037 \text{ m}^3/\text{s} = 133,2 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ❖ La hauteur manométrique totale : 100,76 m ;
- ❖ La hauteur géométrique : $H_g = 83,3 \text{ m}$;
- ❖ La longueur de la conduite : $L = 4500 \text{ m}$;
- ❖ Le diamètre de la conduite : $D_{\text{ext}} = 250 \text{ mm}$ ($D_{\text{int}} = 220,4 \text{ mm}$) ;
- ❖ $\lambda = 0,0155$

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau VII.22: Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres.

n	Q_r (m^3/h)	(Hmt) _c	Type de pompe	$\eta(\%)$	Hmt (m)	V (tr/min)	N ^{bre} D'étage	P _{abs} (kw)	NPSH _r	ϕ roue
1	133,2	100,76	MEC-MR80-3/2	78,1	100	2650	2	43,9	3,21	80
2	140		PM100	75,8	103	1450	6	25,8	1,92	100
3	103		PM100	73,1	105	1450	7	19,6	1,89	100
4	147		HVU35	72	106	2900	3	15,5	2,33	50
5	154		HMU40-2	70,6	101	2900	4	10,4	2,06	40

A partir de ce tableau on déduit que la variante à 01 pompe est la meilleure car elle vérifie les conditions de choix de la pompe.

Donc on opte pour 01 pompe monocellulaire de type MEC-MR80-3/2 à 2 étages plus une de secours.

- **Courbe caractéristique de la pompe**

Tableau VII.23: courbe caractéristique de la pompe.

Q (m ³ /h)	20	40	80	120	160
HMT	116	114	110	101	86,3

Pour une vitesse de rotation ($V=2900$ tr/min) et un diamètre de roue ($D = 200$ mm), on distingue les courbes caractéristique suivant :

$$\begin{cases} H_{mt} = f(Q) ; \\ P_{abs} = f(Q) ; \\ \eta = f(Q) , \end{cases}$$

Ces courbes sont données par le constructeur (Caprari) (figure VII.21).

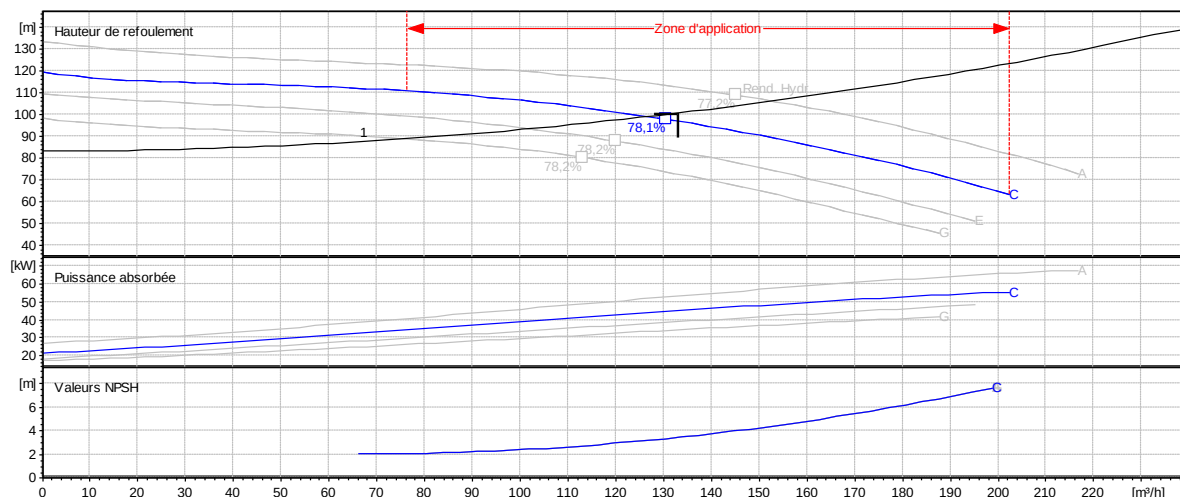


Figure VII-21 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP4) de type MEC-MR80-3/2.

Caractéristique de la conduite de refoulement

Equation de la conduite de refoulement

$$H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} Q^2 \quad H_{mt} = H_g + J_t$$

$$H_g = 83,3 \text{ m};$$

$$D_{\text{ext}} = 250 \text{ mm} \quad (D_{\text{int}} = 220,4 \text{ mm}),$$

$$\lambda = 0,0155.$$

$$L = 4500 \text{ m}.$$

Où:

$$K = \frac{1,15 \times 8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} = \frac{1,15 \times 8 \times 0,0155 \times 4500}{9,81 \times (3,14)^2 \times (0,2204)^5}$$

$$K = 12756,46 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Alors :

$$H_{mt} = 83,3 + 12756,46 Q^2$$

Tableau VII.24: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR4→RT).

Q (m ³ /h)	20	40	80	120	160
HMT	83,69	84,87	89,60	97,47	108,50

Soit P_d le point de fonctionnement désiré de coordonnée :

$$\begin{cases} Q_d = 133,2 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_d = 100,76 \text{ m}; \\ \eta_1 = 78,1\% \end{cases}$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H), à partir du graphe (figure VII.22), on lit l'intersection des deux courbes

$$\begin{cases} Q_f = 136 \text{ m}^3/\text{h}; \\ H_F = 105 \text{ m}; \\ \eta_2 = 78,4 \%. \end{cases}$$

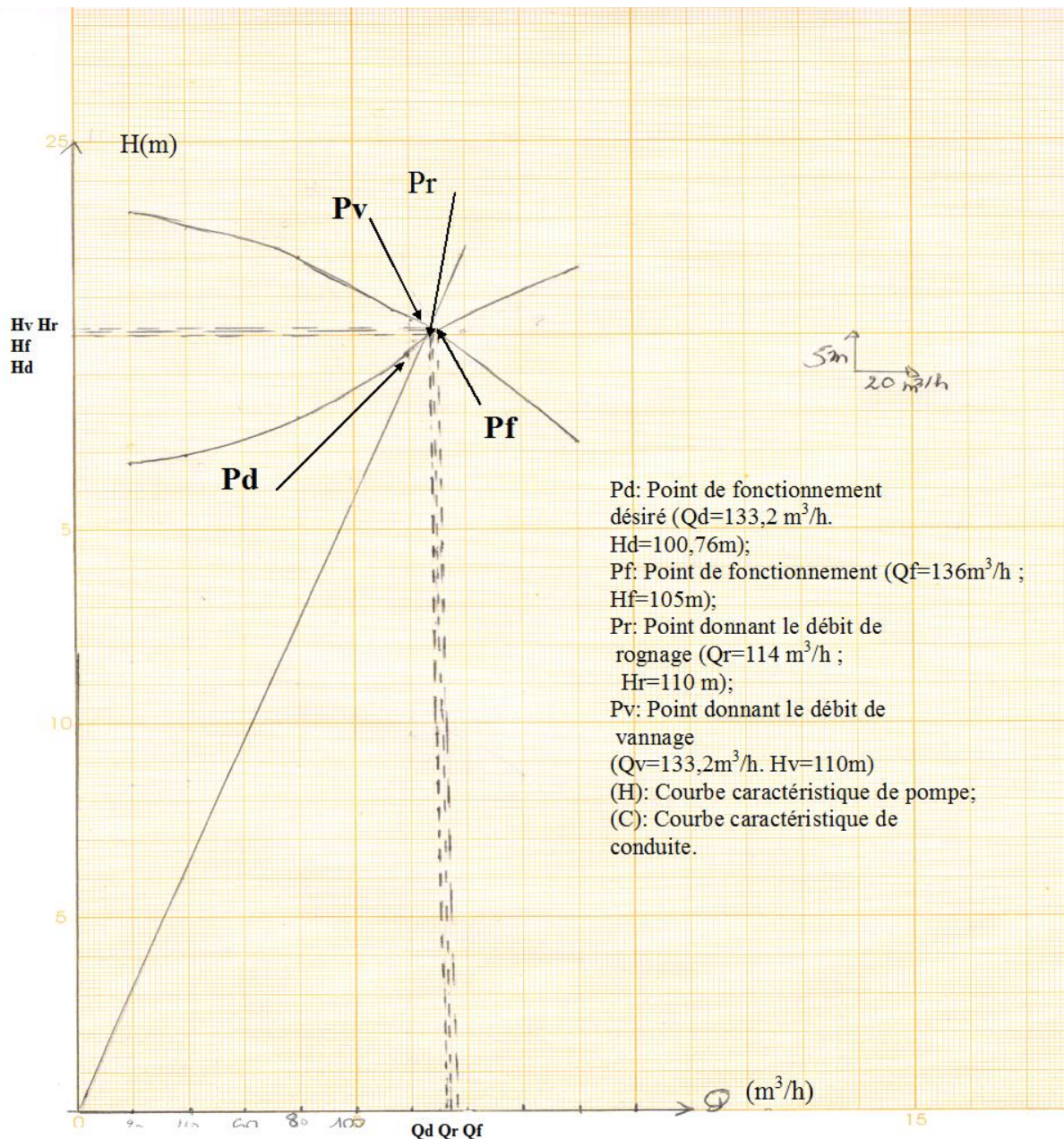


Figure VII- 23 : Détermination du point de fonctionnement de pompe de type MEC-MR80-3/2.

Remarque : dans notre cas le débit disponible (débit du point de fonctionnement) est supérieur au débit désiré.

Donc on corrige cet excès par l'un des modes de réglage (diminution du temps de pompage, vannage, ou bien rognage)

1^{er} possibilité :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

$$V = Q \times t = 133,2 \times 20$$

$$V = 2664 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage :

$$T = \frac{V}{Q_f} = \frac{2664}{136} = 19,59 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g \times Q_f \times H_f}{3600 \times \eta_2} = \frac{9,81 \times 136 \times 100,5}{3600 \times 0,784} = 47,51 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_1 \times 1,1 = 47,51 \times 1,1$$

$$P_1 = 52,26 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$\frac{P_1}{\eta_m} = \frac{52,26}{0,90} = 58,06 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 58,06 \times 19,59 \times 4,17$$

$$\text{Frais} = 4742,94 \text{ DA}$$

👉 2^{ème} possibilité :

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer les pertes de charge :

$$J = H_v - H_d$$

$$J = 110 - 100,76 \quad J = 9,24 \text{ m}$$

- Le temps de pompage est égale à 20 h et le $Q_d = 133,2 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g \times Q_d \times H_v}{3600 \times \eta_1} = \frac{9,81 \times 133,2 \times 110}{3600 \times 0,781} = 51,12 \text{ kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_2 \times 1,1 = 51,12 \times 1,1 = 56,23 \text{ Kw}$$

$$P_2 = 56,23 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$)

$$\frac{P_2}{\eta_m} = \frac{56,23}{0,90} = 62,48 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 62,48 \times 20 \times 4,17$$

Frais = 5210,83 DA

3^{ème} possibilité:

Rognage de la pompe de façons à faire passer « H » par le point désiré (P_d), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point P_F (intersection de la droite passant par l'origine (O, Q, H) et le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\begin{cases} Q_r = 114 \text{ m}^3/\text{h} ; \\ H_r = 110 \text{ m} ; \\ \eta_r = 78,4\% . \end{cases}$$

On détermine le % de rognage à partir de la relation suivant :

$$\frac{Q_r}{Q_d} = \frac{H_r}{H_d} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

m : coefficient de rognage

$$\text{Donc : } m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_r}} = \sqrt{\frac{H_d}{H_r}} = \sqrt{\frac{100,76}{110}} = 0,99$$

Le pourcentage de rognage est égale à : $(1-m) \times 100 = (1-0.99) \times 100$

$P_r (\%) = 1\% < 10\% \implies$ le rognage est acceptable.

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g \times Q_r \times H_r}{3600 \times \eta_r} = \frac{9,81 \times 115 \times 110}{3600 \times 0,784} = 43,97 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_3 \times 1,1 = 43,97 \times 1,1$$

$$P_3 = 48,37 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur ($\eta_m = 90\%$)

$$\frac{P_3}{\eta_m} = \frac{48,37}{0,9} = 53,74 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 53,74 \times 20 \times 4,17$$

Frais = 4481,85 DA

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée

Tableau VII.25: Les critères de choix

Possibilité	Dépense journalière
Réduction du temps de pompage	4742,94
Vannage	5210,83
Rognage	4481,85

Donc on opte pour la 3^{ème} possibilité car elle présente un gain d'énergie

Tableau VII.26: Récapitulatif des frais

Pompe	Type de pompe	Caractéristique De la pompe	Hmt (m)	Débit à relever	Frais
Pompe de RT	MEC-MR80 3/2	V=2650tr/min $\Phi = 80\text{mm}$ $\eta_{\text{max}} = 78,1\%$	100,76	133,2	4481,85

VII.10. Conclusion

Pour assurer l'alimentation en eau potable des points les plus hauts de la région d'étude, on est amené à choisir les pompes suivantes :

- De forages vers le réservoir de transit (R_1) : une pompe monocellulaire branchées en parallèle plus une autre de secours de type PM 80 /4A à 4 étages, pour relever un débit de $86,4\text{m}^3/\text{h}$, à une hauteur manométrique de 191,55 m.
- De (SR_1) vers le réservoir transit (R_2) : une pompe monocellulaire de type PM 150/8A à 8 étages, pour relever un débit de $259,2\text{m}^3/\text{h}$, à une hauteur manométrique de 223,7 m, plus une autre de secours.
- De (SR_2) vers le réservoir transit (R_3) : Deux pompes multicellulaire de type PM 100/5B à 5 étages, pour relever un débit de $259,2\text{m}^3/\text{h}$, à une hauteur manométrique de 239,57 m, plus une autre de secours.
- De (SR_3) vers le réservoir transit (R_4) : Deux pompes multicellulaire de type PM 100/5B à 5 étages, pour relever un débit de $259,2\text{m}^3/\text{h}$, à une hauteur manométrique de 303,57 m, plus une autre de secours.
- De (SR_4) vers le réservoir de tête (RT) : Une pompe monocellulaire de type

MEC-MR80 3/2 à 2 étages, pour relever un débit de $133,2\text{m}^3/\text{h}$, à une hauteur manométrique de 100,76 m, plus une autre de secours.

↳ Pour cela on a estimé les frais occasionnés par le fonctionnement de ces pompes choisies à 80094,55DA.

Chapitre VIII : Protection des conduites contre le coup de bélier

VIII.1.Introduction

Dans les systèmes hydrauliques en charge en mouvement permanent, on appelle phénomène transitoire ou communément « coup de bélier », la création, la propagation et puis l'atténuation d'ondes de surpression et de dépression.

Le déplacement de l'onde de pression dans un système hydraulique en charge (ligne d'adduction gravitaire ou par refoulement, réseau de distribution d'eau potable...) entraîne une variation de pression et de vitesse dans l'ensemble des sections de conduite parcourues par cette onde dans le temps. Ces variations à leurs valeurs extrêmes produisent des contraintes sur le matériel (Robinet-vanne, pompe) et la canalisation qui dépassent largement celles en écoulement permanent. Pour cela il faut bien analyser le coup de bélier et choisir en fonction du système hydraulique à protéger, les équipements de protection qui assureraient la réversibilité des phénomènes de compressibilité et de déformation.

VIII.2. Définition de coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture instantanée des vannes ou électro-vannes, ou une coupure brutale d'électricité va entraîner un retour de l'eau par dépression, d'où un risque pour la canalisation.

VIII.2.1. Les principales causes du phénomène sont

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- L'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mauvaise utilisation des appareils de protection ;

- Démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électropompes.

VIII.2.2. Les risque dus aux coups de bélier

- Éclatement de la conduite par surpression ;
- Écrasement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- Déboîtement de la conduite et rupture des joints ;
- Détérioration des accessoires (groupes, vannes, et robinet).

VIII.3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage et brusquement interrompu.

Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite.

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier :

(On prendra comme unité de temps d'un aller- retour d'onde c'est-à-dire : $\frac{L}{a}$)

♦ Première phase

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « **a** ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est $\frac{L}{a}$.

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

♦ Deuxième phase

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial.

A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps $\frac{L}{a}$ (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.

♦ **Troisième phase**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe- réservoir. Au bout du temps $\frac{L}{a}$ (c'est-à-dire $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

♦ **Quatrième phase**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps $\frac{L}{a}$ (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 produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

Remarque

L'analyse du phénomène dans le cas d'un arrêt brusque (fermeture rapide d'une vanne, cas d'une conduite gravitaire) d'un écoulement d'eau dans une conduite d'adduction provenant d'un réservoir est exactement la même que celle de refoulement sauf toutefois qu'elle commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

Il suffit donc de reprendre l'explication en commençant par la 3^{ème} phase, 4^{ème} phase puis 1^{ère} phase et 2^{ème} phase

VIII.4. Célérité des ondes

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression d'Allievi :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \cdot \frac{D}{e}}} \text{ m/s} \quad (\text{VIII.1})$$

Et la célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en fonte ductile est donnée par l'expression d'Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \cdot \frac{D}{e}}} \text{ m/s} \quad (\text{VIII.2})$$

Avec :

α : célérité en (m/s)

K : coefficient dépendant de l'élasticité de la conduite.

- ✓ K= 0,5 pour l'acier ;
- ✓ K= 4,4 pour l'amiante ciment ;
- ✓ K= 1,7 pour la fonte ductile ;
- ✓ K= 5 pour la conduite en béton ;
- ✓ K= 0,66 pour le PEHD.

D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : épaisseur de la conduite (m).

VIII.5. Calcul de la valeur de coup de bélier

VIII.5.1. Cas de la fermeture brusque $t \leq 2L/\alpha$

La valeur du coup de bélier est égale à :

$$b = \frac{aV_0}{g}. \quad \text{Formule de Jukowski} \quad (\text{VIII.3})$$

Avec :

b : valeur du coup de bélier exprimé en mètre de hauteur d'eau (m.c.e) ;

V_0 : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur, égale à $9,81 \text{ m/s}^2$;

α : célérité ou vitesse de propagation des ondes (m/s).

VIII.5. 2.Cas da la fermeture lente $t > 2L/\alpha$:

La valeur du coup de bélier est égale à :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \quad \text{Formule de Michoud} \quad (\text{VIII.4})$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m).

Nous constatons que le coup de bélier est proportionnel à :

-La longueur L ;

-La vitesse de l'eau dans la conduite.

★ Valeur numérique de la pression maximale et minimale :

➤ Cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VIII.5})$$

- Cas de dépression, la valeur maximale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H_0 - \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VIII.6})$$

Avec :

H_0 : est la pression de service (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VIII.7})$$

VIII.6. Moyens de protection contre le coup de bélier:

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier, à savoir :

VIII.6.1. Volant d'inertie

Ce volant d'inertie est une masse liée à l'arbre de la pompe, il permet de prolonger le temps d'arrêt de la pompe dans le cas d'un arrêt brusque, en restituant au moment de la disjonction d'énergie accumulée pendant la marche normale.

Cet appareil n'est valable que pour la protection des conduites dont la longueur est inférieure ou égale à 100m, et de faible diamètre.

VIII.6.2. Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue

VIII.6.3. Les cheminées d'équilibre

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts.

Elle sert à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et a réservé en cas de surpression dans le réservoir. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.

VIII.6.4. Les réservoirs d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval du clapet sans tenir compte du relief.

. Nous optons dans notre étude pour un anti-bélier.

★ Principe de fonctionnement :

Le réservoir contient de l'eau et de l'air. En marche normale, la pression de cet air équilibre la pression de la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe, le clapet se ferme car la pompe ne fournit plus de pression et l'air contenu dans la cloche se détend en refoulant de l'eau dans la conduite. L'eau de la conduite revient en arrière après annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement.

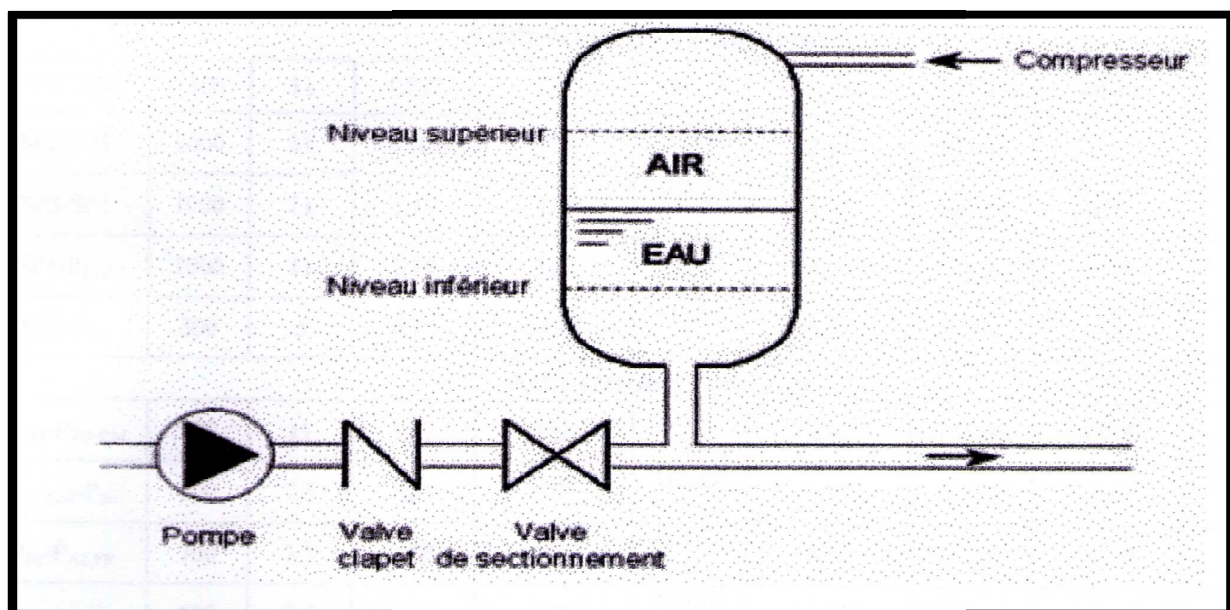


Figure VIII .1 : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air



Figure VIII.2 : Les différentes formes de l'anti bélier.

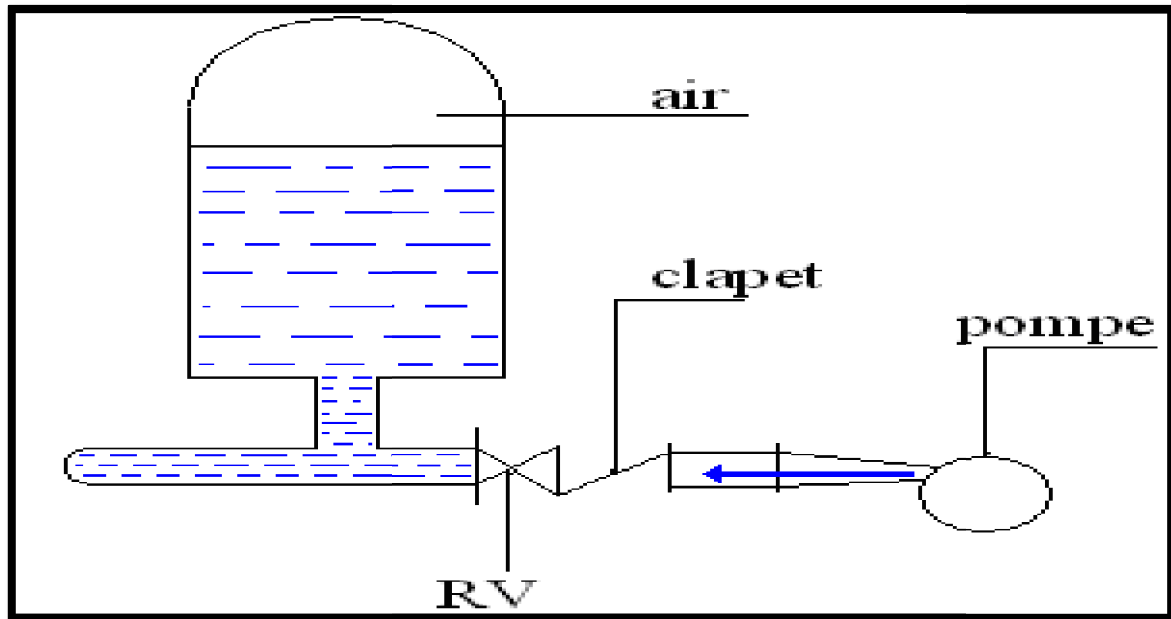


Figure VIII.3 : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.

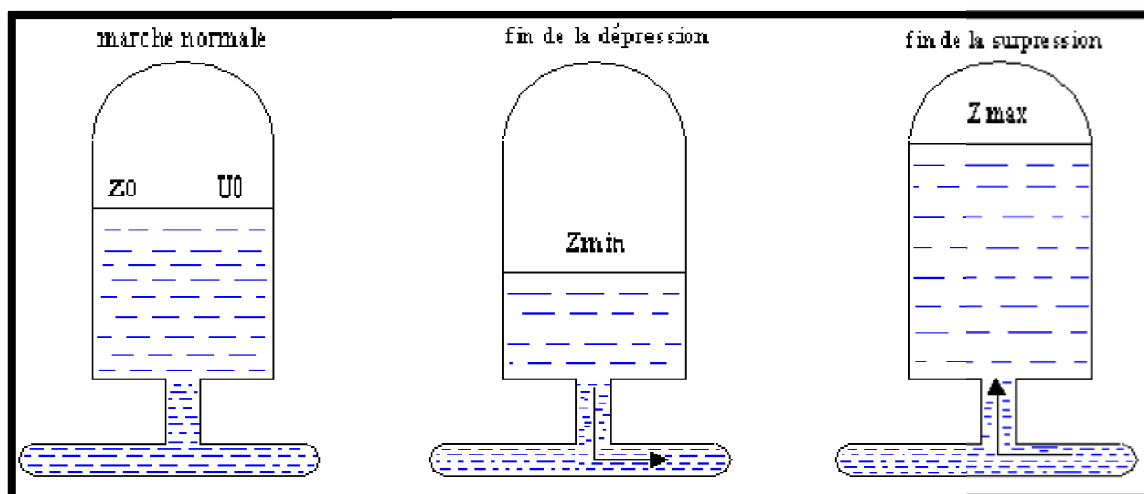


Figure VIII.4 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air

VIII.7. Méthodes de calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthodes de calcul, on distingue :

- **Méthode de Vibert :** La méthode de Vibert donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations.
- **Méthode de Puech et Meunier :** permet de déterminer le volume des ballons de protection.
- **Méthode de Bergeron :** La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations

★ **Méthodologies :**

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après d'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 nécessitant des tâtonnements qui restent très limités, est une bonne précision.

Supposons, d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de $U_0 = 1 \text{ m}^3$ et d'autre part que l'on dispose d'une tuyère (organe d'étranglement) de diamètre 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 θ .

$$V_{\text{moy}} = \frac{(V_f)_{i-1} + (V_f)_i}{2} \quad (\text{VIII.8})$$

- 4- La variation du volume d'air

$$\Delta U = S \theta V_{\text{moy}} \quad (\text{VIII.9})$$

Avec :

S : section de la conduite en m^2 ;

θ : Intervalle d temps en s ;

V_{moy} : vitesse moyenne en m/s.

- 5- Volume d'air

$$U = U_0 \pm \Delta U \quad (\text{VIII.10})$$

- 6- Pression dans le réservoir d'air

$$Z = \frac{H_{\text{abs}} \times U_0^{1,2}}{U_0^{1,2}} \quad (\text{VIII.11})$$

7- Vitesse dans l'organe d'étranglement (tuyère)

- A la montée : $V_1 = \frac{D^2}{(0.92 d)^2} V_f = K V_f$ (VIII.12)

- A la descente : $V_2 = \frac{D^2}{0.5 d^2} V_f = K' V_f$ (VIII.13)

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 » ;

0,5 : coefficient de contraction de la veine liquide.

8- Perte de charge dans l'organe d'étranglement

- A la montée : $\Delta H_1 = C \frac{V_1^2}{2g}$ (VIII.14)

- A la descente : $\Delta H_2 = C' \frac{V_2^2}{2g}$ (VIII.14)

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) sur le graphe des pertes de charge dans une tuyère.

9- La pression absolue dans la conduite avec perte de charge

- A la montée : $Z - \Delta H_1$ (VIII.15)

- A la descente : $Z + \Delta H_2$ (VIII.16)

10- Perte de charge au refoulement

$$\delta r = \frac{1,15 \times \lambda \times L \times V_f^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{VIII.17})$$

11- 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.

VIII.8. Méthode de calcul

Pour protéger les conduites contre la dépression nous calculerons à l'aide de la méthode de Puech et Meunier le volume d'air U_0 en régime normal afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

Pour le dimensionnement de U_0 , nous tracerons l'épure de Bergeron au niveau de la pompe qui détermine à la fois la dépression et la surpression.

VIII.9. Protection de la conduite reliant la SR1 et la SR2

➤ caractéristiques de la conduite

- Longueur de la conduite : $L = 3000 \text{ m}$.
- Diamètre de la conduite : $D_{\text{int}} = 287,6 \text{ mm}$ ($D_{\text{ext}} = 300 \text{ mm}$).
- Epaisseur de la paroi : $e = 6,2 \text{ mm}$.
- Section de la conduite : $S = 0,065 \text{ m}^2$.

- Vitesse moyenne d'écoulement : $V_0 = 1,11$ m/s.

Tableau. VIII.1 : profil en long de la conduite

L(m)	0	300	500	800	900	1300	1800	2500	2800	3000
Cote(Z)	328	348	330	368	408	350	450	520	430	535

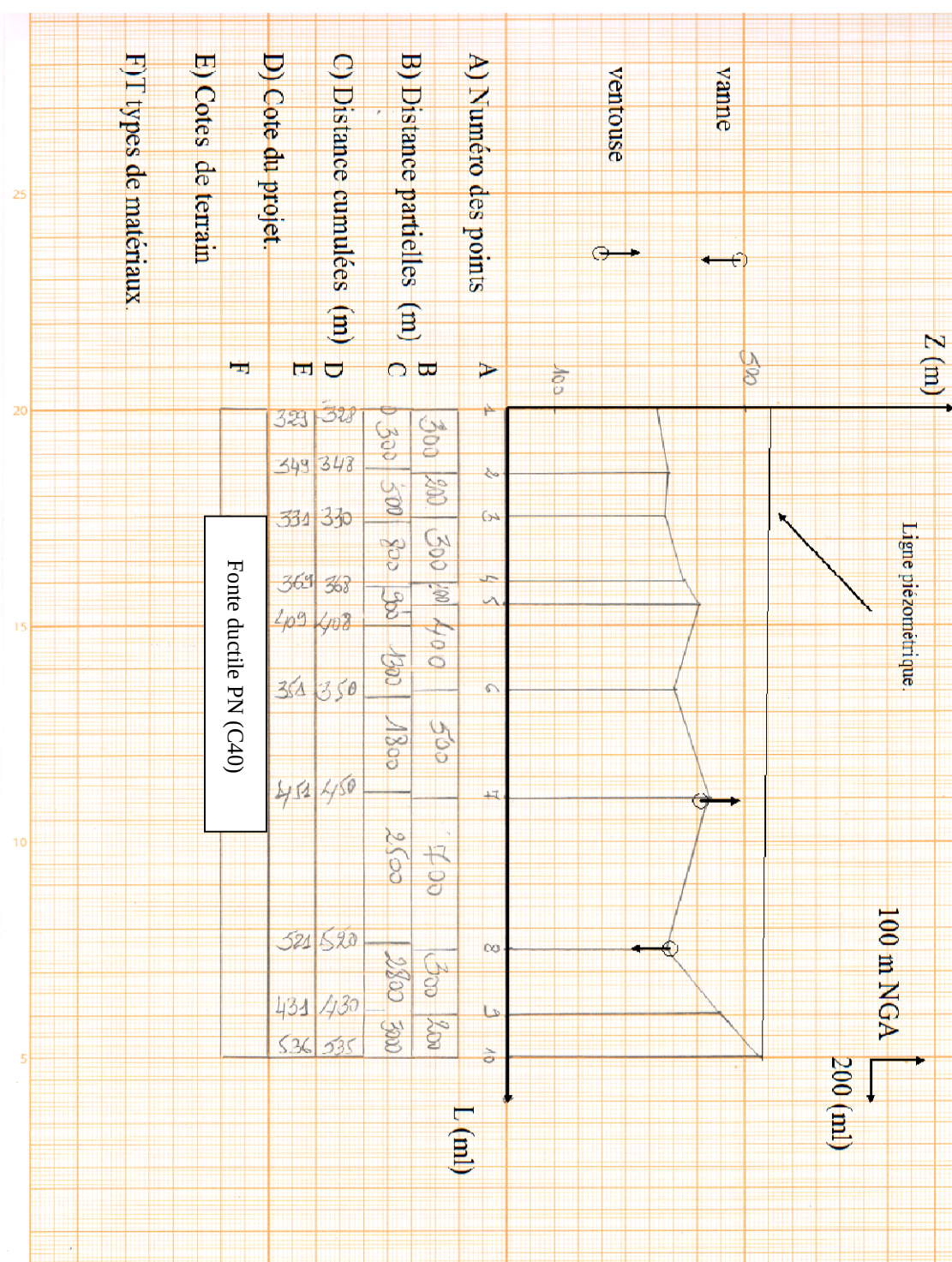


Figure VIII.5 : profil en long de la conduite de refoulement reliant la SR1 au réservoir de la SR2

➤ Dimensionnement des protections

1. Dépression

La méthode de Puech et Meunier utilise trois nombres adimensionnels :

K : qui caractérise les pertes de charges,

A : qui caractérise la conduite de refoulement,

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier,

Ayant K et A , nous supposons 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 fonte ductile, on calcule la célérité « a » :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1,7 \frac{287,6}{6,2}}} = 877,66 \text{ m/s}$$

$$a = 877,66 \text{ m/s}$$

a) Caractéristique de la conduite (A)

$$A = \frac{a \times V_0}{g \times H_0} \quad (\text{VII.18})$$

On calcule d'abord la hauteur géométrique d'élévation :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII.19})$$

$$H_0 = 211,3 + 10 = 221,3 \text{ m}$$

Donc :

$$A = \frac{877,66 \times 1,1}{9,81 \times 221,3} = 0,44$$

b) Caractéristique de la perte de charge

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (\text{VIII.20})$$

Avec :

H_0 : Hauteur manométrique totale absolue

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 \quad (\text{VII.21})$$

$$H_{abs} = 223,7 + 10 = 233,7 \text{ m}$$

Donc :

$$K = \frac{233,7 - 221,3}{221,3} = 0,06$$

$$K = 0,06$$

c) Caractéristiques du réservoir

Nous devons considérer la famille de courbe B au $A = 0,44$ et $K = 0,06$, mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes $K = 0,1$; $A = 0,5$.

Tableau VIII.2 : Profil en long de la conduite

L(m)	0	300	500	800	900
Cote Z (m)	328	348	330	368	408
$\frac{\Delta z + 10}{H_g + 10}$	0,06	0,14	0,05	0,23	0,41
$\frac{X}{L}$	0	0,1	0,16	0,27	0,3
L(m)	1300	1800	2500	2800	3000
Cote Z (m)	350	450	520	430	535
$\frac{\Delta z + 10}{H_g + 10}$	0,14	0,6	0,91	0,51	1
$\frac{X}{L}$	0,43	0,6	0,83	0,93	1

Nous superposons ce profil en long absolu aux familles des courbes B sélectionnées. Le graphe de Meunier et Puech nous montre les zones à risque et nous pouvons considérer un point.

En effet un petit carré dans le sens vertical représente une protection de :

$P=0,01 \times H_0 = 0,01 \times 221,3 = 2,213$ m. Il suffit 1 carreaux pour avoir la sécurité de 3m néanmoins pour protéger la partie terminale nous prendrons $B=0,1$ avec $A=0,5$.

Entre le point le plus défavorable (1300 m) et la valeur de $B = 2$ on a 1 carreaux dans une pression absolue de 2,213 m.

Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{B} = \frac{(1,1)^2}{9,81 \times 233,7} \times \frac{3000 \times 0,065}{1} = 0,103 \text{ m}^3 \quad (\text{VIII.22})$$

$$U_0 = 0,103 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la faible pression, nous lisons sur le graphe :

$$K = \frac{p_{min}}{H_0} = 0,1 \rightarrow p_{min} = 0,1 \times 221,3 \quad (\text{VIII.23})$$

$$P_{min} = 22,13 \text{ m.c.e}$$

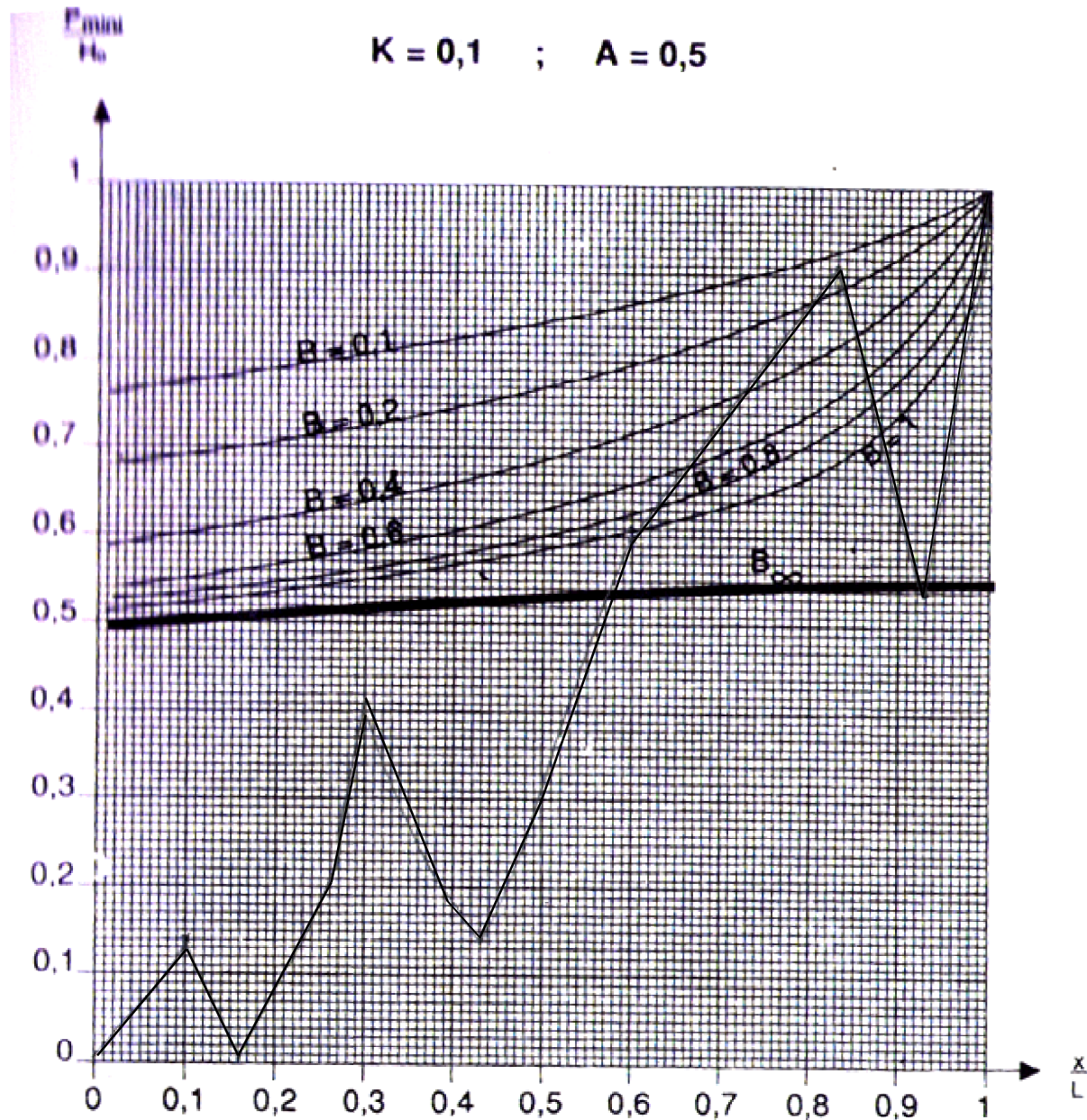


Figure VIII.6 : Graphe de Meunier et Puech Conduite reliant la station de reprise1 au réservoir de la station de reprise 2

d) Evolution du volume d'air

$$p_{min} \cdot U_{max}^{1,2} = H_{abs} \cdot U_0^{1,2} \quad (\text{VIII.24})$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{p_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} \quad (\text{VIII.25})$$

$$U_{max} = 0,103 \times \left(\frac{233,7}{22,13} \right)^{\frac{1}{1,2}} \quad (\text{VII.26})$$

$$U_{max} = 7,13 \text{ m}^3$$

2. Surpression

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Gueneau pour déterminer le diamètre de diaphragme.

$$\left. \begin{array}{l} A = 0,5 \\ B = 0,1 \end{array} \right\} \text{ nous lisons } \left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \\ \frac{P_{\max}}{H_0} = 1,075 \end{array} \right.$$

$$\alpha \cdot \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{1}{2 \cdot g} \left[\frac{D^2}{0,6 \cdot d^2} - 1 \right]^2$$

$$\alpha \cdot \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \quad (\text{VII.27})$$

$$\text{Donc} : \alpha = \frac{0,6 \times H_0}{V_0^2} = \frac{0,6 \times 221,3}{(1,1)^2} = 109,74$$

$$\alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2 \quad \text{à partir de cette formule on peut tirer le diamètre « d » :}$$

$$\frac{D^2}{0,6d^2} = \sqrt{2g\alpha} + 1$$

$$d^2 = \frac{D^2}{0,6(\sqrt{2g\alpha} + 1)} \quad (\text{VIII.28})$$

$$d^2 = \frac{(287,6)^2}{0,6(\sqrt{2 \times 9,81 \times 109,74} + 1)} = 2908,36 \text{ mm}$$

$$d = 53,93 \text{ mm}$$

$d = 53,93 \text{ mm}$: représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

La surpression par apport à la hauteur géométrique absolue : $H_0 = 221,3 \text{ m}$

$$\frac{P_{\max}}{H_0} = 1,075 \Rightarrow P_{\max} = 1,075 \times 221,3$$

$$P_{\max} = 237,9 \text{ m}$$

$$\text{Suppression} / H_0 = 237,9 - 221,3$$

$$\text{La surpression} / H_0 = 16,6 \text{ m}$$

3. Tracé de l'épure de Bergeron

C'est par l'épure de Bergeron que sera déterminée la valeur de la dépression et la surpression.

Calcul preliminaries

✓ Valeur de la célérité (a)

$$a = 877,66 \text{ m/s}$$

✓ Valeur de coup de bélier

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{877,66 \times 1,1}{9,81}$$

$$b = 98,41$$

✓ La valeur maximale de la pression dans la conduite

$$H_{\max} = H_g + b = 211,3 + 98,41$$

$$H_{\max} = 309,71 \text{ m}$$

✓ **La valeur minimale de la pression dans la conduite**

$$H_{\min} = H_g - b = 211,3 - 98,41$$

$$H_{\min} = 112,89 \text{ m}$$

3.1. La variation du volume d'air dans le réservoir

Les temps se suivent selon les valeurs :

$$\theta = \frac{2 \times L}{a} = \frac{2 \times 3000}{877,66}$$

$$\theta = 6,84 \text{ s}$$

- Pour le premier intervalle θ on aura

$$V_0 = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2} \quad (\text{VII.29})$$

- Pour les autres intervalles

$$V_{\text{moy}} = \frac{(V_F)_{i-1} + (V_F)_i}{2}$$

Avec :

$(V_F)_{i-1}$: Vitesse finale de l'intervalle précédent.

$(V_{Fi})_i$: La nouvelle vitesse finale choisie pour l'intervalle considéré.

$$\Delta U = \theta \times S \times V_{\text{moy}}$$

$$\Delta U = 6,84 \times 0,065 \times V_{\text{moy}}$$

$$\Delta U = 0,445 V_{\text{moy}}$$

ΔU : est la variation du volume d'air pour chaque intervalle.

- Le volume d'air à la fin de chaque intervalle est : $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$

3.2. La nouvelle pression dans le réservoir

Nous avons la relation suivante :

$$H_{abs} \times U_0^{1,2} = Z U^{1,2}$$

Où:

H_{abs} : Hauteur manométrique totale absolue

$$H_{abs} = H_{mt} + 10$$

$$Z = \frac{H_{abs} U_0^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{233,7 \times (0,103)^{1,2}}{U^{1,2}} \quad Z = \frac{15,28}{U^{1,2}}$$

3.3. Pertes de charge  la montée de l'eau dans la conduite :(Figure VIII.7)

La perte de charge  l'aller, est négligeable devant la perte de charge dans la conduite.

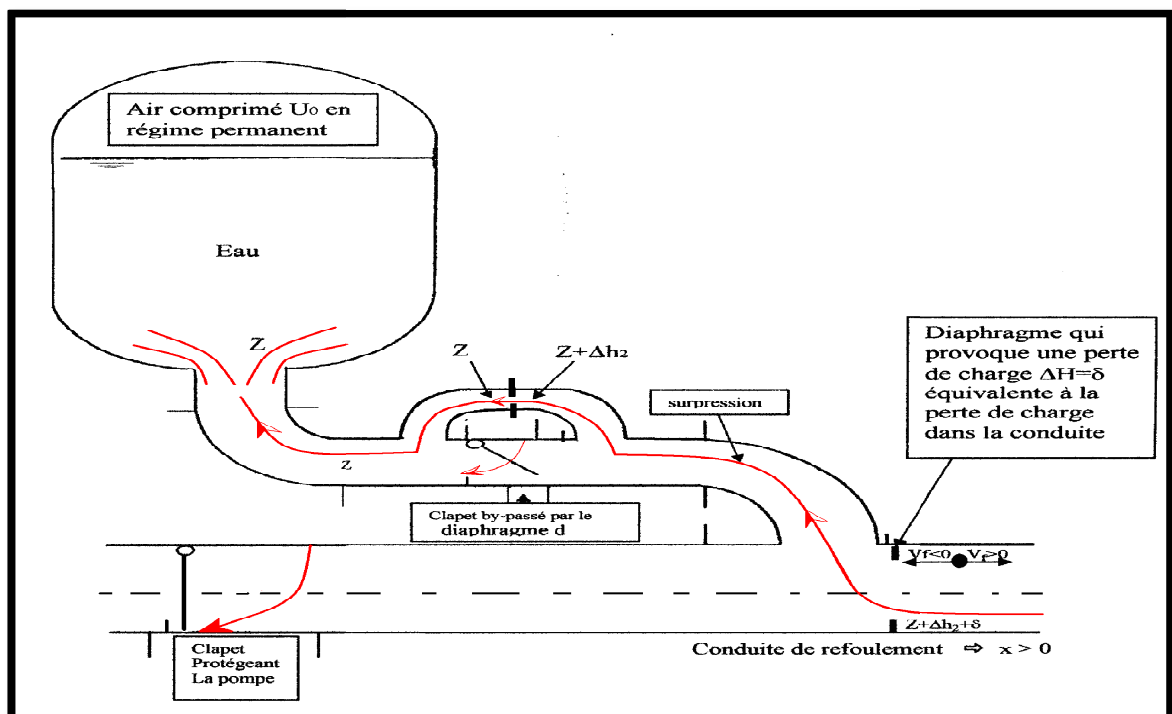


Figure VIII.7 : Perte de charge  la montée de l'eau dans la conduite

3.4. Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite :(Figure VIII.8)

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air, est calculée par la formule suivante :

$$\Delta h_2 = \left[\left(\frac{D^2}{0.6 \times d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g} \Rightarrow \Delta h_2 = \left[\left(\frac{(287,6)^2}{0.6 \times (53,93)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81}$$

$$\Delta h_2 = 109,73 V_F^2$$

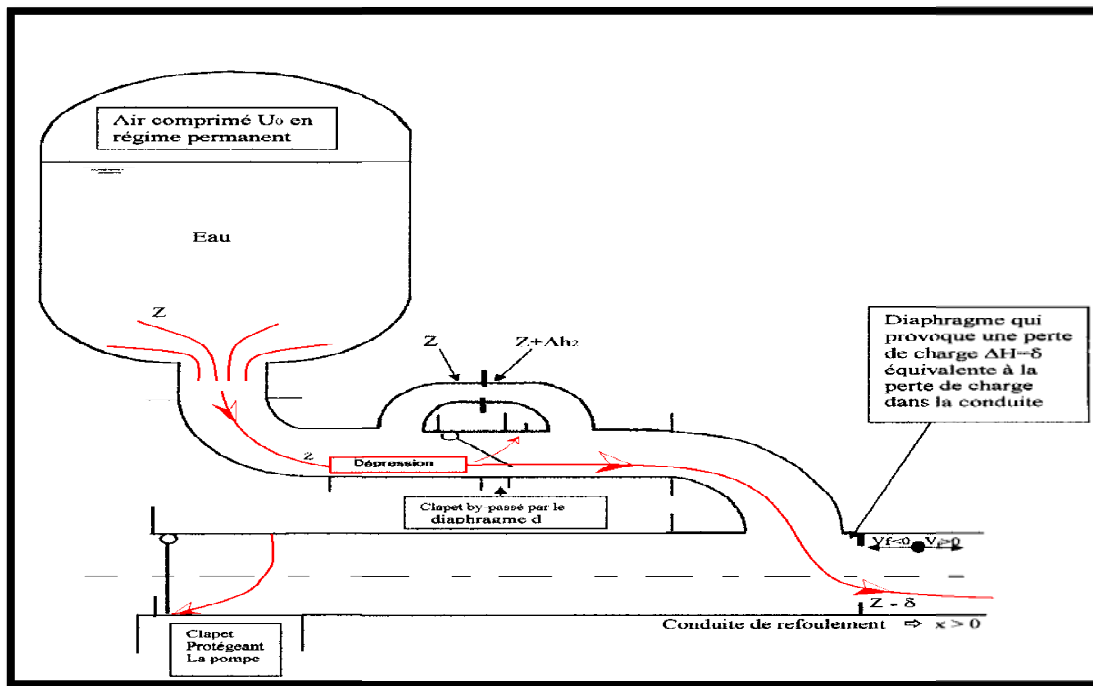


Figure VIII.8: Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite

3.5 . Calcul de la perte de charge au refoulement :

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\delta_r = \frac{1,15.L.\lambda.V_F^2}{2gD} = \frac{1,15.3000.0,0155.V_F^2}{2.9,81.0,2876} = 9,48 V_F^2$$

Epure du Bergeron :

- Détermination de la pente de la droite :

$$\frac{a}{g.S} = \frac{877,66}{9,81.0,065} = 1376,4 \text{ s/m}$$

♦ Échelle des pressions :

$$\left. \begin{array}{l} 1\text{cm} \longrightarrow 16,31 \text{ m} \\ B \longrightarrow 1376,4 \end{array} \right\} \quad B = 84,39 \text{ cm}$$

♦ Échelle des débits :

Pour $V = 1,1 \text{ m/s}$, le débit $Q = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$; on a alors :

$$\left. \begin{array}{l} 0,072 \text{ m}^3/\text{s} \longrightarrow 13,5 \text{ cm} \\ 1\text{m}^3/\text{s} \longrightarrow A \text{ cm} \end{array} \right\} \quad A = 187,5\text{cm}$$

Donc, la pente de la droite sera :

$$\text{tg } \alpha = \frac{B}{A} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{84,39}{187,5} = 0,45$$

Donc : $\alpha = 24,23^\circ$

♦ **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 (9).

2- On calcul la vitesse moyenne $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{\text{Fi}}}{2}$ et on l'inscrit dans la ligne (10).

- 3- On calcul la variation du volume d'air (ΔU) qu'est fonction de V_0 ligne (2).
- 4- Au volume initial, choisi auparavant en marche normale U_0 du réservoir d'air (calculé par la méthode de Meunier et Puech), on y ajoute ou on 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 tous 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 rapportée sur l'axe des coordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite $\frac{a}{gS}$ qui doit être projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).
- 7- 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 (9) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse V_f toujours, légèrement inférieur à la vitesse précédente en répétant les mêmes calculs.
- 8- 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 VIII.3. Calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1 projetée**→ Réservoir SR2 projetée.**

1	Intervalle de temps (s)	0	$\theta = 6,84 \text{ s}$	$2\theta = 13,68 \text{ s}$	$3\theta = 20,52 \text{ s}$
2	Variation du volume d'air (m^3) $\Delta U = 0,445V_{\text{moy}}$	/	0,257	- 0,189	-0,245
3	Volume d'air (m^3) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	0,103	0,359	0,167	0,0778
4	Pression d'air (m) $Z = \frac{15,28}{U^{1,2}}$	233,73	52,32	138,91	332,17
5	Perte de charge (m) Aller: $\Delta H_1 = 0$. Retour : $\Delta H_2 = 109,73V_f^2$	/	/	88,88	4,39
6	Pression dans la conduite (m) Aller = $Z - \Delta H_1$ Retour = $Z + \Delta H_2$	233,73	52,32	227,79	336,56
7	Perte de charge δ (m) $\delta = 9,48V_F^2$	11,91	0,024	7,68	0,38
8	Pression dans la conduite sans δ (m) Aller = $Z - \Delta H_1 - \delta$. Retour = $Z + \Delta H_2 + \delta$.	221,8	52,30	235,47	336,94
9	Vitesse finale choisit (m/s)	1,1	0,05	-0,9	-0,2
10	Vitesse moyenne V_{moy}	/	0,575	-0,425	-0,55
11	Vitesse choisit (m/s)	1,1	0,05	-0,9	-0,2
12	Désignation des points	1R	2P	4P	6P

Caractéristiques finales du réservoir d'air

L'examen de la 4^{ème} colonne du tableau (VIII-3) montre que l'air peut occuper un volume maximal de $0,359 \text{ m}^3$, comme il est nécessaire qu'il reste toujours de l'eau dans le réservoir, nous avons pris un volume total de la cloche égal à $0,395 \text{ m}^3$ dans laquelle l'air n'occupera que $0,103 \text{ m}^3$ en marche normale.

Selon l'épure de Bergeron (figure VIII-9), on a les faits suivants :

Pendant la phase de dépression, le volume d'air $U_0 = 0,103 \text{ m}^3$ passe à $0,359 \text{ m}^3$ à la fin, avec une dépression maximale de 52,30 m.

Pendant la phase de surpression, le volume d'air $U_0 = 0,103 \text{ m}^3$ passe à $0,0778 \text{ m}^3$ avec une surpression maximale de 336,94 m.

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.

Tableau VIII.4: Résultats des différentes méthodes de dimensionnement des protections

	Meunier et Puech	Dubin et Gueneau	Bergeron
Pression minimale (m)	110,65	/	52,30
surpression / H_0 (m)	/	16,6	115,34
$U_{\max}$ (m^3)	0,19	/	0,359

Pour que la conduite soit protge sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir d'air d'un volume de $\zeta = 0,395 \text{ m}^3$, avec un volume d'air en fonctionnement normale

$$U_0 = 0,103 \text{ m}^3.$$

La canalisation de branchement entre le réservoir d'air et la conduite de refoulement sera quipe d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens réservoir d'air – conduite (dépression), by passe par un diaphragme à bord vif dont le diamètre optimum sera de 53,93mm dans le sens conduite –réservoir (surpression) l'eau passe par ce diaphragme.

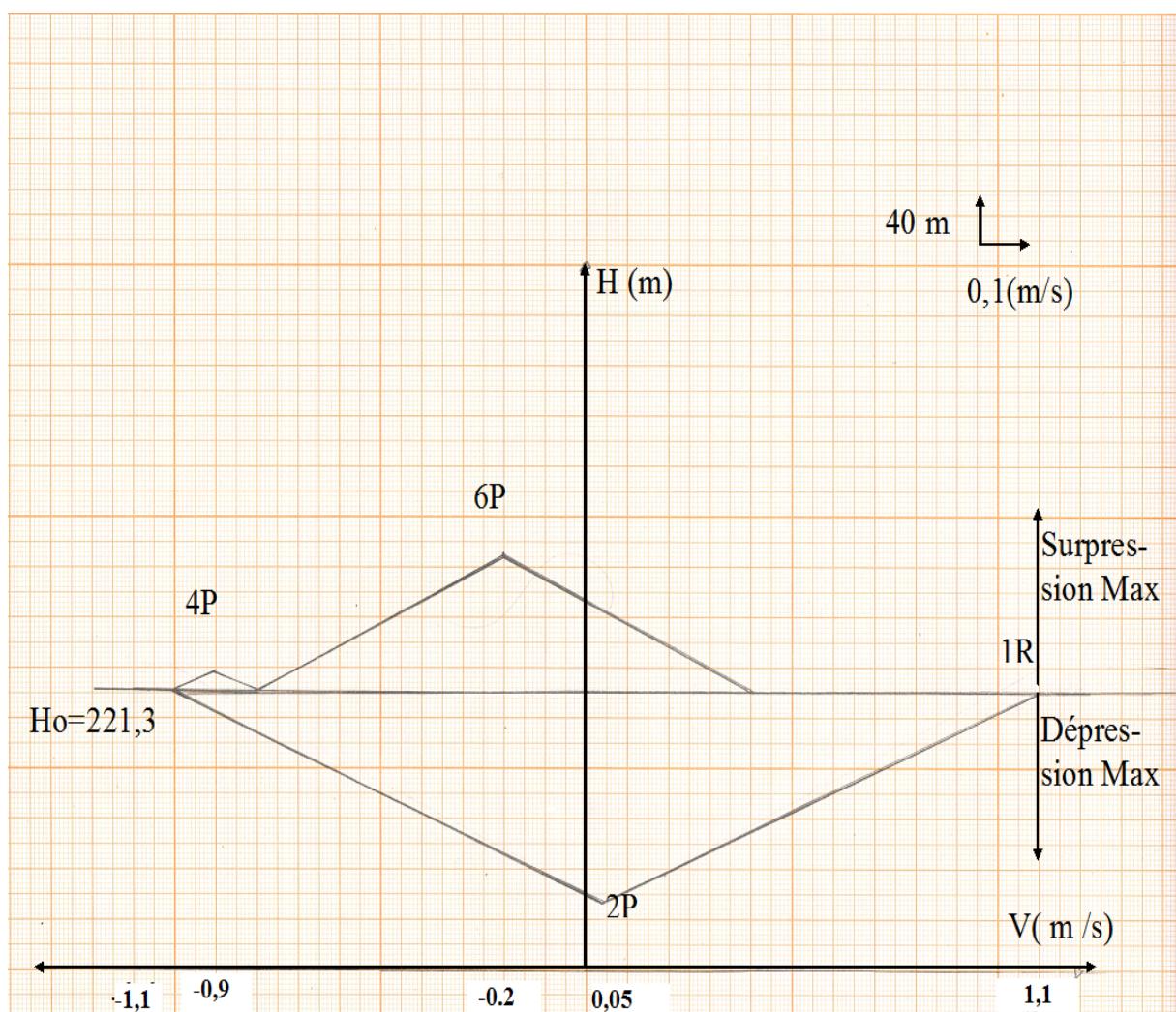


Figure VIII.9: Epure de Bergeron de la conduite reliant la SR1 et le réservoir de la SR2

VIII.10. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant le réservoir R1 de la SR1 au réservoir R2 contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à proximité de la SP_1 et aura un volume total de $0,395\text{m}^3$.

Conclusion général

Au terme de ce mémoire «Renforcement de la chaine d'adduction en eau potable de la commune de Bouzguène à partir de Oued Boubhir ». Ce projet a nécessité la mobilisation des forages avec un débit de 20 l/s implantés sur la rive droite de l'oued Boubhir et le captage sur la conduite d'Azeffoun qui assure le transfert des eaux du barrage de Sidi Khelifa avec un débit 60 l/s pour combler ce déficit.

Notre étude a aboutie aux conclusions suivantes :

Les ressources en eaux souterraine (forage) et du barrage couvrent les différents besoins de la population qui sont estimés à 134 l/s.

Pour le matériau utilisé, le choix s'est porté sur le PEHD vu les avantages qu'il présente (La résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue, amortie le coup de bélier... etc.) et la fonte ductile C40 pour sa résistance aux fortes pressions. L'adduction sera composée d'une partie refoulement et d'une autre gravitaire :

- Longueur totale des conduites de refoulement en PEHD est de 8500 ml avec des diamètres de 200 mm et 250 mm, et en fonte ductile d'une longueur de 7000 ml.
- Longueur totale des conduites gravitaire en PEHD est de 8000 ml, avec de diamètre de 250 mm, une conduite en fonte ductile d'une longueur de 2000 ml avec de diamètre de 200 mm.

Vu l'importance de la chaine d'adduction, nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter 6 réservoirs.

Un réservoir de transit (R_1) de la SR_1 d'une capacité de (700 m^3), (R_2) De la SR_2 capacité de (700 m^3), (R_3) de d'une capacité de (700 m^3), (R_4) de la SR_4 d'une capacité de (500 m^3), (R^+) d'une capacité de (300 m^3) et un réservoir de stockage (RT) d'une capacité de (700 m^3).

Pour le choix des pompes, nous avons utilisé Caprari ce qui nous a donné les résultats ci-dessous :

- Pour acheminer l'eau de forage vers la SR_1 une pompe monocellulaire branchées en parallèle plus une autre de secours de type PM 80 /4A à 4 étages, pour relever un débit de $86,4\text{ m}^3/\text{h}$, à une hauteur manométrique de 191,55 m.

- Pour (SR₁) vers le réservoir transit (R₂) : une pompe monocellulaire de type PM 150/8A à 8 étages, pour relever un débit de 259,2 m³/h, à une hauteur manométrique de 223,7 m, plus une autre de secours.
- De (SR₂) vers le réservoir transit (R₃) : Deux pompes multicellulaire de type PM 100/5B à 5 étages, pour relever un débit de 259,2m³/h, à une hauteur manométrique de 239,57 m, plus une autre de secours.
- De (SR₃) vers le réservoir transit (R₄) : Deux pompes multicellulaire de type PM 100/5B à 5 étages, pour relever un débit de 259,2m³/h, à une hauteur manométrique de 303,57 m, plus une autre de secours.
- De (SR₄) vers le réservoir de tête (RT) : Une pompe monocellulaire de type MEC-MR80 3/2 à 2 étages, pour relever un débit de 133,2m³/h, à une hauteur manométrique de 100,76 m, plus une autre de secours.

La protection de la conduite reliant la SR1 et le réservoir R2 de la SR2 se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume 395 l.

.

Annexe 01 : Paramètres physicochimiques (OMS 1986)

Paramètres	Unités	Niveau de guide	Concentration Maximale admissible
Température	0°C	12	25
PH	Unité PH	6,5<PH<8,5	9,5
Conductivité	Us/cm	400	1250
Chlorure	mg/l	25	200
Sulfates	mg/l	25	250
Calcium	mg/l	100	/
Magnésium	mg/l	30	50
Sodium	mg/l	20	100
Potassium	mg/l	10	12
Ammonium	mg/l	0,05	0,5
Nitrite	mg/l	0,01	0,1
Nitrate	mg/l	25	50
Fer	mg/l	50	200
Fluor	mg/l	400	5000
Chlore résiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphore	mg/l	700	1500
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F	35	/
	mg/l Ca Co ₃	350	

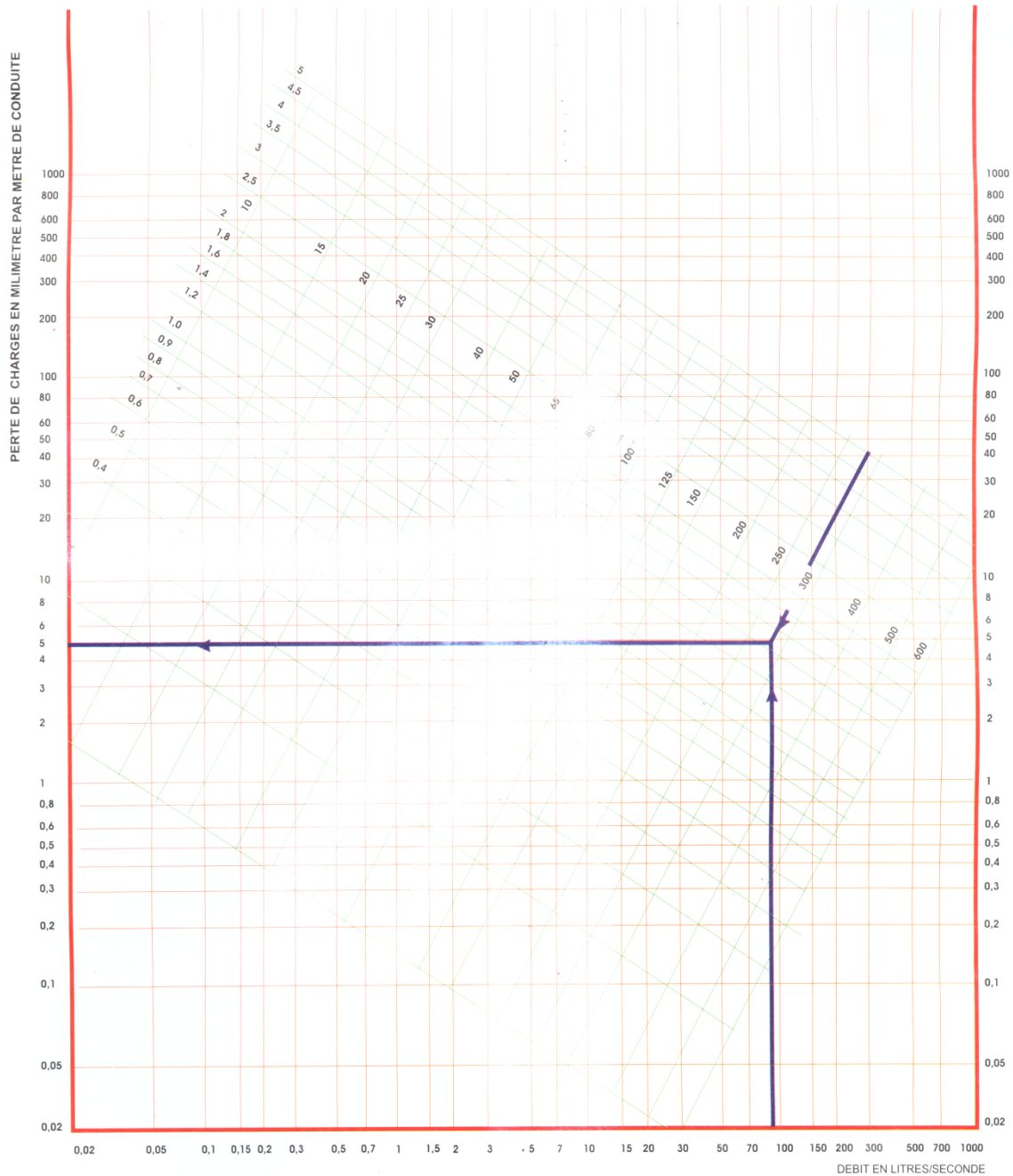
Paramètres bactériologiques (OMS 1986)

Paramètres	Eau non traitée	Eau a la distribution
Germes totaux à 37°C	5 mg/l	2
Germes totaux à 22° C	100	200
Coliformes	3	0/100
Echérichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Colistridium sulfo réducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrios chlérique	0	0

Annexe 2 :

Abaque des pertes de charge

ABAQUE POUR CALCUL DES PERTES DE CHARGE
DANS LES TUYAUX D'ADDUCTION ET DISTRIBUTION D'EAU
EN POLYETHYLENE



Annexe 3 :

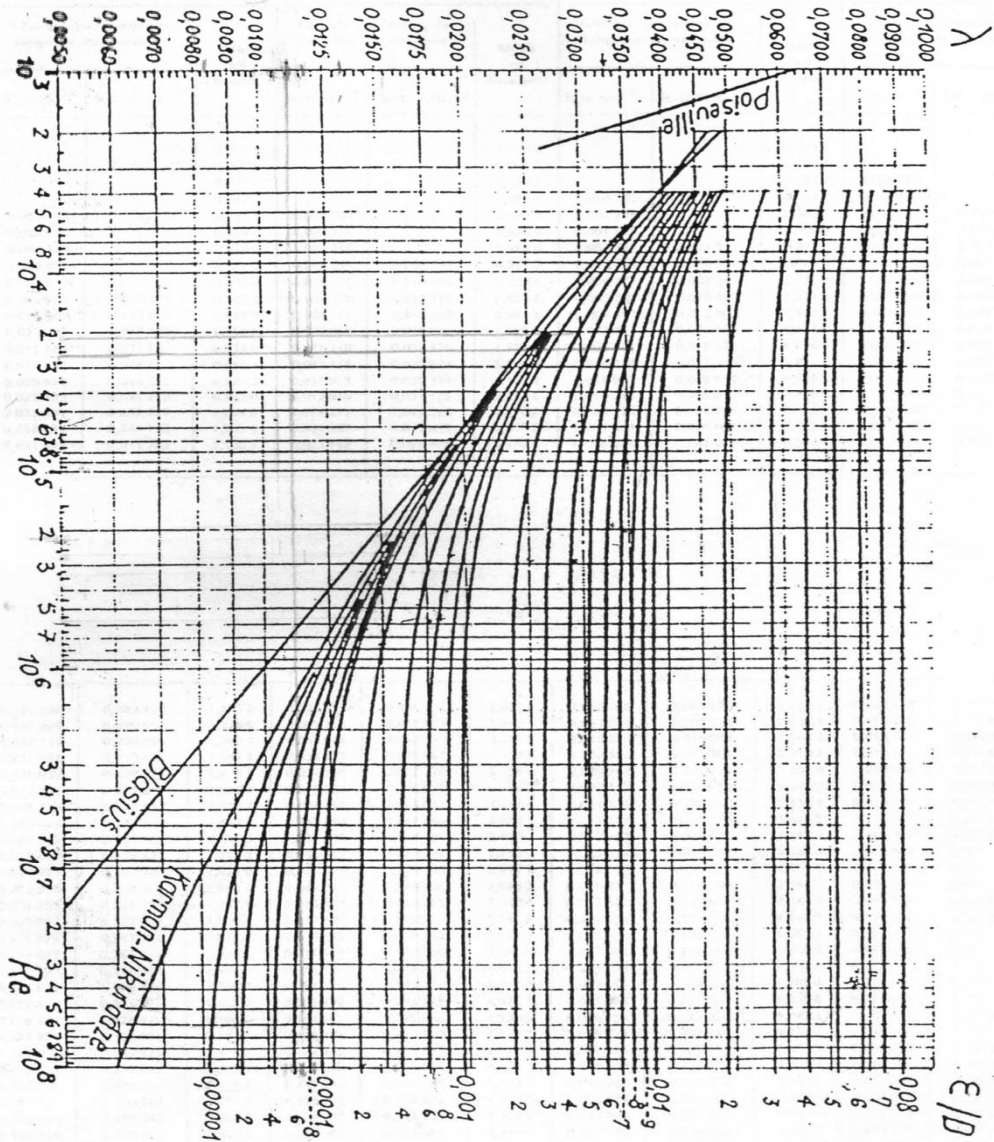
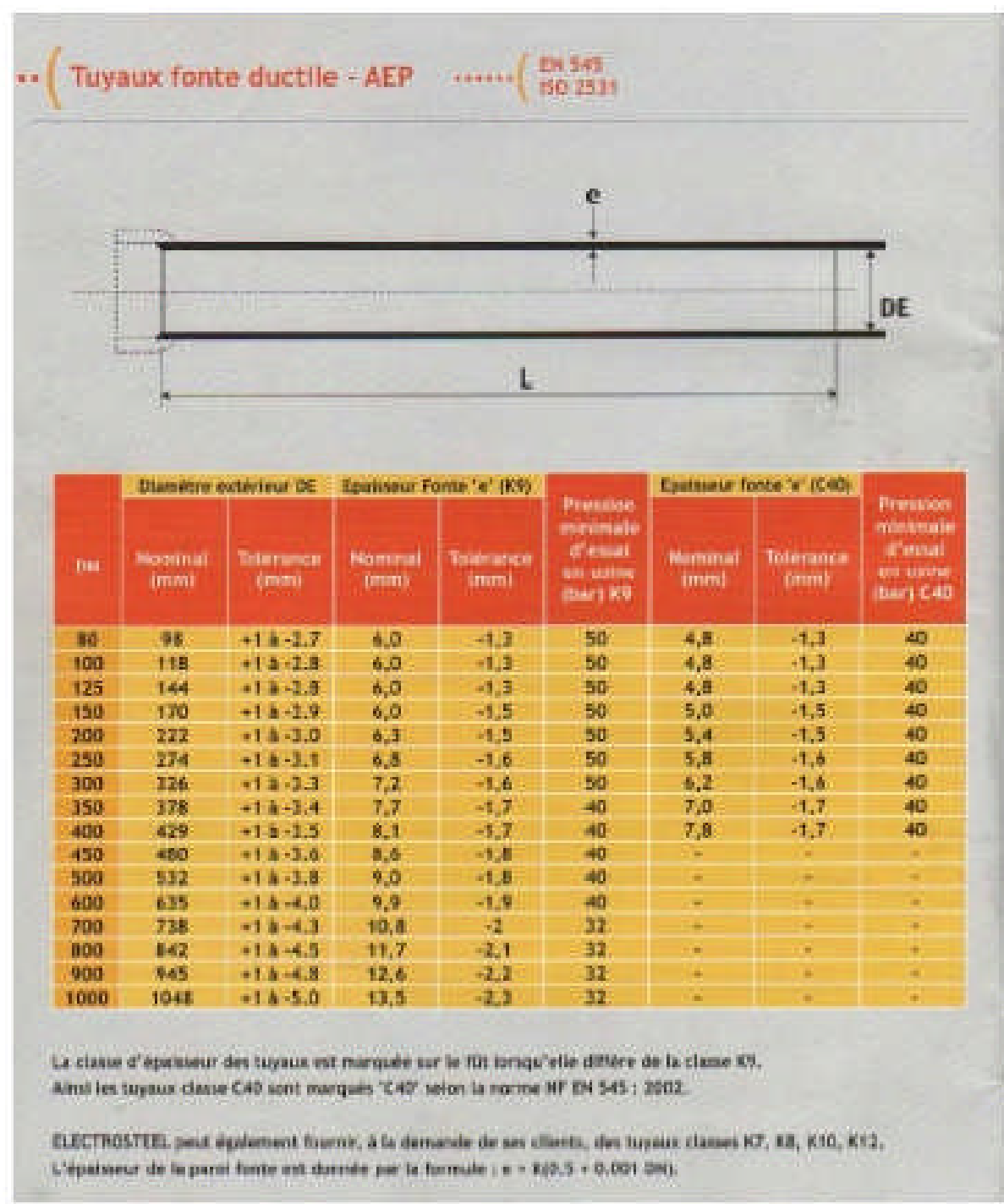


Diagramme de MOODY

annexe 4 :

Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)



Annexe 5.

Diamètre des conduites (mm)	Pression (bar)	Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DN/mm)
50	60	6	2100,00
80	60	6	2600,00
100	60	6,1	3000,00
125	60	6,2	3025,00
150	60	6,3	3500,00
200	60	6,4	5157,00
250	60	6,8	7148,00
300	40	7,2	9130,00
350	40	7,7	9335,00
400	40	8,1	9539,00
500	40	9	10307,00

Annexe 6 :

GAMME DE PRIX
TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100) -
 Selon la Norme ISO 4427

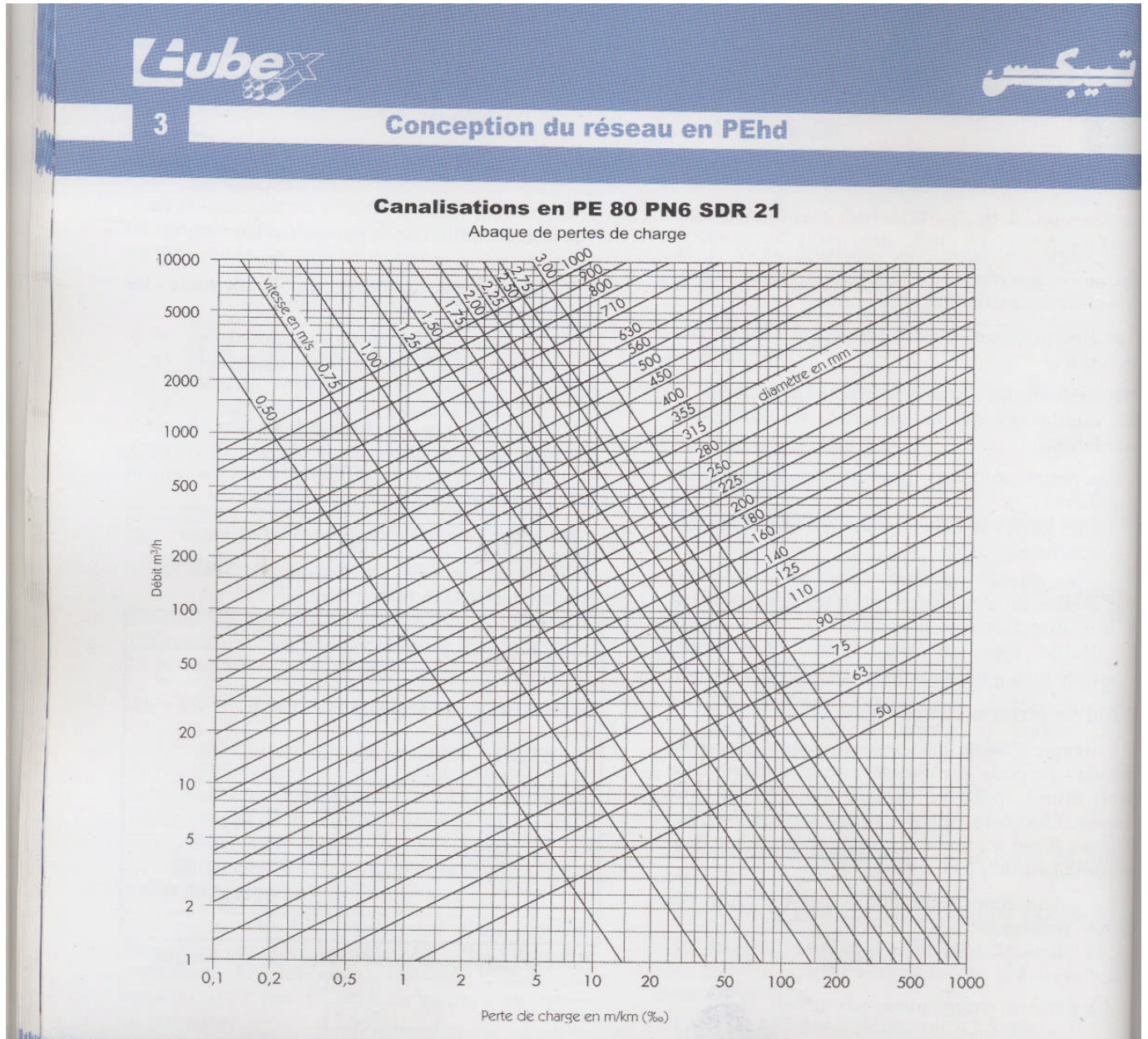
TUBES PEHD : PN 06					TUBES PEHD : PN 10						
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML		Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	-	-	-	PE80		Ø20	-	29.96	35,05	PE80
P35I3003	Ø25	-	35.19	41,17	PE80	P35I3004	Ø25	2.5	40.30	47,15	PE80
P35I3006	Ø32	-	50.90	59,55	PE80	P35I3007	Ø32	2.5	59.60	69,73	PE80
P35I3019	Ø40	2.0	65.00	76,05	PE80	P35I3010	Ø40	3.0	91.10	106,58	PE80
P35I3012	Ø50	2.4	95.80	112,08	PE80	P35I3013	Ø50	3.7	141.30	165,32	PE80
P35I3015	Ø63	3.0	150.75	176,37	PE80	P35I3016	Ø63	4.7	220.82	258,36	PE80
P35I3018	Ø75	3.6	213.54	249,84	PE80	P35I3019	Ø75	5.6	313.05	366,27	PE80
P35I3022	Ø90	4.3	252.60	295,54	PE100	P35I3023	Ø90	5.4	374.84	438,56	PE100
P35I3025	Ø110	4.0	366.70	429,03	PE100	P35I3026	Ø110	6.6	559.71	654,86	PE100
P35I3040	Ø125	-	474.80	555,51	PE100	P35I3028	Ø125	7.4	711.41	832,35	PE100
P35I3030	Ø160	5.8	781.68	914,56	PE100	P35I3031	Ø160	9.5	1 167.15	1 365,56	PE100
P35I3044	Ø200	7.2	1 224.63	1 432,81	PE100	P35I3033	Ø200	11.9	1 823.92	2 133,98	PE100
P35I3050	Ø250	9.1	1 883.10	2 203,22	PE100	P35I3035	Ø250	14.8	2 840.10	3 322,91	PE100
P35I3042	Ø315	11.4	3 015.60	3 528,25	PE100	P35I3041	Ø315	18.7	4 340.78	5 078,71	PE100
P35I3039	Ø400	14.5	4 810.30	5 628,05	PE100	P35I3038	Ø400	23.7	7 158.55	8 375,51	PE100
P35I3051	Ø500	19.1	8 360.00	10 097,01	PE100	P35I3049	Ø500	29.7	10 953.10	12 815,12	PE100
P35I3052	Ø630	24.1	13 350.00	15 619,5	PE100	P35I3048	Ø630	37.4	20 050.00	23 458,50	PE100

TUBES PEHD : PN 16					TUBES PEHD : PN 20						
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML		Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	2.3	37.45	43,81	PE80	P35I3101	Ø20	2.3	40.02	46,82	PE100
P35I3005	Ø25	2.8	53.45	62,53	PE80	P35I3102	Ø25	3.0	56.10	65,63	PE100
P35I3008	Ø32	3.6	84.10	98,39	PE80	P35I3103	Ø32	3.6	86.55	101,26	PE100
P35I3011	Ø40	4.5	127.30	148,94	PE80	P35I3104	Ø40	4.5	134.90	157,83	PE100
P35I3014	Ø50	5.6	204.40	239,14	PE80	P35I3105	Ø50	5.6	211.27	247,18	PE100
P35I3017	Ø63	7.1	320.18	374,61	PE80	P35I3106	Ø63	7.1	356.36	416,94	PE100
P35I3020	Ø75	8.4	450.72	527,34	PE80	P35I3107	Ø75	8.4	470.90	550,95	PE100
P35I3024	Ø90	8.2	548.80	642,09	PE100	P35I3108	Ø90	10.1	660.10	772,31	PE100
P35I3027	Ø110	10.0	810.37	948,13	PE100	P35I3109	Ø110	12.3	965.83	1 130,02	PE100
P35I3029	Ø125	11.4	1 052.25	1 231,13	PE100	P35I3110	Ø125	14.0	1 266.06	1 481,29	PE100
P35I3032	Ø160	14.6	1 707.64	1 997,93	PE100	P35I3111	Ø160	17.9	2 050.10	2 398,61	PE100
P35I3034	Ø200	18.2	2 690.60	3 148,00	PE100	P35I3112	Ø200	22.4	3 216.54	3 763,35	PE100
P35I3036	Ø250	22.7	4 100.72	4 797,84	PE100	P35I3113	Ø250	27.9	4 998.40	5 848,12	PE100
P35I3043	Ø315	28.6	6 366.15	7 448,39	PE100	P35I3114	Ø315	35.2	7 795.14	9 120,31	PE100
P35I3045	Ø400	36.3	10 292.10	12 041,75	PE100	P35I3115	Ø400	44.7	12 547.24	14 680,27	PE100
P35I3053	Ø500	45.4	15 565.00	18 211,05	PE100	P35I3054	Ø500	55.8	19 900.00	23 283,00	PE100
P35I3047	Ø630	57.2	26 420.00	30 911,40	PE100		Ø630	-	-	-	PE100

N.B.:

- * Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ml.
- * Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ml.
- * Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ml.

Annexe 7 :



PM 80/ 4 A

Caractéristiques requises

Débit	86,4 m³/h
Hauteur de refoulement	192 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	87,7 m³/h
Hauteur de refoulement	193 m
Puissance absorbée	60,9 kW
Rendement	75,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	242 m
Orif. de refoulement	DN 80 (UNI PN 40)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	690 V
Vitesse nominale	2960 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	75 kW
Intensité nominale	93,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

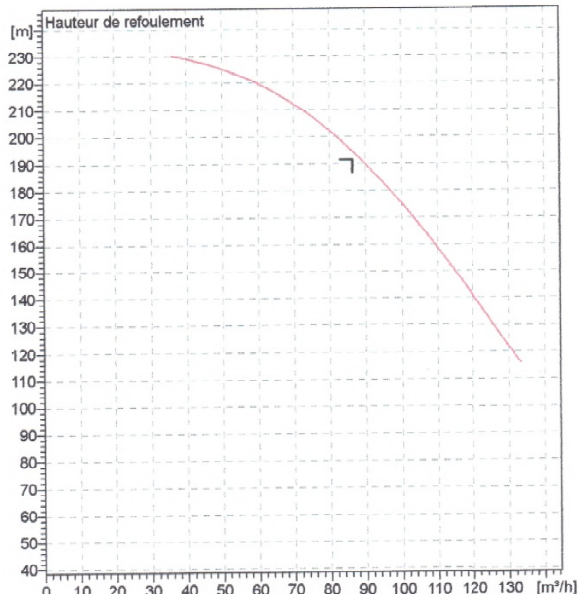
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	0,998 kg/dm³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	174 kW

Caractéristiques générales

Poids	758 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupes	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



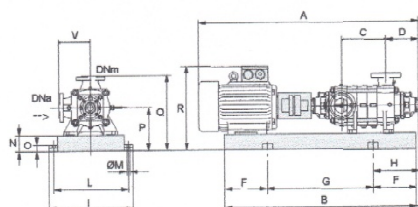
Caractéristiques de fonctionnement

ISO 9906 GRADE 2

Q [m³/h]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1873
B = 1546
C = 310
D = 274
DNa = DN100 (UNI PN8-25)
DNm = DN 80 (UNI PN 40)
E = 185
F = 250
G = 1046
H = 435
I = 670
L = 620
M = 20
N = 140
O = 45
P = 420
Q = 665
R = 836
V = 245



Notes:

Date 24.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PM 150/ 8 B
Caractéristiques requises

Débit	259 m³/h
Hauteur de refoulement	224 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	265 m³/h
Hauteur de refoulement	224 m
Puissance absorbée	205 kW
Rendement	79,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	284 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1490 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	250 kW
Intensité nominale	421 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

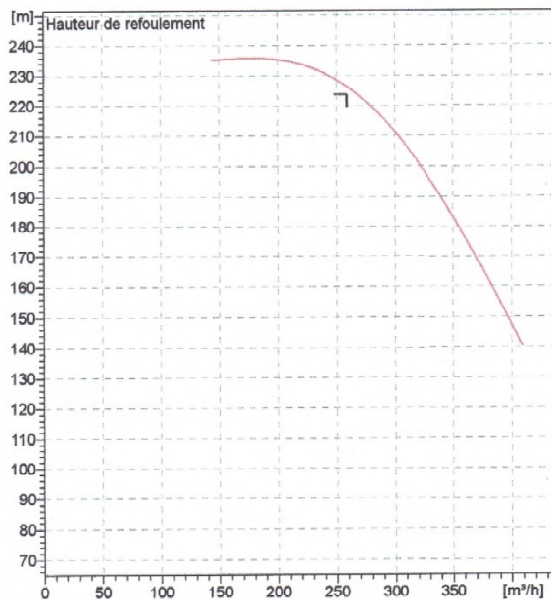
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	0,998 kg/dm³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	348 kW

Caractéristiques générales

Poids	2848 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etouppe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

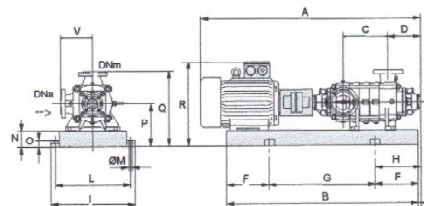

Caractéristiques de fonctionnement

ISO 9906 GRADE 2

Q [m³/h]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 3459
 B = 2867
 C = 1110
 D = 351
 DN_a = 200/PN8-25
 DN_m = DN 150 (UNI PN40)
 E = 236
 F = 400
 G = 2067
 H = 636
 I = 870
 L = 820
 M = 20
 N = 180
 O = 42
 P = 535
 Q = 905
 R = 1080
 V = 370



Notes:

Date 24.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PM 100/ 4 B
Caractéristiques requises

Débit	259 m³/h
Hauteur de refoulement	240 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	139 m³/h
Hauteur de refoulement	241 m
Puissance absorbée	117 kW
Rendement	77,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	293 m
Orif. de refoulement	DN 100 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	690 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	132 kW
Intensité nominale	221 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

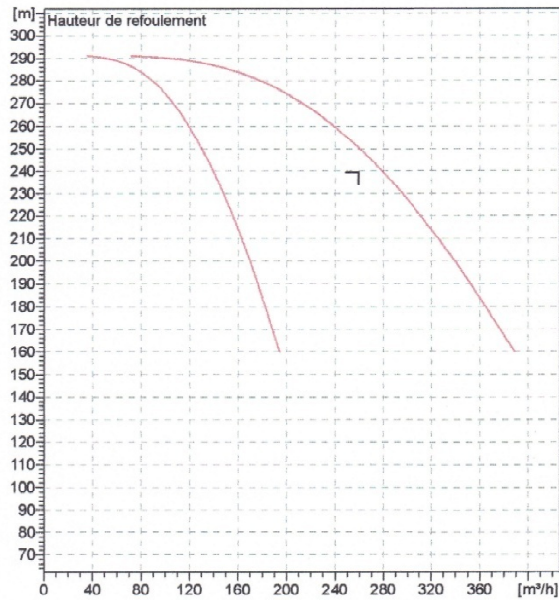
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	0,998 kg/dm³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	232 kW

Caractéristiques générales

Poids	1164 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

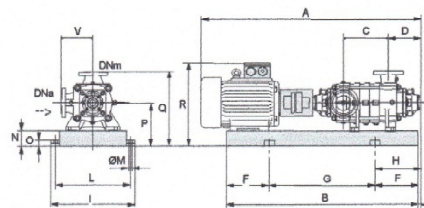

Caractéristiques de fonctionnement

ISO 9906 GRADE 2

Q [m³/h]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2325
 B = 1719
 C = 320
 D = 263
 DNa = DN125 (UNI PN8-25)
 DNm = DN 100 (UNI PN40)
 E = 190
 F = 300
 G = 1119
 H = 490
 I = 760
 L = 710
 M = 22
 N = 160
 O = 50
 P = 475
 Q = 745
 R = 982
 V = 270


Notes:

Date 24.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PM 100/ 5 B

Caractéristiques requises

Débit	259 m³/h
Hauteur de refoulement	304 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	136 m³/h
Hauteur de refoulement	304 m
Puissance absorbée	145 kW
Rendement	77,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	366 m
Orif. de refoulement	DN 100 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	690 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	160 kW
Intensité nominale	266 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

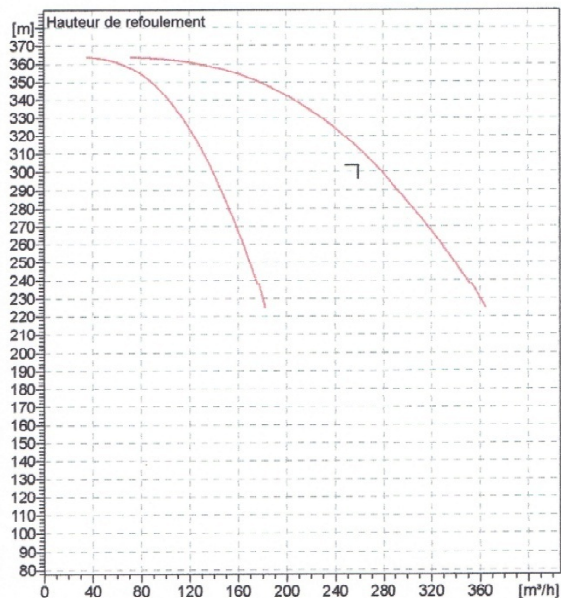
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	0,998 kg/dm³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	232 kW

Caractéristiques générales

Poids	1302 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



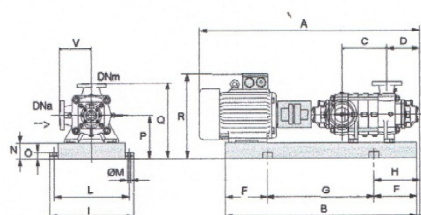
Caractéristiques de fonctionnement

ISO 9906 GRADE 2

Q [m³/h]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

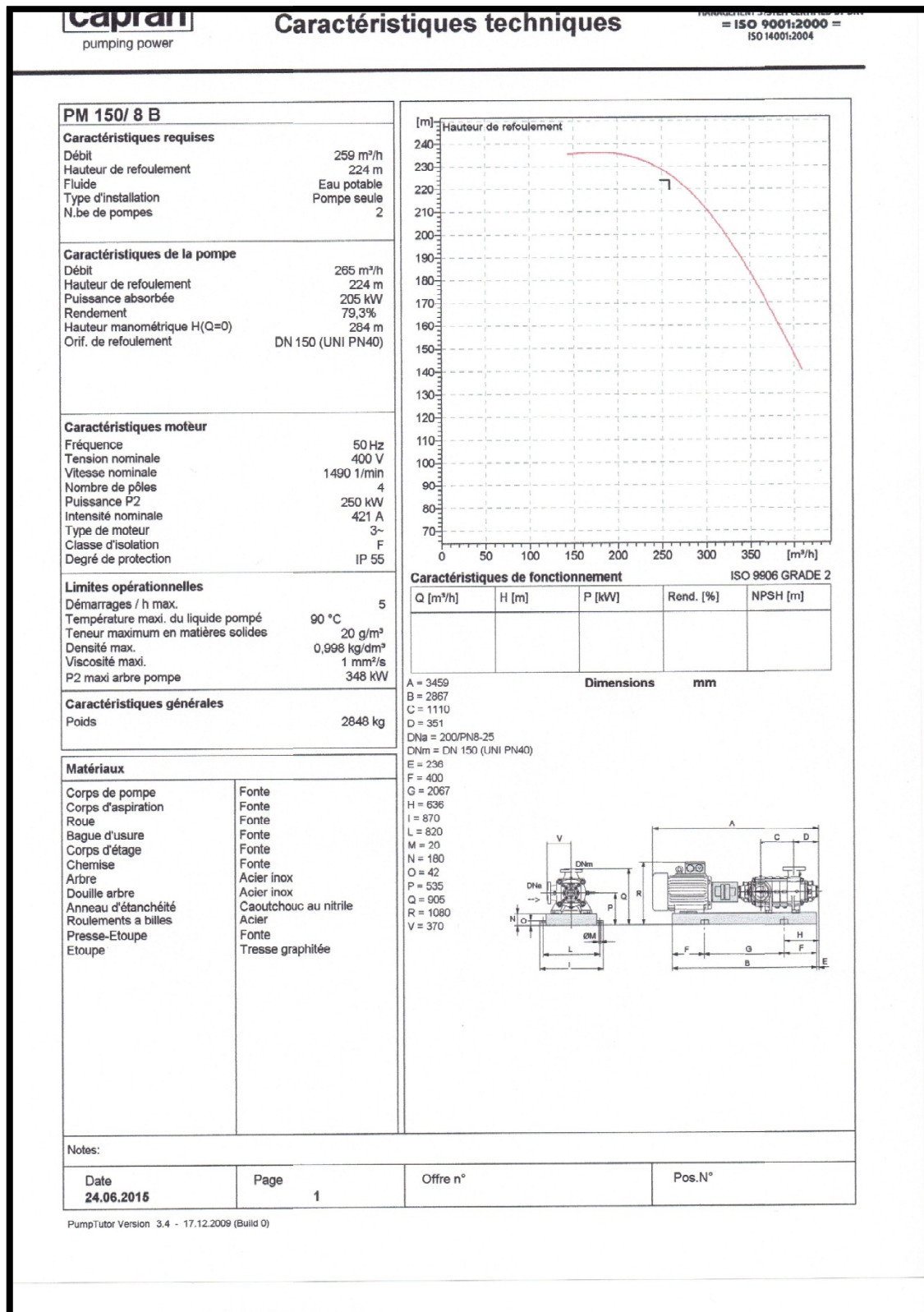
A = 2400
B = 1845
C = 395
D = 293
DNa = DN125 (UNI PN8-25)
DNm = DN 100 (UNI PN40)
E = 190
F = 300
G = 1245
H = 490
I = 760
L = 710
M = 22
N = 160
O = 50
P = 475
Q = 745
R = 982
V = 270

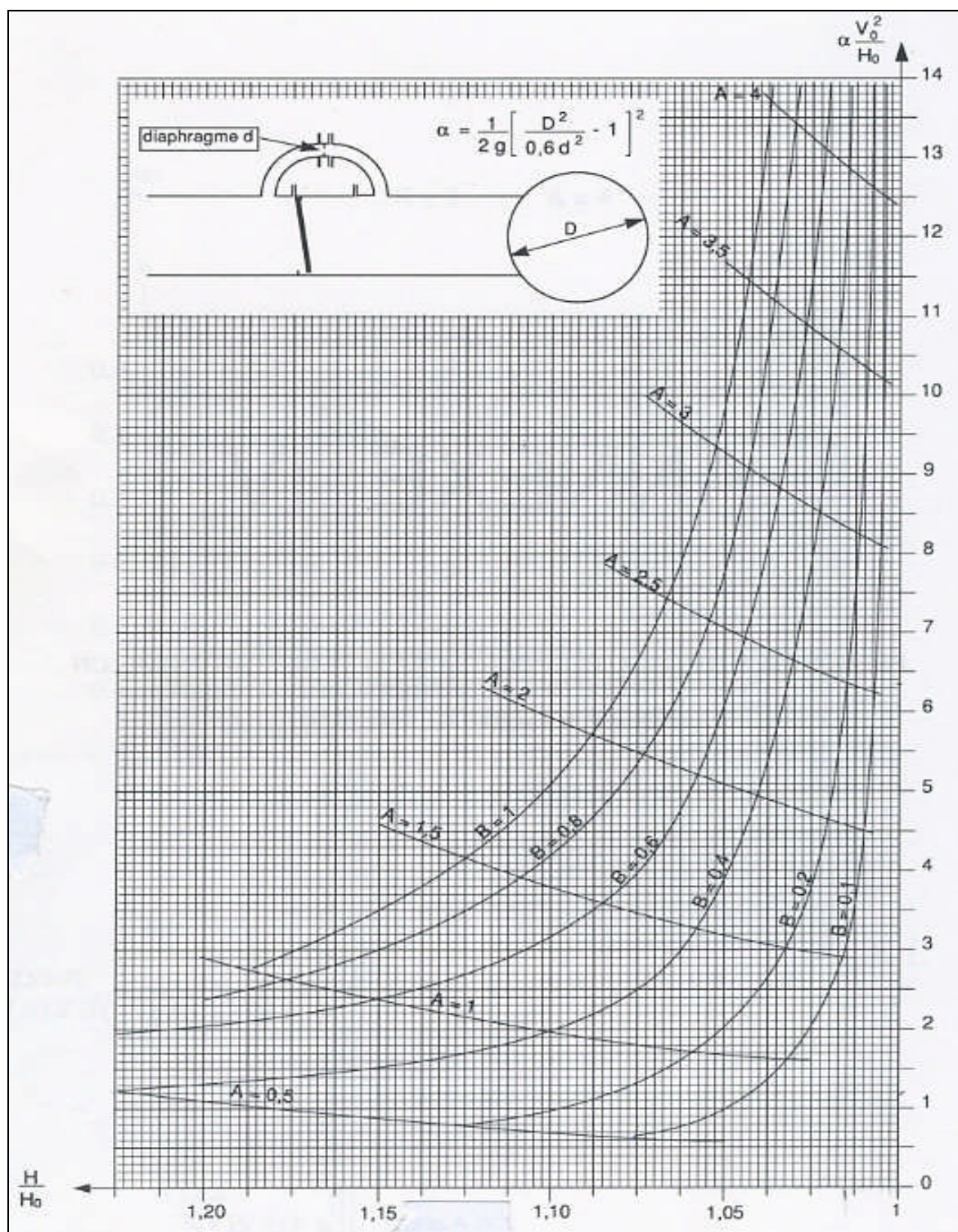


Notes:

Date 24.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe 8 :





Bibliographie

Ouvrages :

Anonyme : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE).

Bonnin J., 1986, «Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance», Edition Eyrolles Paris.

Dupont A., 1979, «Hydraulique urbaine Tome2» : Ouvrage de transport- Élévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles Paris.

Godart H 1995 ; Adduction et distribution d'eau. Edition 5. (Page 26).

Michel A. Morel, 1994, Exercices de mécanique des fluides.

PDAU : Plan d'aménagement et d'urbanisme de la commune de Bouzguéne.

Thèse :

Ait Ahcen M., 2008 : Alimentation en eau potable du flan nord de la Wilaya de Tizi Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon).

Ecole nationale supérieure de l'hydraulique Abdellah Arbaoui.

Ait Oufella H., 2014 : Alimentation en eau potable des huit centres de la commune d'el ach a partir du forage d'el medjez. (Ingénieur d'état a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou).

Hamoudi H ; 2012 : Contribution à l'étude de l'AEP des villages Chaabet Ikhlef, El Madjen, Ben Haroun et Ain Cheriki (Bouira). Raccordement au système de transfert des eaux à partir du barrage de Koudiet Acerdoune (Bouira) Ingénieur d'état à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Kermla H ; 2012 : Contribution à l'étude de l'AEP des communes de Souk el khemis et El Mokrani à partir du barrage Koudiet Acerdoune (Bouira). . (Ingénieur d'état a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou).

Bibliographie

Oubraham N ; 2011 : Réhabilitation du réseau d'AEP des deux villages Ben Hamza et Ouled Hmida de la commune de Baghlia. Ingénieur d'état à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Tassadit M., 2008 : Contribution à l'étude de renforcement et de la réhabilitation de la chaîne d'adduction de la commune de Béni Yenni. Ingénieur d'état à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Yousfi M ; 2008: Contribution à l'étude de renforcement et de réhabilitation d'un réseau d'adduction d'eau. Exemple des communes de Ouaguenoun et d'Ait Aissa Mimoun (Tizi Ouzou). Ingénieur d'état à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Zamoum D ; 2014: Contribution à l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune de Zemmouri, à partir de la station de dessalement de Cap-Djinet (Boumerdès). Ingénieur d'état à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Bibliographie
