

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil**



Mémoire fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme Master 2 en Génie Civil
Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements.**



Présenté par :
M^{elle} Si Tahar Ouiza

Proposé par : DHW de TIZI-OUZOU

Encadré par :
Mr. DAHMOUS. H

Promotion: 2018/2019



Remerciements

Avant tout, je tiens à remercier le bon Dieu de m'avoir accordé courage et patience pour mener à terme ce travail.

*Je remercie également mon promoteur **Mr H. DAHMOUS** de m'avoir encadré, guider et accompagner dans ce travail ainsi que sa compréhension, ses précieux conseils, son humour et surtout pour sa patience.*

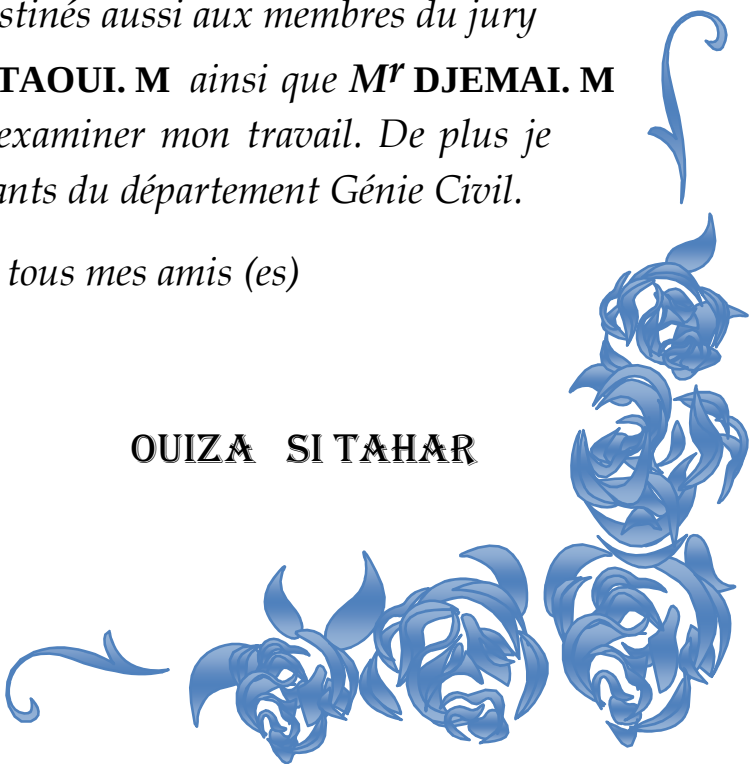
Je témoigne ma reconnaissance aussi à tous les enseignants du Spécialité Construction Hydrauliques et Aménagement qui ont participés dans ma formation.

*Comme je remercie **Mr. DJOUDER, Mr. M. HATEM** de m'avoir proposé ce thème, pour leurs aide au sein de la direction de la wilaya de Tizi-Ouzou, ainsi que **Mr ZAIDI** le vice-président de l'APC de Souk el Tenine et tout le personnel pour leurs aide.*

*Mes remerciements sont destinés aussi aux membres du jury **M^{me} HAMMOUM et Mr KHATTAOUI. M** ainsi que **Mr DJEMAI. M** de m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail. De plus je remercie tous les enseignants du département Génie Civil.*

Sans oublier tous mes amis (es)

OUIZA SI TAHAR





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*À la lumière de mes jours, la source de
mes efforts, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.*

*À mon exemple éternel, mon soutiens moral et source de joie, celui qui
s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, paix à ton âme mon père.
Et je tiens à remercier également, pour les efforts et les sacrifices qu'ils
ont faits pour mon éducation.*

Je le dédie aussi :

A mes frères, Mehamed, Amar, Saïd.

A mes sœurs, Zohra, Fazia, Nouara, Nadia, Saliha .

A toute la famille Si Tahar.

A mes copines, Fatima, Sabrina, Fazia, Djamila.

A tous mes amis : Marcel, Karim.

A tous ceux que me connaisse, j'estime et j'aime.

Ouïza

Liste Des Abréviations

AEP : l'alimentation en eau potable.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

A.P.C : Assemblée Populaire Communale.

DHW : Direction d'Hydraulique de Wilaya.

Hg : Hauteur géométrique(m).

Hmt : Hauteur manométrique(m).

V₀ : Vitesse moyenne d'écoulement.

S : Section de la conduite.

Q : débit refoulé dans la conduite en (m³/s).

Q max j : débit maximum journalier en m³/j

Q min j : débit minimum journalier en m³ /j

Q moy : Consommation moyenne journalière en eau potable (l/s)

Q moy j : débit moyen journalier en m³ /j

Q moy, h : débit moyen horaire en m³/h

e : Epaisseur de la paroi(mm).

CR : Côte Radier(m).

CTP : Côte Trop Plein

ACL: Agglomération Chef-Lieu.

T °C : Température.

D: Diamètre.

Dext: Diamètre extérieur.

Dint : Diamètre intérieur.

DN : Diamètre Nominal.

DA : Dinar Algérien.

Max : Maximum.

Moy : Moyenne.

Min : Minimum.

Fam : frais d'amortissement.

A : coefficient d'annuité.

i: Taux d'annuité annuel.

n: nombre d'années d'amortissement.

Pue : Prix d'un kilo-watt-heur.

λ : Coefficient de pertes de charge.

j : Pertes de charge linéaire.

Re : nombre de Reynolds.

ϵ : La rugosité.

J_s : pertes de charge singulières.

J_t : pertes de charge totale.

P_{abs} : la puissance absorbée par la pompe.

η : rendement de la pompe en.

E : l'énergie consommée par la pompe.

F_t : Le bilan des frais.

B : la valeur de coup de bélier.

a : La célérité des ondes du bélier.

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.

ρ : Masse volumique de l'eau.

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

P_{max} : la pression maximale.

P_{min} : la pression minimale.

PP : Point de Piquage.

N_d : Niveau dynamique.

SR : Station de Reprise.

PE : Polyéthylène.

PVC : Chlorure de polyvinyle.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PVC : Chlorure de polyvinyle.

NGA : Nivellement générale Algérien.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NPSH_d : Charge nette d'aspiration Disponible.

NPSH_r : Charge nette d'aspiration Requise.

N_s : Niveau Statique.

NTU : Néphélométrie Turbidity Unit.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Figure I.1: Cartes de situation de la zone d'étude	4
Figure I.2 : cartes des altitudes.....	6
Figure I.3 : carte des pentes.....	7
Figure I.4 : géologie de la région de Souk El Tenine.....	10
Figure I.5 : Courbe Précipitation moyennes mensuelles (2005-2016)	11
Figure I.6 : représentation graphique des températures moyennes, maximales et minimales de Souk El Tenine 1997-2006.....	13
Figure I.7 : photo de glissement de terrain.....	14
Figure I.7: Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gausson	15
Figure I.9 : Répartition de la population occupée par branches d'activité économique	20
Figure 1.10 : Carte de réseau d'assainissement.....	21
Figure I.11 : Carte des POS Actuelle	22
Figure I.12 : Carte du réseau d'AEP Actuelle.....	23

Chapitre II : Estimation des besoins

Figure II.1 : évolution de la population pour déferents horizons	27
--	----

Chapitre III : Ressources en eau

Figure III.1 : tracé de la nouvelle adduction sur carte d'état (source DREW).....	37
---	----

Chapitre IV : Pose et protection des conduites

Figure IV.1 : pose des conduites en terre	40
Figure IV.2 : pose en mauvais terrains.....	40
Figure IV.4: Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées.....	41
Figure IV.5 : pose des conduites en galeries	42
Figure IV.6 : traversée d'un cours d'eau.....	42
Figure IV.7: Passage des ponts	43
Figure IV.8 : butée et amarrage.....	44

Figure IV .9 : pose en tranchée	45
Figure IV.10 : réalisation des fouilles	46
Figure IV.11 : lit de pose de la conduite	47
Figure IV.12 : remblayage de la fouille	48
Figure IV.13 : l'entartrage.....	50
Figure IV.14 : la corrosion dans les conduites	51

Chapitre V : Etude de l'adduction

Figure V.1: Adduction gravitaire	55
Figure V.2: Adduction par refoulement	55
Figure V.3 : conduits de PEHD.....	58
Figure V.4 : bout à bout « boteuse »	60
Figure V.5 : Raccordement par accessoires électro-soudable.....	60
Figure V.6 : raccordement par accessoires à compressions	61
Figure V.7 : Robinet vanne à opercule.....	63
Figure V.8 : Vanne papillon.....	63
Figure V.9 : la ventouse	64
Figure V.10 : clapet à double battant	64
Figure V.11 : clapet à simple battant.....	65
Figure V.12: clapet à simple battant (à brides)	65
Figure V.13 : Présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans la conduite d'adduction	73

Chapitre VI : Dimensionnement des réservoirs

Figure VI -1 : Schéma général des phases de production et de distribution d'un AEP	80
Figure VI -2: Réservoir semi enterré cylindrique	82
Figure VI.3: Illustration de la variété des réservoirs surélevés en termes de forme, taille et hauteur	83

Figure VI .4 : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....	85
Figure VI .5 : Emplacement du réservoir en altitude	85
Figure VI.6 : Conduites de la distribution et de vidange.....	87
Figure VI.7 : Equipements hydrauliques d'un réservoir	89
Figure VI.8 : Schéma d'un réservoir au sol.....	90
Figure VI.9 : la courbe d'apport et consommation journalière	93
Figure VI .10 : capacité graphique de réservoir de transit RT	99
Figure VI .11 : Capacité graphique de réservoir de FEKRANE R ₁	103
Figure VI .12: Capacité graphique de réservoir FEKRANE R ₂	105
Figure VI .13 : Capacité graphique de réservoir de Tighilt Mahmoud R ₃	107

Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure VII.1: Coup de bélier dans une conduite de refoulement	110
Figure VII.2: Étapes d'un cycle de variation de pression	111
Figure VII.3: Coup de bélier dans une conduite gravitaire	112
Figure VII.4: Volants d'inertie	114
Figure VII.5: Cheminées d'équilibre	115
Figure VII.6: Soupape de décharge.....	115
Figure VII .7: Les différentes formes de l'anti-bélier	116
Figure VII.8: Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.....	117
Figure VII.9: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir..	117
Figure VII .10 : Remplissage du réservoir anti-bélier.....	117
Figure VII .11 : Grade Puech Meunier pour la conduite reliant le forage à la station de reprise SR 01	125
Figure VII .12 : perte de charge à la descente d'eau dans la conduite	128
Figure VII.13 : Perte de charge à la descente d'eau dans la conduite.....	129
Figure VII .14: Epure de Bergeron.....	132

Chapitre VIII : Etude et choix des pompes

Figure VIII.1: Eléments constitutifs d'une turbopompe.....	142
Figure VIII.2 : Installation d'une pompe Horizontal	143
Figure VIII.3: Installation d'une pompe Vertical.....	143
Figure VIII.4:La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge	144
Figure VIII.5 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	146
Figure VIII.6: Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.	146
Figure VIII.7 : Graphe des courbes NPSH.....	148
Figure VIII.8: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....	148
Figure VIII.9:Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression	149
Figure VIII.10: couplage en série.....	150
Figure VIII.11 : couplage en parallèle	150
Figure VIII.12 Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement.....	151
Figure VIII.13: courbe caractéristique de la pompe E9 S55/5A	152
Figure VIII.14 : courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite	154
Figure VIII.15 : point de fonctionnement de la pompe E9 S55/5A	157
Figure VIII.16 : courbe caractéristique de la pompe PM125 /9A.....	158
Figure VIII.17 : courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite (PM125/9A).....	159
Figure VIII.18 : réglage du point de fonctionnement de la pompe PM 125/9A	160
Figure VIII.19 : courbe caractéristique de la pompe PM 125/5F.....	161
Figure VIII.20 : point de fonctionnement effectif de la pompe PM 125/5F	162
Figure VIII.21 : point de fonctionnement de la pompe PM 125/5F.....	165

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Tableau I.1 : précipitation moyennes mensuelles en (mm) (2005-2016)	12
Tableau I.2 : températures max, min et moy de la commune de Souk El Tenine 1997-2006	13
Tableau I.3 : Récapitulatifs communal des établissements scolaires	16
Tableau I.4 : Récapitulatifs de la situation des scolarisations	17
Tableau I.5 : répartition de la population par branche d'activité occupée	19
Tableau I.6 : Balance des ressources et des besoins actuel en eau	27

Chapitre II : Estimation des besoins

Tableau II .1 : évaluation de la population à l'horizon d'étude	27
Tableau II .2 : besoins domestiques pour l'année d'étude	29
Tableau II .3 : besoins domestique à l'horizon 2029	29
Tableau II .4 : besoins domestiques à l'horizon 2039	29
Tableau II .5 : Besoins domestique à l'horizon 2049	29
Tableau II .6: Récapitulatif des besoins domestique	30
Tableau II .7 : les besoins spécifiques	30
Tableau II .8 : consommation moyenne en eau	30
Tableau II .9 : les variations du coefficient β	31
Tableau II .10 : Variations des débits journaliers	32
Tableau II .11 : Débit maximum horaire	32
Tableau 2.12 : les débits maximums journaliers pour chaque groupe de villages	34

Chapitre III : Ressources en eau

Tableau III .1 : Réservoirs existants	35
Tableau III .2 : les stations de pompages	35
Tableau III. .3 : caractéristiques des eaux des forages	38

Chapitre IV : Pose et protection des conduites

Tableau IV.1 : Les valeurs de K en fonction de l'angle des coudes	44
Tableau IV.2 : Produits de désinfection (Doses et temps de contact).....	49

Chapitre V : Etude de l'adduction

Tableau V .1 : Valeur de la rugosité pour différents matériaux	70
Tableau V .2 : récapitulatif des conduites de refoulement	79

Chapitre VI : Dimensionnement des réservoirs

Tableau VI.1 : Valeurs indicatives concernant les réservoirs	84
Tableau VI.2: Calcul de la capacité du réservoir de transit	98
Tableau VI.3 : Récapitule la capacité de réservoir de transit projeté RT.....	99
Tableau VI.4 : Récapitulatif de la capacité de réservoir de transit projeté à l'horizon 2049	99
Tableau VI.5 : Les caractéristiques de réservoir projeté RT	100
Tableau VI.6 : Les coefficients de distribution (Rapport APC Souk El Tenine).....	101
Tableau VI.7: Calcul de la capacité du réservoir de tête R ₁ Fekrane	102
Tableau VI.8: Calcul de la capacité du réservoir de tête R ₂ Fekrane	104
Tableau VI.9: Calcul de la capacité du réservoir de tête de R ₃ Tighilt Mehmoud.....	106
Tableau VI.10: Récapitulatif des réservoirs	108

Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VII .1 : Célérité moyennes en fonction de la nature du matériau de la conduite	112
Tableau VII .1 : Profil en long de la conduite	123
Tableau VII .2 : profil en long du tronçon forage à la station de reprise SR 01	124
Tableau VII.3 : calcul du réservoir d'air pour le tronçon forage station de reprise SR 01	131
Tableau VII .4 : Interprétation des résultats	133

Chapitre VIII : Etude et choix des pompes

Tableau VIII.1 : Caractéristique de la pompe caprari E9 S55/5A	152
Tableau VIII.2 : caractéristiques de la pompe et de la conduite (E9SS55/5A).....	154
Tableau VIII.3 : caractéristiques au point de fonctionnement de la pompe PM 125/9A.....	157
Tableau VIII.4 : caractéristiques de la pompe et de la conduite (PM125/9A).....	159
Tableau VIII.5 : caractéristiques au point de fonctionnement de la pompe PM 125/5F.....	161
Tableau VIII.6 : caractéristiques de la pompe et la conduite	162
Tableau VIII.7 : Récapitulatif des pompes retenues pour le réseau	165

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la région d'étude	
Introduction	3
I- Situation et analyse du milieu physique	3
I-1- Situation géographique	3
I-2- Situation topographique	5
I-3- Situation géologique	8
I-4- Situation géotechnique	11
I-5- Situation climatique	12
I-6- Situation hydrographique	15
I-7- Situation socio économique	15
I-8- Réseau d'alimentation en eau potable	22
Conclusion	25
Chapitre II : Estimation des besoins	
Introduction	26
II.1 Evaluation de la population	26
II.2 La dotation	27
II.3 La consommation moyenne journalière	28
II.4 Déférents types de besoins	28
II.4.1 Besoins domestiques	28
II.4.2 Les besoins spécifiques	30
II.5 Etude des variations des débits	31
II.5.1 Coefficients d'irrégularités	31
II.5.2 variation du débit	32
II.6 Calcul des débit max-horaires et journaliers pour chaque groupe de village	33
Conclusion	34
Chapitre III : Ressources en eau	
Introduction	35
III-1- Les ouvrages existants	35
III-1-1- Les réservoirs	35
III-1-2- Les stations de reprise	35
III-2- Ressources existantes	36
III-3- Description du réseau existant	36
III-4- Le réseau projeté	36
III-5- Caractéristique physico-chimiques des forages	38
Conclusion	38

Chapitre IV : Pose et protection des conduites

Introduction	39
IV-1- Différents types de pose des conduites.....	39
IV-1-1- Pose en terre	39
IV-1-2- Pose en mauvais terrains (cas spécial)	40
IV-1-3- Traversée des routes	41
IV-1-4- Pose en galerie.....	41
IV-1-5- Traversées des cours d'eau.....	42
IV-1-6- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)	43
IV-1-7- Passage de ponts.....	43
IV-1-8- Butée et amarrage.....	43
IV.2. Différentes étapes de mise en place des canalisations	45
IV.2.1. Réalisation des fouilles	45
IV.2.2. Préparation de la canalisation	47
IV.2.3. Epreuve des joints et des canalisations principales.....	47
IV.2.4. Essai général du réseau	48
IV.2.5. Remblaiement de la tranchée	48
IV.2.6. Désinfection du réseau	49
IV.3. Action de l'eau sur les matériaux	50
IV.3.1. L'entartrage	50
IV.3.2. La Corrosion	50
IV.4. Moyens de lutte contre la corrosion.....	51
IV.4.1. Protection externe	51
IV.4.1.1. La corrosion électro chimique(ou corrosion externe)	51
IV.4.1.2. La corrosion chimique(ou corrosion interne).....	51
IV.4.2. Les facteurs de la corrosion.....	52
IV.4.3. La protection externe.....	52
IV.4.3.1. Protection des conduites avec revêtement bitumeux	52
IV.4.3.2. La protection cathodique.....	53
IV.4.3.3. Protection paranodesacrificielle	53
I IV.4.4. Protection interne	54
Conclusion	54

Chapitre V : Etude de l'adduction

Introduction	55
V.1.Topologie des systèmes d'adduction.....	55
V.1.2 Schéma directeur des variantes	55
V.1.3 Proposition des variantes.....	56
V.2. Choix du tracé.....	56

V.3. Choix du type des conduites.....	57
V.1.3 Conduites en PEHD.....	57
V.2.3 Conduite en fonte	58
V.4 Etude technico-économique des conduites.....	59
V.5. Systèmes de raccordement	59
V.6. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction.....	62
V.6.1. Vanne de sectionnement.....	62
V.6.2. Ventouse	63
V.6.3. Clapets	64
V.6.4. Vanne de décharge	65
V.6.5. Crépines.....	65
V.7. Etude technico-économique des diamètres de conduites de refoulement	66
V.7.2. Evaluation des frais d'amortissement	66
V.7.1. Choix de la gamme de diamètre	67
V.7.3. Evaluation des frais d'exploitation.....	67
V.7.4. Calcul de la vitesse de l'écoulement	68
V.7.5. Perte de charge (J)	68
V.7.6. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	71
V.7.7. Calcul de la puissance absorbée par la pompe	71
V.7.8. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe	71
V.7.9. Calcul des frais d'exploitation.....	71
V.7.10. Bilan des frais	71
V.7.11. Calcul de la valeur maximal du béliet.....	72
V.7.12. Calcul de la pression maximale et minimale.....	72
V.8. Description du schéma de l'adduction.....	75
V.9. Calcul du diamètre économique de l'adduction	75
CONCLUSION	79

Chapitre VI : Dimensionnement des réservoirs

Introduction	80
VI.1. Fonctions des réservoirs.....	80
VI.2. Classification des réservoirs	81
VI.2.1. Classification selon les matériaux de constructions.....	81
VI.2.2. Classification selon la situation des lieux	81
VI.2.3. Classification selon l'usage.....	81
VI.2.4. Classification selon la forme géométrique.....	81
VI.3. Construction des réservoirs	82
VI.3.1. Détermination de la forme et proportion des réservoirs	83
VI.3.1.1. Forme	83

VI.3.1.2. Hauteur d'eau	83
VI.3.2.2 Mesure de la sécurité dans la construction	84
VI.3.3.2 Implantation des réservoirs	84
VI.4. Equipements hydraulique des réservoirs.....	86
VI.4.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction	86
VI.4.1.1. Arrivée par le haut (chutelibre).....	86
VI.4.1.2. Arrivée en bas (siphonnoyé)	86
VI.4.2. Conduite de départ ou de distribution.....	86
VI.4.3. Conduite de trop plein.....	87
VI.4.4. Conduite de vidange.....	87
VI.4.5 Conduite By-pass	87
VI.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	88
VI.4.7. Volume des réservoirs.....	90
VI.5. Les exigences technique sa satisfaire	91
VI.6. Hygiène et sécurité	91
VI.7. Calcul de la capacité des réservoirs	92
VI.7.1 Méthode forfaitaire	92
VI.7.2 Méthode graphique.....	92
VI.7.3 Méthode analytique.....	93
VI.8. Le débit moyen horaire de distribution	94
VI.9. Dimensionnement du réservoir	94
VI.10. Le débit moyen horaire de distribution	95
VI.11. Dimensionnement du réservoir	96
VI.12. Calcul de la capacité de réservoir de transit RT.....	97
VI.12.1. Calcul de la capacité du réservoir de transit de la station (SR1).....	98
VI.12.2. Dimensionnement du réservoir de distributions R ₁ de FEKRANE	100
VI.12.3. Dimensionnement du réservoir	100
VI.12.4. Calcul de la capacité du réservoir de tête de Fekrane situé à la côte 660.00 mNGA.....	102
VI.12.5. Calcul de la capacité du réservoir de tête de Fekrane situé à la côte 660.23 mNGA.....	104
VI.12.6. Calcul de la capacité du réservoir de tête de Tighilt Mehמוד situé à la côte 756 mNGA	106
Conclusion.....	106

Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de béliér

Introduction	109
VII.1. Définition	109
VII.2. Analyse physique de phénomène.....	109
VII.2.1. Première phase.....	110
VII.2.2. Deuxième phase.....	110

VII.2.3.Troisièmes phase	110
VII.2.4.Quatrième phase	111
VII.3. Célérité des ondes	112
VII.4. Calcul de la valeur de coup de bélier	113
VII.4.1. Cas de fermeture brusque	113
VII.4.2.Cas de fermeture lente	113
VII.5. Systèmes de protection contre le coup de bélier	114
VII.5.1.Volant d'inertie	114
VII.5.2.Cheminés d'équilibre	114
VII.5.3. Soupape de décharge	115
VII.5.4.Réservoirs d'air	115
VII.5.4.1. Principe de fonctionnement	116
VII.6. Protection des conduites contre le coup de bélier	117
VII.6.1 Calcul des réservoirs d'air	118
VII.7.Valeur numérique de coup de bélier	118
VII.7.1.Surpression.....	119
VII.7.2. Dépression	120
VII.8. Organigramme de calcul de coup de bélier.....	122
Conclusion	133

Chapitre VIII : Etude et choix des pompes

Introduction	134
VIII.1 Définition de la pompe	134
VIII.2 Classification des pompes	134
VIII.3 les domaines d'applications.....	136
VIII.4 les avantages et les inconvénients	137
VIII.5 description des différents composants.....	137
VIII.6 Caractéristiques des pompes centrifuges	140
VIII.6.1 Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	140
VIII.6.2 Débit « Q » d'une pompe	141
VIII.6.3 Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt	141
VIII.6.4 Puissance (utile et absorbée)	141
VIII.7 Constitution d'une pompe centrifuge	142
VIII.8 Choix de la pompe	142
VIII.9 Installation d'une pompe	143
VIII.10 Courbes caractéristiques d'une pompe	144
VIII.10.1 La courbe hauteur-débit« $H = f(Q)$ ».....	144
VIII.10.2 La courbe puissance-débit	144
VIII.10.3 La courbe rendement– débit	144

VIII.11	Point de fonctionnement	144
VIII.11.1.	Courbes caractéristiques d'une conduite	144
VIII.12	Etude de la cavitation	146
VIII.13	Pompes semblables.....	149
VIII.14	Couplage des pompes	150
VIII.15	Choix du type des pompes pour différentes stations	152
VIII.15.1.	Elévation des eaux des forages vers la station de reprise SR01	152
VIII.15.3.	Le tronçon station de reprise SR 02-réservoir de stockage Fekrane	160
Conclusion		166
Conclusion générale		167
Bibliographie		
Annexes		

Introduction générale

Introduction générale

L'homme depuis son existence a su utiliser l'eau dans ses diverses activités que ce soit pour sa propre consommation ou pour l'agriculture. De nos jours l'eau demeure plus que jamais l'élément indispensable au développement de la vie humaine ainsi que celle de la faune et de la flore

En Algérie, le problème de la satisfaction en eau demeure primordial. L'évaluation de la ressource en eau tant quantitative et qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eau de l'alimentation en eau potable (AEP), de l'agriculture et de l'industrie. Face à cette situation préoccupante et face aux exigences de progrès que s'imposent les pays en voie de développement, le ministère des ressources en eau (MRE) a programmé plusieurs études en ce sens,

Dans ce sens en particulier dans les montagnes de la grande Kabylie, exactement dans la commune de **SOUK EL TENINE** dont elle dépend de la daïra de **MAATKAS** Wilaya de **TIZI OUZOU** ; la situation en eau potable de la commune est moyenne même faible malgré l'importante ressource hydrique existante au niveau de la nappe alluviale.

Néanmoins, le problème du manque d'eau potable est dû essentiellement à l'accroissement démographique et l'extension que connaît cette région.

La demande en eau devient de plus en plus accrue et les besoins de moins en moins satisfaits. Pour cela. La nécessité de rénovation et d'extension du réseau est indispensable. La Direction de l'hydraulique de la wilaya de Tizi-Ouzou a décidé de faire un appel d'offre pour l'étude de ce projet, qui consiste à faire un piquage à partir de nouveaux forages d'oued Mechtras et du barrage de Koudiat Acerdoune (W de BOUIRA) pour dimensionner le niveau réseau d'adduction à partir d'Oued Mechtras vers le réservoir de stockage de Fekrane

Portant pour thème le renforcement de la chaîne d'adduction en eau potable de la commune de Souk El Tenine à partir de nouveaux forages d'oued Mechtras et du barrage koudiat asserdoune de Bouira,

L'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable de la commune de Souk El Tenine à partir de nouveaux forages d'oued Mechtras et du barrage koudiat Acerdoune.

Afin d'aboutir aux objectifs, notre travail sera articulé sur les points suivants En premier lieu nous donnerons une idée générale sur le site et la situation hydrique dans la région d'étude.

En second lieu, nous présenterons les estimations des différents besoins de la population, dans le but de faire un bilan des besoins à satisfaire à l'horizon futur.

Le troisième chapitre sera consacré aux ressources en eau

Dans le quatrième chapitre à la protection et pose des conduites en prenant toutes les dispositions nécessaires afin d'avoir un réseau fiable et durable.

Dans le cinquième chapitre on s'intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur l'influence des paramètres technico- économiques.

Par la suite, Nous passerons, dans le sixième chapitre, au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés ainsi que les stations de reprises. Nous passerons dans le septième chapitre à la protection des conduites contre le coup de bélier.

Enfin nous terminerons notre étude par le choix des pompes à utiliser pour les stations de pompage qui sera le huitième et le dernier chapitre. On terminera avec une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la région d'étude

Introduction

Le projet en questions 'inscrit dans le cadre des préoccupations des hautes autorités de la wilaya de Tizi-Ouzou, visant principalement à assurer une meilleure desserte en AEP dans la zone SUD-OUEST qui englobe les localités de la commune de Souk El Tenine, daïra de Maâtkas, wilaya de Tizi-Ouzou.

L'objet de ce présent chapitre est donc de présenter cette région d'étude. Nous nous intéressons principalement à la situation géographique, géologique, topographique, climatique, la situation socio-économique et enfin la situation hydraulique.

I. Situation et analyse du milieu physique**I.1 Situation géographique :**

La commune de Souk El Tenine se situe dans la partie Sud – Ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle s'étend sur une superficie de 20,86 Km² (2086 ha) et abrite une population de 14 660 habitants, soit une densité de 702,78 hab/ Km² selon les données de RGPH 2008. Elle est passée à 14 955 habitants à la fin de l'année 2012. [1]

La commune de Souk El Tenine est issue du découpage administratif de 1987 et relève de la daïra de Maâtkas. Elle est délimitée comme suit :

- ➡ Au Nord : par la commune de Tizi-Ouzou
- ➡ A l'Est : Par les communes Beni Zmenzer et Beni Douala
- ➡ A l'Ouest : Par la commune de Maâtkas
- ➡ Au Sud : Par les communes Tizi N'tlata et Mechtras

La commune de Souk El Tenine possède une agglomération Chef-lieu et une zone éparse qui regroupe les constructions dispersées sur le territoire communal.

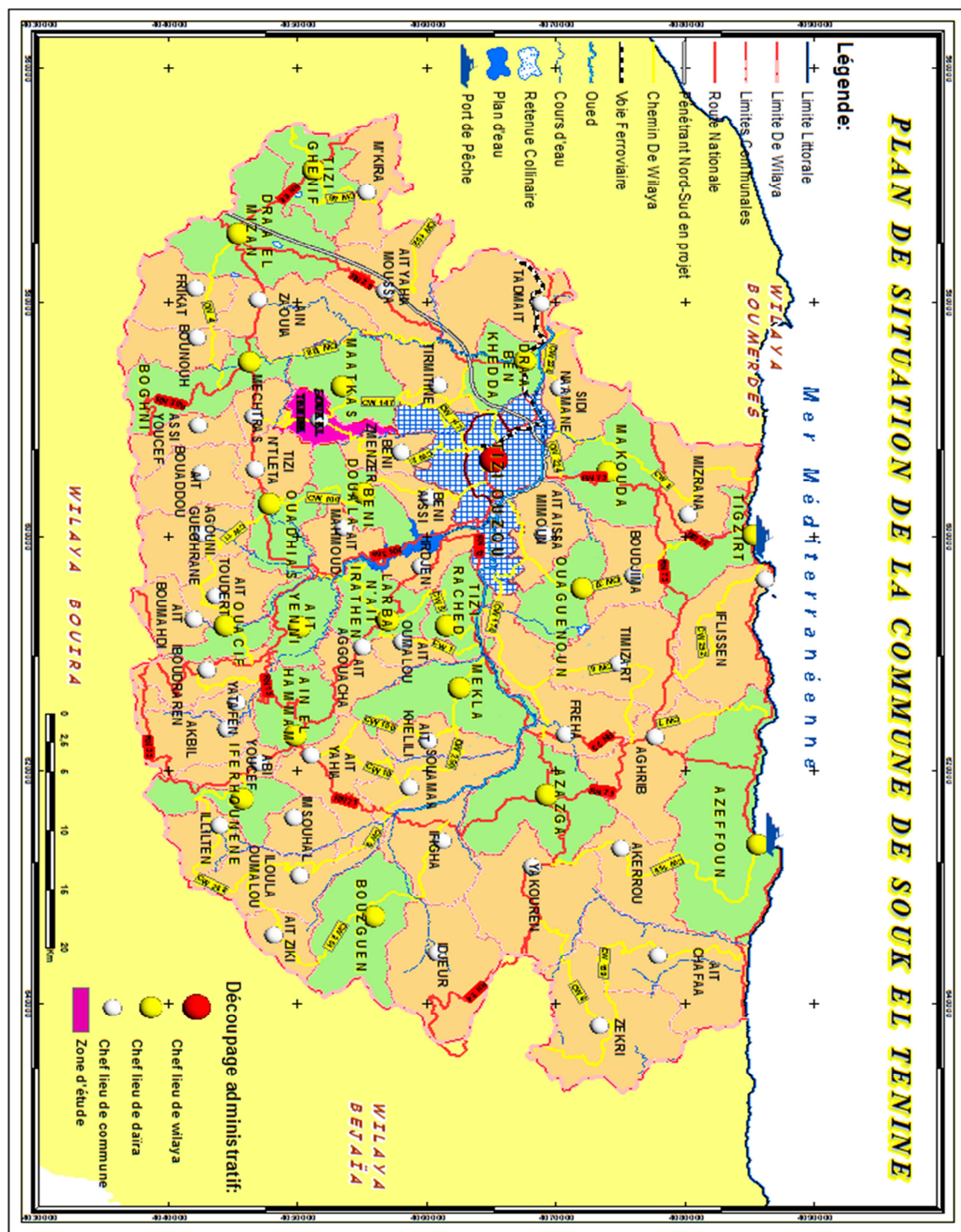


Figure I.1 : Plan de situation de la commune de Souk El Tenine.

I.2 Topographie et pentes :

La topographie dans la commune de Souk El Tenine se caractérise par son aspect montagneux dominant, du fait qu'elle fait partie du grand massif Kabyle.

L'altitude moyenne varie entre 600 et 800 m. Le relief est ponctué par des replats formants les sommets sur lesquels est implantée la majorité des villages. L'altitude maximale culmine à 756 m au niveau du village Tighilt Mahmoud.

Les pentes sont moyennement fortes et dépassent les 25 %. Selon la carte de la classification des communes par classe des pentes, la commune en question est classée dans la catégorie des pentes dépassant 25% (voir figure I.3).

A cet effet, le relief a conditionné et continue à orienter les implantations de tous les établissements humains ainsi que leurs mécanismes de croissance. Les implantations se font sur les crêtes, les pitons et les replats des versants.

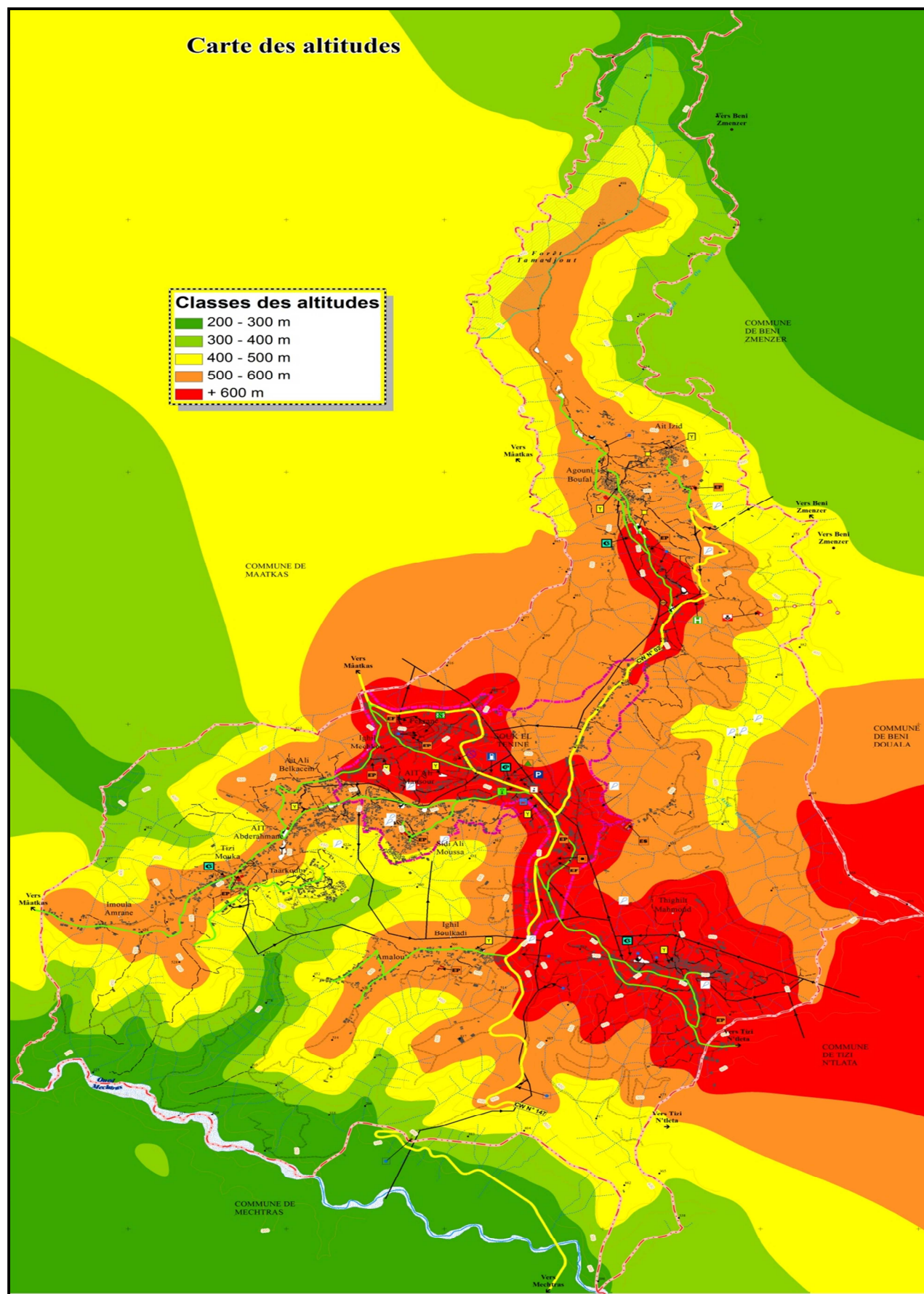


Figure I.2 : Cartes des altitudes.

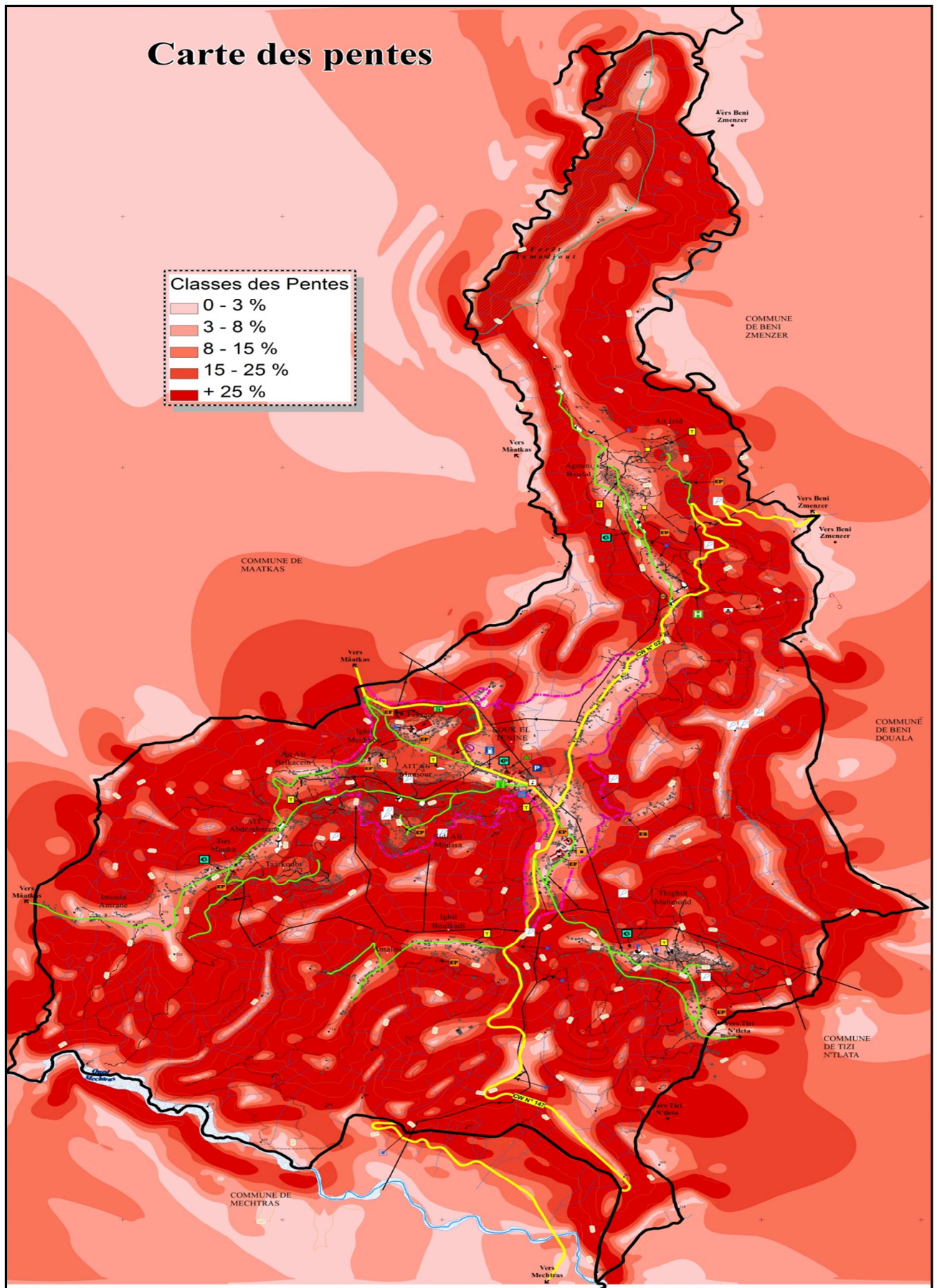


Figure I.3 : carte des pentes

I.3 Cadre géologique :

La commune de Souk-El-Tenine est située dans le domaine kabyle (zones internes) des maghrébi des qui font partie du domaine tellien de l'Algérie du Nord. D'après la carte géologique de Draa El Mizan au 1/50.000^e (Feuille n°44, E. Ficheur, 1906), elle se caractérise par des formations allongées Nord Est- Sud-Ouest d'une façon parallèle. Quant à leur nature géologique, ces formations appartiennent au socle kabyle. Ce sont une série métamorphique située au Nord de la Dorsale Kabyle (chaîne calcaire de Djurdjura) avec parfois quelques poches magmatiques.

La quasi-totalité de l'aire d'étude se localise dans une zone métamorphique de type régional, qui a affecté presque toute la partie sud de la wilaya de Tizi-Ouzou, ces terrains azoïques s'étendent de Tizi-Ghénif jusqu'à Aïn El Hammam (Michelet) et de Djebel Ath Aïssa-Mimoun jusqu'à la chaîne de Djurdjura.

Ces roches d'origine sédimentaire (du cata-métamorphisme), ont subi des modifications intenses sous l'action de différents agents d'origines endogènes. Suivant le degré de leur transformation, les différentes formations géologiques rencontrées sont résumées comme suit :

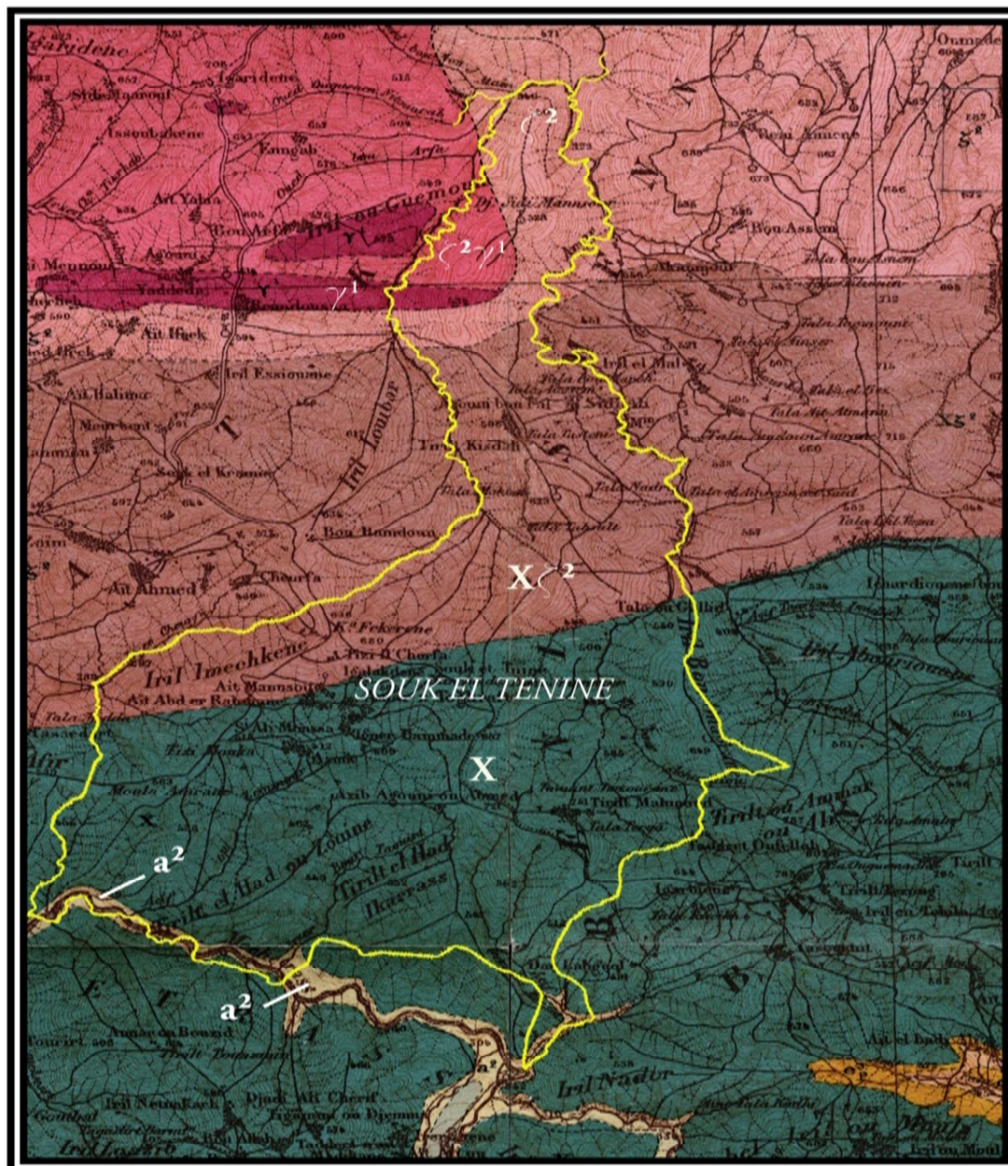
- **Phyllades, schistes, conglomérats et quartzites (X), (Précambrien) :** Ce sont des roches du métamorphisme de faible température (300 à 500°C) et de basse pression (épizone). C'est le métamorphisme d'une argile après un long processus sous l'action de la pression et de la température, qui finit par créer un feuilletage régulier en plans parallèles, On note aussi, la présence parfois de conglomérats
- **Schistes Micacés (Xζ²) :** des schistes, irrégulièrement micacés, liés intimement aux précédents. Ils occupent une superficie assez importante, à peu près la zone médiane, d'Est en Ouest du massif ; ils passent insensiblement à l'assise ζ² vers le Nord.
- **Micaschistes (ζ²) :** Roche métamorphique commune, épi- à mésozonale, à grains généralement moyens, à schistosité et à foliation marquées, riche en lamelles de mica visibles à l'œil nu, d'où une structure lépidoblastique et un débit facile en plaquettes (quelques mm ou cm) à surface brillante, claire et/ou sombre selon la couleur du mica. Les minéraux constitutifs sont les micas, très abondants (biotite et/ou muscovite), le quartz, en cristaux visibles à l'œil nu, dispersés ou groupés, en minces lits discontinus. Ces roches occupent une large zone dans la partie Nord du massif, mais elles couvrent seulement une petite partie au Nord de la commune.
- **Micaschistes granulatisés (gneiss) (ζ²γ¹) :** Gneiss feuilletés ou glanduleux, résultant de l'injection des granulites dans les micaschistes, suite à une augmentation des conditions de pression et de température (mésozone). Les roches gneissiques correspondent

fréquemment à des reliefs plus saillants ; au niveau de la zone d'étude, elles se retrouvent en massif à l'Ouest des micaschistes.

- **Pegmatites et granulites (γ^1)** : En massif et en filons, assez importants pour avoir été séparés de la zone des gneiss juste au Nord, avec lesquels ils sont en rapport étroit. Elles occupent une petite surface à l'Ouest des micaschistes et au Sud des gneiss.

Outre les formations cristallophylliennes, on signale la présence des :

- **Alluvions récentes (a^2)** : Dépôt limoneux des vallées, s'élargissant localement dans la zone des schistes, le long d'Oued Boulma.



Légende :

Réalisée par : TIFAOUI Belaïd
Ingénieur géologue.

Terrains sédimentaires

a² Alluvions récentes ;

Terrains azoïques

X Phyllades, conglomérats et quartzites ;

X^{c2} Schistes micacés ;

ζ² Micaschistes ;

ζ²γ¹ Micaschistes granulatisés ;

γ¹ Pégmatites et granulites ;

Figure I.4 : Géologie de la région de Souk El Tenine.

(Extrait de la carte géologique de Draa El Mizan 1/50 000^e, Feuille n°44, FICHEUR, 1906).

La synthèse des rapports d'études géotechniques remis par le LCTP suite à la demande de l'APC de Souk-El-Tenine, concernant les différents projets réalisés au sein de la commune, a révélé les résistances moyennes à la pointe des faciès traversés, qui sont comme suit :

- ➡ Très bonne dans les Micaschistes, > 3.0 bars à 1.0 m (village de Fekrane) ;
- ➡ Bonne dans les terrains schisteux sains, > 2.0 bars à 1.2 m (villages de Sidi Ali Moussa et d'Ighil Boulkadi) ;
- ➡ Relativement faible dans les schistes altérés, les éboulis et dépôts de pente, > 0.5 bars ;
- ➡ Très faible au niveau des remblais.

I.5 Climatologie :

Le climat dans la commune de Souk El Tenine est typiquement méditerranéen à caractère montagneux. Il est conditionné par la nature du relief caractérisé par une morphologie nuancée voir contrastée. Ce climat est sec et chaud en été, froid et pluvieux en hiver.

La pluviométrie :

Les pluies sont moyennement abondantes et se concentrent sur quelques mois de l'année. En fait, la commune en question se situe dans la séquence bioclimatique humide dont la pluviométrie moyenne est de plus de 800 mm par an.

Selon la carte des précipitations annuelles moyennes des massifs des monts du Djurdjura, la commune de Souk El Tenine est classée dans la catégorie de 900 à 1000 mm.

Les précipitations se caractérisent par leur torrentialité et leur irrégularité qui engendrent un fort écoulement de surface induisant une très forte érosion.

Tableau I.1 : Précipitation moyennes mensuelles en (mm) (2005 - 2016)

(Station météorologique Boukhalfa 2016)

Année	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Total
2005	149	38	30	69	2	0	1	2	20	58	14	10	391
2006	5	9	9	11	15	20	22	25	18	72	10	8	223,1
2007	14	18	21	23	30	35	38	37	30	27	19	14	305,6
2008	21	27	27	28	38	43	47	46	37	32	32	21	398,6
2009	221	42	92	132	69	-	3	7	170	40	116	140	1033,1
2010	82	6	97	94	59	27	2	26	15	25	113	144	691,1
2011	90	146	89	106	154	41	2	0	8	34	34	157	860,9
2012	70	270	97	144	40	1	-	6	11	96	67	37	838,4
2013	212	186	94	65	152	-	0	11	38	39	165	103	1063,0
2014	110	110	172	5	10	48	0	4	12	27	62	272	832,6
2015	201	182	70	55	10	15	4	3	4	82	103	115	844,5
2016	1 175	1 034	799	731	578	231	118	168	362	532	735	1 020	7481,4
Pmoy	195,79	172,26	133,2	112,6	96,31	38,42	19,747	27,92	60,37	88,62	122,5	170,042	1237,7

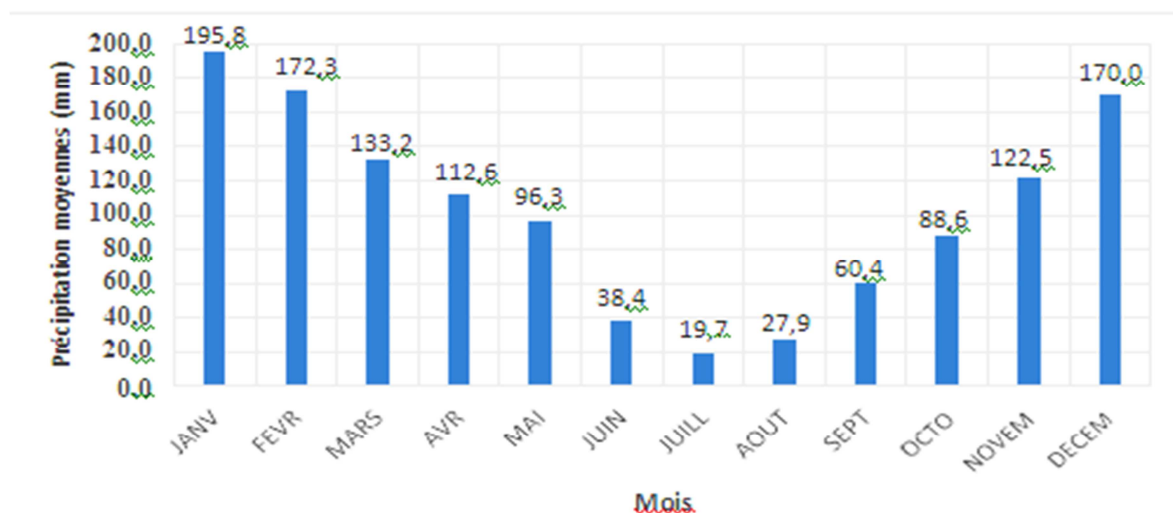


Figure I.6 : Courbe Précipitation moyennes mensuelles (2005-2016).

La neige :

L'importance et la durée d'enneigement augmentent avec l'altitude jusqu'à devenir très contraignant pour les territoires habités des reliefs plus élevés dépassant 600m d'altitude. Avec le changement des données climatiques, la durée de la tombée de neige dépasse (05) jours par an.

Les températures :

L'analyse des données climatiques mesurées à la station météorologique de la ville de Tizi-Ouzou pendant la période 1997-2006, permet d'évaluer les températures moyennes mensuelles qui sont résumées sur le tableau et le graphe ci-dessous :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
T(C°) Max	31,7	30,1	23,8	16,7	15,19	16,84	20,7	25,2	29	33	37,1	35,83
T(C°) Moy	24,8	22,9	16,9	11,95	09,15	10,37	14,65	17,7	21,7	25,75	29,21	28,36
T(C°) Min	17,9	15,7	10,1	07,2	03,1	03,9	08,6	10,18	14,4	18,50	21,32	20,9

Tableau I.2 : Températures max, min et moy de la commune de Souk El Tenine 1997-2006

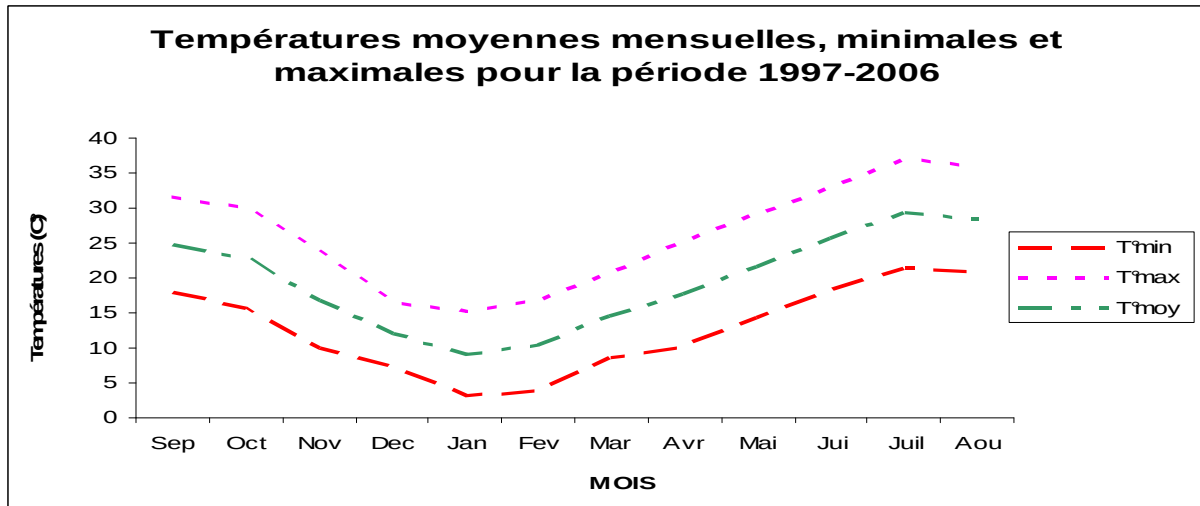


Figure I.7 : Représentation graphique des températures moyennes, maximales et minimales de Souk El Tenine 1997-2006.

Les températures moyennes saisies à partir des stations de Tizi-Ouzou et de Larbaâ – Nath – Irathen varient entre 09,15 et 29,21°C, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains. Les températures minimales varient entre 3 et 8°C au mois de Janvier, tandis que les températures maximales dépassent 35 °C au mois d’Août.

Le mois le plus froid est le mois de Janvier, avec 3,1°C, tandis que, le mois le plus chaud est celui de Juillet avec 37,1°C.

L’analyse du graphe montre que la région est caractérisée par deux saisons :

- ➡ Une saison chaude allant du mois Mai au mois d’Octobre.
- ➡ Une saison froide allant du mois Novembre au mois d’Avril.

Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1957) permet la détermination de la période sèche sur le diagramme de la Figure (I.6) sont reportés :

- o en abscisses les mois de l’année.
- o en ordonnées les précipitations mensuelles d’un côté, et les températures moyennes mensuelles à une échelle double de celles des précipitations de l’autre.

Lorsque la courbe de précipitation passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s’étale entre les abscisses des points d’interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

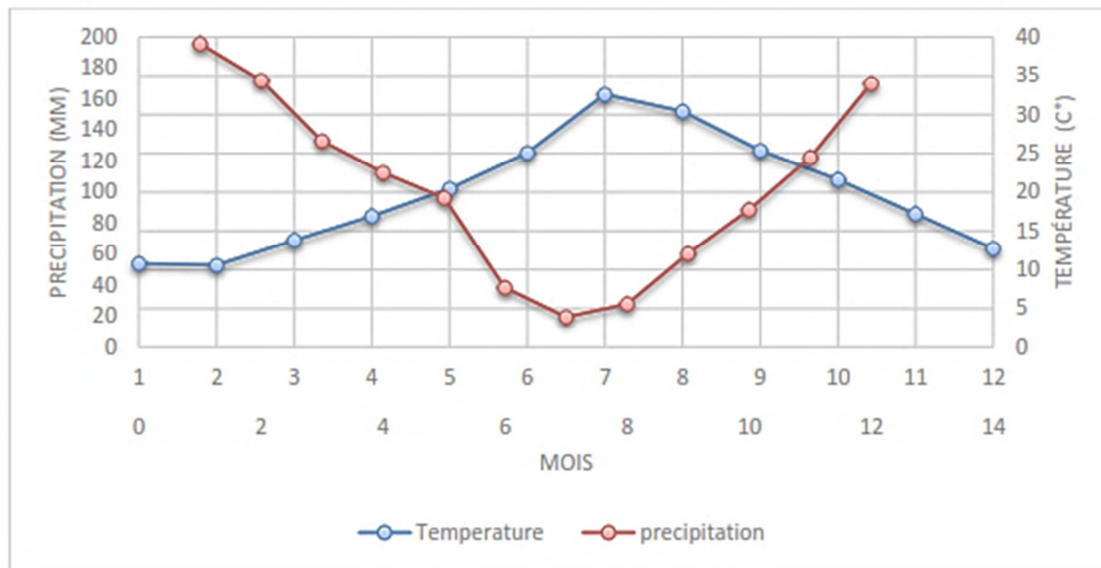


Figure I.6: Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen.

La gelée :

Les gelées hivernales et printanières sont très fréquentes au niveau des vallées intra montagneuses reliefs de l'arrière-pays.

Les vents :

Les vents dominants sont de régime Ouest et Nord – Ouest.

I.6- Réseau hydrographique :

Vu la topographie accidenté des terrains, la commune de Souk el Tenine est traversée par un réseau dense constitué par des Oueds et les cours d'eau dont la majorité sont temporaires.

Ces oueds constituent des sous-bassins versants de réception des eaux dont la majorité ruisselle en direction d'Oued Mechtras. Ce dernier est un Oued permanent et les autres sont temporaires tel que Oued Azrou Ou Amar marquant la limite communale Nord-Est, Assif Ouchardiou, Assif Oumalou Moussa,...etc.

2- Couvert végétal:

Le couvert végétal est représenté par une partie de la forêt Tamadjout à l'extrémité Nord-Ouest de la commune et les terres agricoles de moyenne et faible potentialités représentées par les oliveraies.

I.7 Situation socio-économique :

- a. La démographie
- b. Infrastructures et équipements :
 - b.1 Equipements éducatifs :

La commune de Souk El Tenine dispose de douze (12) établissements scolaires dont neuf (09) écoles du premier et deuxième cycle, deux (02) écoles pour le troisième cycle et un lycée en cours de réalisation. L'ensemble des établissements se localisent au niveau de l'ACL.

a- Situation de l'enseignement primaire (1^{er} et 2^{ème} cycle) année scolaire 2011/2012 :

Tableau I.3 : Récapitulatifs communal des établissements scolaires

N°	Etablissements	Nombre de classes			Nombre d'élèves	Nombre d'enseignants	TOC Elèves/Classes
		Total	Utilisées	Fermées			
01	IZAOUYENE	10	8	2	122	7	15,25
02	FEKRANE	6	6	0	127	8	21,16
03	SOUK EL TENINE	12	12	0	197	11	16,42
04	TIGHILT MAHMOUD	12	9	3	133	7	14,77
05	AGOUNI BOUFAL	8	6	2	116	7	19,33
06	IGHIL BOULKADI	7	6	1	99	8	16,50
07	AIT IZID	6	6	0	80	7	13,33
08	TAGHLIT	13	12	1	241	14	20,00
09	SIDI ALI MOUSSA	8	8	0	155	8	19,38
TOTAL COMMUNAL		82	73	9	1270	77	17,40

Source : Inspection d'éducation

La commune de Souk El Tenine présente une situation de scolarisation largement acceptable, avec un TOC moyen de 17,40. Ce dernier est inférieur au TOC national estimé à 25 élèves/classe. Ce fait est dû à une baisse de la population en âge d'être scolarisée dans ce cycle, (5 - 12 ans) soit 8,66% de la population totale.

Ajoutant que le nombre de classes fermées est important, ce qui signifie l'existence d'un surplus de classes qui peut couvrir les besoins de court terme.

Tableau I.4 : Récapitulatifs de la situation des scolarisations

Etablissements	Localisation	Nombre de classes			Nombre d'élèves	Nombre d'enseign.	TOC (Elèves /Classe)
		Utilisées	Fermées	Total			
CEM FEKRANE	A C L	16	0	16	554	31	34.62
CEM FERHI SAID	A C L	19	0	19	534	33	28.10
TOTAL	-	35	0	35	1088	64	31

Source : CEM

D'après le tableau ci-dessus, la commune de Souk El Tenine est dotée de deux (02) CEM qui se concentrent dans l'ACL, l'un se localise au niveau du village Fekrane et totalise seize (16) classes, deux laboratoires scientifiques et un laboratoire informatique pour 554 élèves. Notons que trois classes ont été transformées, deux en ateliers et une autre en une salle des professeurs. Le CEM Ferhi Said se situe au centre de l'ACL et contient dix-neuf (19) classes, deux ateliers et deux laboratoires pour 534 élèves.

L'analyse des données scolaires des établissements de l'enseignement moyen nous permet de constater une sur-occupation des classes, avec un taux d'occupation par classe (TOC) de 34,62 au CEM Fekrane et 28,10 au CEM Ferhi Said. Ces derniers sont très élevés par rapport au TOC national qui est de 25 élèves/classe. En effet le TOC communal moyen est de 31 élèves par classe, ce qui nous permet de déduire que la commune a un besoin en termes de classes pour l'enseignement moyen à combler dans le cours terme.

b- Situation de l'enseignement secondaire (année scolaire 2011/2012) :

Pour l'enseignement secondaire, la commune ne dispose pas de lycée, les élèves de ce cycle sont pris en charge par les deux lycées de Mâatkas. Il est à signaler qu'un lycée est en cours de réalisation à l'Est de l'ACL.

b.2 Equipements sanitaires :

La commune est dotée d'une polyclinique avec une maternité intégrée au niveau de l'ACL et de trois (03) salles de soins qui se localisent au niveau des villages : Taghlit, Tighilt Mahmoud et Agouni Boufel. Elle compte trois pharmacies (03), douze (12) médecins, cinq (05) dentistes et vingt-et-cinq (25) agents paramédicaux.

Il est à signaler qu'un hôpital a fait l'objet d'un choix de terrain sur l'assiette du stade communal de football situé à Fekrane.

b.3 Equipements culturels, culturels et sportifs :

La commune de Souk El Tenine dispose d'une maison de jeunes dans l'ACL, onze (11) mosquées dont six (06) sont fonctionnelles, une aire de jeux et une salle de sport. L'ensemble de ces équipements se concentre dans l'ACL. Notons que le stade communal de football à Fekrane sera délocalisé vers la zone d'extension Sud de l'ACL (au Sud du village Ighil Boulkadi) où un choix de terrain a été fait pour son implantation.

Elle contient aussi la Zaouia Sidi Ali Moussa qui est considérée comme monument historique classé qui préserve les coutumes et les traditions de la région.

b.4 Equipements administratives et autres services :

La commune de Souk El Tenine dispose d'un siège APC, une garde communale, une annexe de l'inspection d'éducation, un marché, un parc communal, une agence PTT et une station services. Tous ces équipements sont situés dans l'ACL.

c. Réseau routier :

En termes de routes, la commune de Souk El Tenine est traversée par un réseau routier dense qui permet l'accessibilité, les échanges et les transits aux différents villages. Ce réseau est composé de :

CW 147 : Il traverse la commune dans sa partie centrale et la relie à la commune de Mâatkas à l'Ouest et à la commune de Mechtras au Sud-Est. Il a un linéaire de 11,25 km qui est en moyen état.

CW 02 : Il prend naissance du chef-lieu de SET à partir de CW 147 et relie la commune à Beni Zmenzer au Nord-Est. Il a un linéaire de 16,60 km qui en moyen état et dégradé par endroits.

Chemins communaux : ils totalisent un linéaire de 98,400 km dont 64,100 km sont revêtus.

Nous distinguons :

- ➡ Le chemin communal qui dessert les villages Ait Izid et Agouni Boufal au Nord.
- ➡ Le chemin communal qui dessert le village Ighil Boulkadi.
- ➡ Le chemin communal qui dessert le village Tighilt Mahmoud et relie la commune Souk El Tenine à Tizi N'tleta au Sud-Est.
- ➡ Le chemin communal qui dessert les villages Ait Ali Mansour, Sidi Ali Moussa, Ait Ali Belkacem, Tizi Mouka, Ait Abderahmane, Taarkoubt, Taghlit et Imoula Amrane et la relie à la commune de Mâatkas (Berkouka) au Sud-Ouest.

Il est à noter que la majorité des chemins communaux se trouvent en moyen état notamment ceux qui traversent les villages.

Piste :

Le territoire communal est traversé par un maillage dense de pistes, nous citons les pistes qui desservent les villages dont quelques-unes sont revêtues. Il est à noter que la commune est dotée de plusieurs pistes agricoles, notamment dans la partie Sud, pour faire face aux incendies qui touchent les terres agricoles pendant les périodes estivales.

d. Activités économiques :

La population occupée est ventilée par les différentes branches d'activité économique, le tableau ci-dessus suivant nous montre cette répartition.

D'après le tableau N°07, la majorité des occupés exercent leurs activités dans le secteur tertiaire d'administration et de services avec un taux de 35,82%. Tandis que l'industrie et l'agriculture occupent de faibles portions qui sont respectivement 2,81 et 5,78%. Par contre, le secteur du bâtiment et travaux publics occupe seulement 11,9% des occupés à l'échelle communale et les autres activités refferment une bonne partie des employés avec 43,76 %.

Tableau I.5 : Répartition de la population par branche d'activité occupée

Branche d'activité	Effectif	Taux (%)
Agriculture	115	05,77
Industrie	56	02,81
Bâtiment et travaux publics	237	11,90
Administration et autres services	713	35,79
Autres	871	43,72
Total	1 992	100

Source : APC Souk El Tenine

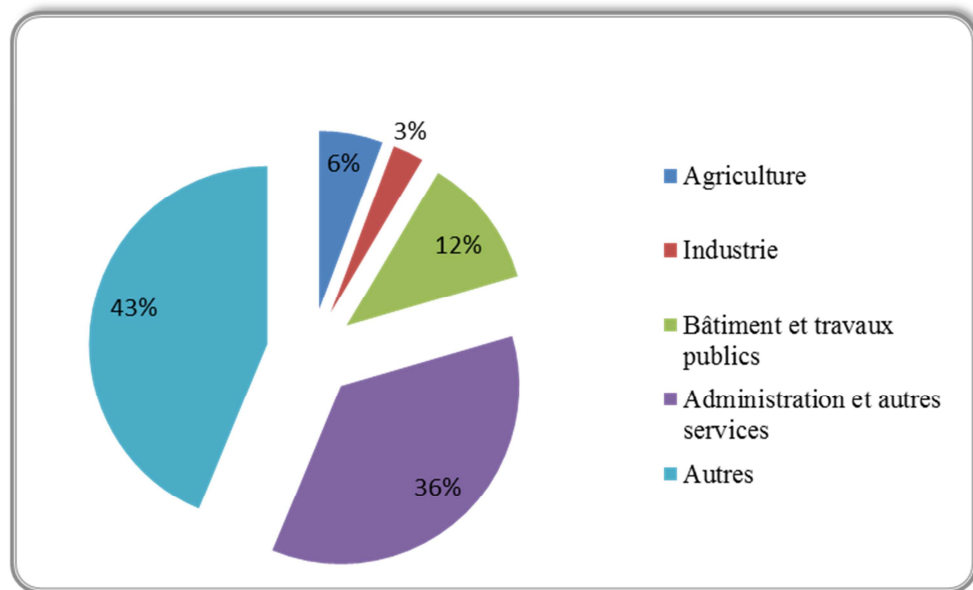


Figure I.9 : Répartition de la population occupée par branches d'activité économique

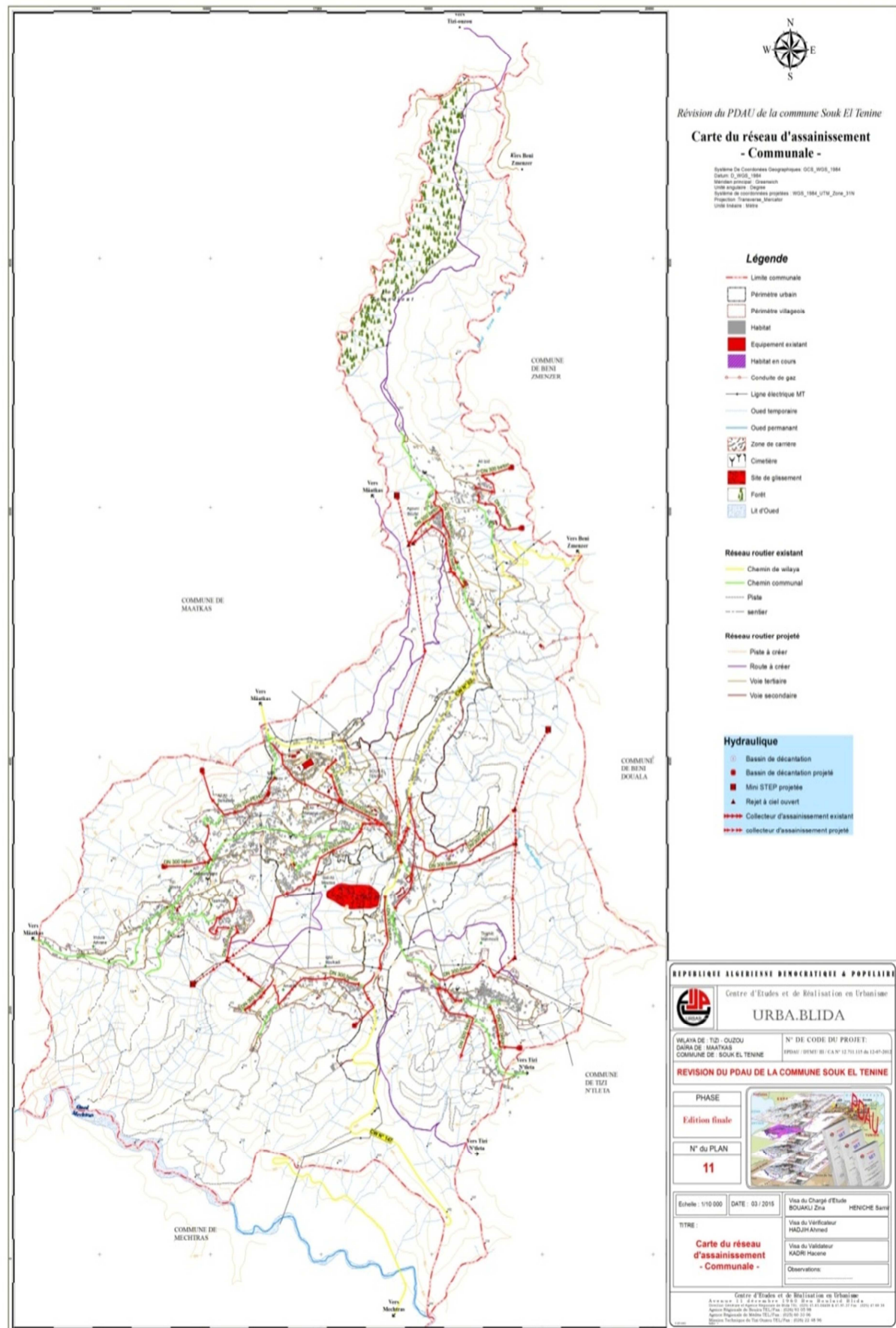
E. Réseau d'assainissement :

1- Ouvrages existants :

La commune de Souk El Tenine dispose uniquement de trois bassins de décantation.

2- Description du réseau d'assainissement existant :

La commune de Souk El Tenine est assainie à environ 90%, le réseau utilisé pour l'évacuation des eaux usées est de type séparatif qui est composé de collecteurs dont le diamètre varie entre Ø300 et Ø600. Le matériau utilisé est majoritairement le béton comprimé avec quelques tronçons en PEHD. Les collecteurs principaux du réseau d'assainissement sont en bon état, dont les rejets sont en nombre de treize (13) points en milieu naturel sans aucun traitement au préalable. Les eaux pluviales sont évacuées dans les fossés et les talwegs pour aboutir vers les oueds.



I.8 Réseau d'alimentation en eau potable

La commune de Souk El Tenine est alimentée à partir des forages se trouvant à Mechtras avec un débit de 36l/s et le barrage Koudiet Acerdoune.

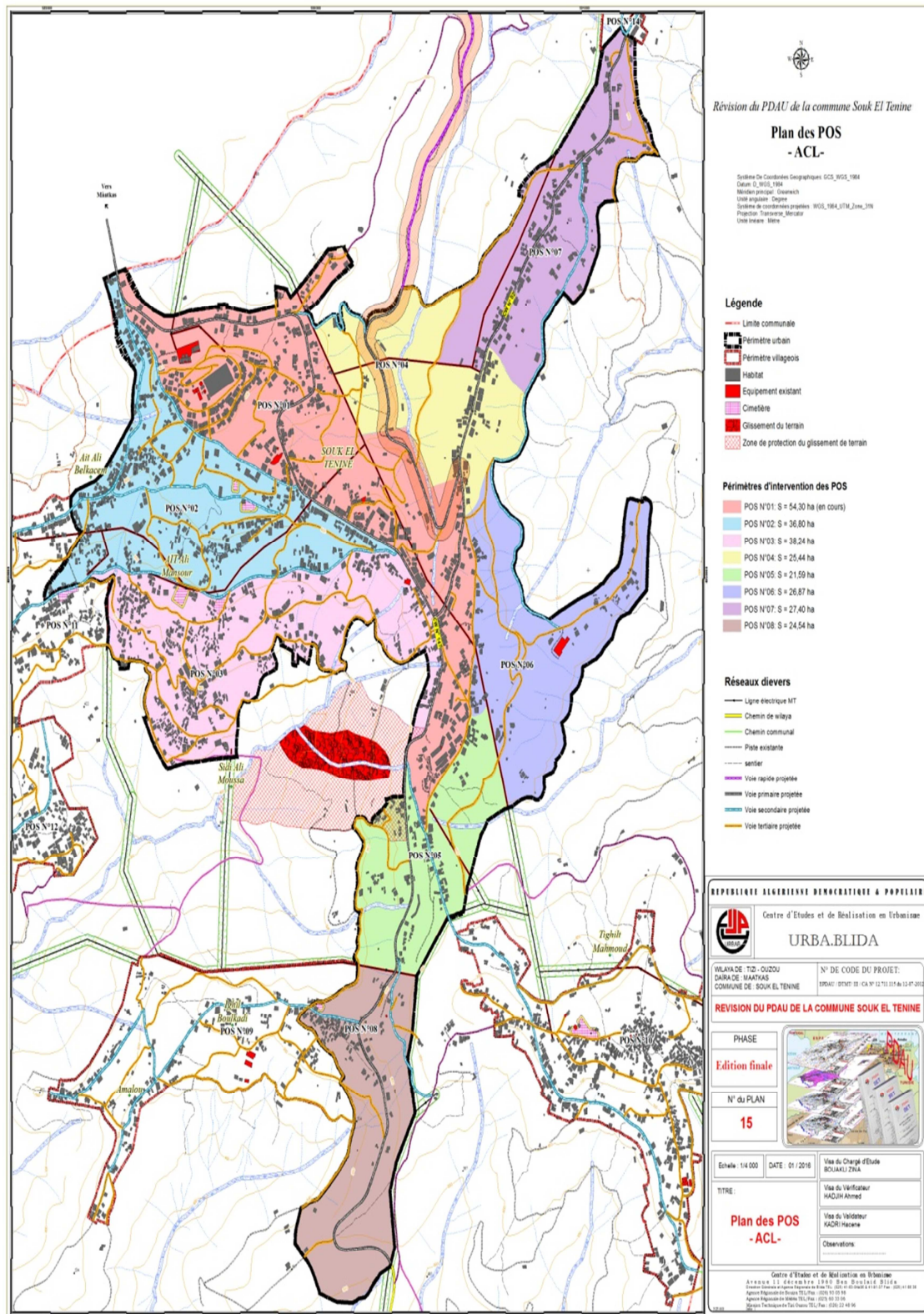


Figure I-11 : Carte des POS Actuelle.

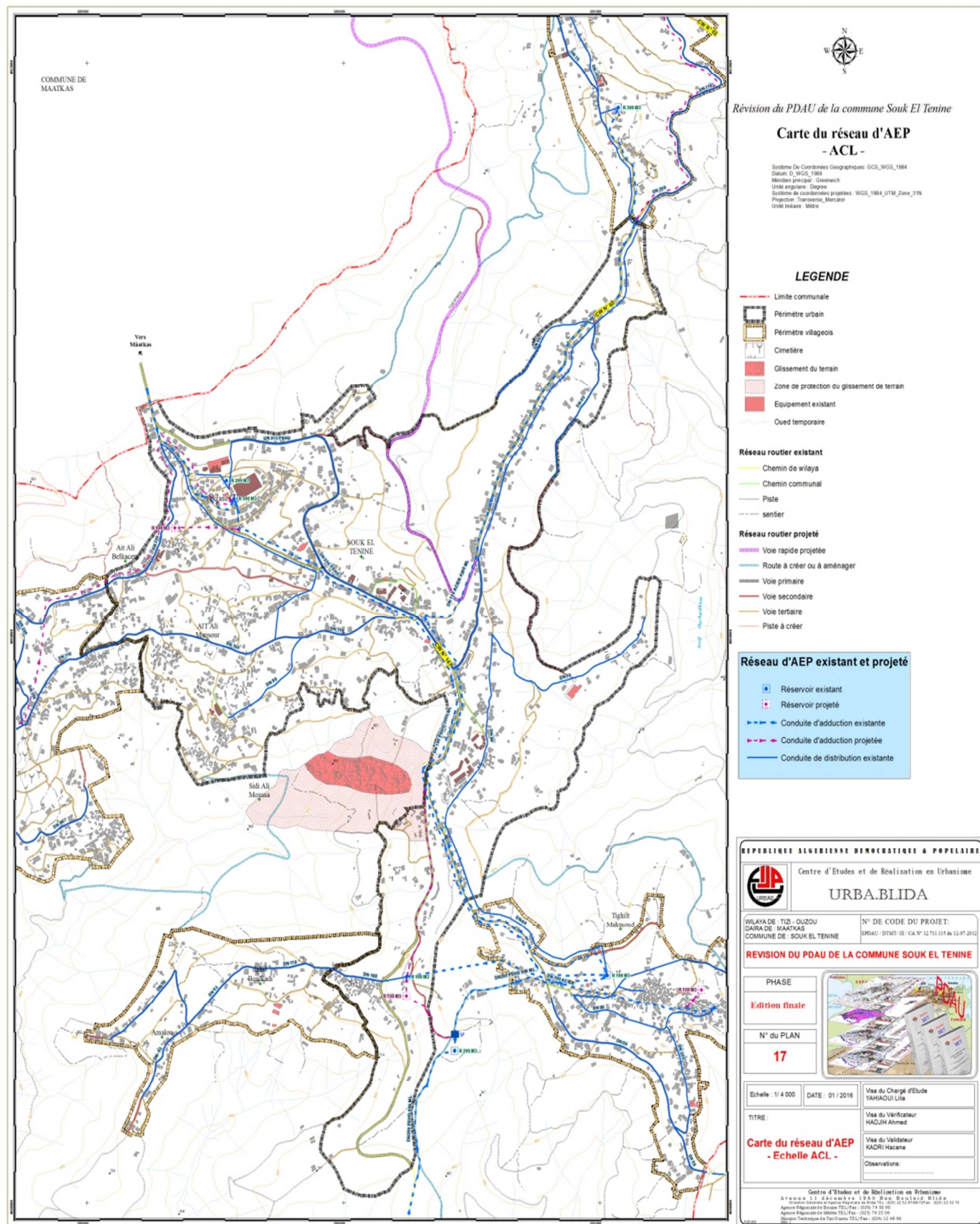


Figure I-11 : Carte du réseau d'AEP Actuelle.

2. Description du réseau d'AEP existant :

1- Le chef-lieu :

L'ACL est alimenté à partir des réservoirs R 200 m3, R 500 m3 situés à Fekrane et le réservoir R 100 m3 de Tighilt Mahmoud. Le réservoir R 500 m3 de Fekrane est alimenté gravitairement par le R 100 m3 de Tighilt Mahmoud avec une conduite de DN 160 sur une longueur de 2000 ML.

La distribution est assurée gravitairement par des conduites dont le diamètre varie entre le DN 160 et le DN 40.

2- Les villages Ait Ali Mansour, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane :

Ils sont alimentés gravitairement à partir du réservoir de Fekrane R200 m³ avec différents diamètres en PEHD.

Le réseau de distribution est de type combiné (maillé et ramifié) en bon état.

3- Village Tighilt Mahmoud :

Il est alimenté gravitairement à partir du réservoir 300 m³ qui se trouve au centre du village, par des conduites en acier galvanisé et en PEHD de différents diamètres.

Le réseau de distribution est de type combiné (maillé et ramifié) en bon état.

4- Village d'Agouni Boufal et Ait Izid :

Ils sont alimentés à partir du réservoir R300 m³ qui se trouve à Agouni Boufal qui est à son tour alimenté gravitairement par le réservoir R100 m³ de Tighilt Mahmoud avec une conduite en acier galvanisé sur une longueur de 4200 ml.

Le réseau de distribution est en type combiné en moyen état.

5- Villages Ait Ali Belkacem et Ighil Mechkou :

Ils sont alimentés à partir du R200 m³ qui se trouve à Fekrane gravitairement par une conduite de différents diamètres en PEHD.

6- Village Ighil Boulkadi :

Ce dernier est alimenté gravitairement à partir du réservoir R100 m³ qui est à son tour alimenté par le réservoir R300 m³ qui se trouve à Tighilt Mahmoud avec une conduite de DN90 en acier. La distribution est assurée par des conduites de différents diamètres en PEHD.

Les besoins et les ressources existantes de la commune de Souk el Tenine sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau 1.6 : Balance des ressources et des besoins actuel en eau [09]

Horizon Agglomération	Existants (m³)	Besoins (m³)	Déficit/Excès (m³)
CHEF LIEU	700	290	410
Ait Ali Manseur, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane	500	649	-149
Tighilt Mahmoud	300	333	-33
Agouni Boufal et Ait Izid	300	555	-255
Ait Ali Belkacem et Ighil mechkou	200	191	9
Ighil Boulkadi	100	227	-127
Total	2100	2245	-145

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir les caractéristiques générales de la commune de Souk El Tenine et sa situation Hydraulique, afin de mobiliser cette dernière qui fera l'objet de nos prochains chapitres montre qu'il y a un déficit entre les besoins en eau et la ressource disponible, ce qui cause des pénuries d'eau au niveau de la commune. Pour remédier à ce problème, la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Tizi-Ouzou (DRE) a projetée de renforcer le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Souk El Tenine à partir de l'Oued Mechtras vers le réservoir de stockage de FEKRANE.

Chapitre II :

Estimation des besoins

Introduction

Pour la réalisation de tout projet d'alimentation en eau potable, il faut prévoir avec exactitude ses besoins et le volume d'eau nécessaire à la consommation. Ceci passe par l'estimation de la population de la région en question pour l'horizon d'étude. Il est à noter que ces besoins varient suivants l'évolution démographique, le niveau de vie, la taille de l'agglomération, le climat, et les normes d'hygiène.

II.1. Evaluation de la population

D'après le recensement général de l'année 2008, la population de Souk El Tenine s'élève au nombre de 14 660 habitants, cette information est fournis par les services d'APC [09]. Pour cela il va nous falloir calculer la population pour l'année d'étude, puis pour l'horizon d'étude.

L'évolution de la population pour les différents horizons est donnée par la formule suivante.

$$P_n = P_0(1 + \alpha)^n$$

Avec :

P_n : population à l'horizon d'étude.

P₀: population de l'année de référence.

α: taux d'accroissement de la population, dans notre cas il est égal à 2% selon l'office national des statistiques (source DREW).

n : nombre d'année séparant les horizons considérés.

Dans notre cas, l'année d'étude étant 2019, et le projet est calculée pour un horizon de trente ans (2049), en passant par une étude à court terme (2029), et moyen terme(2039).

Tableau II.1 : Evaluation de la population à l'horizon d'étude

Désignation	Année				
	2008	2019	2029	2039	2049
Chef-lieu	1210	1475	1798	2192	2672
Ait Ali menseur, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, TiziMouka, et ImoulaAmrane	5555	6772	8254	10062	12266
Tighilt Mahmoud	2083	2539	3095	3773	4599
AgouniBoufal et Ait Izid	4113	5014	6112	7450	9082
Ait Ali Belkacem et Ighilmechkou	665	811	988	1205	1468
IghilBoulkadi	1034	1260	1536	1873	2283
Total	14660	17870	21784	26555	32370

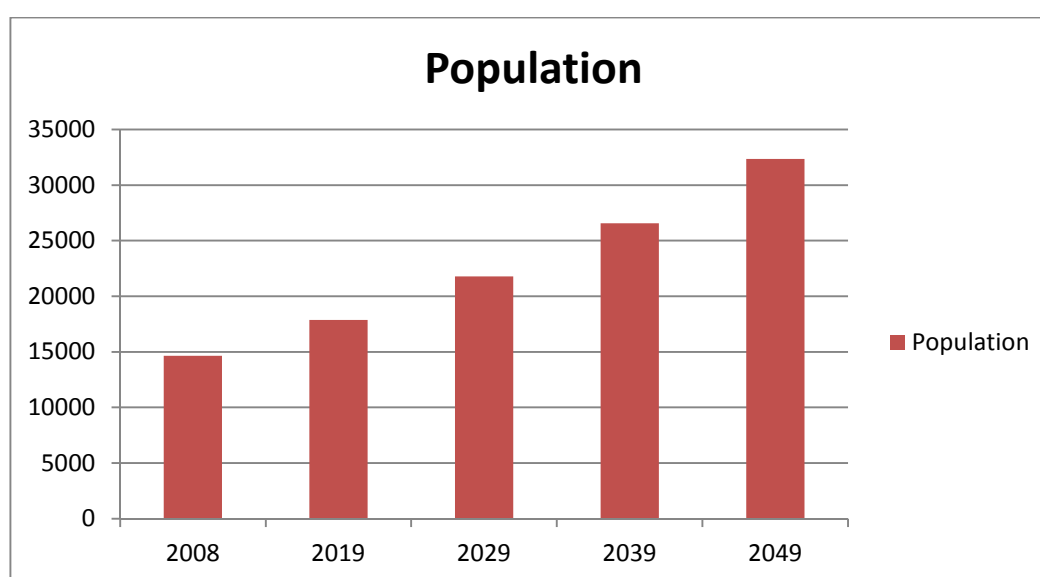


Figure II.1 : Evolution de la population pour différents horizons

II.2. La dotation

La dotation notée « dot » est la norme de consommation, définie comme étant la quantité d'eau que l'être humain utilise dans sa vie quotidienne pour satisfaire à ses différents besoins à savoir, le ménage, la douche...etc. Son évaluation dépend de nombreux paramètres : la catégorie des consommateurs, le type d'agglomération, le degré d'équipements.

Voici à titre indicatif quelques exemples de dotation adoptées :

- zone rurales et ville de 5000 à 20000 habitants : dot = 150 à 225 litres/ habitants/jour;
- ville de 20000 à 100000 habitants : dot = 200 à 250 litres /habitant/jour;
- villes plus de 100000 habitants : dot = 250 à 300litres/habitant/jour.

La commune de Souk El Tenine est située dans une zone rurale, selon le niveau de vie des gens, et l'évolution future, il est admis une dotation de 150 litres/habitant/jour largement suffisante pour ce genre d'agglomération, nous maintenons la même valeur pour les divers horizons d'étude (DRE).

II.3. La consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations pendant une journée, elle est donnée par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{ND}{1000} [\text{m}^3/\text{j}]$$

Où :

Q_{moyj} : débit moyen journalier en (m^3/j) ;

N : nombre de consommateurs (habitants) ;

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

II.4. Différents types de besoins

L'estimation des besoins domestiques sur les divers horizons d'étude, se fait à l'aide de la formule précédente

II.4.1 Besoins domestiques

a. L'année d'étude (2019)

La consommation en eau potable pour l'année d'étude de la commune de Souk El Tenine, est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau II.2 : Besoins domestiques pour l'année d'étude

Localité	2019		
	Habitants	Qmoyj (m3/j)	Qmoyj (l/s)
Chef lieu	1475	221,25	2,56
Ait Ali menseur, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, TiziMouka, et ImoulaAmrane	6772	1015,73	11,76
Tighilt Mahmoud	2539	380,87	4,41
AgouniBoufal et Ait Izid	5014	752,06	8,70
Ait Ali Belkacem et Ighilmechkou	811	121,59	1,41
IghilBoulkadi	1260	189,07	2,19
Total	17870	2680,57	31,03

b. Au court terme (2029)

Tableau II.3 : Besoins domestique à l'horizon 2029

Localité	2029		
	Habitants	Qmoyj (m3/j)	Qmoyj (l/s)
Chef-lieu	1798	269,70	3,12
Ait Ali menseur, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, TiziMouka, et ImoulaAmrane	8254	1238,17	14,33
Tighilt Mahmoud	3095	464,28	5,37
AgouniBoufal et Ait Izid	6112	916,76	10,61
Ait Ali Belkacem et Ighilmechkou	988	148,22	1,72
IghilBoulkadi	1536	230,47	2,67
Total	21784	3267,60	37,82

c. Au moyen terme (2039)

Tableau II.4 : Besoins domestiques à l'horizon 2039

Localité	2039		
	Habitants	Qmoyj (m3/j)	Qmoyj (l/s)
Chef-lieu	2192	328,76	3,81
Ait Ali Menseur, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka, et Imoula Amrane	10062	1509,32	17,47
Tighilt Mahmoud	3773	565,96	6,55
Agouni Boufal et Ait Izid	7450	1117,52	12,93
Ait Ali Belkacem et Ighilmechkou	1205	180,68	2,09
Ighil Boulkadi	1873	280,94	3,25
Total	26555	3983,18	46,10

d. Pour le long terme (2049):

Tableau II.5 : Besoins domestique à l'horizon 2049

Localité	2049		
	Habitants	Qmoyj (m ³ /j)	Qmoyj (l/s)
Chef lieu	2672	400,76	4,64
Ait Ali Menseur, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, TiziMouka, et Imoula Amrane	12266	1839,85	21,29
Tighilt Mahmoud	4599	689,90	7,98
Agouni Boufal et Ait Izid	9082	1362,25	15,77
Ait Ali Belkacem et Ighilmechkou	1468	220,25	2,55
Ighil Boulkadi	2283	342,47	3,96
Total	32370	4855,48	56,20

Les besoins domestiques des différents horizons d'étude, sont résumés dans le tableau 2.6 :

Tableau II.6: Récapitulatif des besoins domestiques

Horizon	Population	Q moy j (m ³ /j)	Q moy j (l/s)
2019	17870	2680,57	31,03
2029	21784	3267,60	37,82
2039	26555	3983,18	46,10
2049	32370	4855,48	56,20

II.4.2 Les besoins spécifiques

On désigne par besoins spécifique, tous les besoins qui ont un rapport avec la quantité d'eau consommé par les édifices publics, en dehors de celle des ménages, tel que : les écoles, les stades, les mosquées.....etc.

Dans notre cas la consommation spécifique est prise égale à 20 % des besoins domestiques (source DRE). Les besoins spécifiques sont donnés par la relation suivante :

$$Q_{spe} = Q_{moyj} \times 0,20$$

Tableau II.7 : Les besoins spécifiques

Horizon	Taux	Qspe(m ³ /j)	Qspe(l/s)
2019	0,2	536,11	6,21
2029	0,2	653,52	7,56
2039	0,2	796,64	9,22
2049	0,2	971,10	11,24

La consommation moyenne de Souk El Tenine pour les différents horizons, est résumée dans le tableau 2.8 :

Tableau II.8 : Consommation moyenne en eau

Horizon	Q moy j (m ³ /j)	Q moy j (l/s)
2019	3216,68	37,23
2029	3921,12	45,38
2039	4779,82	55,32
2049	5826,58	67,44

II.5. Etude des variations des débits

Dans un réseau d'AEP, il y a toujours augmentation ou diminution de consommation. Ces variations s'étalent sur l'heure, la journée, l'année. En raison de l'irrégularité de la consommation et tenant compte des fuites qui peuvent survenir, le débit exigé pour les consommateurs sera obtenu en majorant le débit moyen journalier avec un coefficient d'irrégularité. Ce calcul va nous permettre de dimensionner le réseau d'adduction.

II.5.1. Coefficients d'irrégularités

a. Coefficient d'irrégularité maximum journalier (k_{maxj})

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages dans le réseau, en majorant la moyenne de 10% à 30%. Donc la valeur de « k » varie entre 1,1 et 1,3, pour notre cas, le taux de fuites est pris égal à 10 % ce qui nous donne $k = 1,1$ (source DRE).

b. Coefficient d'irrégularité minimum journalier (k_{minj})

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation dans le réseau, k_{minj} varie entre 0,7 et 0,9. Pour notre projet on prend k_{minj} égale à 0,8.

c. Coefficient d'irrégularité maximum horaire (k_{maxh})

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation durant les heures de la journée. Ce coefficient tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné avec la relation suivante :

$$k_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Avec :

α_{max} : étant le coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération.

Il est compris entre 1.2 et 1.4. Dans notre cas, on prend **α_{max}** = 1.3 ;

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.9 : Les variations du coefficient β

Nbre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

La valeur de $\beta_{\max}$ est obtenue par interpolation. À l'horizon 2049, la population est de 30503 habitants, elle est comprise entre 20000 et 50000, ce qui donne :

$$\beta_{\max} = 1,15 + ((1,2 - 1,15) \times (50000 - 32370)) / (50000 - 20000) = 1,18.$$

En utilisant la relation précédente, on aura : $k_{\max h} = 1,3 \times 1,18 \rightarrow k_{\max h} = 1,534$ La

II.5.2. Variation du debit

a. La variation journalière

Du fait de l'existence de variations de la consommation au cours de la journée, on doit déterminer la variation maximale et minimale.

$$Q_{\min j} = k_{\min j} \times Q_{\text{moy} j}$$

Avec :

$Q_{\text{moy} j}$: débit moyen journalier ;

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier ;

$Q_{\min j}$: débit minimum journalier.

Les résultats sont résumés dans le tableau (II.10) :

Tableau II.10 : Variations des débits journaliers

Horizon	$Q_{\text{moy} j}$		$k_{\min j}$	$Q_{\min j}$		$k_{\max j}$	$Q_{\max j}$	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
2019	3216,68	37,23	0,8	2573,35	29,78	1,1	3538,35	40,95
2029	3921,12	45,38	0,8	3136,89	36,31	1,1	4313,23	49,92
2039	4779,82	55,32	0,8	3823,86	44,26	1,1	5257,80	60,85
2049	5826,58	67,44	0,8	4661,26	53,95	1,1	6409,23	74,18

b. Debit maximum horaire

Cette consommation permet de déduire la plus forte charge, pour prévenir les risques des dépôts dans le réseau. Ce débit est donné par la relation.

$$Q_{\max} = k_{\max} \times Q_{\text{moy}}$$

Avec :

$Q_{\max h}$: débit maximum horaire ;

$k_{\max h}$: coefficient d'irrégularité maximum horaire ;

$Q_{\text{moy}h}$: débit moyen horaire.

Le débit moyen horaire est obtenu avec la relation (II.11) :

$$Q_{\text{moy}h} = Q_{\max j} / 242.7$$

Tableau II.11 : Débit maximum horaire.

Horizon	$k_{\max h}$	$Q_{\max j}$		$Q_{\text{moy}h}$		$Q_{\max h}$	
		m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
2019	1,534	3538,35	40,95	147,43	40,95	226,16	62,82
2029	1,534	4313,23	49,92	179,72	49,92	275,69	76,58
2039	1,534	5257,80	60,85	219,08	60,85	336,06	93,35
2049	1,534	6409,23	74,18	267,05	74,18	409,66	113,79

II.6.2. Calcul des débits maximaux horaires et journaliers pour chaque groupe du village qui ont un réservoir en commun

Notre projet contient de quatre réservoirs posés au sol, et chacun d'eux alimente un groupe de villages qui sont proche ces groupes, sont comme suit :

La commune de Souk El Tenine est alimentée comme suit :

- Le chef- lieu : il est alimenté par les réservoirs R 500 m³ et R 200 m³ situés à Fekrane, et le réservoir R 100 m³ de Tighilt Mahmoud. Le réservoir R 500 m³ de Fekrane est alimenté à son tour du réservoir R 100 m³ de Tighilt mahmoud,
- Les villages Ait Ali Mansour, Sidi Ali Moussa, Ait Abderrahmane, Tizi Mouka et Imoula Amrane : ils sont alimentés à partir du réservoir R 200 m³ de Fekrane
- Village Tighilt Mahmoud : Tighilt Mahmoud est alimenté à partir du réservoir R 300 m³ se trouvant au centre du village.
- Village d'Agouni Boufal et Ait Izid : ils sont alimentés par le réservoir R 300 m³ d'Agouni Boufal, qui est à son tour alimenté gravitairement à part du réservoir R 100 m³ de Tighilt Mahmoud.
- Villages Ait Ali Belkacem et Ighil Mechkou : ils sont alimentés à partir du réservoir R 200 m³ situer à Fekrane.
- Village Ighil Boulkadi : ce village est alimenté à partir du réservoir R 100 m³, qui est à son tour alimenté à partir du réservoir R 300 m³ de Tighilt Mahmoud.

Tableau II.12 : Les débits maximums journaliers pour chaque groupe de villages.

Réservoirs	R 200 m ³ existant à Fekrane	R 500 m ³ projeté à Fekrane	R 100 m ³ à Tighilt Mahmoud
Population	12 266	11 753	8351
Qmoy j (m ³ /j)	1839,85	1763,01	1252,62
Qmoy j (l/s)	21,29	20,41	14,50
Qspéc (m ³ /j)	367,97	352,60	250,52
Qspéc (l/s)	4,26	4,08	2,90
Qmoyj en tenant les pertes (m ³ /j)	367,97	352,60	250,52
Qmoyj en tenant les pertes (l/s)	4,26	4,08	2,90
Qmoy totale (m ³ /j)	2575,79	2468,21	1753,67
Qmoy total (l/s)	29,81	28,57	20,30
βmax	1,28	1,28	1,34
Kmax h	1,66	1,66	1,74
Kmax j	1,10	1,10	1,10
Kmin j	0,80	0,80	0,80
Qmax j (m ³ /j)	2833,37	2715,03	1929,04
Qmin j (m ³ /j)	2060,63	1974,57	1402,94
Qmoy h (m ³ /j)	118,06	113,13	80,38
Qmax h (m ³ /h)	196,45	188,24	140,02

Conclusion

Après évaluation des besoins en eau, la consommation de la commune de Souk El Tenine est estimée 7 477,44 m³/j soit 86,54 l/s. Actuellement, la ressource en eau disponible pour alimenter la commune est de 3 310 m³/j. Ceci fait ressortir un déficit de 4 167,44 m³/j (50,23 l/s), à l'horizon 2049.

Pour palier à ce déficit, nous proposons de renforcer les ressources existantes avec des nouveaux forages au niveau d'Oued Mechtras, ainsi que de nouveaux équipements pour le réseau de distribution. Cette nouvelle ressource comblera le débit manquant. **(Voir annexe 06)**

Chapitre III :

Ressources en eau

Introduction

Dans cette partie, on va étudier les ressources en eau dans la commune de Souk El Tenine, et localiser les ouvrages hydrauliques existants au niveau de la région, pour avoir une idée concernant le réseau d'adduction pour une éventuelle extension et renforcement de réseaux pour palier au besoin de développement à horizon 2049.

III.1. Les ouvrages existants

La commune de Souk El Tenine, dispose dans sa chaîne d'alimentation en eau potable des réservoirs, et de trois stations de reprise sur le CW 147 reliant la commune à Mechtras.

III.1.1. Les réservoirs

Les différents réservoirs sont illustrés dans le tableau (III.1) qui suit :

Tableau III.1 : Réservoirs existants

Localité	Capacité (m ³)	Cote radier (m)	Observation
Fekrane	200	660	Opérationnel
Fekrane	500	660,23	Opérationnel
Agouniboufal	300	/	Opérationnel
Tighilt Mahmoud	300	/	Opérationnel
Tighilt Mahmoud	100	/	Opérationnel
IghilBoulkadi	100	/	Opérationnel
Total	1500	/	/

III.1.2. Stations de reprise

Les différentes stations de reprise sont illustrées dans le tableau (III.2) qui suit :

Tableau III.2 : Les stations de pompes.

Station de pompage	Caractéristiques	Observation
Station de reprise 01+ un réservoir R 200m ³	03 pompes, 20h/24h, 80 m ³ /h	Opérationnel
Station de reprise 02+ un réservoir R 200m ³	03 pompes, 20h/24h, 80 m ³ /h	Opérationnel
Station de reprise 03+ un réservoir R 200m ³	03 pompes, 20h/24h, 80 m ³ /h	Opérationnel

III.2. Ressources existantes

La commune de Souk El tenine est actuellement alimentée par deux ressources, à partir de trois (03) forages se trouvant au niveau d'Oued Mechtras, et du transfert du barrage Koudi et Acerdoune de Bouira. Ces deux ressources sont acheminées vers la station de reprise (SR 01) de la chaine d'alimentation de Souk El Tenine, qui se trouve sur le CW147.

Cette station a la capacité de véhiculer un débit de $3310 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $38,31 \text{ l/s}$. Ce débit est refoulé jusqu'au réservoir de tête de Tighilt Mahmoud R 100 m^3 , en passant par la station de reprise (SR 02) et la station (SR 03), ce refoulement s'effectue avec des conduites en PEHD, de diamètre nominal DN 250 (voir annexe 06).

III.3. Etat du réseau existant

L'alimentation de La commune de Souk El Tenine est comme suit :

- Le réservoir R 100 m^3 de Tighilt mahmoud alimente le réservoir R 500 m^3 de Fekrane par une conduite de diamètre DN160 sur une longueur de 2000 ML ainsi que le réservoir R 300 m^3 d'Agouni Boufal, par un conduite en acier galvanisé sur une longueur 4200 ml gravitairement.
- Les réservoirs R 500 m^3 et R 200 m^3 situés à Fekrane alimente le chef- lieu.
- Le réservoir R 200 m^3 de Fekrane, alimente Les villages, Ait Abderrahmane, Ait Ali Mansour Tizi Mouka Sidi Ali Moussa, et Imoula Amrane avec des avec des conduites en PEHD de différents diamètres et les villages Ait Ali Belkacem et Ighil Mechkou sont alimentés gravitairement avec une conduite en PEHD de différents diamètre.
- Le réservoir R 300 m^3 se trouvant au centre du village Tighilt Mahmoud alimente le village par des conduites en PEHD de différents diamètres.
- le réservoir R 300 m^3 d'Agouni Boufal alimente le village d'Agouni Boufal et Ait Izid.
- Village Ighil Boulkadi : ce village est alimenté à partir du réservoir R 100 m^3 , qui est à son tour alimenté à partir du réservoir R 300 m^3 de Tighlt Mahmoud gravitairement, avec une conduite de diamètre DN 90 en acier.

III.4. Le réseau projeté

Le réseau qu'on a décrit précédemment, offre à la commune de Souk El Tenine un débit de $3310 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $38,31 \text{ l/s}$. par contre, on a vu dans le deuxième chapitre que les besoins de cette commune s'élèvent à $7\,477,44 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $86,54 \text{ l/s}$ pour l'année 2049 (long terme).

Ce qui amène à un déficit dans le réseau d'environ $4\,167,44\text{ m}^3/\text{j}$ soit $50,23\text{ l/s}$, pour remédier à ça, la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi-Ouzou (DRE) a projetée de renforcer ce réseau en acheminant l'eau depuis Mechtras vers Souk El Tenine.

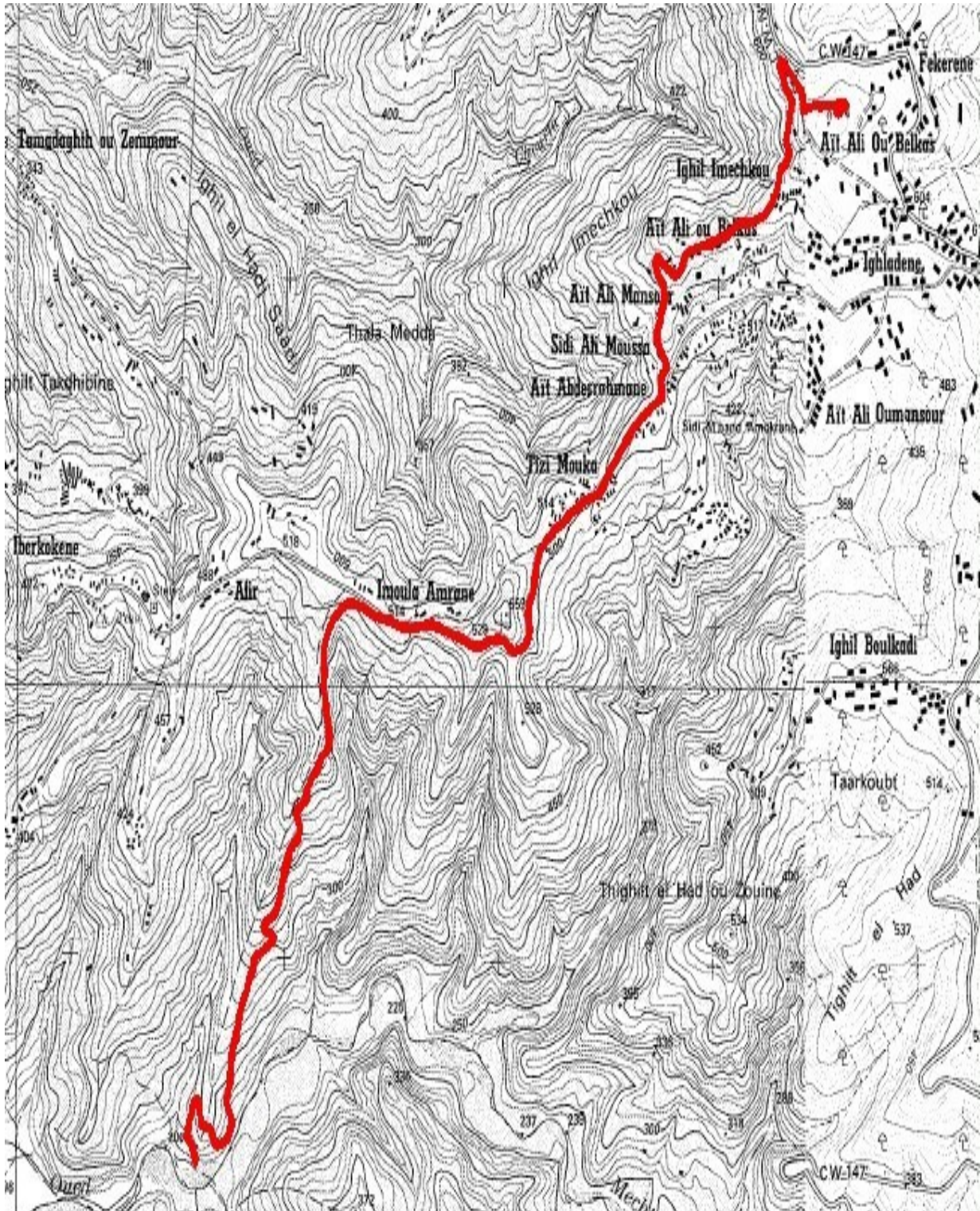


Figure III.1 : Tracé de la nouvelle adduction sur carte d'état (source DREW).

Pour réaliser ce transfert, ils vont implanter de nouveaux forages au niveau de Oued Machtras, ces forages offriront un débit de 32 l/s, l'eau sera refoulé vers le réservoir R 500 m³ situer à Fekrane comme on le voit dans la figure (III.1), en passant par deux stations de reprises.

III.5. Caractéristique physico-chimiques des forages

Pour ces caractéristiques, nous allons comparer les analyses faites par les services de l'Algérienne Des Eaux (ADE) (faite le 03 Février 2016) aux normes internationale de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) pour vérifier la potabilité. Les résultats sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.3 : Caractéristiques des eaux des forages

Elément/substance	Symbole	Unité	Dosage	Norme OMS
Calcium	Ca ⁺⁺	Mg/l	111,42	100
Magnésium	Mg ⁺		16,53	50
sodium	Na ⁺		38	200
Potassium	K ⁺		03	12
Chlorure	Cl ⁻		34,39	250
Sulfate	SO ₄ ⁻		73,10	250
Bicarbonates	HCO ₃ ⁻		375,03	/
Nitrate	NO ₃ ⁻		1,77	50
Résidu sec à 105°C	R.S		465,73	2000

Conclusion

Les analyses physico-chimique présentées précédemment, montrent que les eau des forages de Mechteras de bonne qualité, douce et propre à la consommation et avec des composante en minéraux essentiel.

Le débit que vont offrir ces forages est de 38, 31 l/s soit 3310 m³/j, est largement suffisant pour apporter le manque de la commune de Souk El Tnine en terme de eau potable qui est 50,23 l/s soit 4167,44 m³/j.

Chapitre IV :

Pose et protection des conduites

Introduction

Une bonne mise en place des conduites doit assurer leur protection contre la corrosion, leur stabilité ainsi que leur durabilité. Le choix du type de pose nécessite une étude technico-économique qui doit tenir compte des facteurs suivants: rapidité ; qualité et économie.

Ainsi ce choix dépend d'une évaluation des contraintes suivantes:

Les contraintes liées aux terrains et qui peuvent retarder les travaux sont:

- L'accessibilité de terrain d'implantation des conduites;
- Caractéristiques topographiques et pédologiques.

Les contraintes liées au climat:

- La température ;
- La pluviométrie (la crues, le ravinement, les griffes).

Les contraintes liées aux moyens matériels:

- Engins de bétonnages, de transport et d'autres.

IV.1. 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.1.1. Pose en terre

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

Cette opération s'effectue par tronçons successifs, 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 de la mettre à l'abri du gel.

Dans certain cas on est obligé, afin de protéger les tuyaux des charges importantes, de prévoir les solutions suivantes :

Des gaines, c'est des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites;

Par enrobage dans le béton, dans ce cas les conduites sont couvertes en béton.



Figure IV.1 : Pose des conduites en terre

IV.1.2. Pose en mauvais terrains (cas spécial)

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

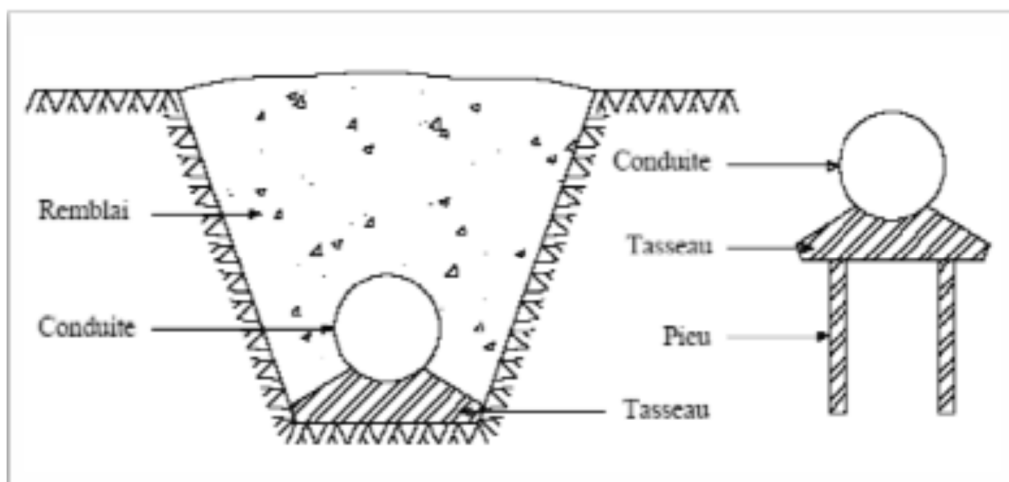


Figure IV.2 : Pose en mauvais terrains.

IV.1.3. Traversée des routes et voies ferrées

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

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

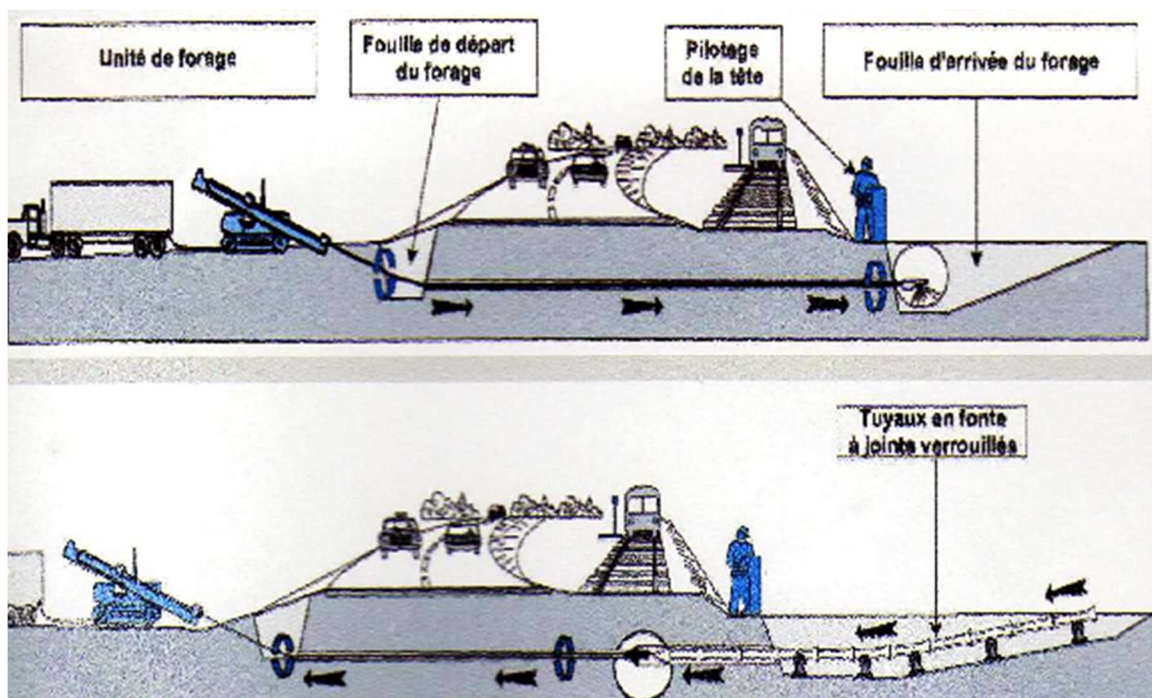


Figure IV.4: Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées

IV.1.4. Pose en galerie

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

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

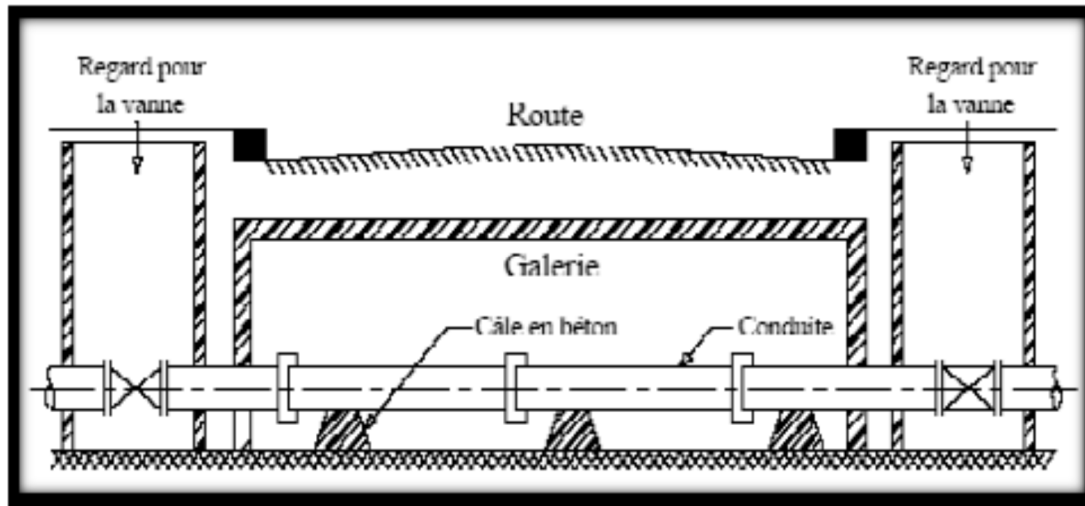


Figure IV.5 : Pose des conduites en galeries.

IV.1.5. Traversées des cours d'eau

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

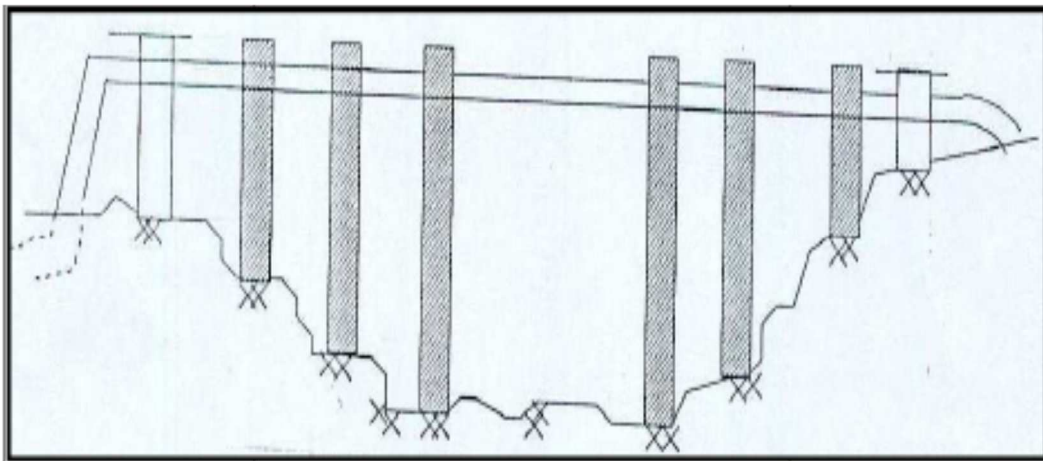


Figure IV.6 : Traversée d'un cours d'eau.

IV.1.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usées.

IV.1.7. Passage de ponts

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

- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques;
- La protection contre le gel si nécessaire.

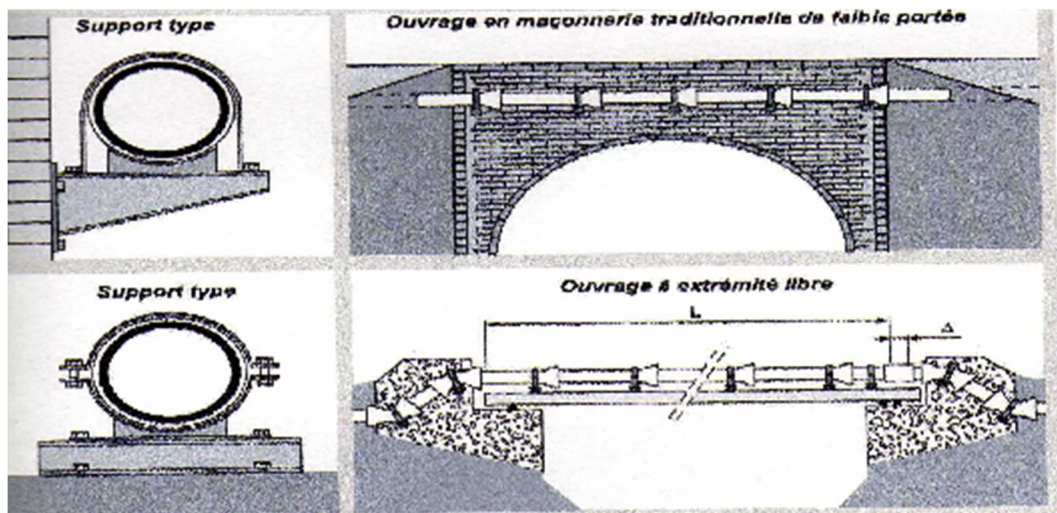


Figure IV.7: Passage des ponts.

IV.1.8. Butée et amarrage

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

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

- Frottement sur le sol (massif poids);

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

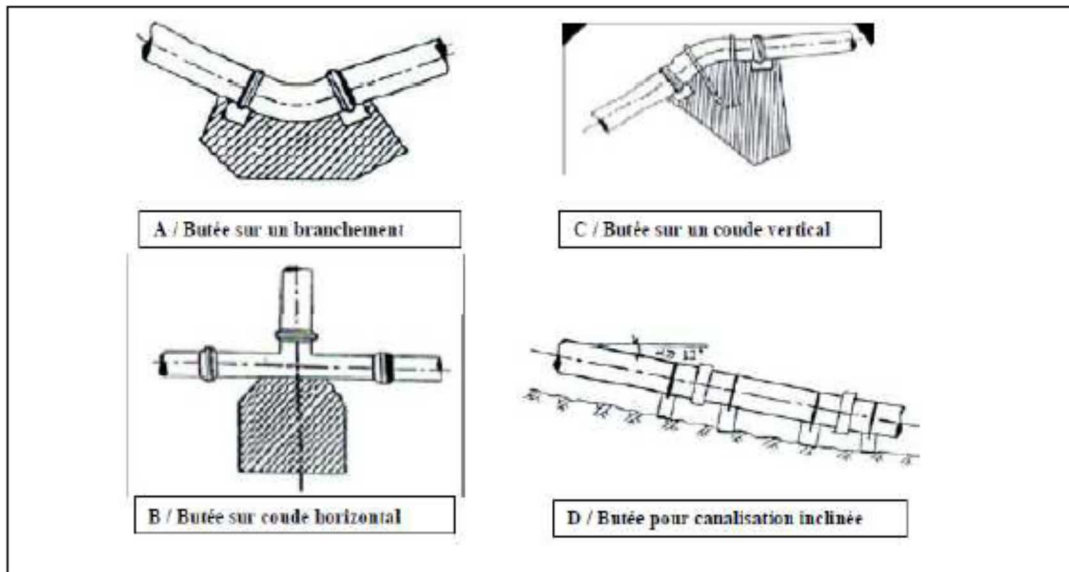


Figure IV.8 : Butée et amarrage

Le volume de la butée est calculé selon la formule suivante :

$$F = K + P + S \quad (IV.1)$$

Avec :

F : la poussée exprimée en daN ;

P : la pression hydraulique d'essai en bar ;

S : la surface externe du tuyau en cm² ;

K : coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

Tableau IV.1 : Les valeurs de K en fonction de l'angle des coudes.

Sur les coudes à 90° (1/4)	K=1,414
Sur les coudes à 45° (1/8)	K=0,766
Sur les coudes à 22°30 (1/16)	K=0,390
Sur les coudes à 11°15 (1/23)	K=0,196

IV.2. Différentes étapes de mise en place des canalisations

IV.2.1. Réalisation des fouilles

a. 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 d'espace de chaque côté de celle-ci. Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{IV.2})$$

Avec:

B : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

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

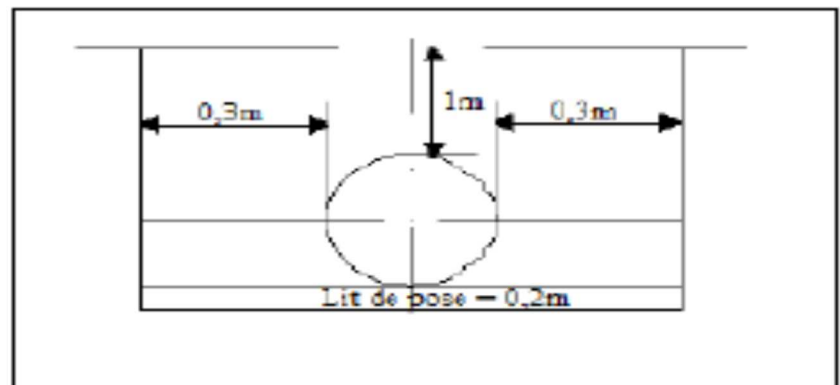


Figure IV.9 : Pose en tranchée.

b. La profondeur de la tranchée

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

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

$$H = H_1 + H_2 + D \quad (\text{IV.3})$$

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.

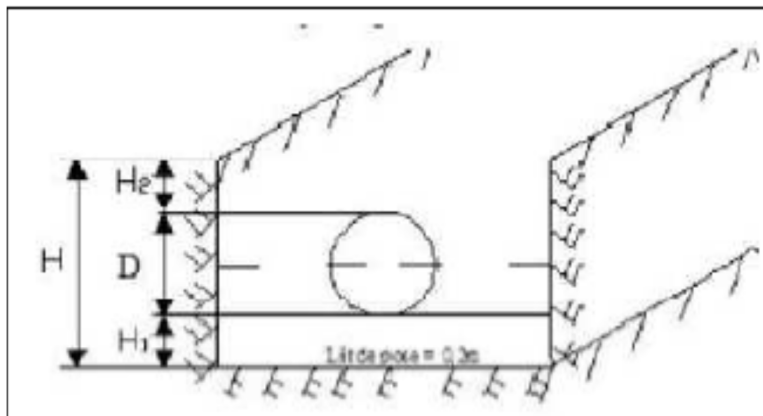


Figure IV.10 : Réalisation des fouilles.

c. Lit de pose

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

- ✓ Du gravier, dans un terrain ordinaire ;
- ✓ Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;

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

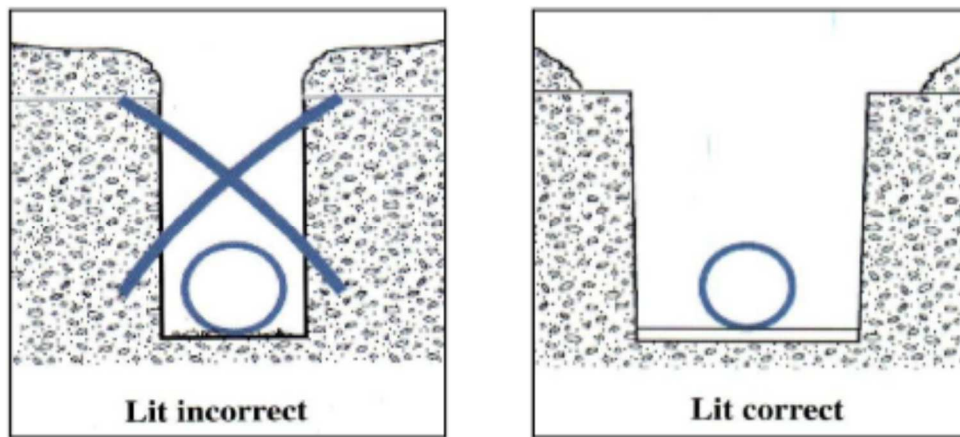


Figure IV.11 : Lit de pose de la conduite.

IV.2.2. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étrangers. Pour faciliter le nivèlement, 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.2.3. Epreuve des joints et des canalisations principales

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

La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes précaution étant prises pour éviter les coups de bélier dans la conduite. Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 KPa. Dans le cas des conduites en polyéthylène, les épreuves sont réalisées comme suit:

- Appliquer une pression d'épreuve égale à la pression maximale de service de la conduite, et au moins égal à 600 kPa, et la maintenir 30 minutes en pompant pour l'ajuster ;

- Ramener la pression à 300kPa à l'aide de la vanne de purge, fermer la vanne pour isoler le tronçon à essayer;
- Enregistrer ou noter les valeurs de la pression.

IV.2.4. Essai général du réseau

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

IV.2.5. Remblaiement de la tranchée

La tranchée est remblayée en bourrant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées, le dessus et les flancs avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi pour suivi de la même façon jusqu'à 0,3m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

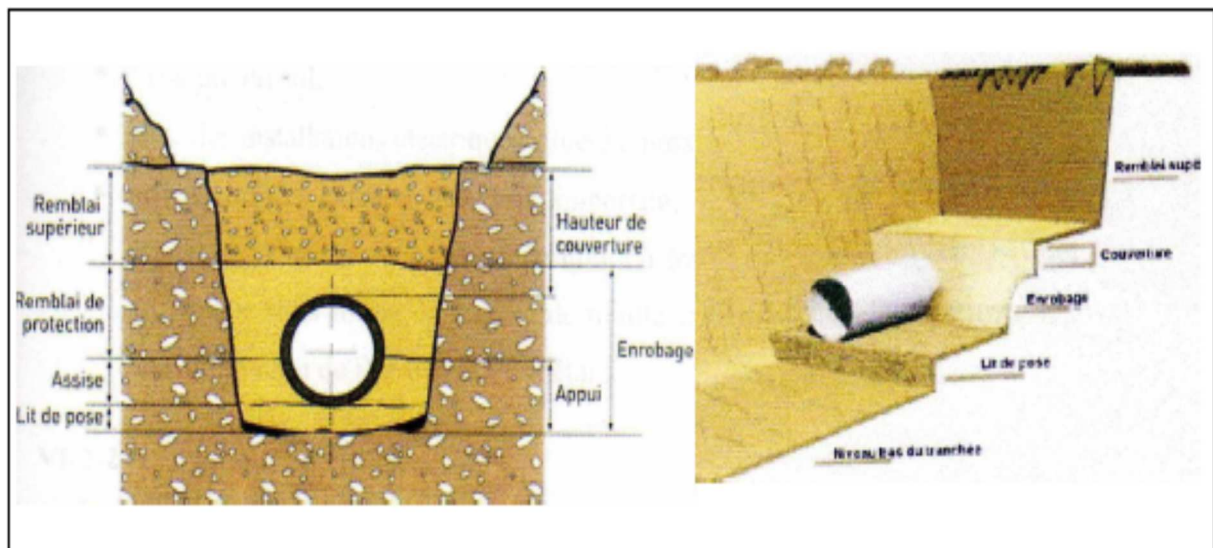


Figure IV.12 : Remblayage de la fouille.

IV.2.6. Désinfection du réseau

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

Pour les conduites d'alimentation en eau potable, ces lavages sont répétés si nécessaire, afin que la turbidité de l'eau soit inférieure au maximum admis par les normes et règlements en vigueur pour la qualité des eaux destinées à la consommation humaine. Il est ensuite procédé à la désinfection aux instructions en vigueur.

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

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

Il est impératif de respecter un temps de contact minimum pour la désinfection, il dépend du produit utilisé et de sa dose introduite.

Tableau IV.2 : Produits de désinfection (Doses et temps de contact).

Désinfectants utilisés	Temps de contact minimum en heures	Dose de désinfectant (mg/l)	Précautions
Eau de Javel	24	90 150	- Se dégrade rapidement à la lumière. - Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités.
Hypochlorite de calcium	24 – 1,2 – 0,5 instantané	10 – 50 -150 - 10.000	- Ne pas utiliser en milieu confiné. - Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités.
Permanganate de potassium	24	50	- A préparer au moins 24 heures d'avance. - Ne pas rejeté directement dans les eaux de surface (forte coloration).

Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé à l'eau claire, des prélèvements de contrôle sont faits immédiatement par le laboratoire agréé chargé de la surveillance des eaux, et si les résultats sont défavorables, l'opération sera renouvelée dans les mêmes conditions.

IV.3. 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.3.1. L'entartrage

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



Figure IV.13 : L'entartrage.

IV.3.2. La corrosion

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

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

- La corrosion chimique;
- La corrosion électrochimique.



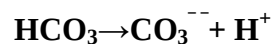
Figure IV.14 : La corrosion dans les conduites.

IV.4. Moyens de lutte contre la corrosion

IV.4.1. Protection externe

IV.4.1.1. La corrosion chimique (ou corrosion interne)

En général, elle est le résultat de la présence dans l'eau de gaz dissous tel que le dioxyde de carbone (CO_2) et l'oxygène (O_2). La réaction chimique aboutit à une ionisation :



Ces réactions chimiques conduisent à une augmentation de la concentration des ions, donc une baisse de pH, ce qui engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

IV.4.1.2. La corrosion électro chimique (ou corrosion externe)

C'est le phénomène de corrosion le plus important qui se manifeste lorsque le réactif est un liquide ou lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal ou dans le réactif, présentant une dissymétrie de composition.

En général il n'existe pas un métal idéalement pur, il contient toujours des hétérogénéités physiques ou chimiques dont le potentiel de corrosion est en général différent

de celui de la matrice. C'est-à-dire les métaux ne sont pas monophasés lorsqu'ils sont plongés dans le réactif

IV.4.2. Les facteurs de la corrosion

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

- La nature du sol;
- Les installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau;
- La nature de l'eau ;
- Le matériau de la conduite ;
- L'agressivité, de certaines eaux transportées due soit au pH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau;
- La variation de la température de l'eau transportée.

Pour s'opposer à tous ces facteurs et remédier aux problèmes de corrosion, la conduite doit être soigneusement protégée par les moyens d'une protection adéquate.

IV.4.3. La protection externe

Dans les conditions de corrosion, il est rarement possible d'utiliser des revêtements avec des métaux nobles qui ne se corrodent pas, pour des raisons économiques. Le problème est donc de combattre la corrosion intrinsèque des métaux et alliages que l'on utilise. Il existe certaines méthodes contre la corrosion établies à partir des principes électrochimiques.

D'autres méthodes consistent à isoler le métal de son environnement ou à utiliser des additifs chimiques en traitement de surface tels que les inhibiteurs de corrosion ou les bactéricides. Le succès de celles-ci dépend de la résistance chimique ou électrochimique des isolants et des additifs chimiques. Dans certaines situations il est parfois possible de rendre le milieu moins corrosif en agissant sur certains paramètres physico-chimiques tels que la température, le pH (alcalinisation), le dégazage.

IV.4.3.1. Protection des conduites avec revêtement bitumeux

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

Simple : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2.5 mm et 3mm;

Double : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm ;

Renforcée : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé. Il se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

La pose des conduites se fera avec une très grande attention, afin d'éviter la détérioration de la protection.

IV.4.3.2. La protection cathodique

Une des méthodes les plus utilisées industriellement est la protection cathodique qui s'avère généralement peu coûteuse et efficace sur une longue durée lorsque cette technique est maîtrisée et accompagnée d'une bonne connaissance des conditions environnantes.

Cette technique de protection provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant, puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite après vieillissement et détérioration accidentelle de l'enrobage.

IV.4.3.3. Protection par anode sacrificielle

Elle a pour but de mettre à profit l'effet du couple galvanique (pile) créée par l'association, dans un même électrolyte, de deux métaux différents: le métal à protéger et un métal moins noble qui constitue l'anode.

Dans ce type de protection, l'anode se consomme par dissolution en portant la surface du métal à protéger au-delà de son potentiel d'immunité.

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

IV.4.4. Protection interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, des perforations dans les canalisations, suite à des dépôts (présence de fer...etc.) qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible.

En conséquence, il faut prendre garde à ces eaux qui sont capables de détériorer rapidement un réseau, alors que des eaux de pH acide, faiblement minéralisées, tout en attaquant le tube chimiquement, seront parfaitement tolérées. Il y'a lieu d'éviter toutes les entrées d'air ou dégagement gazeux (aspiration défectueuse des pompes).

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

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

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivis attentivement.

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.

Conclusion

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints, ainsi que l'équilibre des tuyaux. Une mauvaise pose des conduites va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien qui vont augmenter.

Le choix du matériau reste en effet, un facteur très important pour mettre fin d'une manière significative, au phénomène de corrosion. Lorsqu'il s'agit de canalisation en acier, on peut réduire ce problème par les méthodes citées précédemment, mais on ne peut pas l'éliminer. C'est pourquoi, on fait appel à un nouveau matériel qui est le polyéthylène

Chapitre V :

Etude de l'adduction

Introduction

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution.

V.1.Topologie des systèmes d'adduction

Il ya deux types d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : ou l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom.
- **Adduction par refoulement** : ou la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage situe à un niveau inférieur à celui du réservoir.

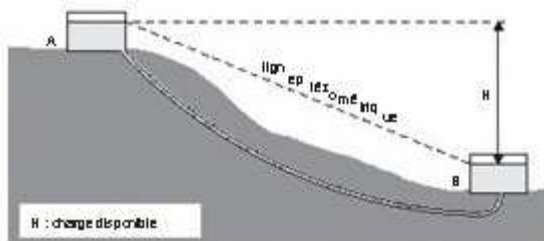


Figure (V-1): Adduction gravitaire

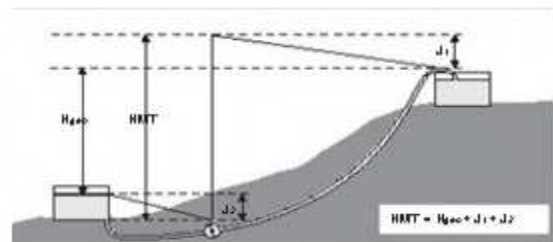


Figure (V-2): Adduction par refoulement

V.1.2. Schéma directeur des variantes

Cette étude, a pour objectif de réaliser à partir des forages projetés à proximité d'Oued Mechtras à une cote 191,23 m NGA, vers la zone d'étude au réservoir 500 m³ de Fekrane qui se trouve à une cote 660,23 m NGA, qui à son tour alimente le réservoir 200 m³ de Fekrane qui est à une cote 660 mNGA.

Vu la hauteur géométrique importante (660,23-191,23=469 m), il y a de projeter des stations de reprises entre les forages et le réservoir.

V.1.3 Proposition des variantes

Première variante : dans cette variante il est proposé de projeter deux stations de reprises, la première sera placée à une cote 274,50 m NGA, et la seconde sera placée à une cote de 483,60 m NGA. (**Annexe 07**)

Entre la deuxième station de reprise et le réservoir 500m³ de Fekrane il y a une dénivelée de l'ordre de 176,63 m.

Deuxième variante : cette variante est même que la première, sauf que dans celle-ci, une troisième station de reprise est prévue à une cote de 524 mNGA.

V.2. Choix du tracé:

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisit d'une façon d'avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certaines exigences d'ordre technique et économiques telle que:

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.

Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire:

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

V.3. Choix du type des conduites

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites (voir annexe 01). Selon le matériau constitutif, on distingue:

- Conduite en acier;
- Conduite en fonte;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle);
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en fonte et en PEHD ; vu les avantages qu'elles présentent :

V.1.3. Conduites en PEHD

Avantage:

- * Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- * Facilité de soudage par électro-fusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- * Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- * Bonne propriétés hydrauliques.
- * Bonne résistance chimique.
- * Longue durabilité.
- * Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- * Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- * Cout faible du PEHD.

V.2.3. Conduite en fonte***Avantage:***

- * Une longue vie jusqu'à 140 années ;
- * Très grandes charges mécaniques admissibles: d'où une grande réserve de sécurité;
- * Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- * Un ensemble homogène complet ;
- * Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique;
- * Protection intérieure: ciment spécialement adapté à l'eau potable;
- * Déviation angulaire des tubes (aussi pour les emboitements verrouillés) ;
- * Une économie rationnelle;
- * Montage simple;



Figure V.3 : Conduits de PEHD

V.4. Etude technico-économique des conduites

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

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

V.5. Systèmes de raccordement

Il existe trois systèmes de raccordement pour le tube PEHD :

a. 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 90 mm. Tube



Figure V.4 : Bout à bout « bouseuse ».

Catalogue technique (pvc), (PE) (tubes polyéthylène (PE) et accessoires.

b. Raccordement par accessoires électro-soudables :

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure «zéro fuites», néanmoins il demande certaine précaution à prendre lors du 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. Ce type de raccordement est très recommandé.

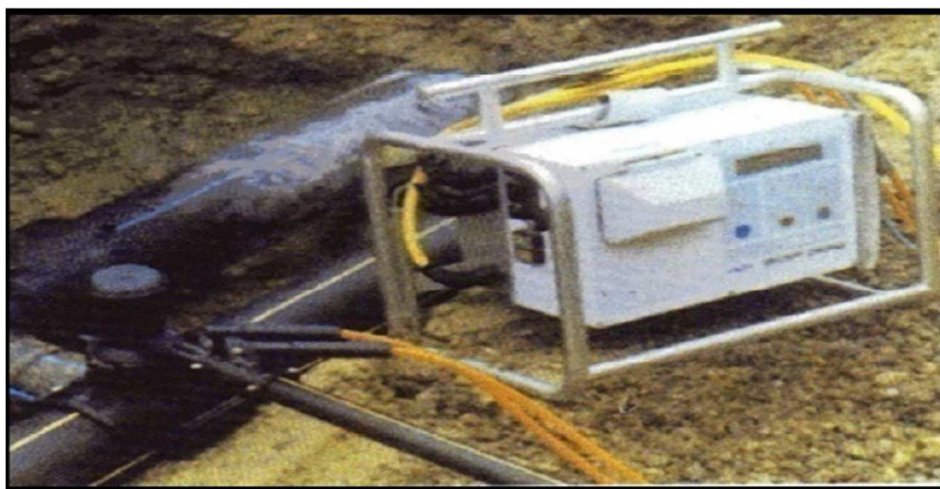


Figure V.5 : Raccordement par accessoires électro-soudable.

c. Raccordement par accessoires à compression (mécanique)

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



Coude double femelle



Té égal



Coude mal fileté



Raccorde d'adaptation

Figure V.6 : Raccordement par accessoires à compressions.

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 6 m à 12 m, 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.6. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction

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

V.6.1. Vanne de sectionnement

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

a) Robinet vanne à coin (à opercule)

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

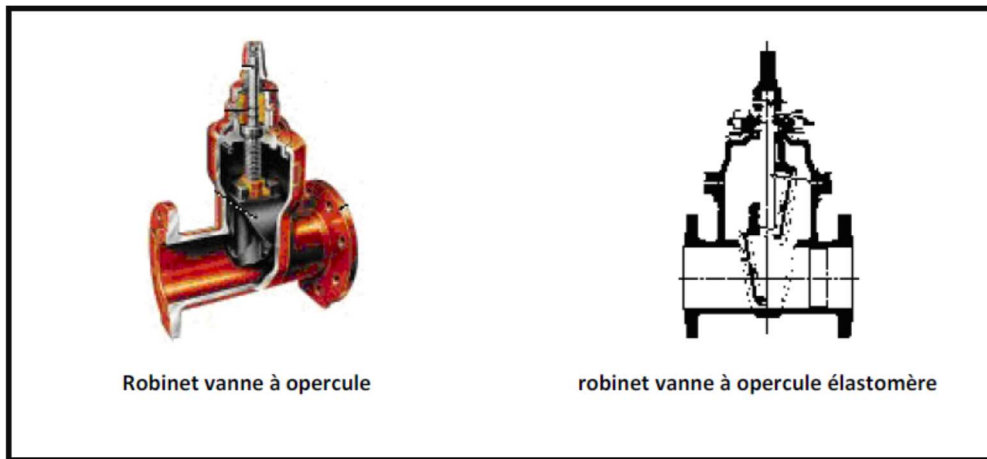


Figure V.7 : Robinet vanne à opercule.

b) Vannes papillons

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

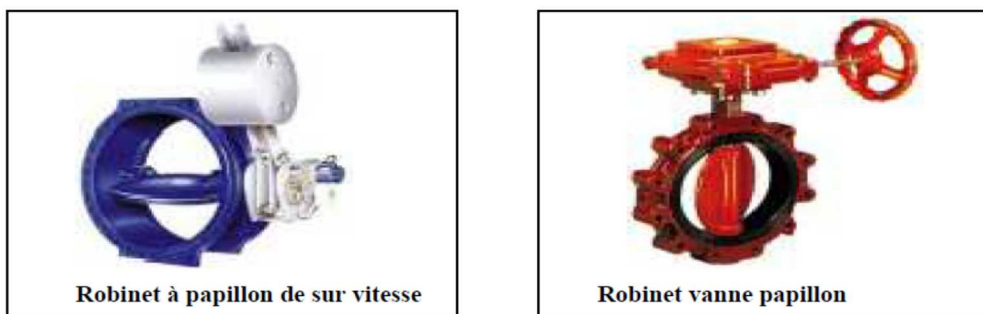


Figure V.8 : Vanne papillon.

V.6.2. Ventouse

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

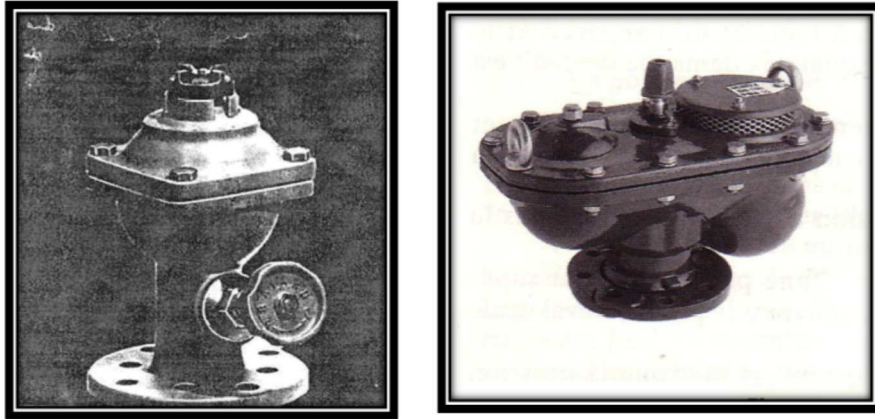


Figure V.9 : La ventouse.

V.6.3. Clapets

Ont pour fonction d'empêchement le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu.

Le clapet trouve son utilisation à la station de pompage ou il doit obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la station de la pompe.

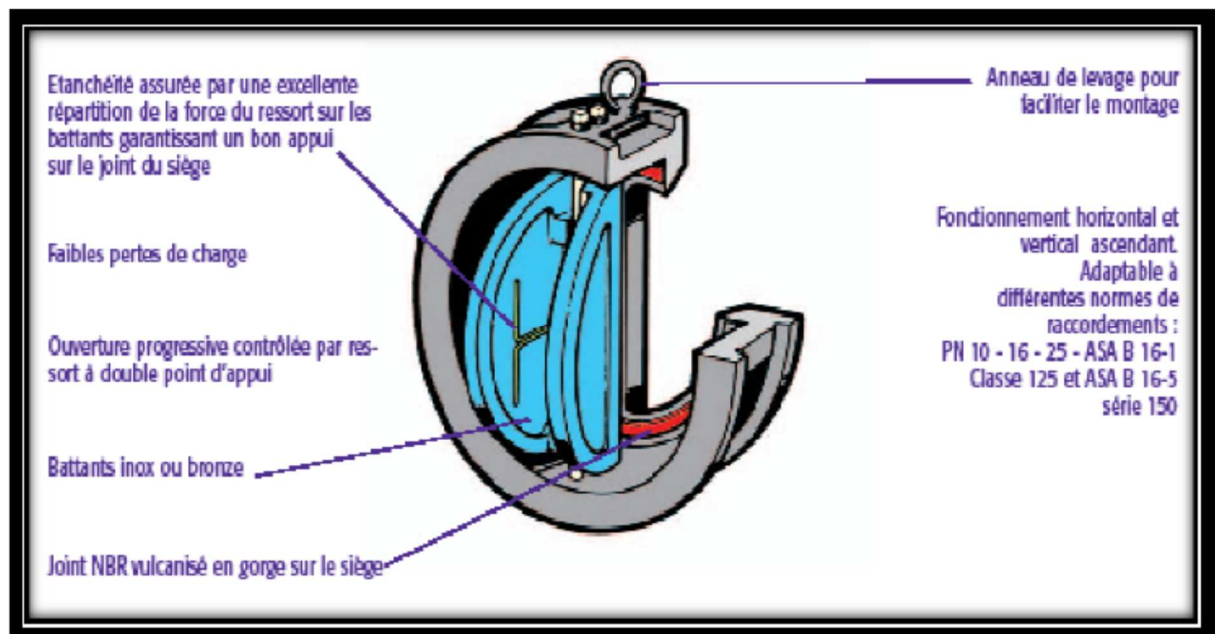


Figure V.10 : Clapet à double battant.

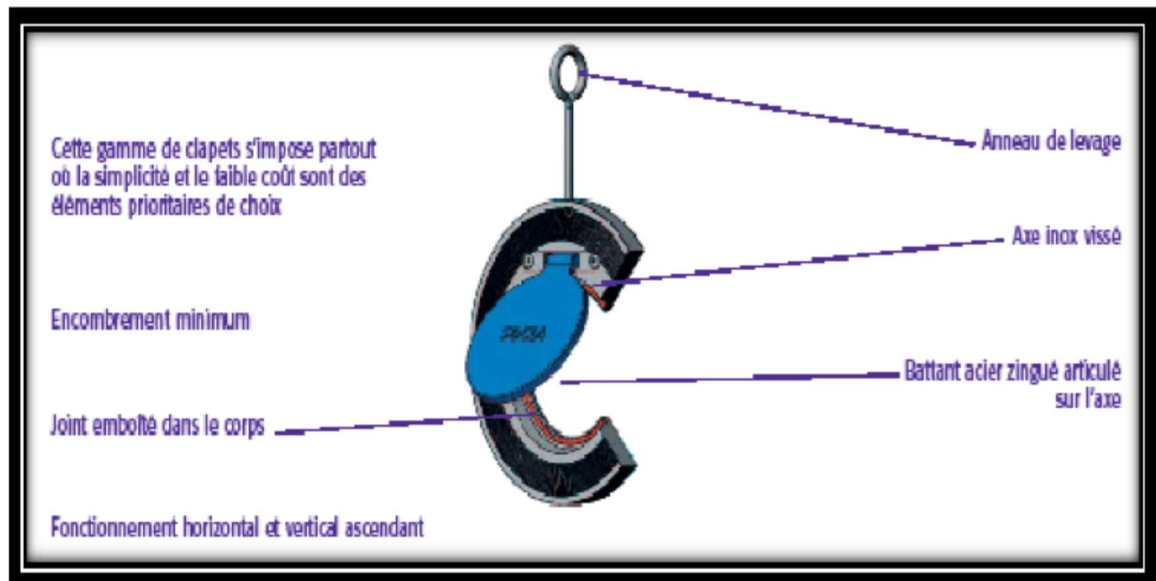


Figure V.11 : Clapet à simple battant.

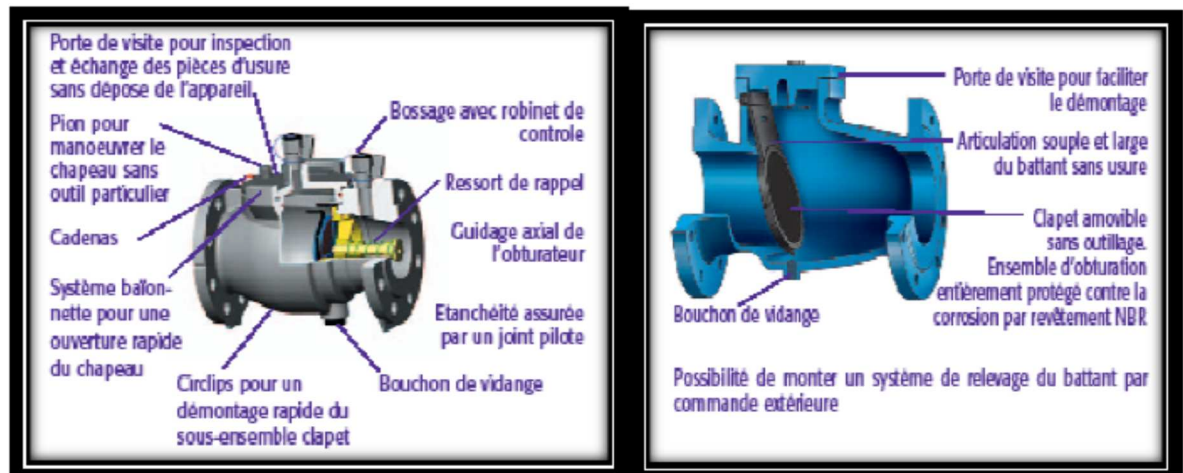


Figure V.12: Clapet à simple battant (à brides).

V.6.4. Vanne de décharge

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

V.6.5. Crépines

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

V.7. Etude technico-économique des diamètres de conduites de 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 :

- ✓ 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. Choix de la gamme de diamètre

Parmi les formules de détermination de diamètre économique, nous citons la formule de Bonin et celle de Bresse, qui permettent d'avoir une première approche du diamètre économique (Moussa 2002).

a) Expression générale : $D = K\sqrt{Q}$ (V.1)

b) Formule de **Bonin**: $D = \sqrt{Q}$; $K=1$ (V.2)

c) Formule de **Bresse** : $D = 1,50\sqrt{Q}$; $K=1,50$ (V.3)

d) La relation de **Pavlovski** : $D = 1,38 * Q^{0,48}$ (V.4)

e) La relation classique : $D = 1,24\sqrt[3]{Q}$ (en prenat $V= 1s$) (V.5)

D : Diamètre de la conduite (m)

Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s)

Les deux formules (4.2) et (4.3) nous donnent des valeurs supérieure et inférieure du diamètre.

Le diamètre retenu sera en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

Le diamètre économique à adopter correspondra à la somme minimale des frais d'exploitation et d'amortissement.

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS; qui est le plus économique.

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

V.7.2. Evaluation des frais d'amortissement

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

$$\mathbf{Fam = Pue * L * A \text{ (DA)}} \quad (\mathbf{V.6})$$

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

$$\mathbf{A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i} \quad (\mathbf{V.7})$$

Dans notre cas :

Avec :

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 = 0.088 = 8.88 \%$$

V.7.3. Evaluation des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont les couts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir. Ces frais d'exploitation croissent quand le diamètre diminue et par suite de l'augmentation des pertes de charges. Pour estimer ces frais, nous devons évaluer par conséquent les pertes de charges, la hauteur géométriques, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière.

Les frais d'exploitation sont calculés par la relation (**V.8**) :

$$\mathbf{F \text{ exp} = E * Pue \text{ (DA)}} \quad (\mathbf{V.8})$$

Pue : Prix d'un kilo-watt-heur.

V.7.4. Calcul de la vitesse de l'écoulement

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne de l'écoulement et satisfaire la condition de continuité dans la conduite, donnée par la relation (V.9) :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{V.9})$$

V.7.5. Perte de charge (J)

Il existe deux types de pertes de charge dans les conduites :

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

a- Pertes de charge linéaire j (régulières).

On appelle pertes de charge linéaire celles qui se produisent dans les tuyaux dépourvus de singularités. Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles. Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de **Darcy-Weisbach**.

$$J = \lambda \left(\frac{L}{D_h} \right) (v^2_{\text{moy}} / 2g) \quad (\text{V.10})$$

❖ Détermination de (λ)

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

- o **Régime turbulent rugueux** : λ est donné par la formule de **Nikuradze** :

$$\lambda^{1/2} = \left[1,14 - 0,86 \log \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right] \quad (\text{V.11})$$

- o **Régime de transition**: λ est donné par la formule de **ColebrookWhite**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{V.12})$$

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 **ColebrookWhite**, d'où on aura une nouvelle valeur successive jusqu'à ce que les deux nombres de l'expression mathématique soient égaux :

- o **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 **Poiseulle**.

$$\lambda = 64/Re \quad \lambda = f(Re) \quad (V.13)$$

NB : λ peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de

Reynolds (**Re**) et la rugosité relative $\frac{\epsilon}{D}$. (**Annexe 4 : diagramme de Moody**)

❖ Détermination du nombre de Reynolds

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité (V.14).

$$Re = V_m * D_h / \nu \quad (V.14)$$

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

- **Re** < 2100 le régime est laminaire stable ;
- 2100 < **Re** < 4000 le régime est transitoire ;
- **Re** > 4000 le régime est 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 :

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha * t \quad (V.15)$$

Dans le tableau (V.1) nous donnons les différents matériaux avec leur coefficient de rugosité.

Tableau V.1 : Valeur de la rugosité pour différents matériaux.

Matériaux	Coefficient de Hazen-Williams
Fonte	130-140
Béton ou Revêtement de Béton	120-140
Plastic	130-150
Acier	140-150

Dans le cas de notre étude les pertes de charge unitaires sont obtenues à partir de l'équation de **Hazen williams** (V.16)

$$j = 1,218 * 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} * D^{4,871}} \quad (V.16)$$

b- Pertes de charge singulières Js.

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

$$J_{siguliers} = 0.15 * J \quad (V.17)$$

c- Les pertes de charge totales (Jt)

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

Donc :

$$J_t = 1,15 * J \quad (V.18)$$

$$J_t = 1,15 * \lambda * \frac{L}{Dh} * \frac{V^2}{2g} \quad (V.19)$$

V.7.6. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

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

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (V.20)$$

$$H_g = C_a - C_d \quad (V.21)$$

V.7.7. 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 :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (V.22)$$

V.7.8. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe

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

$$E = P_{abs} \cdot t \cdot 365 \text{ (KWh /an)} \quad (V.23)$$

V.7.9. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation (F exp) sont les coûts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes afin qu'elle refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir, est donnée par la relation suivant :

$$F_{exp} = E \cdot P_{ue} \quad (V.24)$$

V.7.10. Bilan des frais

Le bilan des frais Ft (DA) est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'exploitation et les frais d'amortissement. Il est donné par la formule suivante :

$$F_t = F_{exp} + F_a \quad (V.25)$$

Le choix de diamètre est alors porté pour le diamètre ayant le bilan des frais moins élevés.

V.7.11. Calcul de la valeur maximal du bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$B = \frac{aV}{g} \quad (V.26)$$

La célérité des ondes du bélier est donnée par la relation suivant (V.27)

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{Ee} \right)}} (m.s^{-1}) \quad (V.27)$$

Allievi a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes a en (m/s)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{k.D}{e}}} \quad (V.28)$$

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite est donnée par :

= 0,50 pour une conduite en acier,

= 0,66 pour le PEHD,

= 1,00 pour une conduite en fonte,

= 4,40 pour une conduite en amiante ciment,

= 33,00 pour une conduite en PVC.

Dans le cas d'une conduite en PEHD, la vitesse de propagation de l'onde est donnée par la relation (V.29), (MOUSSA, 2002).

$$A = \frac{1240}{\sqrt{1 + k \frac{D}{e}}} \quad (V.29)$$

V.7.12. Calcul de la pression maximale et minimale

- **Cas de surpression :**

La valeur maximale de la pression dans une conduite est calculée par la relation (V.30)

$$P_{max} = Hg + B \quad (V.30)$$

B : valeur maximale du coup de béliier

- **Cas de dépression**

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation (V.31)

$$P_{\min} = H_g - B \quad (V.31)$$

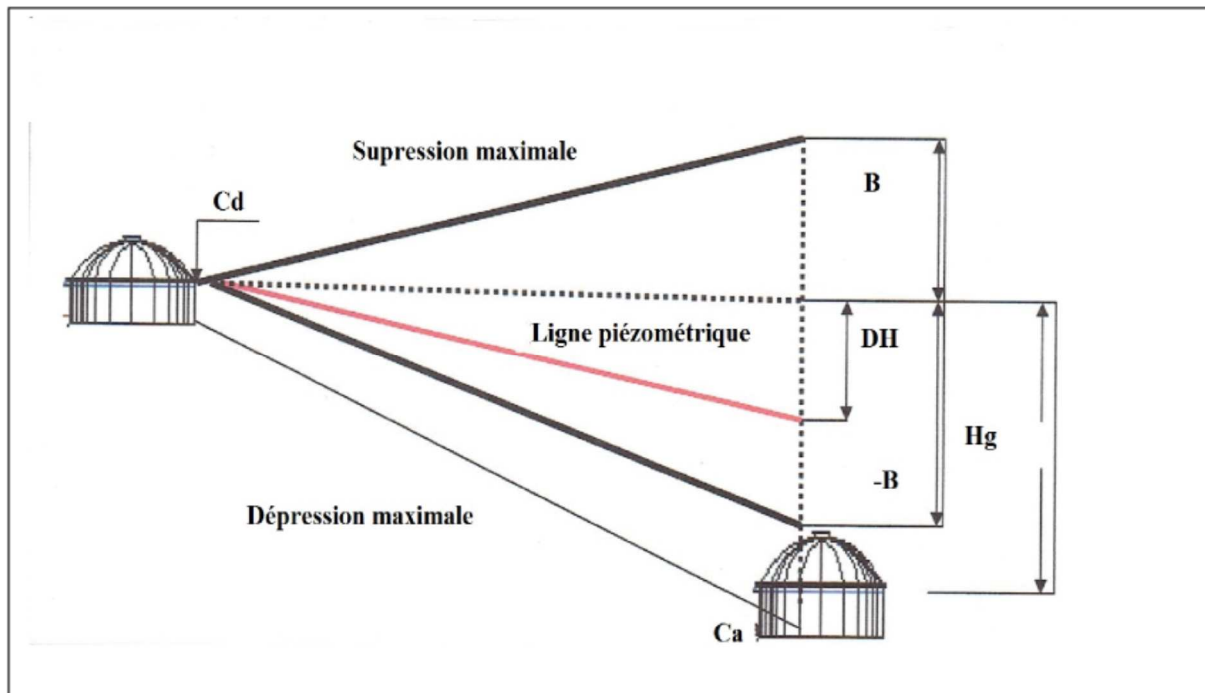
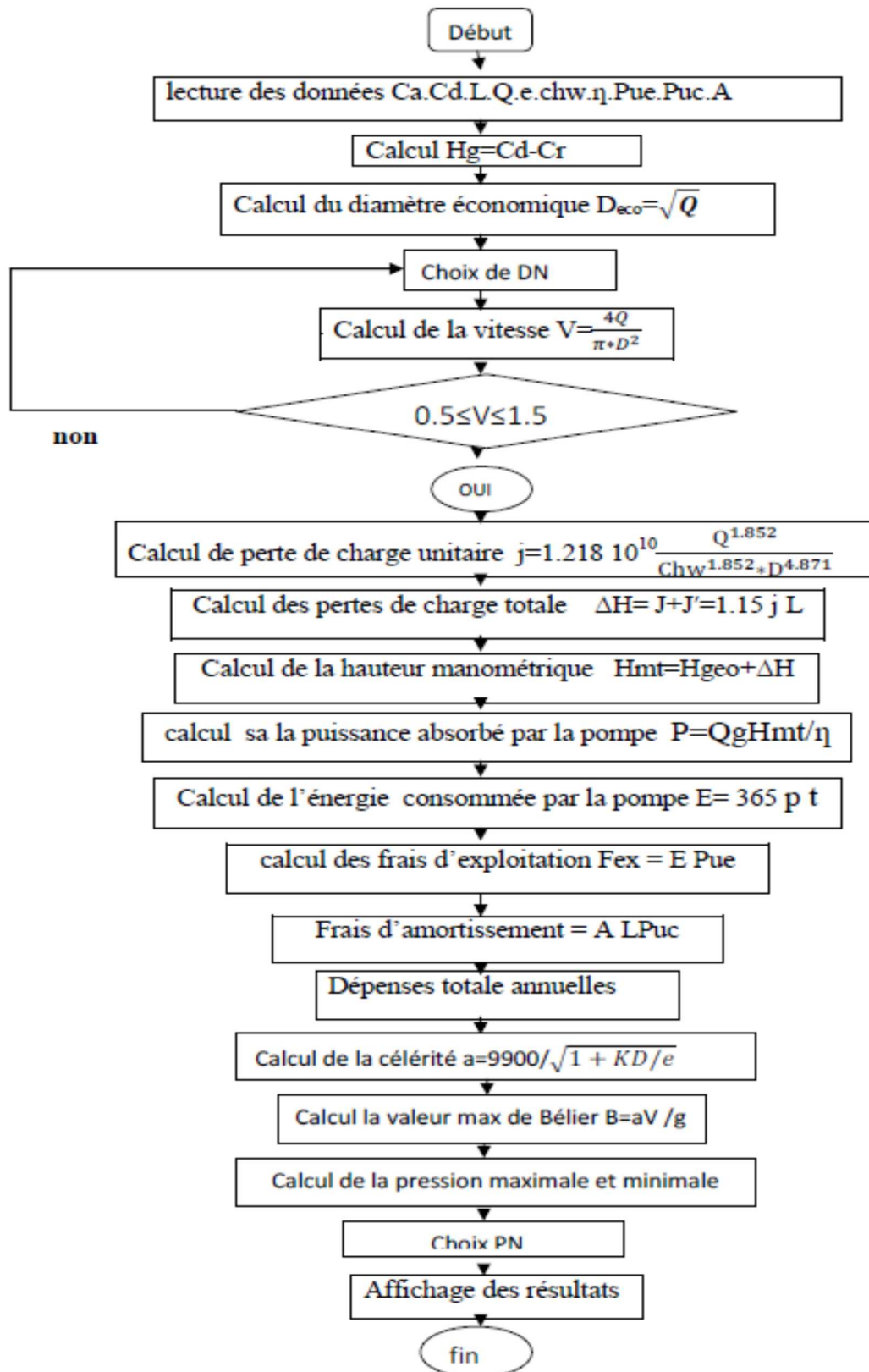


Figure V.13 : Présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans la conduite d'adduction.

Un organigramme récapitulatif des étapes de calcul d'adduction par refoulement est présenté ci-après.

Organigramme de l'adduction par refoulement



V.8. Description du schéma de l'adduction

Le départ de la chaîne d'adduction, est le point de piquage sur la conduite d'adduction principale venant du barrage Koudiet Asserdoune vers La commune de Souk El Tenine, sera renforcée à partir des forages implantés au niveau d'Oued Mechtras, situés à une cote de 191,23 m NGA. L'eau sera acheminée vers une première station de reprise SR1 à la cote 274,50 m NGA, celle-ci refoule l'eau vers une deuxième station de reprise SR2 à la cote 483,60 m NGA, cette dernière alimente le réservoir R 500 m³ de Fekrane situé à la cote 660,23 mNGA.

V.9. Calcul du diamètre économique de l'adduction

Le calcul se fait par tronçons, et les résultats sont représentés dans les tableaux qui suivent:

V.9.1. Tronçon 01 : Forage- SR1- (Adduction par refoulement):

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de depart Cd	191.23			m
3	Cote d'arrivée Ca	274.5			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	32			l/s
5	Longueur de la conduite L	831	831	831	m
6	Phase de calcul				
7	Hauteur géométrique Hgéo	83.27			m
8	Calcul de diamètre économique Déco	178.89			mm
9	Temps de pompage	24			h
	Le rendement de la pompe η	70	70	70	%
10	Prix d'un kilo-watt-heur Pue	4	4	4	DA
11	Choix des diamètres	200	250	315	mm
12	Epaisseur de la conduite	22.4	27.9	35.2	mm
13	Nature du matériau de la conduite	PEHD			
14	Prix d'un mètre linéaire de la conduite Puc	3400	5390	8530	DA
15	Introduire le coefficient K	83	83	83	
16	Vitesses d'écoulement de l'eau V	1.01962579	1.080890925	0.41187645	m/s
17	Test de la vitesse	Augmenter D	Correcte	Correcte	
18	introduire le coefficient A	0.09	0.09	0.09	mm
19	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	
20	Perte de charge unitaire j	0.00517075	0.00174383	0.00056572	m/ml
21	Perte de charge linéaire J	4.296896617	1.449126276	0.470111967	m
22	Perte de charge singulière J'	4.94143111	2.173689415	0.70516795	m
23	Perte de charge totale Dh	9.238327727	3.622815691	1.175279916	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt	92.50832773	86.89281569	1.175279916	m
25	Célérité de l'onde de choc a	45.51964117	45.43839273	45.46807178	m/s
26	Valeur du coup de bélier B	4.726394063	3.019493042	1.903165336	m
27	Puissance absorbée par la pompe P	41.48602034	38.96770386	0.527062673	Kw
28	Énergie consommée par la pompe E	363417.5382	341357.0858	4617.069018	
29	Frais d'exploitation annuels Fext	1453670.153	1365428.343	18468.27607	DA
30	Frais d'amortissement annuels Fam	254286	403118.1	637958.7	DA
31	Dépenses totales annuelle	1707956.153	1768546.443	656426.9761	DA
32	Surpression maximale Pmax	8.799639406	8.628949304	0.190316534	Bar
33	Dépression maximale Pmin	-7.854360594	8.025050696	-0.190316534	Bar
34	Choix de la pression nominale PN	200	200	200	Bar

Selon la combinaison des frais exploitations et des ceux d'investissement, la conduite de refoulement pour ce tronçon sera en PEHD de diamètre nominal de 250 mm, avec pression nominal PN 20 bar et une vitesse d'écoulement moyenne de 1,081 m/s.

V.9.2. Tronçon 02 : SR1-SR2 (conduite de refoulement):

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de depart Cd	274.5			m
3	Cote d'arrivée Ca	483.6			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	38.94			l/s
5	Longueur de la conduite L	1415			m
6	Phase de calcul				
7	Hauteur géométrique Hgéo	209.1			m
8	Calcul de diamètre économique Déco	197.3322072			mm
9	Temps de pompage	20			h
	Le rendement de la pompe η	70	70	70	%
10	Prix d'un kilo-watt-heur Pue	4	4	4	DA
11	Choix des diamètres	200	250	315	mm
12	Epaisseur de la conduite	27.4	34.2	43.1	mm
13	Nature du matériaux de la conduite	PEHD	PEHD		
14	Prix d'un mètre linéaire de la conduite Puc	5040	7800	10800	DA
15	Introduire le coefficient K	83	83	83	
16	Vitesses d'écoulement de l'eau V	1.239	0.793	0.500	m/s
17	Test de la vitesse	Augmenter D	Correcte	Correcte	
18	introduire le coefficient A	0.09			mm
19	Coefficient de rugosité équivalente Chw	95			
20	Perte de charge unitaire j	0.01445438	0.00487473	0.00158141	m/ml
21	Perte de charge linéaire J	20.45294246	6.89774481	2.237701731	m
22	Perte de charge singulière J'	23.52088382	7.932406532	2.573356991	m
23	Perte de charge totale Dh	43.97382628	14.83015134	4.811058722	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt	253.0738263	223.9301513	213.9110587	m
25	Célérité de l'onde de choc a	50.33670624	50.3000112	50.30467238	m/s
26	Valeur du coup de bélier B	6.360069499	4.067477159	2.562266366	m
27	Puissance absorbée par la pommpe P	138.1065085	122.2023304	116.7347484	Kw
28	Énergie consommée par la pompe E	1209813.014	1070492.415	1022596.396	
29	Frais d'exploitation annuels Fext	4839252.057	4281969.659	4090385.585	DA
30	Frais d'amortissement annuels Fam	641844	993330	1375380	DA
31	Dépenses totales annuelle	5481096.057	5275299.659	5465765.585	DA
32	Supression maximale Pmax	21.54600695	21.31674772	21.16622664	Bar
33	Dépression maximale Pmin	-20.27399305	20.50325228	-20.65377336	Bar
34	Choix de la pression nominale PN	250	250	250	Bar

Pour le tronçon entre la station de reprise SR 01 et la station de reprise SR 02, on opte pour une conduite en PEHD de diamètre nominale DN 315 mm, de pression nominale de 25 bar avec une vitesse moyenne de 0,95 m/s.

V.9.3. Tronçon 03 : SR2-réservoir de stockage (conduite de refoulement):

N°	Désignation de la variable	Valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de départ Cd	483.6			m
3	Cote d'arrivée Ca	660.23			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	38.94			l/s
5	Longueur de la conduite L	3969			m
6	Phase de calcul				
7	Hauteur géométrique H _{géo}	176.63			m
8	Calcul de diamètre économique Déco	197.3322072			mm
9	Temps de pompage	20			h
	Le rendement de la pompe η	70			%
10	Prix d'un kilo-watt-heur Pue	4			DA
11	Choix des diamètres	200	250	315	mm
12	Epaisseur de la conduite	27.4	34.2	43.1	mm
13	Nature du matériaux de la conduite	PEHD	PEHD	PEHD	
14	Prix d'un mètre linéaire de la conduite Puc	5040	7800	10800	DA
15	Introduire le coefficient K	83	83	83	
16	Vitesses d'écoulement de l'eau V	1.239	0.793	0.500	m/s
17	Test de la vitesse	Augmenter D	Correcte	Correcte	
18	introduire le coefficient A	0.09			mm
19	Coefficient de rugosité équivalente Chw	95			
20	Perte de charge unitaire j	0.01445438	0.00487473	0.00158141	m/ml
21	Perte de charge linéaire J	57.36941951	19.34780859	6.27663475	m
22	Perte de charge singulière J'	65.97483244	22.24997988	7.218129962	m
23	Perte de charge totale Dh	123.3442519	41.59778846	13.49476471	m
24	Hauteur manométrique totale Hmt	299.9742519	218.2277885	190.1247647	m
25	Célérité de l'onde de choc a	50.33670624	50.3000112	50.30467238	m/s
26	Valeur du coup de bélier B	6.360069499	4.067477159	2.562266366	m
27	Puissance absorbée par la pompe P	163.7008346	119.0904582	103.7541804	Kw
28	Energie consommée par la pompe E	1195016.092	869360.3446	757405.5171	
29	Frais d'exploitation annuels Fext	4780064.37	3477441.378	3029622.068	DA
30	Frais d'amortissement annuels Fam	1800338.4	2786238	3857868	DA
31	dépenses totales annuelle	6580402.77	6263679.378	6887490.068	DA
32	Surpression maximale Pmax	18.29900695	18.06974772	17.91922664	Bar
33	Dépression maximale Pmin	-17.02699305	17.25625228	-17.40677336	Bar
34	Choix de la pression nominale PN		250	250	Bar

D'après les vitesses calculées et la combinaison des frais d'exploitation et ceux d'amortissement, on retient pour ce tronçon une conduite en PEHD de diamètre nominale DN 250 mm, de pression nominale PN 25 bar, avec une vitesse moyenne de 1,50 m/s.

➤ **Récapitulatif des conduites du projet**

Tableau V.2 : Récapitulatif des conduites de refoulement

Le profil en longueur de la nouvelle chaîne d'adduction est présenté dans l'annexe 08.

Traçon	Type d'adduction	Type de conduit	DN (mm)	V (m/s)	PN (bar)	Hmt (m)	Frais (DA)
Forages-SR 01	Refoulement	PEHD	250	0.652	20	92.51	1,768,546.44
SR 01- SR 02	Refoulement		315	0.5	25	253.07	5,465,765.59
SR 02-réservoir	Refoulement		250	0.793	25	299.97	6,263,679.38
Total		/	/		/		13,551,699.91

Conclusion

L'étude technico-économique de notre chaîne d'adduction nous a permis de conclure ce qui suit:

Le dimensionnement des conduites de refoulement est fait en se basant sur les en eau potable de la commune de la population de Souk El Tenine pour le long terme, et ils nous ont permis de calculer les diamètres économique avec le moins de frais.

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, et après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes adéquates qui répondent aux conditions de refoulement ; ce qui est l'objectif du chapitre suivant : on fera une étude minutieuse pour le choix de la pompe pour chaque station de pompage.

Les dépenses totales annuelle de notre réseau s'élèvent à :

Triez millions cinq cent cinquante-et-un mille six cent quatre-vingt-dix-neuf dinars et quatre-vingt-et-un onze centime.

Pour le matériau utilisé, notre choix s'est porté sur le PEHD, vu les avantages qu'il présente (résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue).

Chapitre VI :

Dimensionnement des réservoirs

INTRODUCTION

Le réservoir est un moyen de stockage et de régularisation des débits et des pressions. Il permet de stocker l'eau en excès pendant les heures de faible consommation pour les restituer aux heures de pointe. Graduellement la science de l'eau évalue et les systèmes d'alimentation en eau potable se diversifient avec, ce qui a donné une multitude de fonction aux réservoirs.

VI.1. FONCTIONS DES RESERVOIRS

Les réservoirs servent à compenser l'écart entre le régime de production d'eau et celui de la consommation ;

- Ils constituent une réserve en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...) ;
- Ils constituent aussi une réserve d'eau en cas d'incendie ;
- Une pression suffisante dans le réseau de distribution et une marche uniforme des pompes ;
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Les réservoirs peuvent également appeler réservoirs tampons, lorsqu'ils jouent un rôle de relais.

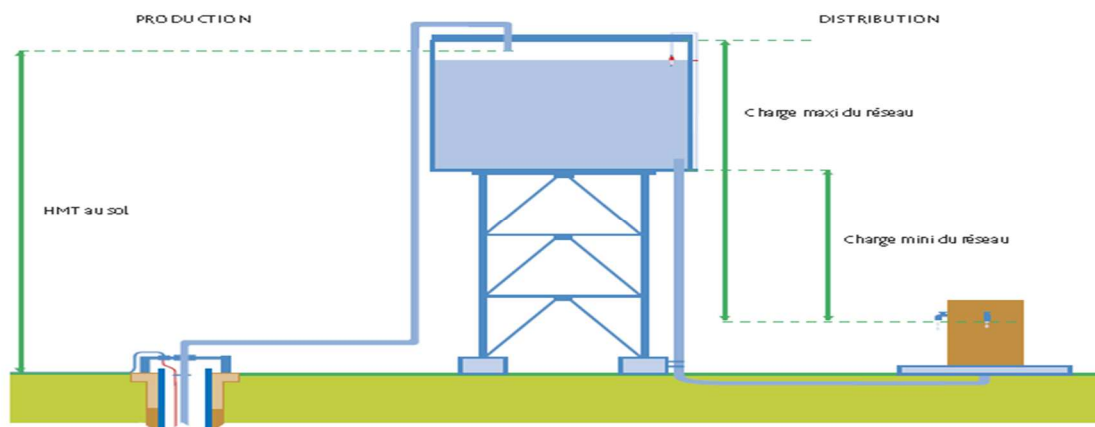


Figure VI-1 : Schéma général des phases de production et de distribution d'un AEP

VI.2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

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

VI.2.1. Classification selon les matériaux de constructions

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

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

VI.2.2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus peuvent occuper les différentes dispositions suivantes par rapport à la surface du sol :

- Enterrés ;
- Semi enterrés ;
- Surélevés ou sur tour (château d'eau).

VI.2.3. Classification selon l'usage

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

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

VI.2.4. Classification selon la forme géométrique

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée:** Ils sont utilisés surtout pour les capacités importantes.

Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour les réservoirs uniques.

- **Cylindrique** : elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Il existe également, des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique...).

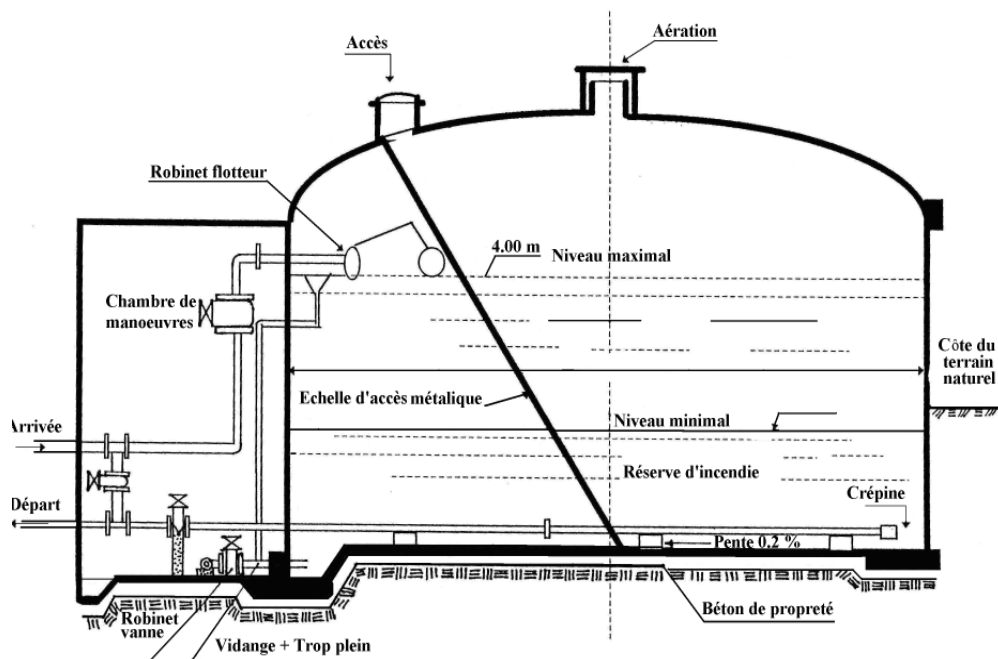


Figure VI.2 : Réservoir semi enterré cylindrique

VI.3. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables. Ils doivent être couverts, à l'abri des contaminations, des eaux souterraines d'infiltration, des pluies et des poussières. Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de chaleur, de plus visibles.

VI.3.1. Détermination de la forme et proportion des réservoirs

VI.3.1.1. Forme

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires, circulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adopté à la forme de la parcelle ou aux conditions de terrain). Ces formes permettent une construction statique sans imprévus et adaptables, une exécution solide avec des possibilités d'agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Le béton armé précontraint peut être utilisé pour réaliser des réservoirs circulaires et rectangulaires.

En dépit de leurs avantages qui sont la bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, les réservoirs rectangulaires ne réalisent pas d'économie substantielle.



Figure VI.3 : Illustration de la variété des réservoirs surélevés en termes de forme, taille et hauteur.

VI.3.1.2. Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6 m. Pour les réservoirs de grandes capacités (villes importantes) la hauteur d'eau peut atteindre 7 à 10 m. Une grande hauteur complique le nettoyage des réservoirs 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.1 : Valeurs indicatives concernant les réservoirs

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

Dans la plus part des cas, une étude économique particulière est indiquée pour les grands réservoirs.

VI.3.1.3. Mesure de la sécurité dans la construction

Le réservoir est un ouvrage qui présente certain nombre de risque pour le personnel d'exploitation, pour cela des précautions doivent être prise en compte à savoir :

- La conception des moyens d'accès et de circulation conforme ou norme ;
- Il faut prévoir un dispositif d'aération pour éviter le risque d'asphyxie suite à l'intervention des agents de l'exploitation à l'intérieur du réservoir ;
- Les installations électriques doivent être bien protégées, isolées et disposées selon les normes ;
- Les agents de l'installation doivent être munies d'équipement de travail sécurisant et surtout recevoir une formation sur les risques et les précautions à prendre en cas de risque.

VI.3.1.4. Implantation des réservoirs

Le choix de site d'implantation des réservoirs est généralement effectué sur la base des considérations techniques (réalisation d'un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant) et économique (peu coûteux), et dépend aussi des conditions topographiques et la nature du sol (sol résistant et non rocheux).

Pour cela, on se forcera de respecter les conditions suivantes :

- En plaine, leurs emplacements doit se faire à l'extrémité des centres urbains (qui enregistrent des grandes consommations et doivent généralement être surélevés).

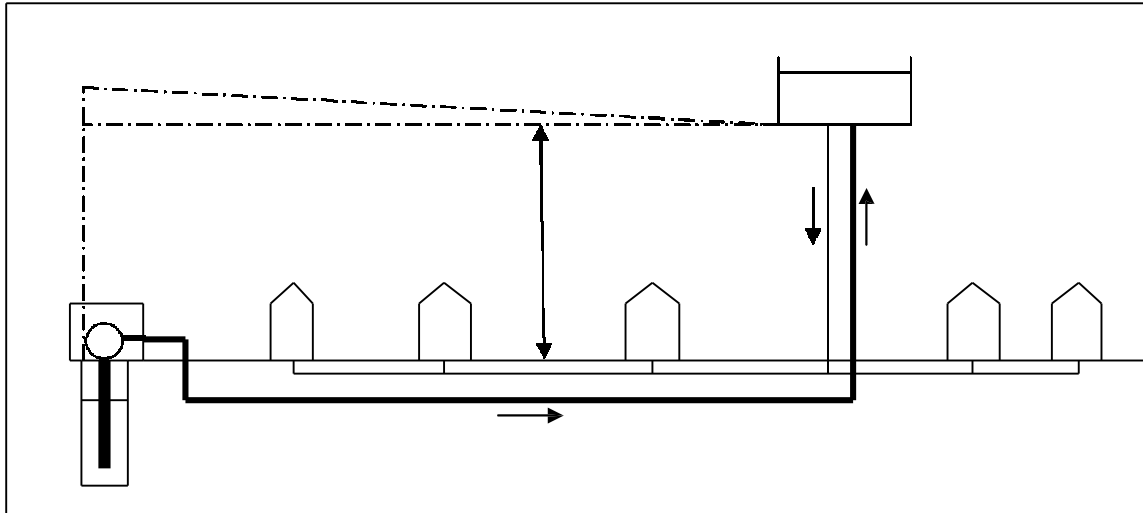


Figure VI.4 : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.

En terrains accidentés, leur emplacement doit être à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité.

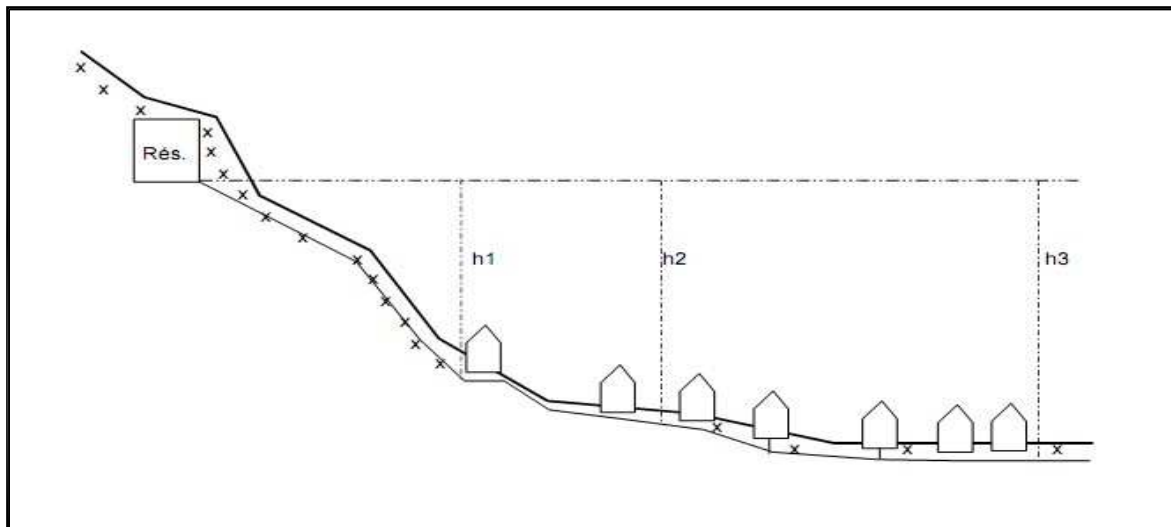


Figure VI.5 : Emplacement du réservoir en altitude.

Pour des considérations économiques, il est préférable d'opter pour un réservoir semi enterré qui garantit des frais de terrassement moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère au lieu de réaliser un réservoir souterrain

VI.4. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUE DES RESERVOIRS

Les réservoirs doivent être équipés de :

VI.4.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

La conduite d'arrivée ou d'adduction peut être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit :

VI.4.1.1. Arrivée par le haut (chute libre)

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avals.

VI.4.1.2. Arrivée en bas (siphon noyé)

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y'être remédié en disposant d'un clapet sur l'arrivée du réservoir.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint 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.4.2. Conduite de départ ou de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir .L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville.

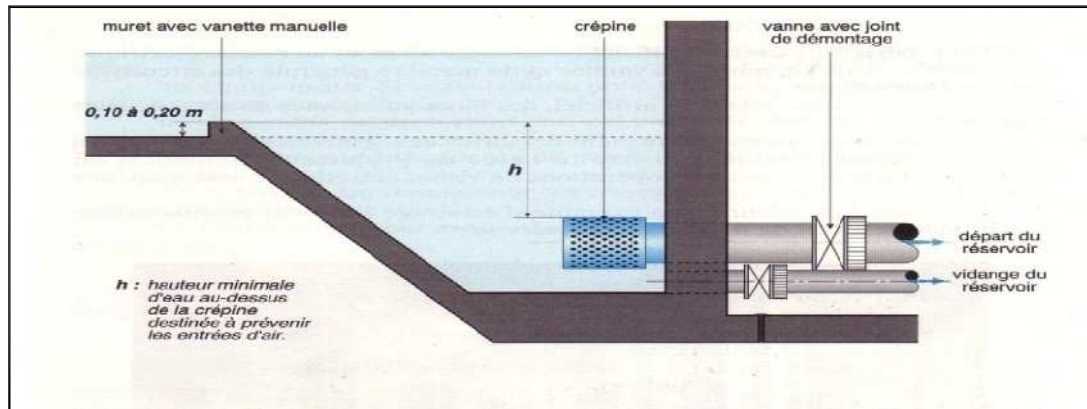


Figure VI.6 : Conduites de la distribution et de vidange

VI.4.3. Conduite de trop plein

Elle a pour but d'évacuer l'excès d'eau arrivant aux réservoirs sans provoquer son déversement.

Dans le cas où la pompe d'alimentation ne sera pas arrêtée, cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

VI.4.4. Conduite de vidange

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange et ça en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

VI.4.5 Conduite By-pass

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

Deux situations peuvent se présenter :

- En temps normal, les vannes (1) et (3) sont ouvertes et la vanne (2) est fermée.
- En By-pass : on ferme les vannes(1) et (3) et on ouvre la vanne (2).

VI.4.6. 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 Figure (VI.7) 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 ce 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 les réservoirs.

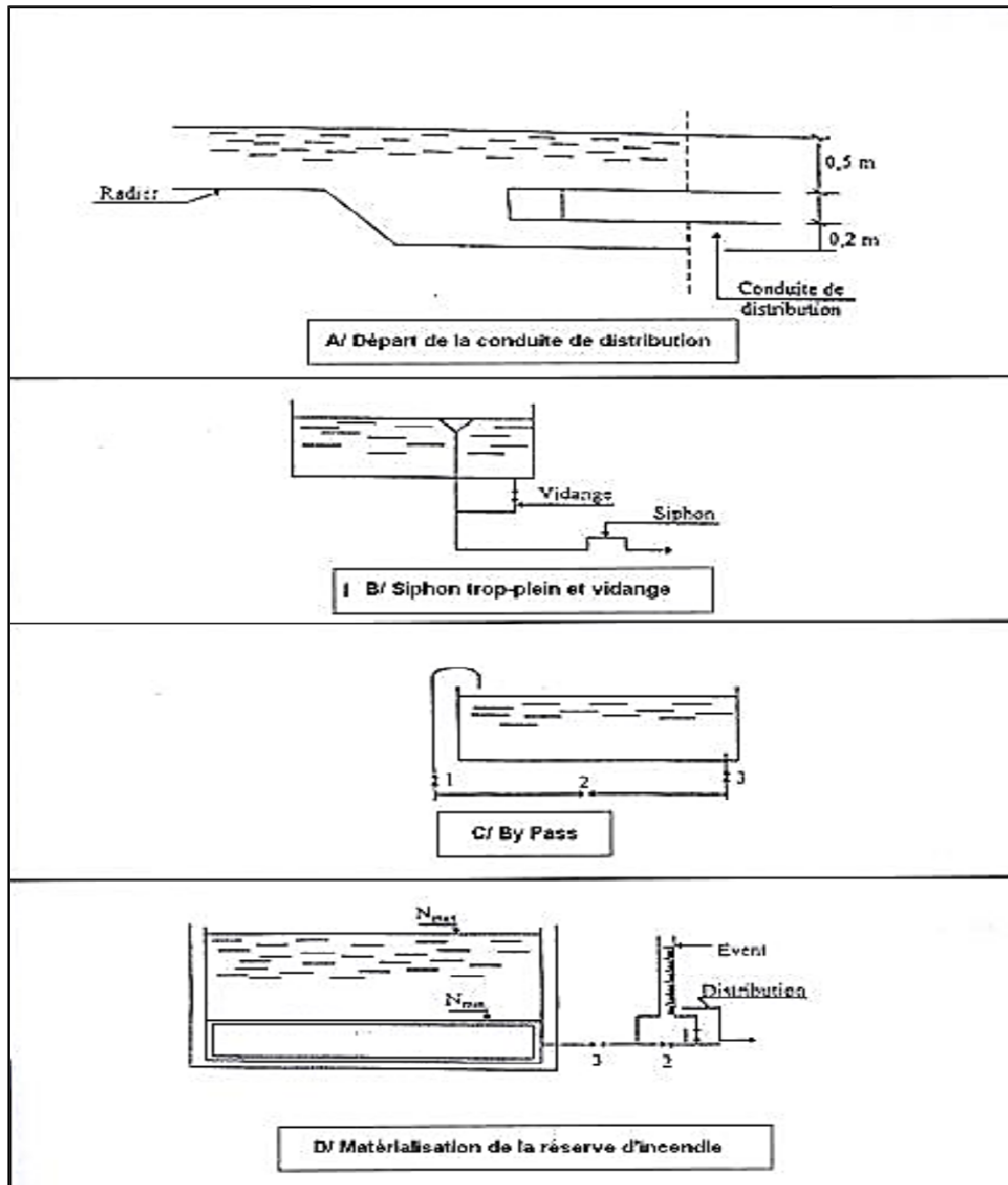


Figure VI.7 : Equipements hydrauliques d'un réservoir.

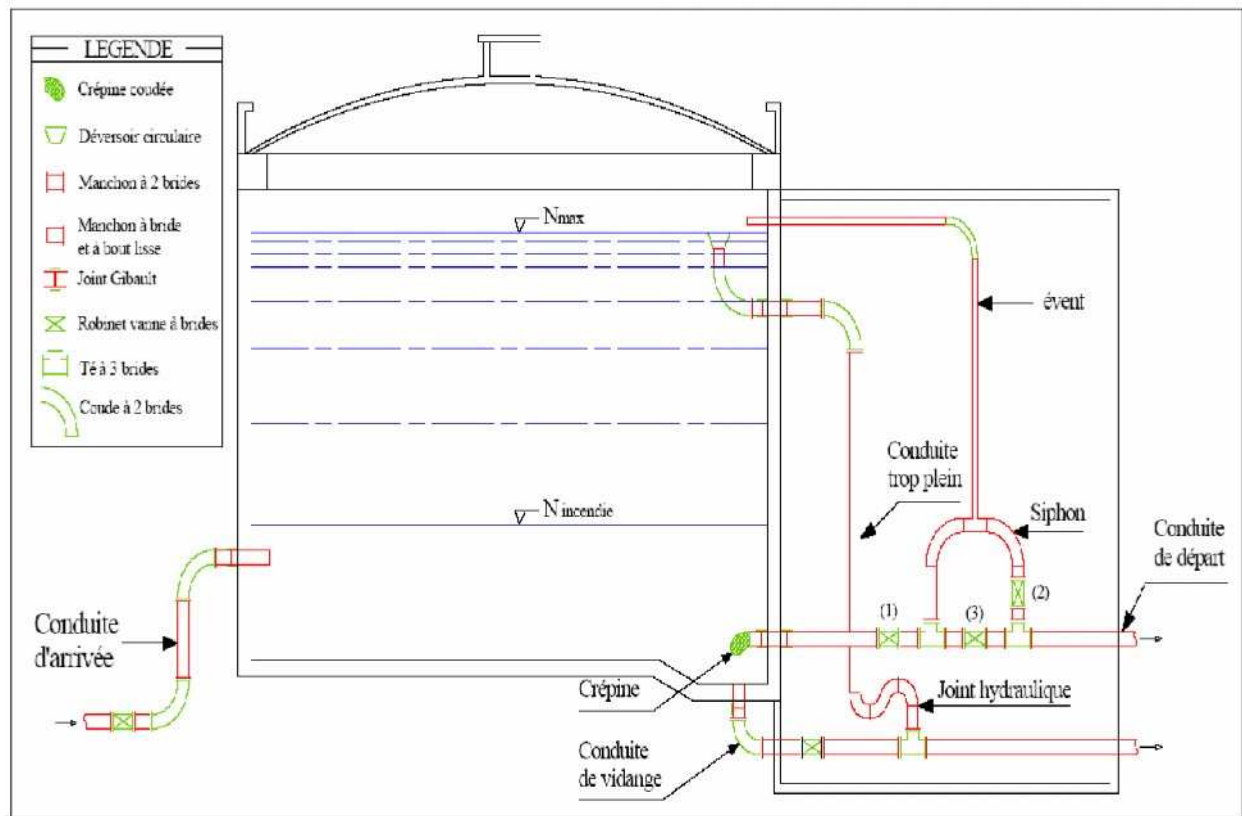


Figure VI.8 : Schéma d'un réservoir au sol.

VI.4.7. Volume des réservoirs

Le volume total des réserves nécessaires sur un réseau de distribution est déterminé à partir des fonctions de régulation et de sécurité d'approvisionnement et comprend trois parties:

- Une première partie qui correspond au volume nécessaire pour assurer la fonction de régulation entre la demande et la production ;
- Une seconde partie qui correspond au volume nécessaire pour assurer la sécurité d'approvisionnement (réserve d'eau potable et réserve d'incendie) ;

Une troisième partie comprenant à :

- Un volume mort (fonds de réservoir) suivant des réservoirs la hauteur d'eau peut être de 10 à 20 cm chargée de dépôts et impropre à la consommation correspondant au fond de réservoir.

- Un volume de commande correspondant à la régulation de l'alimentation des réservoirs: commande de groupes ou de la vanne d'alimentation réservoir,...ce volume d'eau se situe dans la partie supérieure du réservoir et il a une hauteur de l'ordre de 20 à 30 cm.

VI.5. LES EXIGENCES TECHNIQUES A SATISFAIRE

- **La résistance du réservoir:** le réservoir doit équilibrer tous les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties.
- **L'étanchéité:** le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos, sans fuite.
- **La durabilité:** le réservoir doit être construit par des matériaux qui doivent conserver leur propriété, après un long contact avec le liquide qu'il est destiné à retenir.
- **L'isolation thermique:** sur tout pour le réservoir surélevé qui reçoit de façon intense le rayonnement solaire. Cette isolation peut être obtenue en recouvrant le couvercle de réservoir d'une couche de gravillon et en montant parallèlement à la paroi latérale un rang de briques qui retient ainsi une couche d'air isolante.

VI.6. HYGIENE ET SECURITE

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre aérés par les orifices de grillage ;
- 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 pour le contrôle de l'eau.

VI.7. CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeants (demande de pointe). Pour calculer la capacité d'un réservoir nous devons 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.

Le calcul du volume du réservoir se fait par trois méthodes :

VI.7.1. Méthode forfaitaire

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

- En alimentation rurale 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- En alimentation urbaine : au minimum 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- Dans le cas d'une grande ville : au minimum 25% de la consommation journalière maximale de la agglomération (**Bouslimie, 2004**).

VI.7.2. Méthode graphique

Cette méthode est représentée par la courbe d'apport et de consommation journalière figure (VI.9).

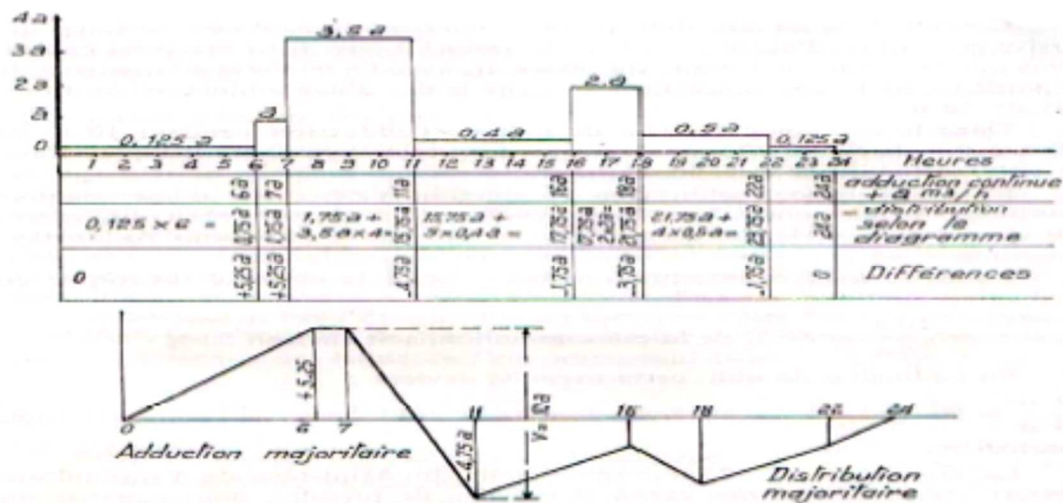


Figure VI.9 : La courbe d'apport et consommation journalière

VI.7.3. Méthode analytique

Cette méthode suppose une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures et soit (a) la valeur du débit horaire moyen de distribution ($a=C/24$).

Quant aux débits sortant, nous savons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine, la saison, ...etc. le découpage en tranche horaire pendant lesquelles le débit sera sensiblement constant est effectué à l'aide d'un analyseur de débit.

Les résultats varient selon les agglomérations. Généralement on utilise les valeurs suivantes :

- de 6 heures à 7 heures = a ;
- de 7 heures à 11 heures = 3,5a ;
- de 11 heures à 16 heures = 0,4a ;
- de 16 heures à 18 heures = 2a ;
- de 18 heures à 22 heures = 0,5a ;
- de 22 heures à 6 heures = 0,125a.

Connaissant le débit moyen horaire a et connaissant maintenant les coefficients de pointe horaire, nous pouvons dresser le tableau de variation de la consommation journalière, d'une manière analytique et d'une manière graphique.

La capacité du réservoir est égale à la somme du plus grand excès ($\Delta V^+ \text{ max}$), et le plus grand déficit ($\Delta V^- \text{ max}$), en ajoutant la réserve d'incendie.

$$V_r = \Delta V^+ \text{ max} + \Delta V^- \text{ max} \quad (\text{VI.1})$$

$$V_T = \Delta V^+ \text{ max} + \Delta V^- \text{ max} + V_{ri} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

V_r : volume réel du réservoir en m³ ;

ΔV⁺ : excès d'eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer en m³;

ΔV⁻ : déficit en eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer m³;

V_{ri} : Volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de **120** m³ pour une durée de deux heures.

VI.8. Le débit moyen horaire de distribution (a)

Le calcul du débit moyen horaire « a » se fait par la formule suivante :

$$a = \frac{Q \text{ max } j}{24} \quad (\text{VI.3})$$

VI.9. Dimensionnement du réservoir

Après avoir déterminée la capacité du réservoir, nous procédons à son dimensionnement par déterminer la section et le diamètre.

a. Section de réservoir projeté :

Elle déterminée par la formule (VI.5) :

$$V_r = S.h \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

V_r : Volume du réservoir projeté en (m³).

S : section de réservoir en (m²).

h : Hauteur de la colonne d'eau = 4 m.

$$S = \frac{V_r}{h} \quad (\text{VI.5})$$

b. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule (VI.6)

$$D = \sqrt{\frac{4.V_r}{\pi.h}} \quad (\text{VI.6})$$

D : Diamètre du réservoir en (m).

c. Hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la relation suivante :

$$H_{inc} = 4 \frac{V_{inc}}{\pi.D^2} \quad (\text{VI.7})$$

Avec:

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

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m³.

Avec :

V_r : volume réel du réservoir en m³ ;

ΔV₊: excès d'eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer en m³;

ΔV₋ : déficit en eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer m³;

V_{ri} : Volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de 120 m³ pour une durée de deux heures.

VI.10. Le débit moyen horaire de distribution (a)

Le calcul du débit moyen horaire « a » fait par la formule suivante :

$$a = \frac{Q_{\max j}}{24} \quad (\text{VI.8})$$

VI.11. Dimensionnement du réservoir

Après avoir déterminée la capacité du réservoir, nous procédons à son dimensionnement par déterminer la section et le diamètre.

d. Section de réservoir projeté :

Elle déterminée par la formule (VI.10) :

$$V_r = S.h \quad (VI.9)$$

Avac :

V_r : Volume du réservoir projeté en (m³).

S : section de réservoir en (m²).

h : Hauteur de la colonne d'eau = 4 m.

$$S = \frac{V_r}{h} \quad (VI.10)$$

e. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule (VI.11)

$$D = \sqrt{\frac{4.V_r}{\pi.h}} \quad (VI.11)$$

D : Diamètre du réservoir en (m).

f. Hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la relation suivante :

$$H_{inc} = 4 \frac{V_{inc}}{\pi.D^2} \quad (VI.12)$$

Avec:

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

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m³.

VI.12. Calcul de la capacité de réservoir de transit RT

Pour calculer la capacité de réservoir de transit RT, nous utilisons la méthode analytique et la méthode graphique, les détails de calcul sont présentés dans le tableau (VI.2) illustré dans la figure (VI.10).

Sachent que :

- ✓ la somme des débits max j de 3 groupes de villages est :

$$Q_{\max,j} = 2833.37 + 2715.03 + 1929.04 = 7477.44 \text{ m}^3/\text{j}$$

- ✓ Le temps de pompage est de 20h, la pompe se repose 4 heures et le débit horaire refoulé est de 1.2a.

Aussi que le réservoir RT dessert les trois réservoirs R1, R2 et R3 par refoulement c.-à-d. en discontinue (20/24 heures) avec des débits horaires respectivement par :

$$a_1 = \frac{Q_{\max,j1}}{24} = \frac{2833.37}{24} \rightarrow a_1 = 118,06 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_2 = \frac{Q_{\max,j2}}{24} = \frac{2715,03}{24} \rightarrow a_2 = 113,13 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_3 = \frac{Q_{\max,j3}}{24} = \frac{1929,04}{24} \rightarrow a_3 = 80,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les débits horaires que doivent aux réservoirs R1, R2 et R3 pour satisfaire les besoins sont donnés respectivement :

$$a_1 = 118,06 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_2 = 113,13 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$a_3 = 80,38 \text{ m}^3/\text{h}.$$

VI.12.1. Calcul de la capacité du réservoir de transit de la station (SR₁) de Oued Mechtras situé à la côte 191,23 m NGA

Tableau VI.2: Calcul de la capacité du réservoir de transit

Heures	Arrivée	Arrivée en m ³	Arrivée cumulé en m ³	Sortie en m ³				Sortie totale m ³	Sortie cumulée	Différence
				Sortie	Sortie 1	Sortie 2	Sortie 3			
00h-01h	1,2 a	373.87	373.87	1,2 a	0.000	135.752	0.000	135.752	135.752	238.121
01h-02h	1,2 a	373.87	747.74	1,2 a	0.000	135.752	0.000	135.752	271.503	476.241
02h-03h	1,2 a	373.87	1121.62	1,2 a	0.000	135.752	0.000	135.752	407.255	714.362
03h-04h	1,2 a	373.87	1495.49	1,2 a	0.000	135.752	0.000	135.752	543.006	952.482
04h-05h	1,2 a	373.87	1869.36	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	916.878	952.482
05h-06h	1,2 a	373.87	2243.23	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	1290.750	952.482
06h-07h	1,2 a	373.87	2617.10	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	1664.622	952.482
07h-08h	1,2 a	373.87	2990.98	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	2038.494	952.482
08h-09h	1,2 a	373.87	3364.85	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	2412.366	952.482
09h-10h	1,2 a	373.87	3738.72	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	2786.238	952.482
10h-11h	1,2 a	373.87	4112.59	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	3160.110	952.482
11h-12h	1,2 a	373.87	4486.46	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	3533.982	952.482
12h-13h	1,2 a	373.87	4860.34	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	3907.854	952.482
13h-14h	1,2 a	373.87	5234.21	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	4281.726	952.482
14h-15h	1,2 a	373.87	5608.08	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	4655.598	952.482
15h-16h	1,2 a	373.87	5981.95	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	5029.470	952.482
16h-17h	0	0.00	5981.95	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	5403.342	578.610
17h-18h	0	0.00	5981.95	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	5777.214	204.738
18h-19h	0	0.00	5981.95	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	6151.086	-169.134
19h-20h	0	0.00	5981.95	1,2 a	141.669	135.752	96.452	373.872	6524.958	-543.006
20h-21h	1,2 a	373.87	6355.82	1,2 a	141.669	0.000	96.452	238.121	6763.079	-407.255
21h-22h	1,2 a	373.87	6729.70	1,2 a	141.669	0.000	96.452	238.121	7001.199	-271.503
22h-23h	1,2 a	373.87	7103.57	1,2 a	141.669	0.000	96.452	238.121	7239.320	-135.751
23h-00h	1,2 a	373.87	7477.440	1,2 a	141.669	0.000	96.452	238.121	7477.440	0.000

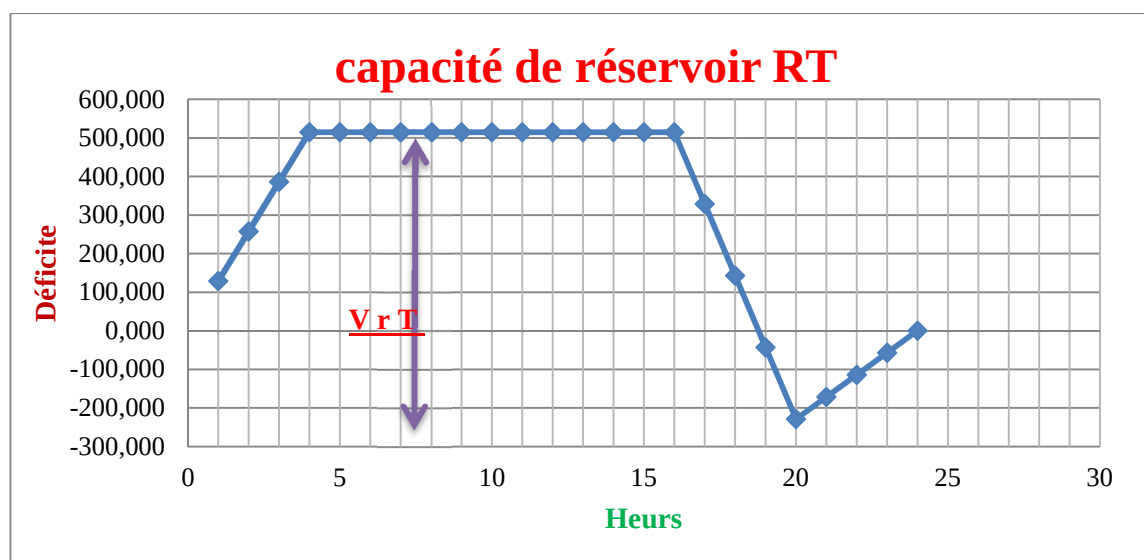


Figure VI.10 : Capacité graphique de réservoir de transit RT

Capacité de réservoir RT est comme suit :

$$V_r = |952,482| + |-543,006|$$

$$V_r = 1615,49 \text{ m}^3$$

Tableau VI.3 : Récapitule la capacité de réservoir de transit projeté RT.

Caractéristique	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté V_r	1495.49	m ³
Volume finale V_{rf}	1615.49	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	5.00	
Sectoin du réservoir S	323.10	m ²
Diamètre du réservoir D	20.28	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	0.4	m

Tableau VI.4 : Récapitulatif de la capacité de réservoir de transit projeté à l'horizon 2049.

Désignation	Horizon 2049	Unité
Débit entrant	7477,44	m ³ /j
Adduction	20	h
Excédent de stockage	952,482	m ³
Déficit	543,006	m ³
La capacité totale calculée	1615,49	m ³
La capacité du réservoir projeté	1600	m ³

VI.12.1. Dimensionnement du réservoir

Après avoir déterminée la capacité de réservoir, nous procédons à son dimensionnement par détermination de sa section et son diamètre.

a) Section de réservoir projeté :

Elle est déterminée par la formule (VI.14) :

$$V = S.h \quad (VI.13)$$

$$S = \frac{V_r}{h} \quad (VI.14)$$

b) Diamètre de réservoir :

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule (VI.15) :

$$D = \sqrt{\frac{4.V_r}{\pi.h}} \quad (VI.15)$$

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (VI.5) suivant :

Tableau VI.5 : Les caractéristiques de réservoir projeté RT.

Caractéristiques de réservoir	Volume en m ³	Hauteur en m	Diamètre th en m	Diamètre en m	Section en m ²
	1600	5	20,19	20,20	320

VI.12.2. Dimensionnement du réservoir de distributions R₁ de FEKRANE

Le tableau (VI.7) illustre les étapes de calcul de la capacité du réservoir R₁ par la méthode analytique. Notons que l'arrivée est continue et la distribution obéit au mode de distribution du village donnée comme suit :

Tableau VI.6 : Les coefficients de distribution (Rapport APC Souk El Tenine).

Heures	Coefficients de distribution
22h-06h	0.125
06h-07h	1
07h-11h	3.5
11h-16h	0.4
16h-18h	2
18h-22h	0.5

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (VI.7) :

VI.12.3. Calcul de la capacité du réservoir de tête de Fekrane situé à la côte 660.00 m NGA

Tableau VI.7: Calcul de la capacité du réservoir de tête R₁ Fekrane

Heures	Arrivée	Arrivée en m3	Arrivée cumulé en m ³	Sortie	Sortie en m3	Sortie cumulée en m ³	Excès en m3	Déficit en m3	Différence
00h-01h	1,2 a	141.67	141.67	0,125a	14.757	14.757	126.911		126.911
01h-02h	1,2 a	141.67	283.34	0,125a	14.757	29.514	253.823		253.823
02h-03h	1,2 a	141.67	425.01	0,125a	14.757	44.271	380.734		380.734
03h-04h	1,2 a	141.67	566.67	0,125a	14.757	59.029	507.645		507.645
04h-05h	1,2 a	141.67	708.34	0,125a	14.757	73.786	634.557		634.557
05h-06h	1,2 a	141.67	850.01	0,125a	14.757	88.543	761.468		761.468
06h-07h	1,2 a	141.67	991.68	a	118.06	206.600	785.080		785.080
07h-08h	1,2 a	141.67	1133.35	3,5a	413.20	619.800	513.548		513.548
08h-09h	1,2 a	141.67	1275.02	3,5a	413.20	1032.999	242.017		242.017
09h-10h	1,2 a	141.67	1416.69	3,5a	413.20	1446.199		-29.514	-29.514
10h-11h	1,2 a	141.67	1558.35	3,5a	413.20	1859.399		-301.046	-301.046
11h-12h	1,2 a	141.67	1700.02	0,4a	47.22	1906.622		-206.600	-206.600
12h-13h	1,2 a	141.67	1841.69	0,4a	47.22	1953.845		-112.154	-112.154
13h-14h	1,2 a	141.67	1983.36	0,4a	47.22	2001.068		-17.709	-17.709
14h-15h	1,2 a	141.67	2125.03	0,4a	47.22	2048.290	76.737		76.737
15h-16h	1,2 a	141.67	2266.70	0,4a	47.22	2095.513	171.183		171.183
16h-17h	0	0.00	2266.70	2a	236.11	2331.627		-64.931	-64.931
17h-18h	0	0.00	2266.70	2a	236.11	2567.742		-301.046	-301.046
18h-19h	0	0.00	2266.70	0,5a	59.03	2626.770		-360.074	-360.074
19h-20h	0	0.00	2266.70	0,5a	59.03	2685.799		-419.103	-419.103
20h-21h	1,2 a	141.67	2408.36	0,5a	59.03	2744.827		-336.463	-336.463
21h-22h	1,2 a	141.67	2550.03	0,5a	59.03	2803.856		-253.823	-253.823
22h-23h	1,2 a	141.67	2691.70	0,125a	14.76	2818.613		-126.911	-126.911
23h-00h	1,2 a	141.67	2833.370	0,125a	14.76	2833.370		0.000	0.000

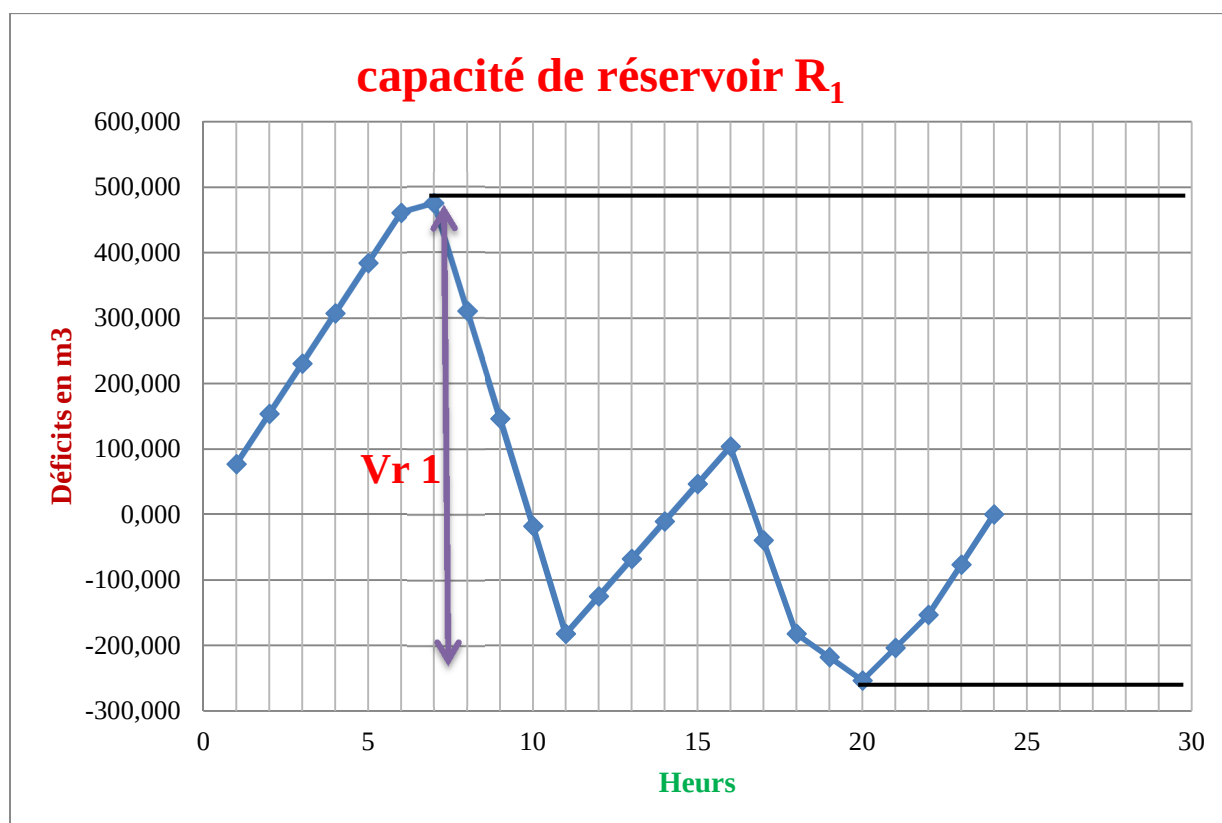


Figure VI.11 : Capacité graphique de réservoir de FEKRANE R_1 .

Le volume réel de réservoir R_1 est donné :

$$V_r = |785,080| + |-419,103|$$

$$V_r = 1204,18 \text{ m}^3$$

Caractéristique	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté V_r	1204.18	m^3
Volume finale V_{rf}	1324.18	m^3
Hauteur d'eau dans le réservoir h	4.00	
Sectoin du réservoir S	331.05	m^2
Diamètre du réservoir D	20.53	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	0.4	m

Le volume final de réservoir tenant compte d'incendie est égal :

$$V_{rf} = , + 120 \quad V_{rf} = 1324,18 \text{ m}^3$$

Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égal à **1300 m^3** .

VI.12.4. Calcul de la capacité du réservoir de tête de Fekrane situé à la côte 660.23 m NGA

Tableau VI.8: Calcul de la capacité du réservoir de tête R₂ Fekrane

heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m3	sortie	sortie en m3	sortie cumulée en m3	excès en m3	deficit en m3	différence
00h-01h	1,2 a	135.75	135.75	0,125a	14.141	14.141	121.611		121.611
01h-02h	1,2 a	135.75	271.50	0,125a	14.141	28.282	243.221		243.221
02h-03h	1,2 a	135.75	407.25	0,125a	14.141	42.422	364.832		364.832
03h-04h	1,2 a	135.75	543.01	0,125a	14.141	56.563	486.443		486.443
04h-05h	1,2 a	135.75	678.76	0,125a	14.141	70.704	608.054		608.054
05h-06h	1,2 a	135.75	814.51	0,125a	14.141	84.845	729.664		729.664
06h-07h	1,2 a	135.75	950.26	a	113.13	197.971	752.290		752.290
07h-08h	1,2 a	135.75	1086.01	3,5a	395.94	593.913	492.099		492.099
08h-09h	1,2 a	135.75	1221.76	3,5a	395.94	989.855	231.909		231.909
09h-10h	1,2 a	135.75	1357.52	3,5a	395.94	1385.797		-28.282	-28.282
10h-11h	1,2 a	135.75	1493.27	3,5a	395.94	1781.738		-288.472	-288.472
11h-12h	1,2 a	135.75	1629.02	0,4a	45.25	1826.989		-197.971	-197.971
12h-13h	1,2 a	135.75	1764.77	0,4a	45.25	1872.239		-107.470	-107.470
13h-14h	1,2 a	135.75	1900.52	0,4a	45.25	1917.490		-16.969	-16.969
14h-15h	1,2 a	135.75	2036.27	0,4a	45.25	1962.740	73.532		73.532
15h-16h	1,2 a	135.75	2172.02	0,4a	45.25	2007.991	164.033		164.033
16h-17h	0	0.00	2172.02	2a	226.25	2234.243		-62.219	-62.219
17h-18h	0	0.00	2172.02	2a	226.25	2460.496		-288.472	-288.472
18h-19h	0	0.00	2172.02	0,5a	56.56	2517.059		-345.035	-345.035
19h-20h	0	0.00	2172.02	0,5a	56.56	2573.622		-401.598	-401.598
20h-21h	1,2 a	135.75	2307.78	0,5a	56.56	2630.185		-322.410	-322.410
21h-22h	1,2 a	135.75	2443.53	0,5a	56.56	2686.748		-243.221	-243.221
22h-23h	1,2 a	135.75	2579.28	0,125a	14.14	2700.889		-121.611	-121.611
23h-00h	1,2 a	135.75	2715.03	0,125a	14.14	2715.030		0.000	0.000

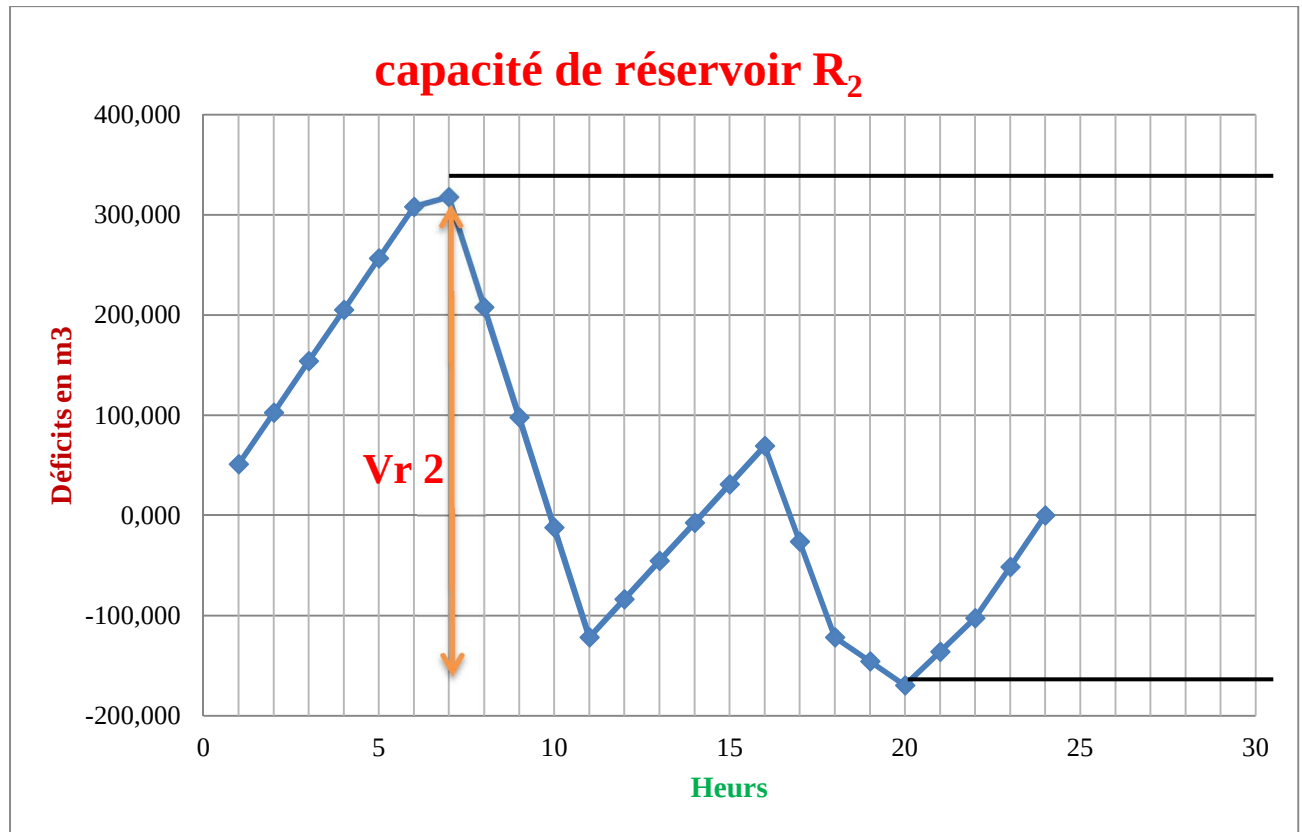


Figure VI.12 : Capacité graphique de réservoir FEKRANE R₂.

Le volume réel de réservoir R₂ est donné :

$$V_r = | 752,290 | + | -401,598 |$$

$$V_r = 1153,89 \text{ m}^3$$

Le volume final en tenant compte la réserve d'incendie est égal :

$$V_{rf} = 1153,89 + 120$$

$$V_{rf} = 1273,89 \text{ m}^3$$

Caractéristique	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté V_r	1153.89	m3
Volume finale V_{rf}	1273.89	m3
Hauteur d'eau dans le réservoir h	5.00	
Sectoin du réservoir S	254.78	m2
Diamètre du réservoir D	18.01	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	0.5	m

Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égal à **1300 m³**

VI.12.5. Calcul de la capacité du réservoir de tête de Tighilt Mehmoud situé à la côte 756 m NGA

Tableau VI.9: Calcul de la capacité du réservoir de tête de R₃Tighilt Mehmoud

heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m3	sortie	sortie en m3	sortie cumulée en m3	excès en m3	déficit en m3	différence
00h-01h	1,2 a	96.45	96.45	0,125a	10.047	10.047	86.405		86.405
01h-02h	1,2 a	96.45	192.90	0,125a	10.047	20.094	172.810		172.810
02h-03h	1,2 a	96.45	289.36	0,125a	10.047	30.141	259.215		259.215
03h-04h	1,2 a	96.45	385.81	0,125a	10.047	40.188	345.620		345.620
04h-05h	1,2 a	96.45	482.26	0,125a	10.047	50.235	432.025		432.025
05h-06h	1,2 a	96.45	578.71	0,125a	10.047	60.283	518.430		518.430
06h-07h	1,2 a	96.45	675.16	a	80.38	140.659	534.505		534.505
07h-08h	1,2 a	96.45	771.62	3,5a	281.32	421.978	349.639		349.639
08h-09h	1,2 a	96.45	868.07	3,5a	281.32	703.296	164.772		164.772
09h-10h	1,2 a	96.45	964.52	3,5a	281.32	984.614		-20.094	-20.094
10h-11h	1,2 a	96.45	1060.97	3,5a	281.32	1265.933		-204.961	-204.961
11h-12h	1,2 a	96.45	1157.42	0,4a	32.15	1298.083		-140.659	-140.659
12h-13h	1,2 a	96.45	1253.88	0,4a	32.15	1330.234		-76.358	-76.358
13h-14h	1,2 a	96.45	1350.33	0,4a	32.15	1362.385		-12.057	-12.057
14h-15h	1,2 a	96.45	1446.78	0,4a	32.15	1394.535	52.245		52.245
15h-16h	1,2 a	96.45	1543.23	0,4a	32.15	1426.686	116.546		116.546
16h-17h	0	0.00	1543.23	2a	160.75	1587.439		-44.207	-44.207
17h-18h	0	0.00	1543.23	2a	160.75	1748.193		-204.961	-204.961
18h-19h	0	0.00	1543.23	0,5a	40.19	1788.381		-245.149	-245.149
19h-20h	0	0.00	1543.23	0,5a	40.19	1828.569		-285.337	-285.337
20h-21h	1,2 a	96.45	1639.68	0,5a	40.19	1868.758		-229.074	-229.074
21h-22h	1,2 a	96.45	1736.14	0,5a	40.19	1908.946		-172.810	-172.810
22h-23h	1,2 a	96.45	1832.59	0,125a	10.05	1918.993		-86.405	-86.405
23h-00h	1,2 a	96.45	1929.040	0,125a	10.05	1929.040		0.000	0.000

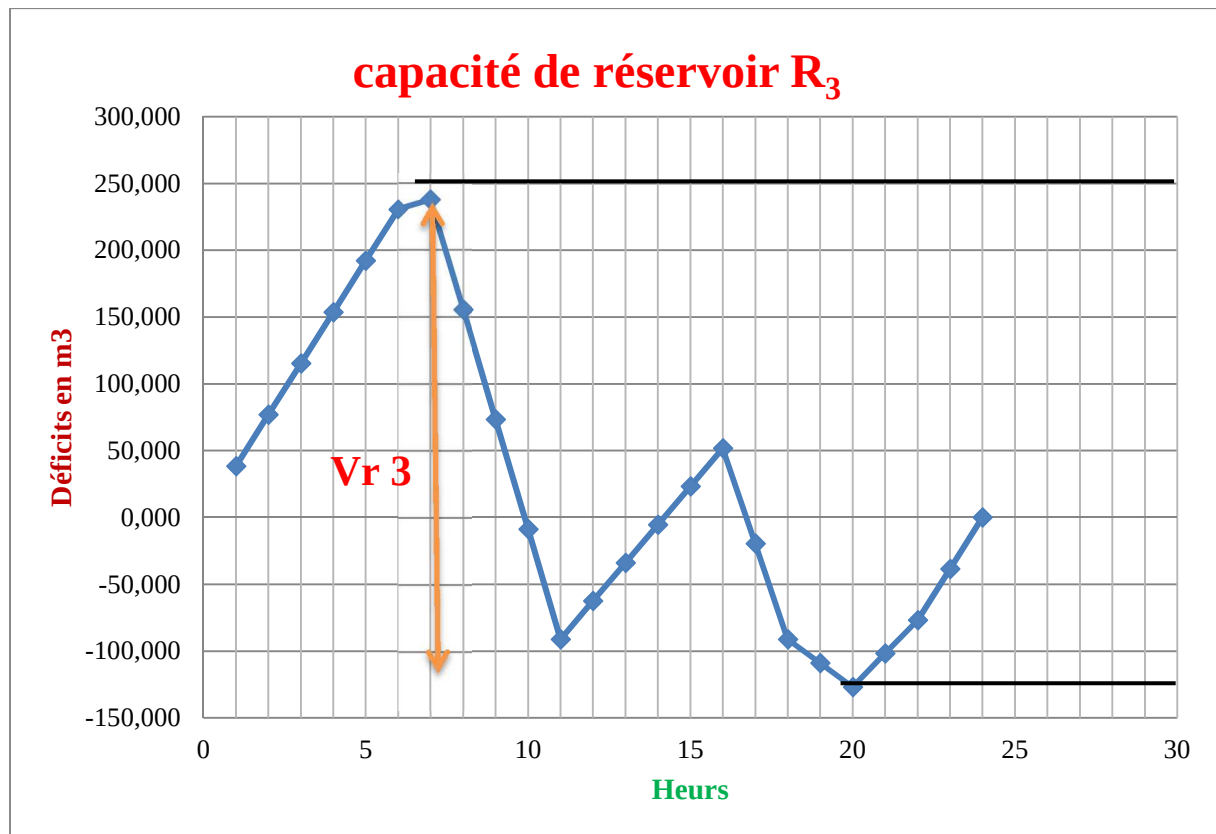


Figure VI-13 : Capacité graphique de réservoir de Tighilt Mahmoud R₃.

Le volume réel de réservoir R₃ est donné :

$$V_r = | 534,505 | + | -285,337 |$$

$$V_r = 819,84 \text{ m}^3$$

Caractéristique	Valeur	Unité
Volume du réservoir projeté V_r	819.84	m ³
Volume finale V_{rf}	939.84	m ³
Hauteur d'eau dans le réservoir h	4.00	
Sectoin du réservoir S	234.96	m ²
Diamètre du réservoir D	17.30	m
Hauteur d'incendie H_{inc}	0.5	m

Le volume final en tenant compte la réserve d'incendie est égal :

$$V_{rf} = 819,84 + 120$$

$$V_{rf} = 939,84 \text{ m}^3$$

Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égal à **900 m³**.

Tableau VI.10: Récapitulatif des réservoirs.

Réservoirs	Volume calculé m ³	Volume adopté m ³	Réservoir existant m ³	Réservoir projeté m ³
<i>Réservoir Transit(SR₀₁) A la cote 274,50m NGA</i>	1615,49	1600	200	1600
FEKRARANE à la Cote 660m NGA	1324 ,18	1300	500	2*400
<i>FEKRANE à la cote 660m NGA</i>	1273,18	1300	200	2*550
TIGHILT MAHMOUD à la cote 756m NGA	939,84	900	300	2*300

Conclusion

L'infrastructure de stockage de l'eau entraîne la construction des réservoirs de déférant capacité comme suite :

- Réservoir de 1600 m³ pour la station SR₀₁ ;
- Réservoir de tête de capacité (2*400 m³) implante à Fekrane
- Réservoir de tête de capacité (2*350 m³) implante à Fekrane
- Réservoir de tête de capacité (2*300 m³) implante a Tighilt Mahmoud ;

Chapitre VII :

Protection des conduites contre le coup de bélier

INTRODUCTION

Le transport de l'eau peut causer aux différents matériaux avec lesquels elle est en contact, des détériorations dont certaines sont dues au coup de bélier. Afin d'augmenter la durée de vie de nos installations et en vue d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières, il est impératif de les protéger contre ce phénomène.

VII.1. DEFINITION

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par toutes modifications rapides dans le régime d'écoulement d'une conduite en charge, qui engendre une série d'ondes qui se propagent le long de cette conduite. Ces ondes se traduisent par des alternations de surpressions et de dépressions (qui se traduisent par des cavitations) par rapport à la pression de service. Ces ondes seront amorties peu à peu par les frottements (pertes de charge).

Les causes principales de ce phénomène sont :

- Fermeture ou ouverture instantanées d'une vanne ;
- Démarrage d'une pompe ;
- Arrêt brusque de groupe électropompe alimentant la conduite de refoulement débitant sur un réservoir.

Lorsque le coup de bélier atteint des valeurs de pression très élevées il provoque :

- Écrasement de la conduite dans le cas de dépression ;
- Déboitement des conduites suite à la rupture et à la détérioration des joints ;
- Éclatement de la conduite par surpressions ;
- Détériorations des accessoires (GEP, vannes...).

VII.2. ANALYSE PHYSIQUE DE PHENOMENE

Dans le cas d'une conduite de refoulement en fonctionnement permanent, dont le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction, en admettant une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau et en supposant que la colonne liquide est constituée de tanches infiniment rapprochées.

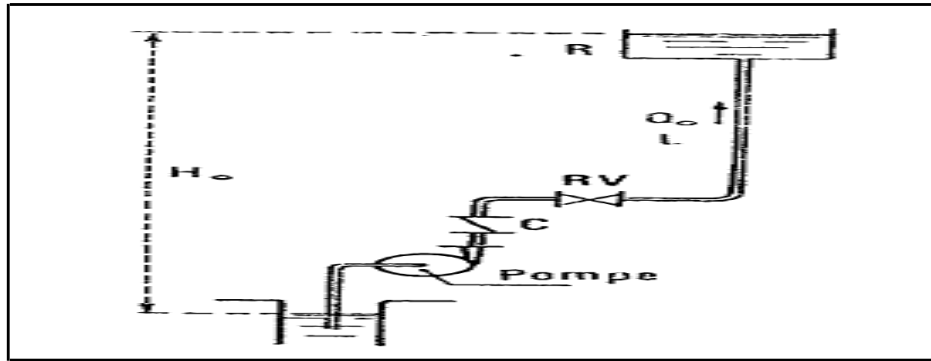


Figure VII.1 : Coup de bélier dans une conduite de refoulement.

Au moment où survient l'arrêt brusque, quatre phases peuvent être alors envisagées :

VII.2.1. Première phase

L'eau continue 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 des diminutions élastiques de son diamètre, l'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse "a", et si la distance entre la pompe et le réservoir est "L", le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est : $\frac{L}{a}$

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression, et l'eau est immobile.

VII.2.2. Deuxième phase

Grace à son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. A partir de réservoir les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre et au bout de temps $\frac{L}{a}$ (c.à.d. $2 \frac{L}{a}$ depuis l'origine). Toute l'eau est redescendue et se trouve arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui c'est bien sûr s'est fermé.

VII.2.3. 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 de temps $\frac{L}{a}$ (c.à.d. $3 \frac{L}{a}$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

VII.2.4. 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.à.d. $4 \frac{L}{a}$ depuis l'origine) nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de disjonction de moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge.

Remarque

L'analyse de ce phénomène dans le cas d'un arrêt brusque (fermeture rapide d'une vanne) dans un écoulement gravitaire d'eau, dans une conduite d'adduction provenant d'un réservoir, est exactement la même que celle de refoulement sauf cette fois qu'elle commence par une surpression puis se termine par une dépression. Il suffit donc de reprendre la même explication donnée ci-dessus, en commençant par la troisième phase, puis la quatrième puis la première phase et enfin la deuxième phase.

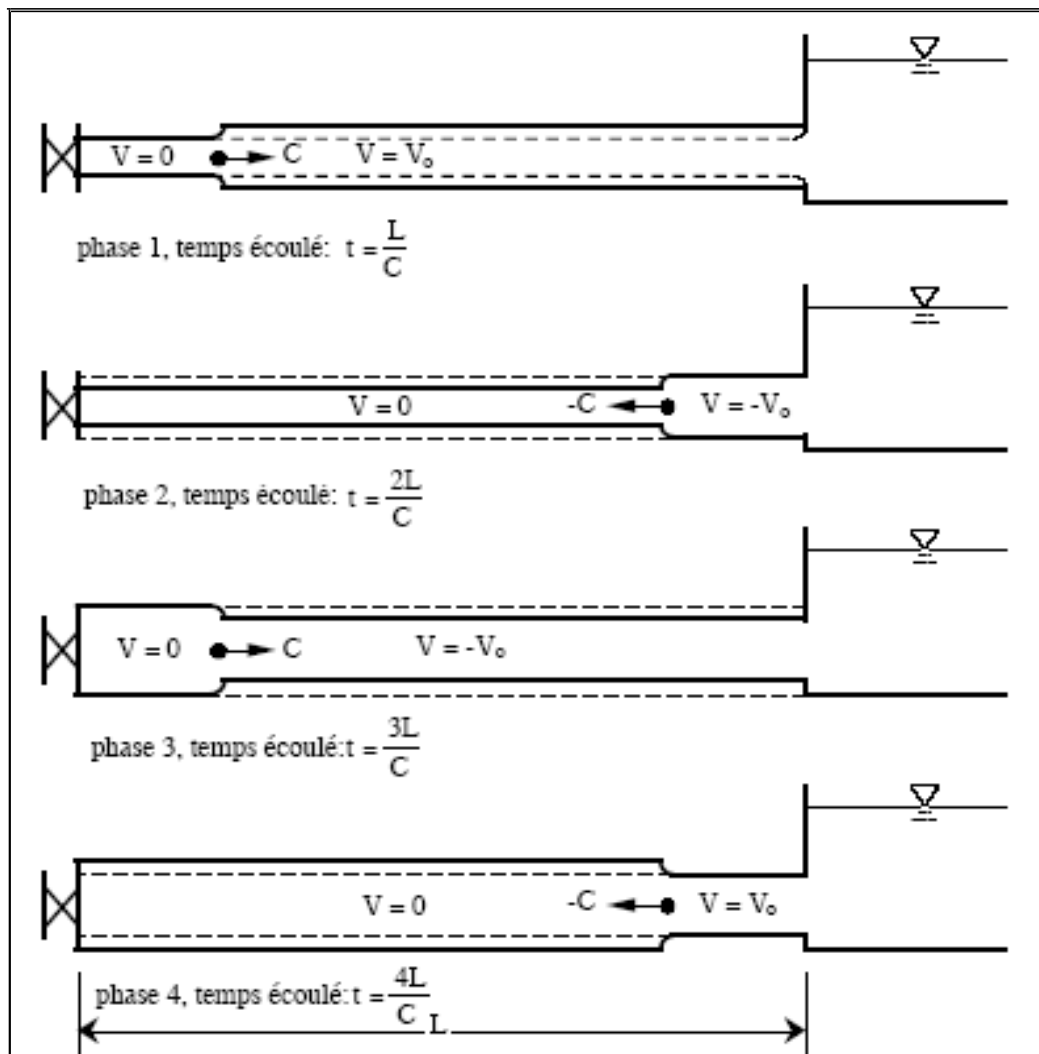


Figure VII.2: Étapes d'un cycle de variation de pression.

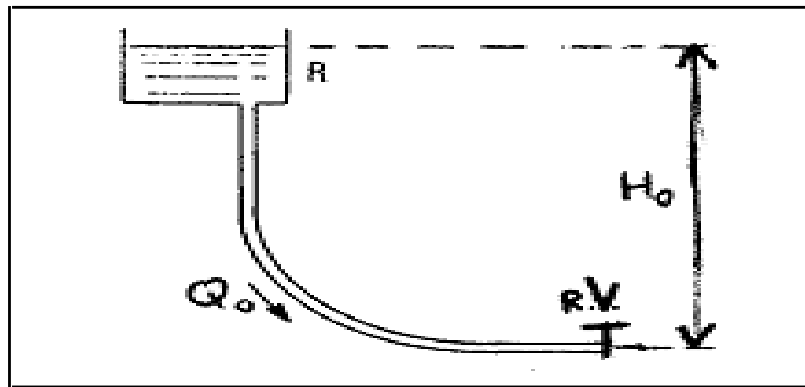


Figure VII.3 : Coup de bélier dans une conduite gravitaire

VII.3. CELERITE DES ONDES

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression d'Allievi :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}}$$

Et la célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en fonte ductile est donnée par l'expression d'Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}$$

K : coefficient dépendant de l'élasticité de la conduite.

K = 0,5 pour l'acier ;

K = 4,4 pour l'amiante ciment ;

K = 1 pour la fonte ductile ;

K = 5 pour la conduite en béton ;

K = 0,66 pour le PEHD.

D : Diamètre intérieur de la conduite en mm ;

e : Epaisseur de la conduite en mm.

Tableau VII.1 : Célérité moyennes en fonction de la nature du matériau de la conduite.

Conduite	a
Polyéthylène BD	200
Polyéthylène HD	400
PVC	500
Fonte	1100 à 1200
Acier	1300

VII.4. CALCUL DE LA VALEUR DE COUP DE BELIER**VII.4.1. Cas de fermeture brusque $t \leq \frac{2L}{a}$**

La valeur de coup de bélier est égal à :

$$b = \frac{aV_0}{g} \quad \text{Formule d'ALLIEVI.}$$

Avec :

b : Valeur de coup de bélier exprimée en m de hauteur d'eau ;

V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur égale $9,81 \text{ m/s}^2$;

a : Célérité de propagation des ondes (m/s).

VII.4.2. Cas de fermeture lente $t \geq \frac{2L}{a}$

$$b = \frac{2LV_0}{g t} \quad \text{Formule de MICHAUD.}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite en m ;

Nous constatons que le coup de bélier est proportionnel à la longueur « L » et la vitesse de l'eau dans la conduite.

Valeur numérique de la pression maximale et minimale en mètre d'eau

Cas de surpression : La valeur maximale est égale :

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g}$$

Cas de dépression : La valeur minimale de la pression est égale :

$$P = H_0 - \frac{aV_0}{g}$$

Avec :

H_0 : Est la pression de service (avant l'apparition de coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10$$

VII.5. SYSTEMES DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Les effets néfastes de phénomène ne peuvent être totalement éliminés mais il existe des moyens de protection à mettre en œuvre pour limiter le coup de bélier à une valeur admissible et comptable avec la résistance des installations.

Les appareils anti bélier les plus utilisés sont les suivants :

VII.5.1. 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 disjonction l'énergie accumulée pendant la marche normale. Cet appareil n'est valable que pour la protection des conduites dont les longueurs sont inférieures ou égales à 1000 m et de faibles diamètres.

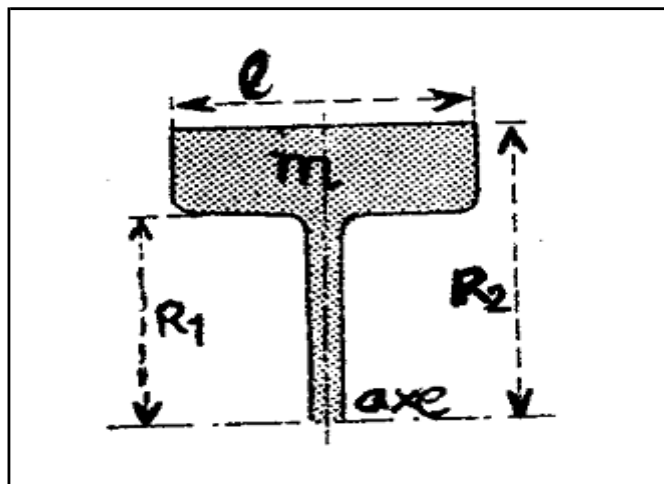


Figure VII.4 : Volants d'inertie

VII.5.2. Chemins d'équilibre

Ce sont des réservoirs à l'air libre, qui sont établis à la station de pompage ou bien sur le tracé de refoulement, quand celui-ci comporte des points hauts. Ils servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression, et en recevoir en cas de surpression. Ils sont pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.

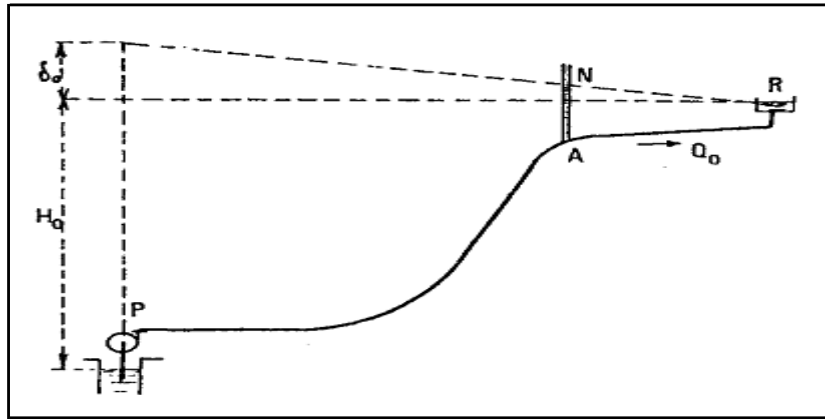


Figure VII.5: Cheminées d'équilibre

VII.5.3. Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée, il est conseillé dans les stations de pompage, car il peut protéger efficacement les conduites contre les coups de bélier à condition d'être entretenu et attentivement surveillé.

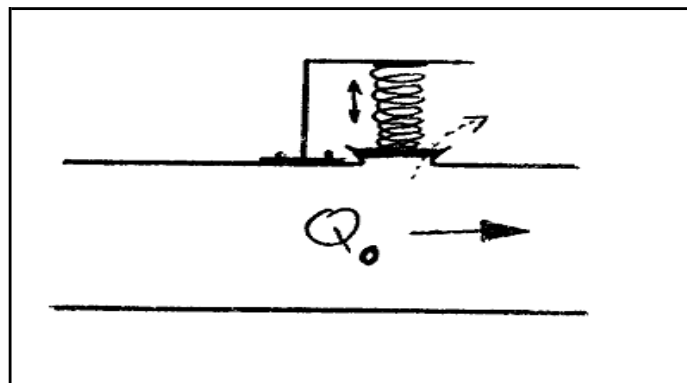


Figure VII.6 : Soupape de décharge

VII.5.4. Réservoirs d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval immédiat du clapet sans tenir compte du relief. Le réservoir d'air permet une alimentation en continu de la veine liquide après disjonction du groupe.

VII.5.4.1. Principe de fonctionnement

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air, et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction de groupe électrique, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche ce qui augmente la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

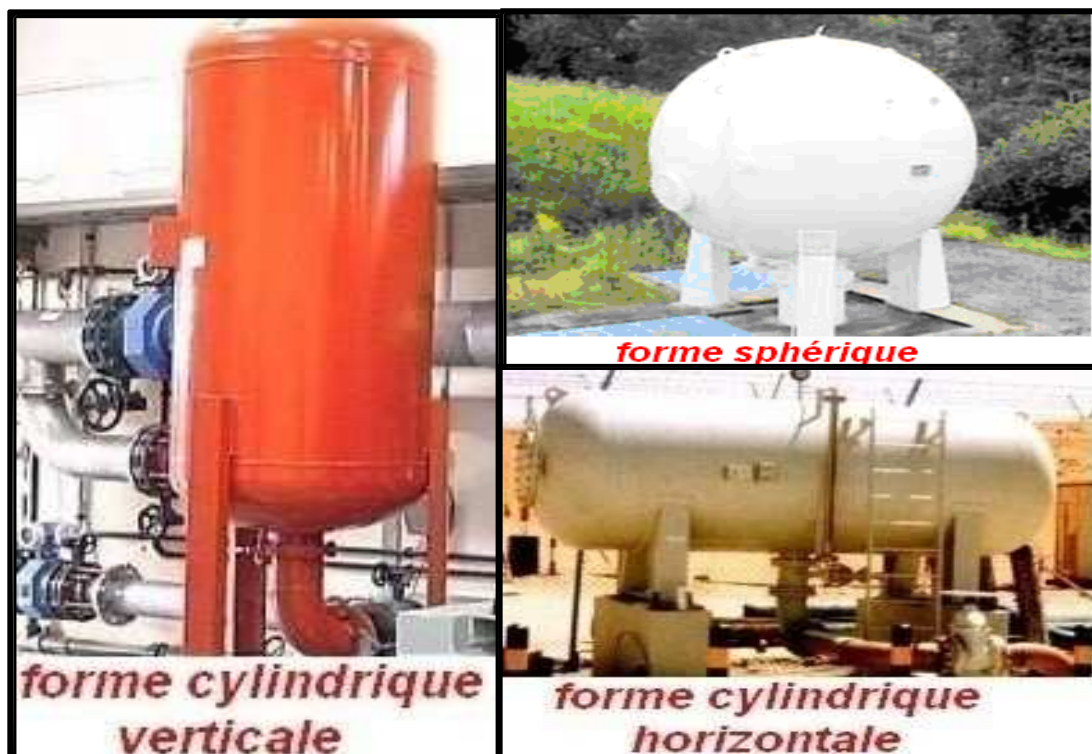


Figure VII.7 : Les différentes formes de l'anti-bélier.

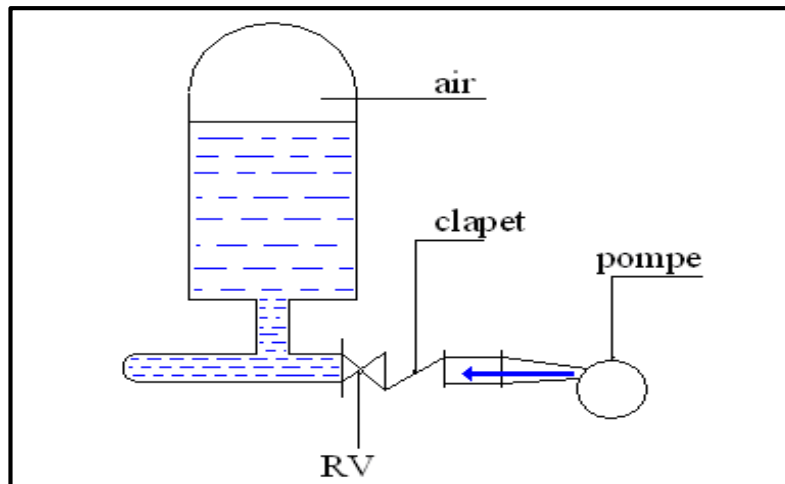


Figure VII.8 : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.

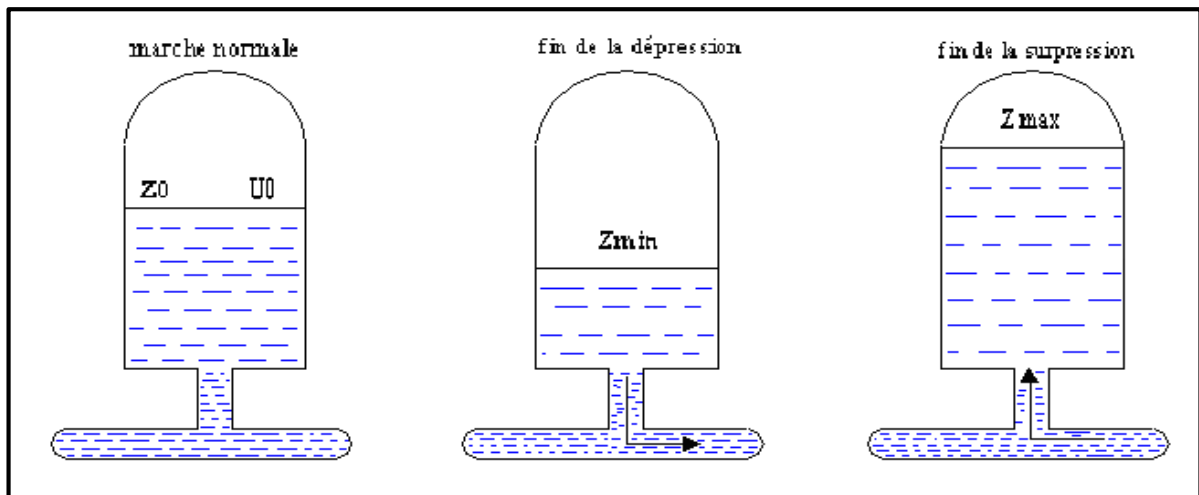


Figure VII.9 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

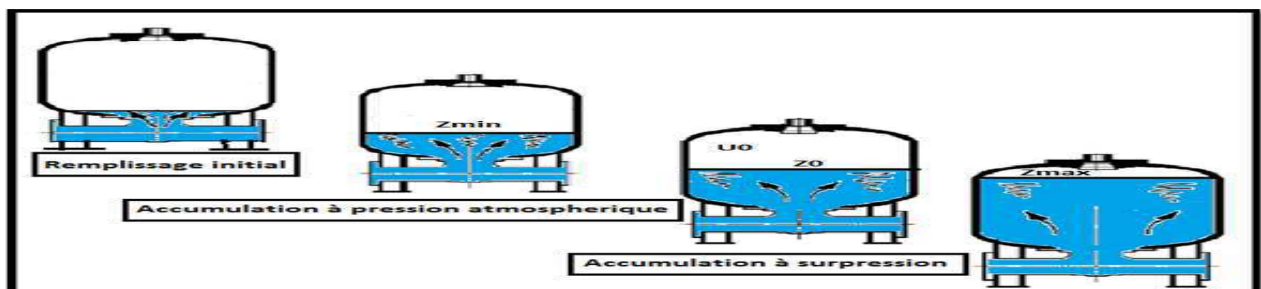


Figure VII.10 : Remplissage du réservoir anti-bélier.

VII.6. Protection des conduites contre le coup de bélier

Pour la protection de notre conduite contre le coup de bélier nous proposons réservoir d'air.

VII.6.1. Calcul des réservoirs 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 (Dupont ; 1979).

Comme méthode de calcul on distingue (méthode de Puech et Meunier ; Vibert ; Bergeron)

a). Méthode de Puech et Meunier

Cette méthode utilise l'abaque de Puech et Meunier. Elle est valable dans le cas du mouvement d'onde ; les abaques (48 graphiques) fournissent : des pressions minimales le long de la canalisation ; la pression maximale au droit de la pompe.

Les conditions d'utilisation de ces abaques sont : le réservoir d'air disposé à la station de pompage ; la canalisation à caractéristiques de pompage ; le réservoir d'arrivée à niveau constant ; la loi de détente de l'air est $P.V^{1.2} = \text{constante}$.

b). Méthode de Bergeron

Pour le dimensionnement **du réservoir d'air** U_0 , nous tracerons l'épure de Bergeron au niveau de la pompe qui détermine à la fois la dépression et la surpression. C'est la méthode la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

c). Méthode de Vibert

La méthode de Vibert est une méthode graphique simplifiée permet la détermination du volume d'air établie pour des installations modestes ($Q \leq 30 \text{ l/s}$, $L \leq 1200 \text{ m}$); donc elle est valable dans le cas de mouvement de masse, cette méthode 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.

VII.7. Valeur numérique de coup de bélier

Supposons que la vitesse moyenne dans la conduite (de longueur L) avant la fermeture d'une vanne (ou l'arrêt d'une pompe) est U_0 . La valeur du coup de bélier dépend du type de fermeture:

Cas de la fermeture brusque $t \leq \frac{2L}{a}$

La valeur coup de bélier est égale à : (VII -1)

$$b = \frac{aV_0}{g} \quad \text{Formule de JUKOWSKI}$$

Avec :

b : valeur du coup de bélier exprimé en mètre de hauteur d'eau ;

V_0 : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur, égale à $9,81 \text{ m/s}^2$;

a : célérité ou vitesse de propagation des ondes (m/s).

Cas de fermeture lente $t \geq \frac{2L}{a}$

$$\text{Formule de MICHAUD} \quad b = \frac{2LV_0}{g t} \quad (\text{VII -2})$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m).

En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à :

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VII -3})$$

En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H_0 - \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VII -4})$$

Avec : H_0 est la pression de service (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII -5})$$

VII.7.1. Surpression

Si on tient aussi compte de la pression H_0 dans la conduite avant la fermeture, la pression maximale dans la conduite, suite à l'apparition du coup de bélier, sera alors (en mètres d'eau) :

<i>Fermeture brusque</i>	<i>Fermeture lente</i>
$H_0 + B$	$H_0 + b$
$H_0 + (a*V_0/g)$	$H_0 + (2*L*V_0 / t_f*g)$

VII.7.2. Dépression

<i>Fermeture brusque</i>	<i>Fermeture lente</i>
$H_0 - B$	$H_0 - b$
$H_0 - (a*V_0 / g)$	$H_0 - (2*L*V_0 / t_f*g)$

La conduite sous mise à la dépression peut être mise sous vide. En réalité, la valeur négative de la pression donnée ne dépassera jamais, en valeur absolue, celle de l'apparition de la vapeur d'eau (soit environ -8,0 m).

Évaluation complète

La méthode graphique de BERGERON permet de déterminer avec précision les pressions et débits en fonction du temps en tout point d'une canalisation soumise à un coup de bélier.

Calcul de la célérité des ondes :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII -6})$$

K : Coefficient qui dépend du matér (K=1) pour Fonte;

D = Diamètre de la conduite en mm ;

e = épaisseur de la conduite en mm ;

Calcul de la hauteur maximale du coup de bélier

$$b = \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VII -7})$$

a : Célérité des ondes ;

g : Accélération ;

V₀ : Vitesse d'écoulement dans la canalisation ;

Au moment du retour de l'onde, la pression peut atteindre:

- ❖ En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à

$$P = H_{geo} + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VII.8})$$

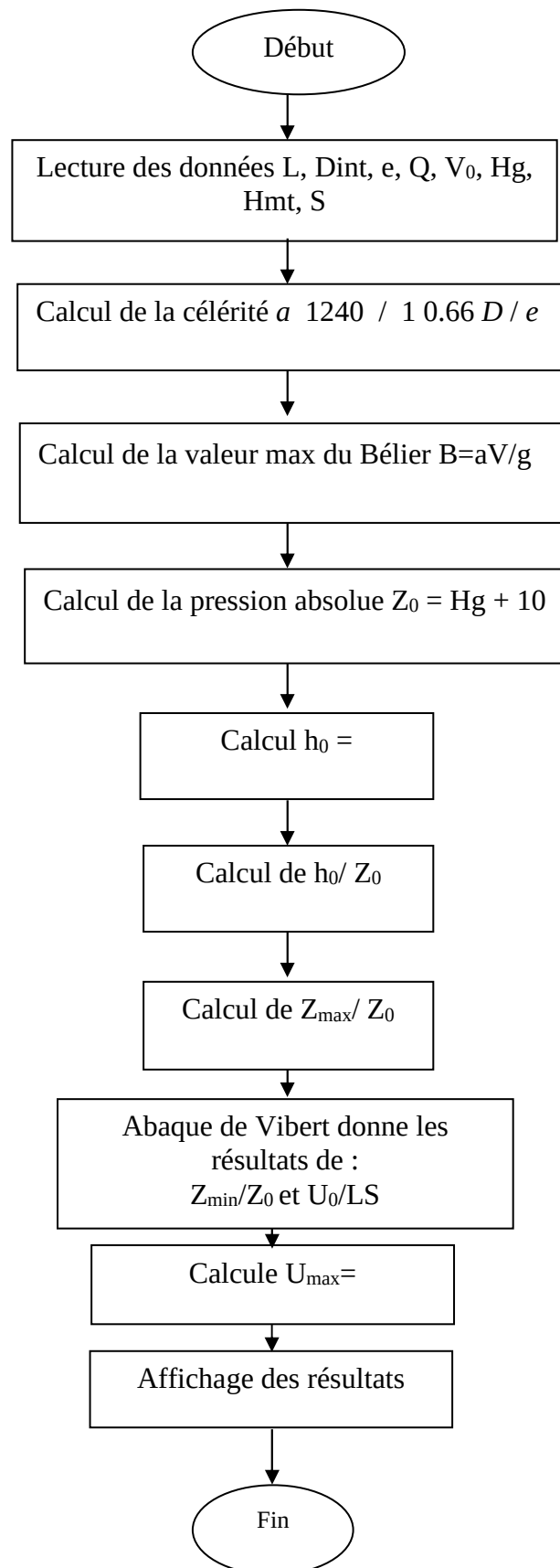
- ❖ En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H_{geo} - \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VII.9})$$

- ❖ La pression absolue statique **H₀** (avant l'apparition du coup de bélier)

$$H_0 = Hg + 10 \quad (\text{VII.10})$$

VII.8. Organigramme de calcul de coup de bélier



* Les caractéristiques de la conduite

La longueur de la conduite :	$L = 831\text{m}$;
Diamètre extérieur de la conduite :	$D_{\text{ext}} = 250\text{ mm}$;
Epaisseur de la conduite :	$e = 27,9\text{ mm}$;
Section de la conduite :	$S = 0,0296\text{ m}^2$;
Vitesse moyenne de l'écoulement :	$V_0 = 1,081\text{ m/s}$;
Hauteur géométrique :	$H_g = 83,27\text{ m}$;
Hauteur manométrique :	$H_{mt} = 93,87\text{ m}$;

a. Dépressions

* Le profil en long de la conduite

Tableau VII.1 : Profil en long de la conduite

Cote z(m)	190,13	199,86	203,82	215,93	229,09	238,84	245,45	258,39	273,64
X (m)	0	106,99	200,01	299,44	402,85	504,73	600,05	707,55	831

* Dimensionnement du réservoir d'air

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{0.25}{0.0279}}} = 351,77\text{m/s}$$

➤ Caractéristiques de la conduite A :

$$H_0 = H_g + 10 = 83,27 + 10 = 93,27\text{ m} ;$$

$$A = \frac{aV_0}{gk_0} = \frac{351,77 \times 1,081}{9,81 \times 93,27} = 0.41$$

➤ Caractéristiques des pertes de charges K :

$$H_{\text{abs}} = H_{mt} + 10 = 93,87 + 10 = 103,87\text{ m} ;$$

$$K = \frac{K_{\text{abc}} - k_0}{k_0} = \frac{103,87 - 93,27}{93,27} = 0.114$$

➤ **Caractéristiques du réservoir B:**

Nous devons considérer la famille de courbes B pour $A = 0,41$ et $K = 0,114$, mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes : $K = 0,1$ et $A = 0,5$ (voir l'annexe 04).

Tableau VII.2 : Profil en long du tronçon forage à la station de reprise SR 01

z (m)	190,13	199,86	203,82	215,93	229,03	238,84	245,45	258,39	273,64
X (m)	0	106,99	200,01	299,44	402,85	504,73	600,05	707,55	831
$\frac{AZ + 10}{H_0}$	0,11	0,21	0,25	0,38	0,52	0,63	0,70	0,84	1
X/L	0	0,13	0,24	0,36	0,48	0,61	0,72	0,85	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.

Pour $B = 0,2$ on aura toute la conduite protégée contre les variations de pression, cette valeur de B nous permettra de calculer le volume d'air comprimé U_0 .

$$U_0 = \frac{v_0^2}{gH_{abs}} \times \frac{LS}{B} = \frac{(1.081)^2}{9,81 \times 103.87} \times \frac{0.0296 \times 831}{0,2} = 0.141 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0.141 \text{ m}^3$$

Donc :

$$P_{min} = H_0 \times 0,84 = 93.27 \times 0,84$$

$$P_{min} = 78,35 \text{ m d'eau}$$

Nous avons :

$$P_{min} * U_{max}^{1,2} = H_{abs} * U_0^{1,2}$$

$$\text{Donc } U_{max} = 0.178 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de 0.178 m^3 . Si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume 0.214 m^3 .

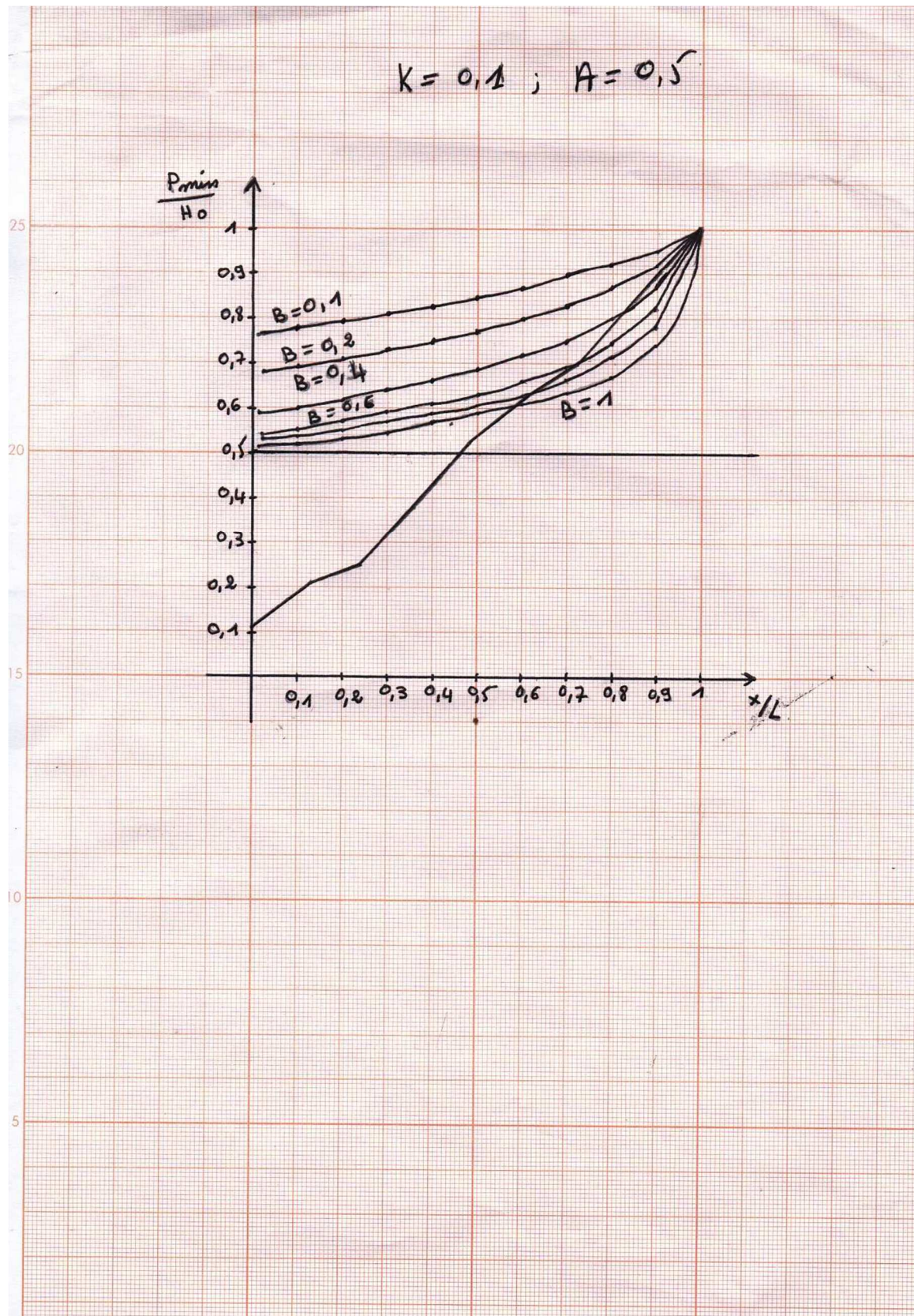


Figure VII.11 : Grade Puech Meunier pour la conduite reliant le forage à la station de reprise SR01

Surpression

A partir du l'abaque de Dubin et Guéneau (**annexe 5**), nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme : pour A = 0.5 et B = 0.2 nous lisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 2.9 \\ \frac{p_{max}}{H_0} = 1.123 \end{array} \right. \quad avec \quad \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right]^2 \quad (1)$$

$$\frac{p_{max}}{H_0} = 1.123 \quad (2)$$

Donc: $\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0.6 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.6 \frac{H_0}{V_0^2} = 0,6 \frac{93.27}{(1.10)^2}$

$$\alpha = 47.9^\circ$$

On peut tirer le diamètre « d » :

$$d^2 = \frac{D^2}{0,6(\sqrt{2g\alpha} + 1)} = \frac{(194,2)^2}{0,6(\sqrt{2*9,81*47.9} + 1)}$$

$$d = 44.56 \text{ mm}$$

d représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule (2) on peut tirer le « P_{max} »

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,123 \Rightarrow P_{max} = 1.123 * 93.27 = 104.74 \text{ m}$$

Surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue, H₀ = 93.27 m est surpression/H₀
= 104,74 – 93,27 = 11,47 m.

a. Epure de Bergeron**- La célérité (a)**

$$a = 351,77 \text{ m/s ;}$$

Le coup de bélier (b)

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{351.77 \times 1,081}{9,81} \quad \mathbf{b=38.76m}$$

- **La pression maximale dans la conduite**

$$H_{\max} = H_g + b = 83,27 + 38,76 = 122,03 \text{ m ;}$$

- **La pression minimale dans la conduite**

$$H_{\min} = H_g - b = 83,27 - 38,76 = 44,51 \text{ m.}$$

Supposons d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de :

$U_0 = 0,141 \text{ m}^3$ et d'autre part, que l'on dispose de diaphragme de diamètre $d = 44,56 \text{ mm}$.

* **Variation du volume d'air dans le réservoir**

Les temps se suivent selon des valeurs :

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 831}{351.77} = 4.72 \text{ s}$$

$$\theta = 4.72 \text{ s}$$

Pour le premier intervalle θ on aura : $V_{moy} = \frac{V_0 + V_{fi}}{2}$

Pour les autres : $V_f = \frac{(V_f)_{I-1} + (V_f)_I}{2}$

Où :

$(V_f)_{I-1}$: Vitesse finale de l'intervalle précédent.

$(V_f)_I$: La nouvelle vitesse finale choisie pour l'intervalle considéré.

$$\Delta U = \theta * S * V_{moy} = 4,72 \times 0,0296 \times V_{moy} = 0,14 V_{moy}$$

ΔU : Variation du volume d'air pour chaque intervalle ($-\Delta U$, à la descente de l'eau). Le volume d'air à la fin de chaque intervalle est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$$

* **La nouvelle pression dans le réservoir (Z)**

Elle est exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi suivante:

$$H_{\text{abs}} U_0^{1,2} = Z U^{1,2}$$

Donc :

$$Z = \frac{H_{abs} \times U_0^{1,2}}{U^{1,2}}$$

$$Z = \frac{103.87 \times (0,141)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{9.9}{U^{1,2}}$$

* La perte de charge à la montée d'eau dans la conduite

La perte de charge à l'aller, vers le réservoir d'eau, est négligeable devant la perte de charge provoquée par le diaphragme donc $\Delta h_1 = 0$.

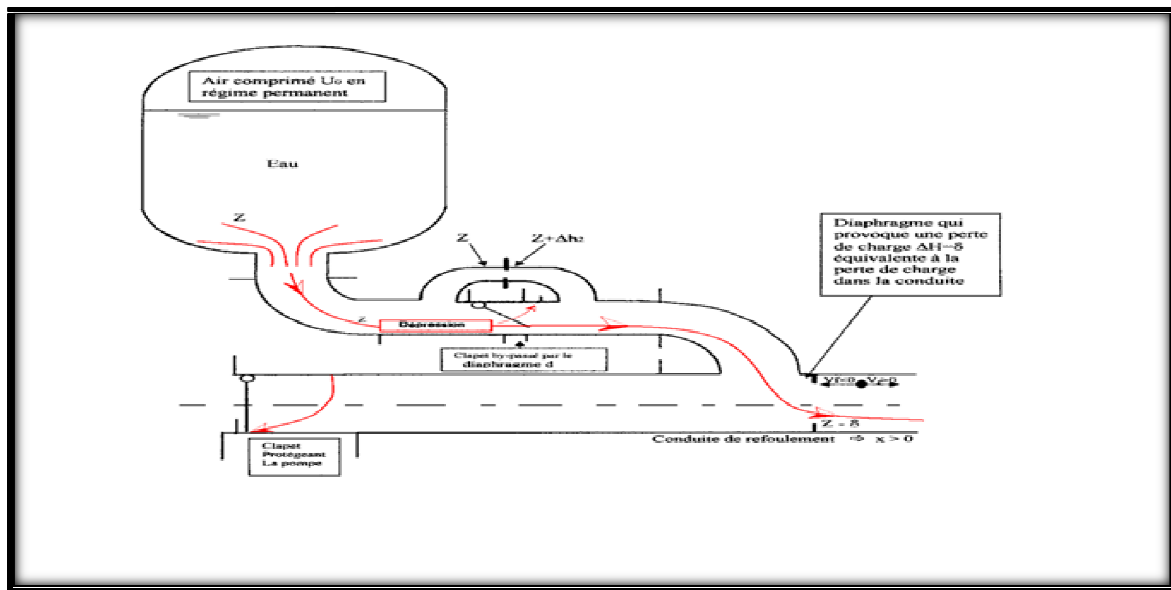


Figure VII.12 : perte de charge à la descente d'eau dans la conduite

* Perte de charge au refoulement

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\Delta h_2 = K \frac{V_F^2}{2g} = \left[\left(\frac{D^2}{0,6.d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g}$$

$$\Delta h_2 = \left[\left(\frac{(194,2)^2}{0,6.(44.56)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81}$$

$$\Delta h_2 = 47.9 V_F^2$$

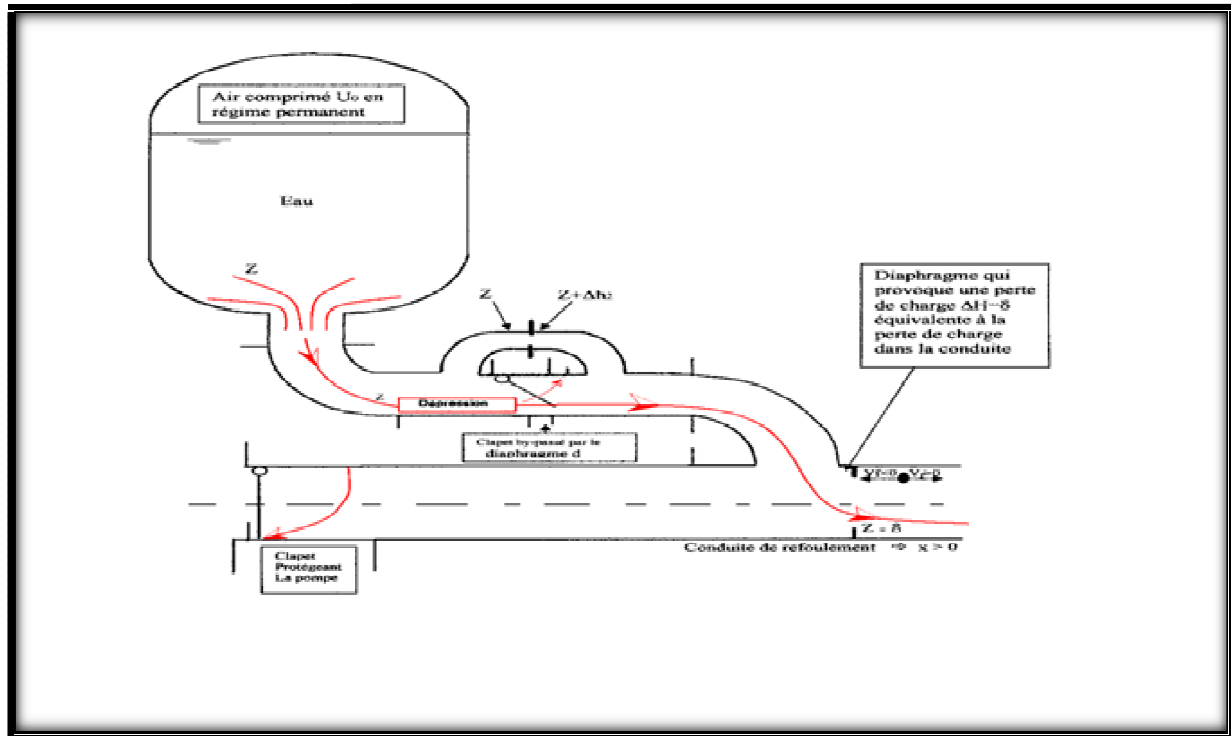


Figure VII.13 : Perte de charge à la descente d'eau dans la conduite

* Perte de charge au refoulement :

$$\delta_r = \frac{1,5 \cdot \lambda \cdot L \cdot V_F^2}{2gD} = \frac{1,15 \cdot 831 \cdot 0,043 \cdot VF^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,1942} = 10,31 VF^2$$

* Epure de Bergeron

Détermination de la pente de la droite :

$$\frac{a}{g \times S} = \frac{351,77}{9,81 \times 0,0296} = 1211,43 s/m^2$$

La pente réelle (adimensionnelle) de cette droite dépend des échelles des deux axes (de pression et de débit ou de vitesse).

- Echelle des pressions

$$\begin{cases} 1 \text{ cm} \\ B \end{cases} \quad \begin{matrix} 20 \text{ m} \\ 1211,43 \end{matrix} \Rightarrow B = 60,57 \text{ cm}$$

- Echelle des débits

Pour $V = 1,081$ m/s, le débit $Q = 0.032$ m³/s; on a alors :

$$\begin{cases} Q = 0.032 \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases} \quad \frac{10,8\text{cm}}{A} \Rightarrow A = 337.5 \text{ cm}$$

Donc, la pente de la droite sera : $tg\alpha = \frac{B}{A} \Rightarrow tg\alpha = \frac{60,57}{337,5} = 0,179$

Donc : $\alpha = 10.17^\circ$ (angle d'inclinaison).

* Explication du tableau

1. On choisit la vitesse finale (V_F) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale (V_0) et on l'inscrit dans la ligne (09).
2. On calcule la vitesse moyenne $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$ et on l'inscrit dans la ligne (10).
3. On calcul la variation du volume d'air (ΔU) en fonction de V_{moy} (ligne 2).
4. Au volume initial, choisi auparavant en marche normal U_0 du réservoir d'air (calculé par la méthode de Meunier et Puech), on y ajoute ou y en retranche à chaque fois la valeur de ΔU correspondante, ainsi on a le volume d'air (U) de cette étape (ligne 3).
5. A partir de la ligne (3), nous remplaçons tout simplement les valeurs dans chaque expression selon la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir d'air, on obtient ainsi les valeurs des lignes (4), (5), (6), (8), pour la ligne (7), il suffit de remplacer V_F par sa valeur.
6. La valeur de la pression obtenue dans la ligne (8) est reportée sur l'axe des ordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite $\frac{a}{gS}$ qui doit être
7. projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).
8. Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie (V_F), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse V_F choisie est égale à la vitesse V_F lue). Dans ce cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (11) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse V_F toujours, légèrement inférieure à la vitesse précédente et on répète les mêmes calculs.

9. Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse (V_F). De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

Tableau VII.3 : Calcul du réservoir d'air pour le tronçon forage station de reprise SR 01

1	Intervalle de temps(s)	0	$\vartheta = 4,72s$	$2\vartheta = 9,44s$
2	Variation du volume d'air (m^3) $\Delta U = 0,14 V_{moy}$	/	0,0336	-0,0525
3	Volume d'air (m^3) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	0,141	0,1746	0,1221
4	Pression d'air (m) $Z = 9,9$ $U_{1,2}$	103,89	80,38	123,47
5	Perte de charge (m) Aller: $AM_1 = 0$. Retour : $AM_2 = 47,9 V^2 F$	/	0	1,08
6	Pression dans la conduite (m) Aller = $Z - AM_1$ Retour = $Z + AM_2$	103,89	80,38	124,53
7	Perte de charge δ (m) $\delta = 10,29V^2 \cdot F$	12,59	3,70	0,23
8	Pression dans la conduite sans δ (m) Aller = $Z - AM_1 - \delta$. Retour = $Z + AM_2 + \delta$.	91,87	76,68	124,76
9	Vitesse finale choisie (m/s)	1,081	-0,6	-0,15
10	Vitesse moyenne V_{moy} (m/s)	/	0,24	-0,375
11	Vitesse lue sur le graphe (m/s).	1,081	0,68	1,02
12	Désignation des points	1R	2P	4P

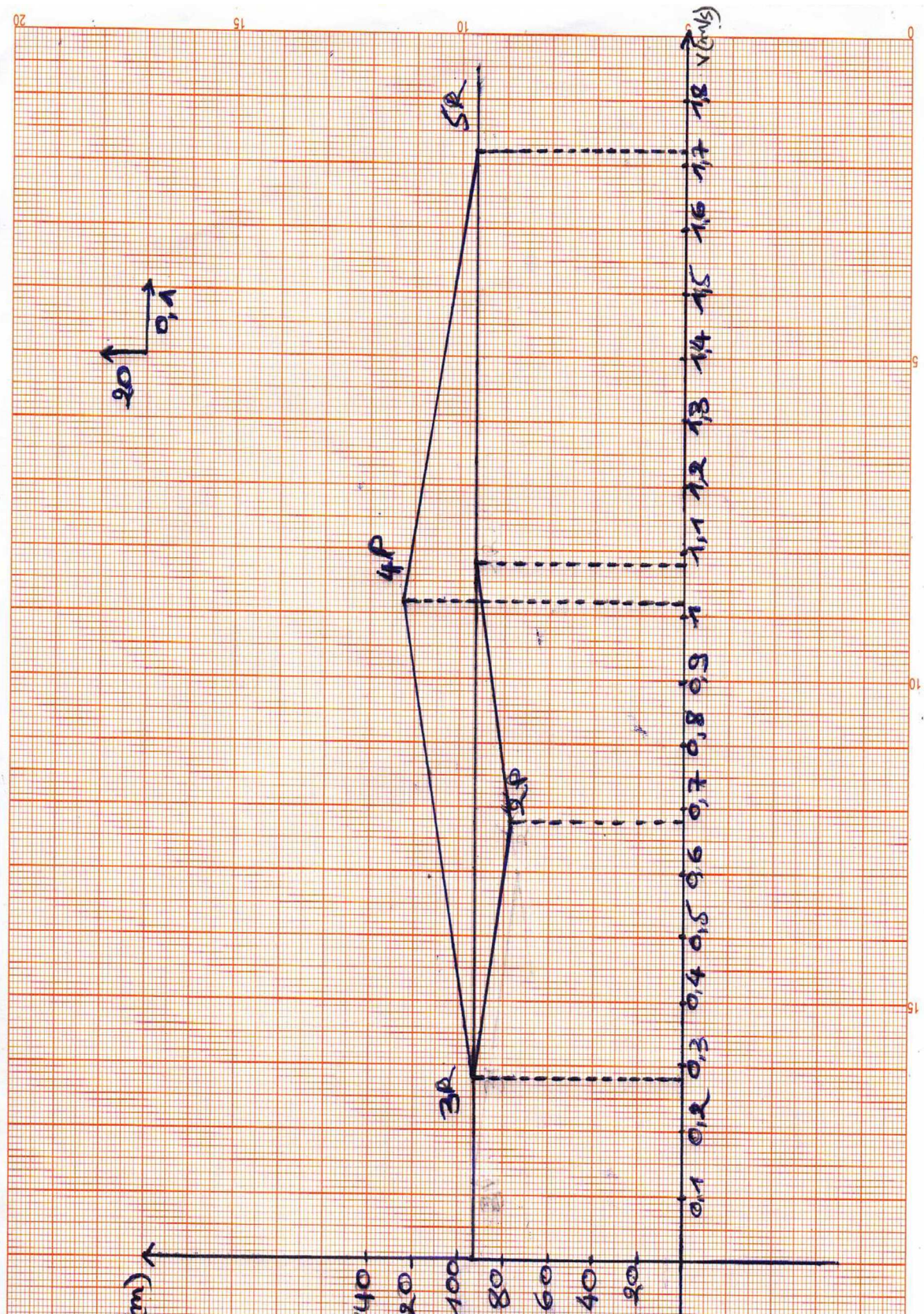


Figure VII.14: Epure de Bergeron

* Caractéristiques du réservoir d'air

L'examen de la quatrième colonne du Tableau 9.3, montre que l'air peut occuper un volume maximal d'environ $0,1746 \text{ m}^3$, comme il faut, qu'à ce moment, il reste encore de l'eau dans le réservoir, par mesure de sécurité, il sera prévu une cloche d'une capacité totale de $0,192 \text{ m}^3$ (10% de $0,1746$), dans laquelle l'air en marche normale n'occupera que $0,141 \text{ m}^3$. Il sera adjoint à la cloche un compresseur d'air, afin d'amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée. En phase de dépression, la pression dans la conduite est de 76,68 m. En phase de surpression, la pression dans la conduite est de 124,76 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.

Interprétation des résultats:

Les résultats trouvés avec les différentes méthodes de dimensionnement des protections sont illustrés dans le tableau VII.4 :

Tableau VII.4 : Interprétation des résultats.

	Meunier et Puech	Dubin et Guéneau	Bergeron
Pression minimale (m)	78,35 m	/	16,59
Surpression/H_0 (m)	/	11,47	31,49
$U_{\max}$ (m^3)	0,178	/	0,192

Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant la SR_1 à la SR_2 contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à l'aval de la conduite de refoulement forage-station de reprise SR_1 qui aura un volume total de 192 litres.

Chapitre VIII :

Etude et choix des pompes

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéale adaptée à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage projetées le long de l'adduction.

VIII.1. Définition de la pompe

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

VIII.2. Classification des pompes

Les pompes peuvent être classées comme suit :

- Les pompes volumétriques : l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement
- 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. Et les turbopompes se subdivisent en :

-  Pompe centrifuge ;

-  Pompe hélice ;

-  Pompe hélico-centrifuge.

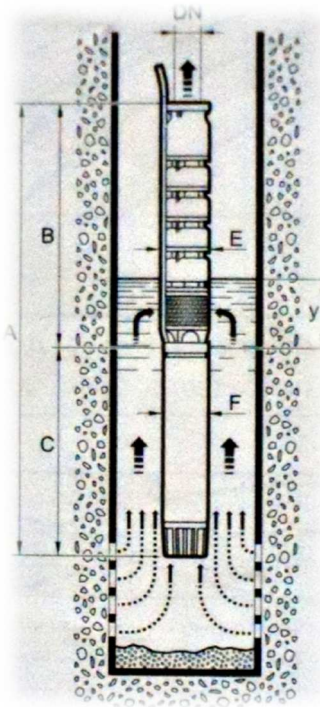
-  Pompe volumétrique ;

-  Pompe à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- o Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiales
 - Pompes centrifuges semi axial.
- o Suivant la forme du corps de la pompe :
 - Pompe à volute ou colimaçon ;
 - A diffuseur circulaire ou type burine.
- o Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau.
 - Multicellulaire: utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.
- o Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

Une pompe immergée c'est une pompe verticale mono ou multicellulaire centrifuge avec roues radiales ou semi-axiales. Les roulements de guidage et les bagues d'usure garantissent la résistance à l'usure en assurant la constance et la fiabilité des caractéristiques hydrauliques dans le temps. Sur demande, les pompes sont disponibles en bronze ou en acier inoxydable pour les applications en eau de mer ou avec des liquides agressifs.



VIII.3. LES DOMAINES D'APPLICATIONS

Les pompes immergées ont un vaste domaine d'application, par exemple :

- Approvisionnement en eau provenant de puits profonds.
- Surpression et distribution dans des installations civiles et industrielles.
- Alimentation de réservoirs et de citernes.
- Installation de réservoirs et de citernes.
- Installations anti-incendie et installation de lavage.
- Contrôle du niveau phréatique.
- Irrigation.
- Mines
- Fontaines.

Une pompe multicellulaire : c'est une pompe à plusieurs cellules, une cellule est définie par un diffuseur.

VIII.4. LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS

Comme chaque produit, les pompes immergées ont des avantages et des inconvénients qu'on peut illustrer comme suit :

Avantages	Inconvénients
Très efficace, écoulement régulier, capacité constante.	Le désamorçage peut endommager le moteur.
Offre une vaste gamme de capacités et de pressions.	Le sable dans l'eau entraîne l'usure prématurée des pièces.
Peut être utilisée pour les puits de surface et les puits profonds.	Coûteuse et parfois difficile à réparer.
Silencieuse.	
Bonne durabilité.	

VIII.5. DESCRIPTION DES DIFFERENTS COMPOSANTS :

1. LA TURBINE (OU LA ROUE) :



2. LEDIFFUSEUR :

C'est le corps de pompe, qui constitue l'élément fixe de cette dernière. Il est destiné à recueillir le liquide qui sort de la roue, et à le diriger, soit vers l'orifice de refoulement, soit vers l'entrée de la roue suivante, selon que la pompe est mono ou multicellulaire. De plus, il transforme en pression une partie de la vitesse.

La forme principale du corps dépend du type de pompe (mono ou multicellulaire).



3. LA CHAMBRE D'ASPIRATION :

Elle constitue avec le corps de pompe l'élément fixe destiné à diriger le liquide vers l'entrée de la roue, de telle sorte que la vitesse du liquide soit uniforme en tous points.



4. L'ARBRE D'ENTRANEMENT

C'est l'axe principal de la pompe, en acier ou acier inoxydable. Il comprend des clavettes superposées entre deux roues et une entretoise de séparation. Tous les éléments tournants sont équilibrés dynamiquement (arbre, roues et entretoise).



5. LES CLAVETTES :

Les clavettes rassemblent les divers composants de montage mécanique assurant une liaison en rotation entre les pièces à assembler. Elles sont logées dans les rainures des pièces à assembler.



6. LES BAGUES D'USURE :

Les séparent les sections fixes d'une pompe des sections en rotation, ainsi que les sections en basse pression de celles en haute pression. Lorsqu'une déviation d'arbre se produit en raison d'une opération contraire à la conception, il est possible que les bagues d'usure entrent en contact.



7. L'ENTRETOISE :

Une entretoise est une pièce rigide qui relie deux turbines et les maintient dans un écartement fixe. On utilise fréquemment des entretoises pour fixer des circuits imprimés. Ces entretoises sont généralement des pièces tubulaires en laiton chromé.



8. LE COUSSINET :

Fabriquée en caoutchouc entourée par un cylindre en tôle, elle permet une combinaison parfaite des fonctions du guidage de l'arbre, amortissement et passage libre du sable.



9. L'ACCOUPLEMENT :



10. LE CLAPET ANTI-RETOUR :



Soupape qui laisse passer de l'eau dans un seul sens.

VIII.6. Caractéristiques des pompes centrifuges

VIII.6.1. Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

Vitesse de rotations

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

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

$$W = \frac{\pi \cdot N}{30} (\text{rad/s}) \quad (\text{VIII.1})$$

VIII.6.2. 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 ».

Le débit Q est fonction de la vitesse moyenne V d'écoulement du liquide et du diamètre D de la canalisation.

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

VIII.6.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en (m.c.e) entre l'orifice 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 (**Jasp, J ref**).

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

VIII.6.4. Puissance (utile et absorbée)

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 Pu :

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

Le rapport de la puissance utile Pu et la puissance absorbée Pa est le rendement de la Pompe η_p qui est donné par la relation suivante :

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

VIII.7. Constitution d'une pompe centrifuge

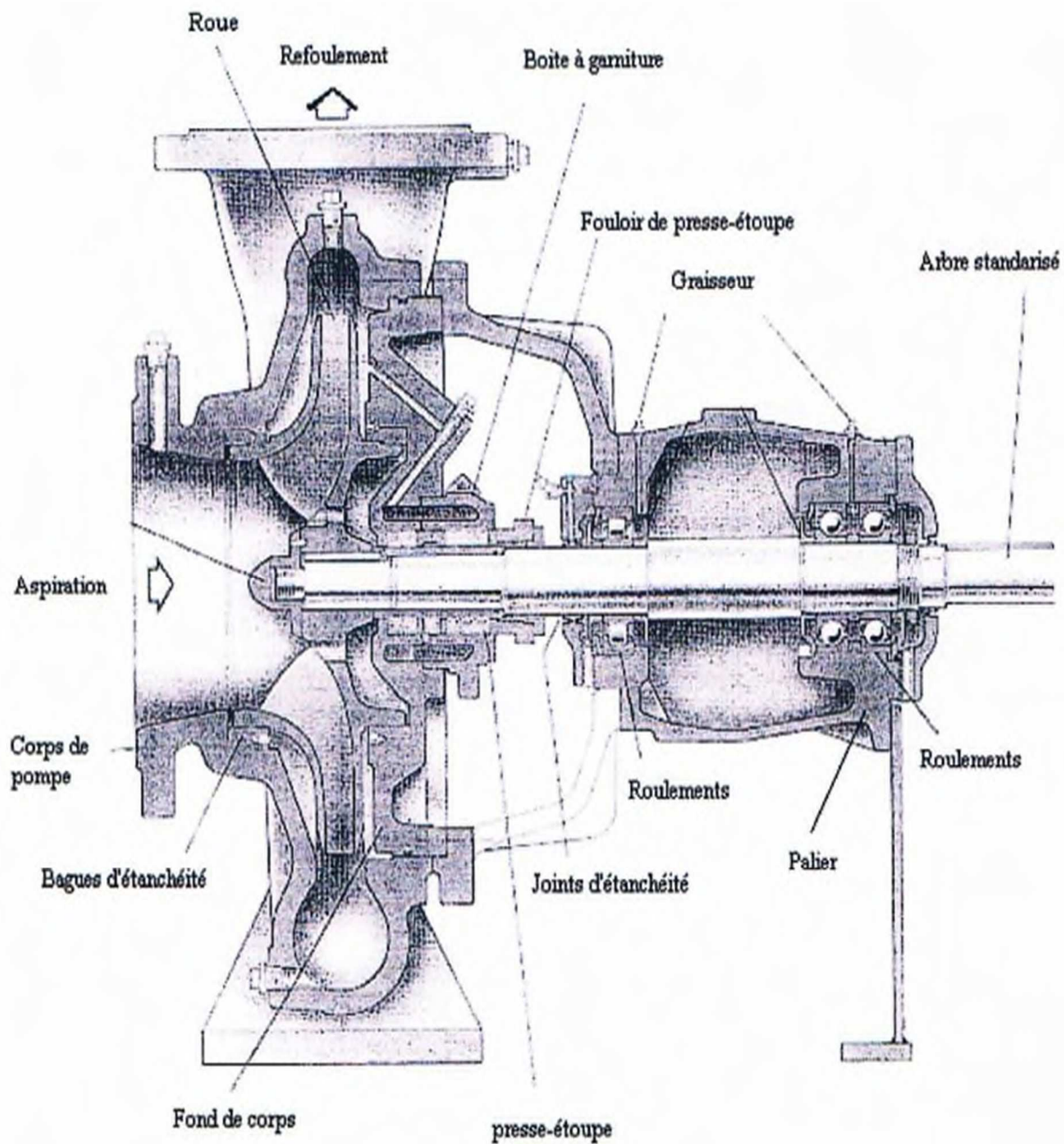


Figure VIII.1 : Eléments constitutifs d'une turbopompe.

VIII.8. Choix de la pompe

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- ✓ Assurer le débit Q et la hauteur H_{mt} ,
- ✓ Assurer un meilleur rendement,
- ✓ vérifier la condition de non cavitation,
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée,
- ✓ Puissance absorbée minimale,

- ✓ Assurer une capacité d'aspiration forte.
- ✓ Le point de fonctionnement se trouve en milieu de la courbe de la pompe.

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

VIII.9. Installation d'une pompe

Il existe trois types d'installation dont deux sont les plus utilisés dans les projets d'alimentation en eau potable, alimentation en industrie et l'irrigation type et rarement utilisé :

➤ Installation en aspiration

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont les pompes sont disposées supérieures (axe des pompes) au plan d'aspiration.

➤ Installation en charge

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont le plan d'eau d'aspiration est bien supérieur à l'axe de la pompe.

➤ Installation en siphon

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont les deux plan d'eau aspiration et refoulement sont inférieurs à l'axe de la pompe.

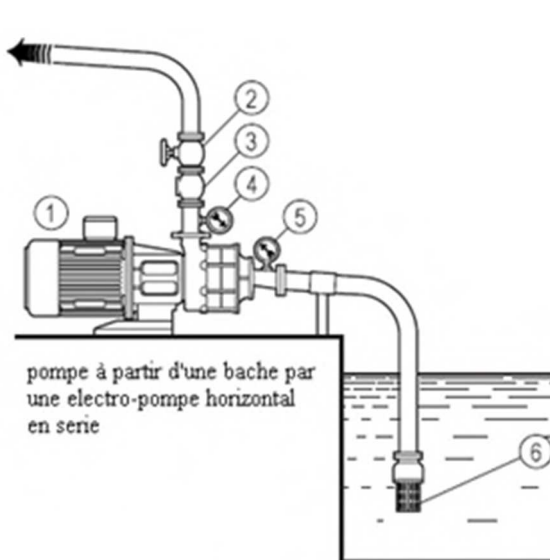


Figure VIII.2 : Installation d'une pompe horizontale

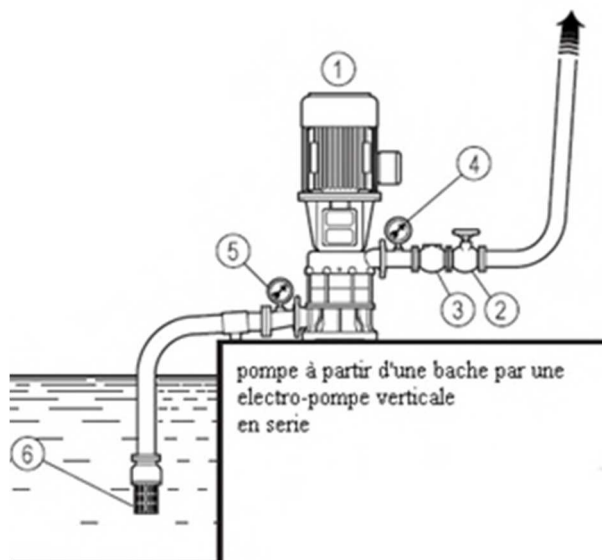


Figure VIII.3 : Installation d'une pompe verticale

VIII.10. Courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes :

VIII.10.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ » :

C'est une représentation graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit $H = f(Q)$.

VIII.10.2. La courbe puissance - débit :

Les variations de la puissance absorbée en fonction du débit. Elle présente des débits, c'est une courbe en branche de parabole, dont la courbure est tournée vers la bas $P = f(Q)$.

VIII.10.3. La courbe rendement - débit :

Elle exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit $\eta = f(Q)$. Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

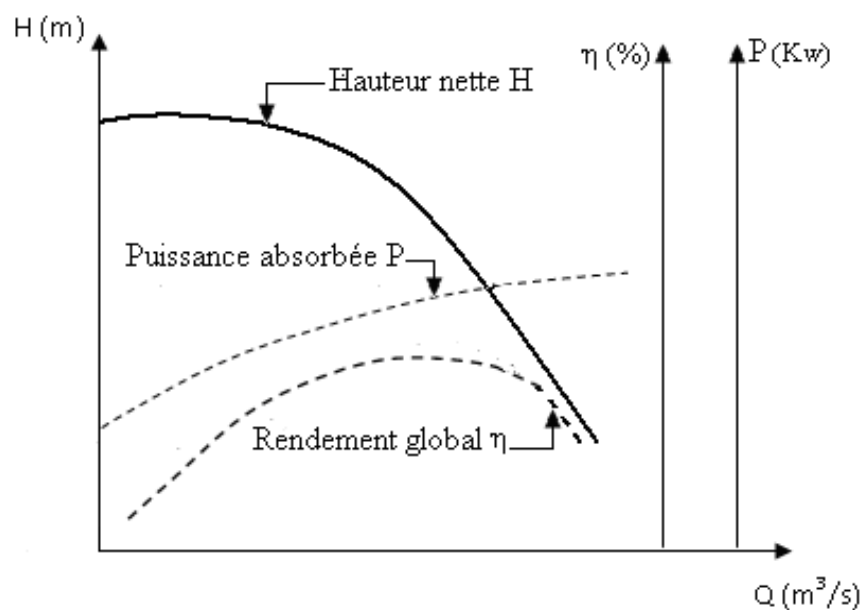


Figure VIII.4 : La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge.

VIII.11. Point de fonctionnement

VIII.11.1. Courbes caractéristiques d'une conduite

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale de l'installation (Hmt) nécessaire à l'installation en fonction du débit (Q). Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- o La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) est indépendante du débit.

- o La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q).

La hauteur manométrique de la pompe est calculée suivant l'équation (6.6).

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (\text{VIII.6})$$

Avec :

$$J_t = 1,15 \cdot L \cdot J_u \quad (\text{VIII.7})$$

D'où :

$$J_u = \frac{\lambda \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (\text{VIII.8})$$

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

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{VIII.9})$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur

$$J_t = \frac{1,15 \cdot \lambda \cdot 1,8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} Q^2 = k \cdot Q^2 \quad (6.10)$$

avec :

$$K = \frac{1,15 \cdot \lambda \cdot 1,8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad (\text{VIII.11})$$

Donc :

$$H_{mt} = H_g + K Q^2 \quad (\text{VIII.12})$$

Point de fonctionnement d'une pompe

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point de fonctionnement de la pompe, celle-ci fonctionne dans des conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe). Sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé désiré, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants

a) Vannage sur la canalisation de refoulement

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge, ce qui fait déplacer ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

b) Rognage de la roue

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

c) Réduction du temps de pompage

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par conséquence un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

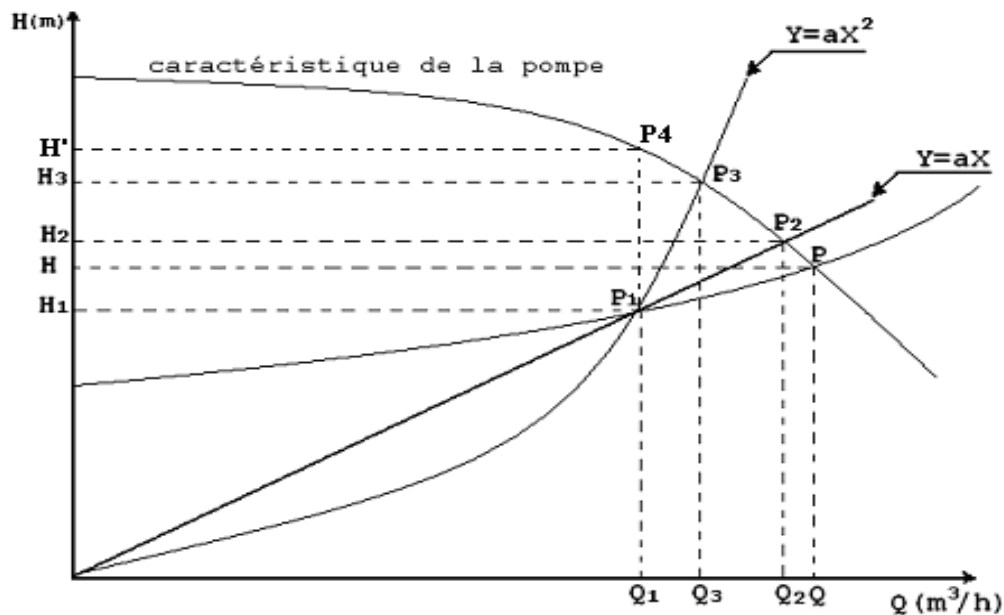


Figure VIII-5 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.

VIII.12. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.



Figure VIII.6 : Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieur à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur).

La $NPSH$ requis $(NPSH)_r$ est la hauteur minimale du liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

Type de la pompe.

Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le $NPSH$ requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le $NPSH$ disponible $(NPSH)_d$ est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (\text{VIII.13})$$

Le $NPSH_d$ sera donné suite à 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

$$Z_0 + \frac{P_0}{\omega} = (Z_1 + \frac{P_1}{\omega}) + J_a \quad (\text{VIII.14})$$

$$\frac{P_1}{\omega} = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (\text{VIII.15})$$

Sachant déjà que $NPSH_d$ est la somme de la pression absolue $\frac{P_1}{\omega}$ et de l'énergie cinétique diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau h_v donc :

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\omega} - h_v = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v \quad (\text{VIII.16})$$

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 :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_a + h_v) \quad (\text{VIII.17})$$

avec:

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\omega} - h_v \quad (\text{VIII.18})$$

Pour l'eau, aux conditions de température et de pression normale (20°C et 1,013bar), on a :

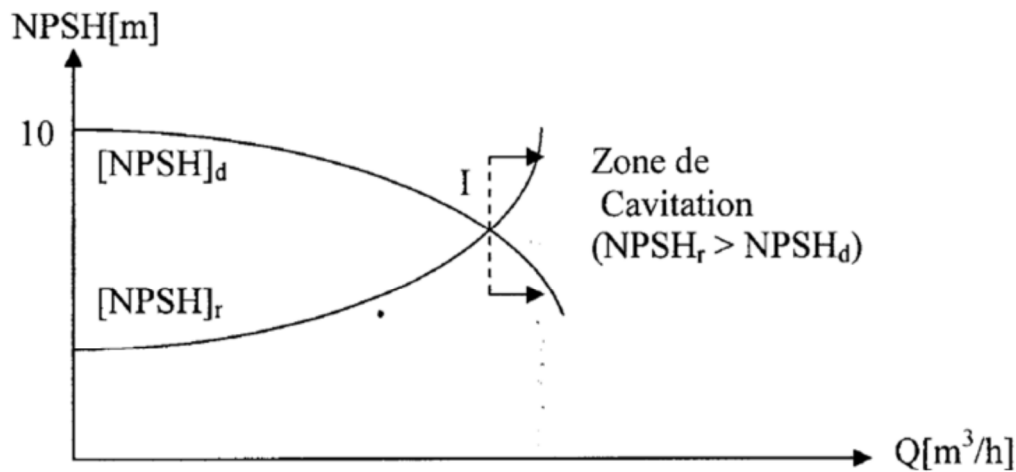
$$\frac{P_{atm}}{\omega} \approx 10,2 \quad \text{et} \quad h_v = 0,2 \text{ m}$$

$$\frac{P_{atm}}{\omega} - \frac{P_s}{\omega} \approx 10 \text{ m} \quad (\text{VIII.19})$$

D'où :

$$\text{NPSHd} = 10 + H_a - J_a \quad (\text{VIII.20})$$

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes **NPSHd** et **NPSHr**, 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 point I, afin d'obtenir **NPSHd** > **NPSHr** c'est-à-dire pour éviter la cavitation.



I : point délimitant la zone de cavitation

Figure VIII.7 : Graphe des courbes NPSH.

Pour l'alimentation en charge

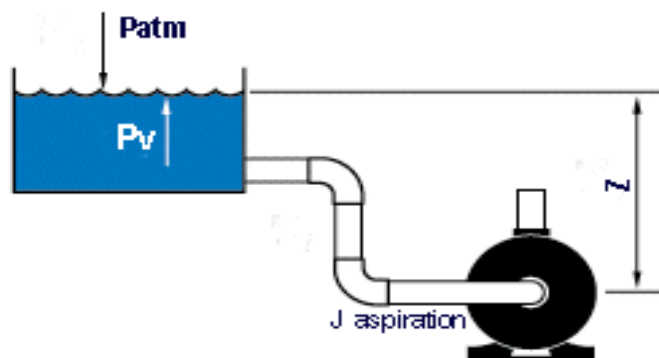


Figure VIII.8 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.

Pour l'alimentation en de pression:

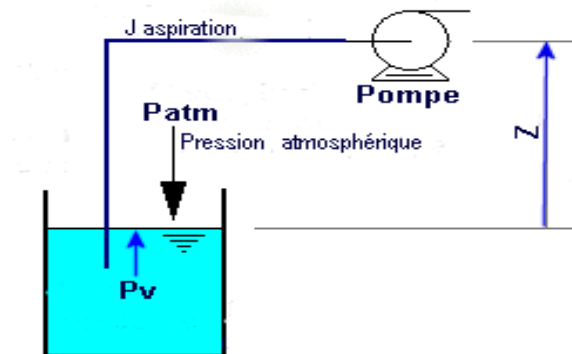


Figure VIII.9 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.

VIII.13. Pompes semblables

❖ 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 une pompe appartient à la famille des pompes semblables si tous les angles de construction de la roue du diffuseur, sont les mêmes, et que la dimension linéaire des différentes parties de chaque pompe soient proportionnelles, les pompes semblables sont supposées fonctionner à similitude mécanique.

❖ Loi de similitude

Une pompe tournant à une vitesse N et présente un débit Q pour une hauteur nette hydraulique H , avec un rendement optimal H/H_t , la puissance absorbée étant P ;

Une deuxième pompe, semblable à la première, ou les valeurs correspondantes sont d , 1 , n , q , h , et p pour le même rendement.

Les relations appliquées entre ces deux pompes sont :

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

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

$$\frac{p}{P} = \left[\frac{N}{n} \right]^3 \left[\frac{D}{d} \right]^4$$

Le facteur d'homothétie est :

$$K = D/d = L/l$$

VIII.14. Couplage des pompes

Lorsque l'on est amené dans une station de pompage à assembler plusieurs pompes soit en série, soit en parallèle, en utilisant plusieurs pompes de caractéristiques identiques ou différentes, susceptible de fonctionner simultanément ou isolement.

Le couplage des pompes peut s'effectuer.

➤ Couplage en série

- * Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- * Le **même débit** traverse les deux pompes et les **hauteurs** d'élévation produites par chaque groupe **s'ajoutent**.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

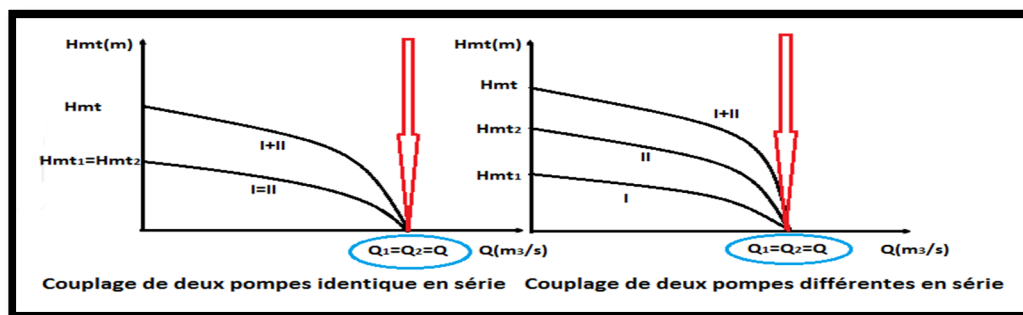


Figure VIII.10: Couplage en série.

➤ Couplage en parallèle :

Dans ce cas :

- * Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- * Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

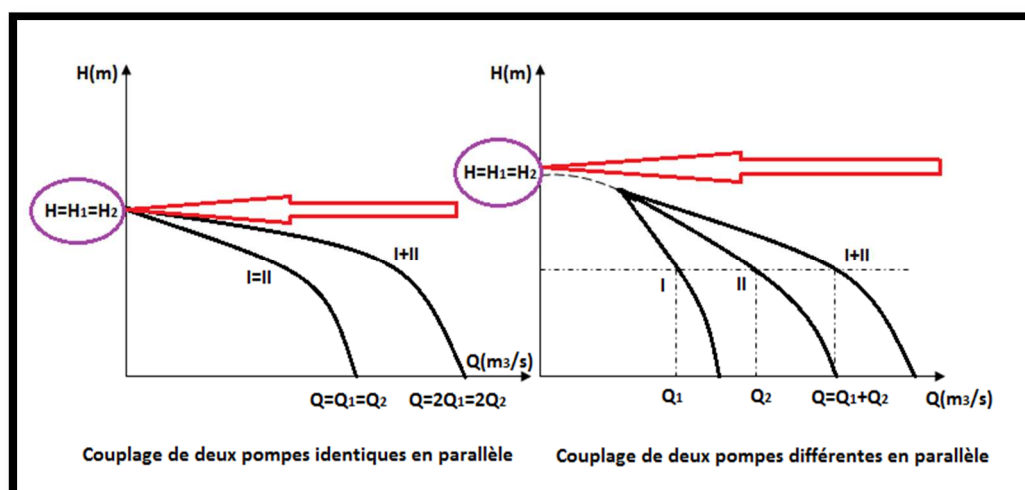


Figure VIII.11 : Couplage en parallèle.

Un organigramme récapitulatif des étapes de calcul d'adduction par refoulement est présenté ci-après.

Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement

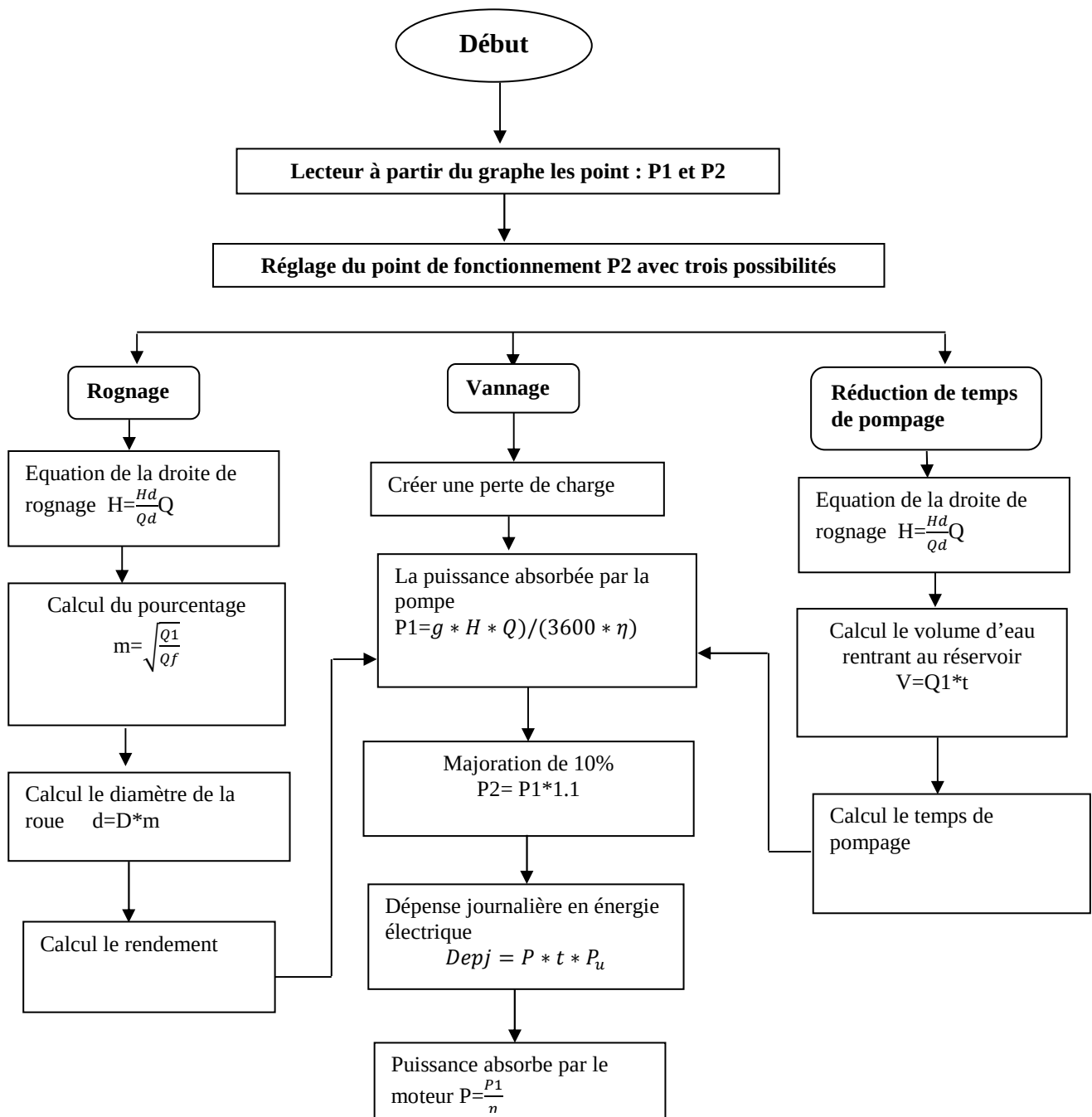


Figure VIII.12 : Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement.

VIII.15. Choix du type des pompes pour différentes stations

Dans ce qui va suivre, nous allons étudier et choisir les pompes qui permettront de véhiculer l'eau à partir des forages de Oued Mechtras vers le réservoir de stockage au niveau de Fekrane. Notre sera effectuée tronçon par tronçon et un logiciel caprari (caprari pump tutor) pour faciliter le choix.

VIII.15.1. Elévation des eaux des forages vers la station de reprise SR 01

Pour ce tronçon on a à relever un débit de 32 l/s soit 115,2 m³/h avec une hauteur manométrique Hmt de 93,872 m et une hauteur géométrique Hg de 83,27m. Afin de faciliter notre étude nous optons pour des pompes à immergées à axe verticale car les eaux sont puisé à partir des forages.

Après l'ingestion des données dans le logiciel et l'affichage des résultats, on choisit la pompe caprari E9S55/6A avec une vitesse de rotation 2900 tr/mn ces caractéristiques sont représentée dans le tableau qui suit :

Tableau VIII.1 : Caractéristique de la pompe caprari E9 S55/5A

Caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (m ³ /s)	115,2	122
H (m)	93,872	95,1
P (Kw)	/	40,4
Rend (%)	/	79,1
NPSH (m)	/	5,32

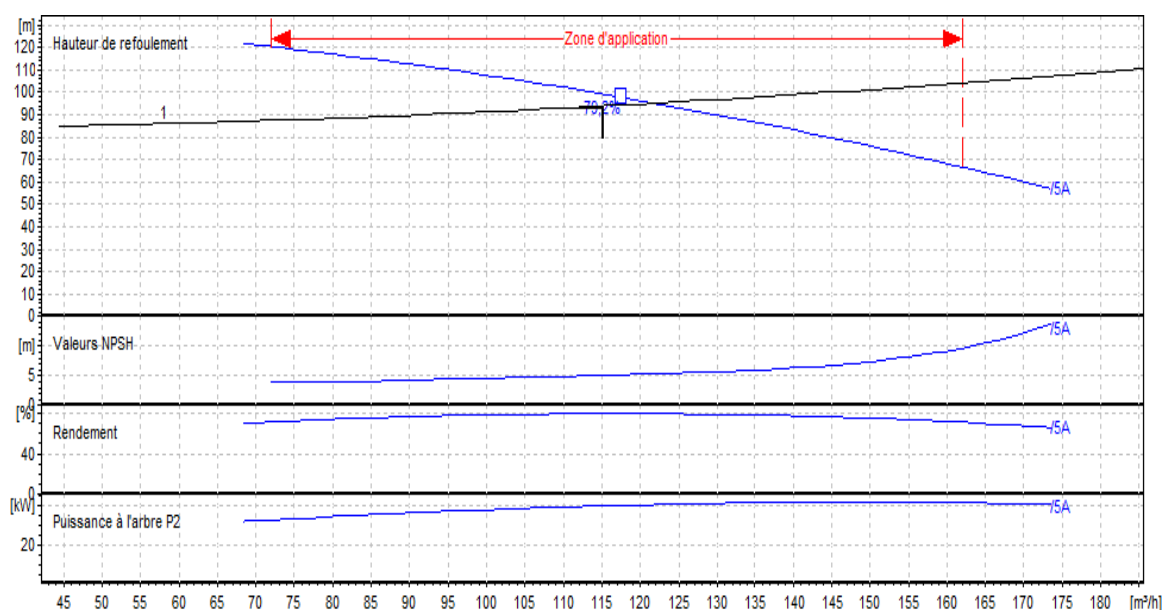


Figure VIII.13: Courbe caractéristique de la pompe E9 S55/5A

On remarque que point de fonctionnement de la pompe donné par le logiciel, est supérieur à celui voulu, donc on va effectuer des réglages sur cette pompe pour amener le point de fonctionnement réel au point de fonctionnement désiré.

Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

- **La courbe caractéristique de la pompe**

Afin de dessiner la courbe caractéristique de la pompe, il faut connaître pour chaque débit la hauteur de refoulement, ce qui est facilement déduit à partir du logiciel caprari pump tutor.

- **La courbe caractéristique de la conduite**

Pour cette courbe, on doit connaître la nature de l'écoulement, qui est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

V : la vitesse de l'écoulement en m/s ;

D : diamètre de la conduite en m ;

ν : la viscosité cinématique $10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ à 20°C ;

Re : nombre de Reynolds, sans dimension.

Après les calculs on trouve **Re = 209930,2 > 4000**, donc on a un régime turbulent rugueux.

Après, on détermine le coefficient de perte de charge λ , qui est donné pour le régime turbulent rugueux par la formule de **NIKURADZI** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = [1,14 - 0,86 \text{ Log } (\frac{\epsilon}{D})]^{-2}$$

Avec :

ϵ : coefficient de rugosité ;

D : diamètre de la conduite ;

ϵ/D :rugositérelative.

Dans la pratique ϵ égal à:

10-3 m pour l'acier ;

0,03 m pour la fonte ductile ;

Pour le PEHD : si $D > 200 \text{ mm}$, $\epsilon = 0,02 \text{ mm}$;

si $D \leq 200 \text{ mm}$, $\epsilon = 0,01 \text{ mm}$.

Dans notre cas, on a utilisé un logiciel pour définir nos différentes pompes, c'est très facile de déterminer les points de la courbe caractéristique de la pompe choisie et ceux de la courbe de la conduite à partir du graphique donné par le logiciel. Après on dessine ces points sur une table Excel, et on règle le point de fonctionnement de la pompe sur les valeurs de notre projet.

Tableau VIII.2 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite (E9SS55/5A)

N°	Q(m³/h)	Q(m³/s)	Hg(m)	Lref(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	Dht(m)	Hc(m)	Hp(m)
1	0	0	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	0	83,27	136
2	25	0,0069	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	0,593	83,8634141	133
3	50	0,0139	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	2,374	85,6436564	128
4	75	0,0208	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	5,341	88,610727	119
5	100	0,0278	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	9,495	92,7646258	108
6	125	0,0347	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	14,835	98,1053528	93,1
7	150	0,0417	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	21,363	104,632908	75,9
8	170	0,0472	83,27	831	194,2	0,1942	0,043	12305,035	27,439	110,709468	60

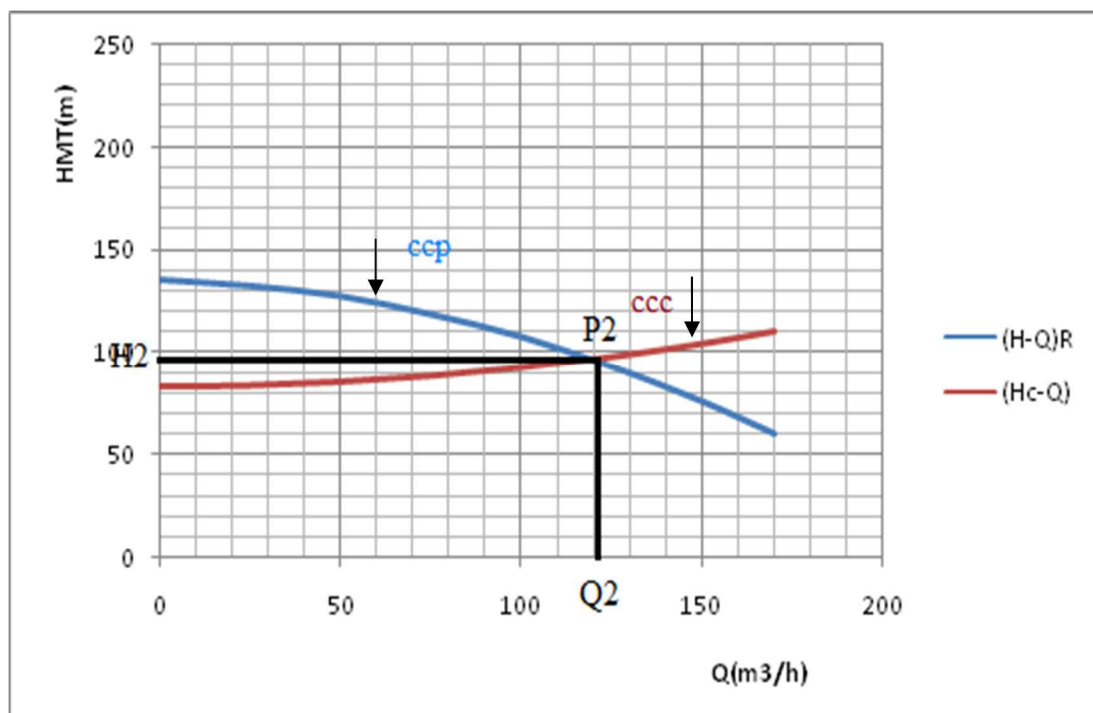


Figure VIII.14 : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite.

a) Réglage du point de fonctionnement

On a P₁, le point de fonctionnement désiré avec :

$$Q_1 = 115,2 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_1 = 93,8716 \text{ m}.$$

On a P₂, le point de fonctionnement effectif de la pompe avec :

$$Q_2 = 122 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_2 = 95,10 \text{ m} ;$$

$$\eta_2 = 79,1 \text{ \%}.$$

Le point P_2 se trouve décalé par rapport au point P_1 désiré, pour ramener au point de marche voulu, nous allons comparer les différentes méthodes de rapprochement de ce point.

*** La réduction du temps de pompage**

Le volume restant :

$$V = Q_1 \times t = 115,2 \times 24 = 2764,8 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage du débit Q_2 :

$$T = \frac{V}{Q_2} = \frac{2764,8}{122} = 22,66 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe dans les conditions voulues :

$$P_1 = \frac{g \times Q_2 \times k_2}{3600 \eta_2} \times 100 = \frac{9,81 \times 122 \times 95,1}{3600 \times 79,1} \times 100 = 39,97 \text{ kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 39,97 = 43,97 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{43,97}{0,9} = 48,86 \text{ Kw}$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$\text{Depj} = P \times t \times P_u = 48,86 \times 4 \times 22,66 = \mathbf{4428,67 \text{ DA.}}$$

*** La création d'une perte de charge (vannage)**

$$J = H_3 - H_1 = 99,3 - 93,8716 = 5,4284 \text{ m}$$

Le temps de pompage est de 24 h, et le débit est de 115,2 m³/h.

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_1 = \frac{g \times Q_1 \times H_3}{3600 \eta_2} \times 100 = \frac{9,81 \times 115,2 \times 93,3}{3600 \times 79,1} \times 100 = 37,027 \text{ Kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 37,027 = 40,73 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{40,73}{0,9} = 45,26 \text{ Kw}$$

Dépenses journalières en énergie :

$$\text{Depj} = P \times t \times P_u = 45,26 \times 4 \times 24 = \mathbf{4344,96 \text{ DA.}}$$

* **Le rognage de la pompe :**

Il se fait en dessinant une droite qui passe par l'origine OQH et le point P₁, son point d'intersection avec la courbe caractéristique de la pompe nous donne le Pf qui a pour coordonner :

$$Q_f = 118 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_f = 97,5 \text{ m} ;$$

$$\eta_f = 79,2 \text{ \%}.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} \text{ On pose } d = D \cdot m \text{ et on aura } \frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

$$= \sqrt{\frac{Q_1}{Q_f}} = \sqrt{\frac{115,2}{118}} = 0,988$$

le pourcentage de rognage sera donc :

$$100 \times (1 - m) = 100 \times (1 - 0,988) = 1,2 \text{ \%}.$$

Le temps de pompage est de 24 h ;

La puissance absorbée par la pompe

$$P_1 = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_3}{3600 \cdot \eta_2} \cdot 100 = \frac{9,81 \cdot 118 \cdot 97,5}{3600 \cdot 79,2} \cdot 100 = 39,58 \text{ Kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 39,58 = 43,54 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{43,54}{0,9} = 48,38 \text{ Kw}$$

Dépenses journalières en énergie :

$$\text{Depj} = P \times t \times P_u = 48,38 \times 4 \times 24 = \mathbf{4644,48 \text{ DA}}$$

Le critère de choix est donné par le minimum de puissance absorbée en une journée donc la dépense la plus petite.

Solution	Dépenses journalières (DA)
Réduction du temps de pompage	4428,67
Vannage	4344,96
Rognage	4644,48

D'après ces résultats, on opte pour le vannage, car c'est cette solution qui nous permet un gain d'énergie par rapport aux autres solutions proposées.

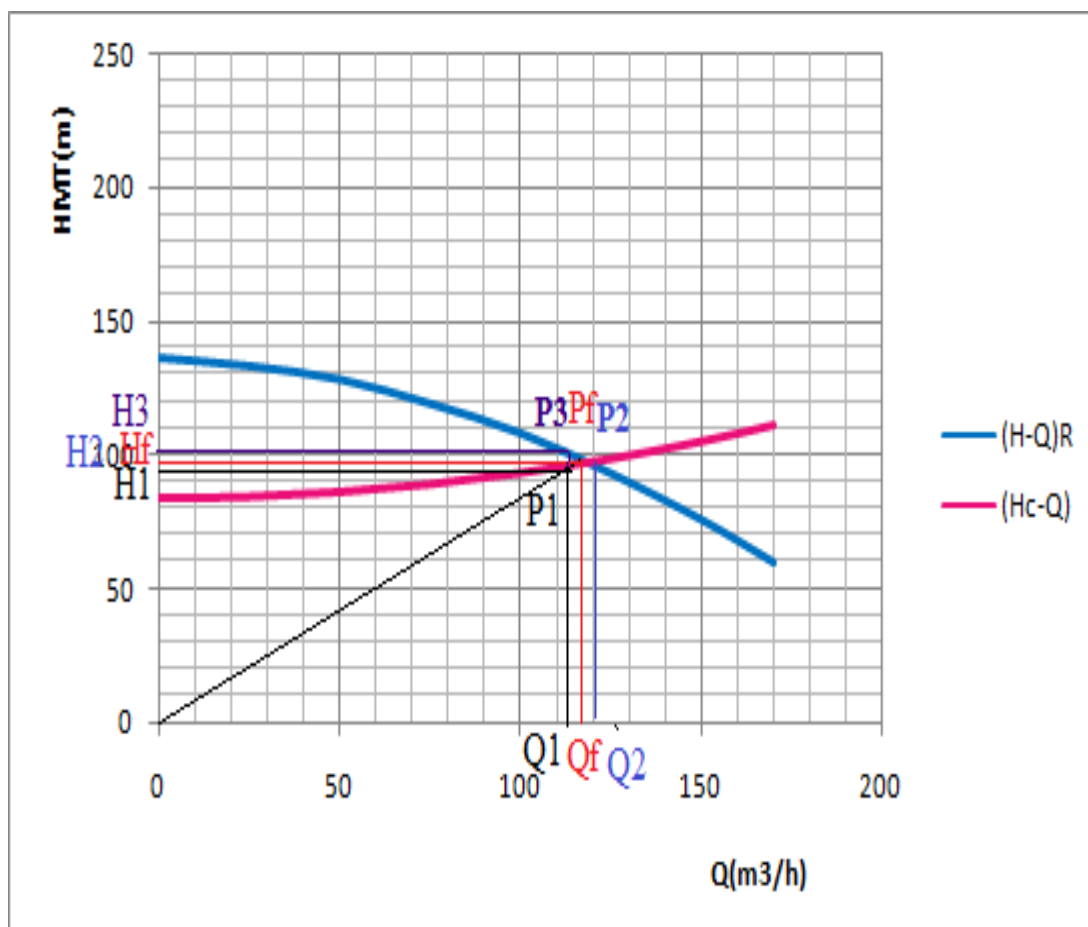


Figure VIII.15 : Point de fonctionnement de la pompe E9 S55/5A

Le tronçon station de reprise SR 01-Station de reprise SR 02

Entre la station de reprise SR 01 et la station SR 02, le débit qui circule est de 38,94 l/s ce qui nous fait 140,184 m³/h pour une hauteur manométrique Hmt de 316,135 m, et une hauteur géométrique de 209,1 m.

On injecte ces données dans le logiciel caprari pump tutor, après affichage des résultats on opte pour une pompe à axe horizontale caprari PM 100/5A, dont les caractéristiques au point de fonctionnement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Caractéristiques au point de fonctionnement de la pompe PM 125/9A

Caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (m³/s)	140,184	143
H (m)	220,783	221
P (Kw)	/	114
Rend (%)	/	76
NPSH (m)	/	1,89

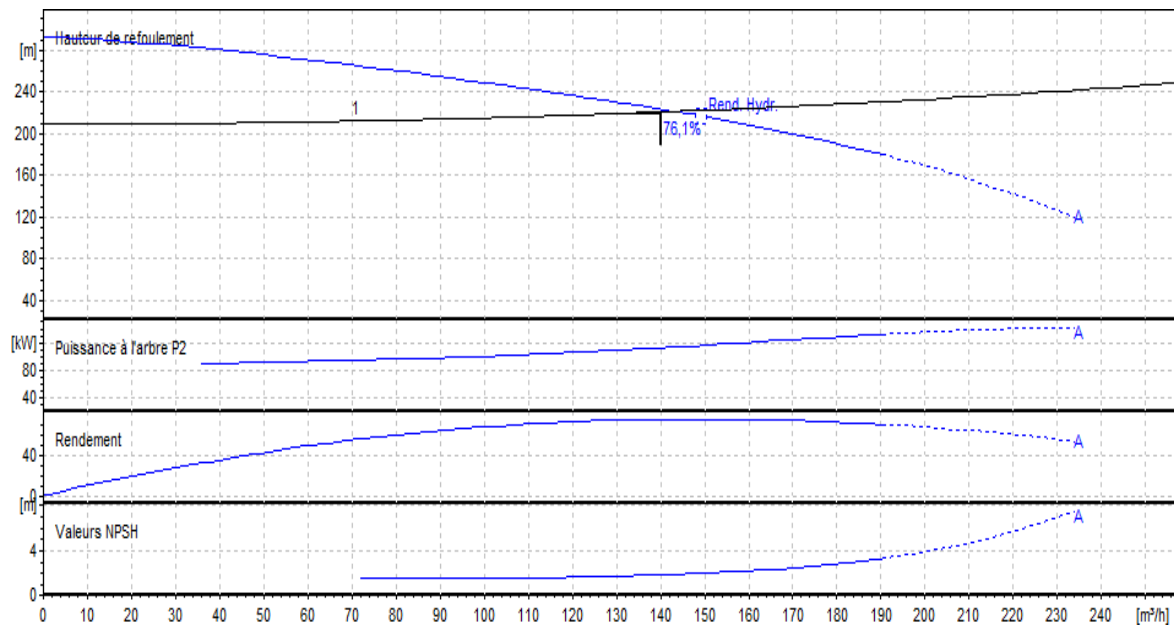


Figure VIII.16 : Courbe caractéristique de la pompe PM125 /9A

Le point de fonctionnement effectif de cette pompe est nettement supérieur au point de fonctionnement demandé, donc on fait la même chose qu'avec la première pompe.

a. Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

• La courbe caractéristique de la pompe

Afin de dessiner la courbe caractéristique de la pompe, il faut connaître pour chaque débit la hauteur de refoulement, ce qui est facilement déduit à partir du logiciel caprari pump tutor.

• La courbe caractéristique de la conduite

Pour la déterminer manuellement on agit de la même manière, en utilisant les formules :

$Re = 216673,6 \rightarrow$ le régime est turbulent rugueux

$\lambda = 0,0466$;

$K = 10002,80$.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VIII.4 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite (PM125/9A)

N°	Q(m³/h)	Q(m³/s)	Hg(m)	Lref(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	Dht(m)	Hc(m)	Hp(m)
1	0	0	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	0	209,1	293
2	25	0,0069	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	0,482	209,582388	286
3	50	0,0139	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	1,930	211,029552	276
4	75	0,0208	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	4,341	213,441493	263
5	100	0,0278	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	7,718	216,81821	249
6	125	0,0347	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	12,060	221,159703	234
7	150	0,0417	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	17,366	226,465972	216
8	170	0,0472	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	22,306	231,405627	200
9	190	0,0528	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	10002,800	27,863	236,962738	180

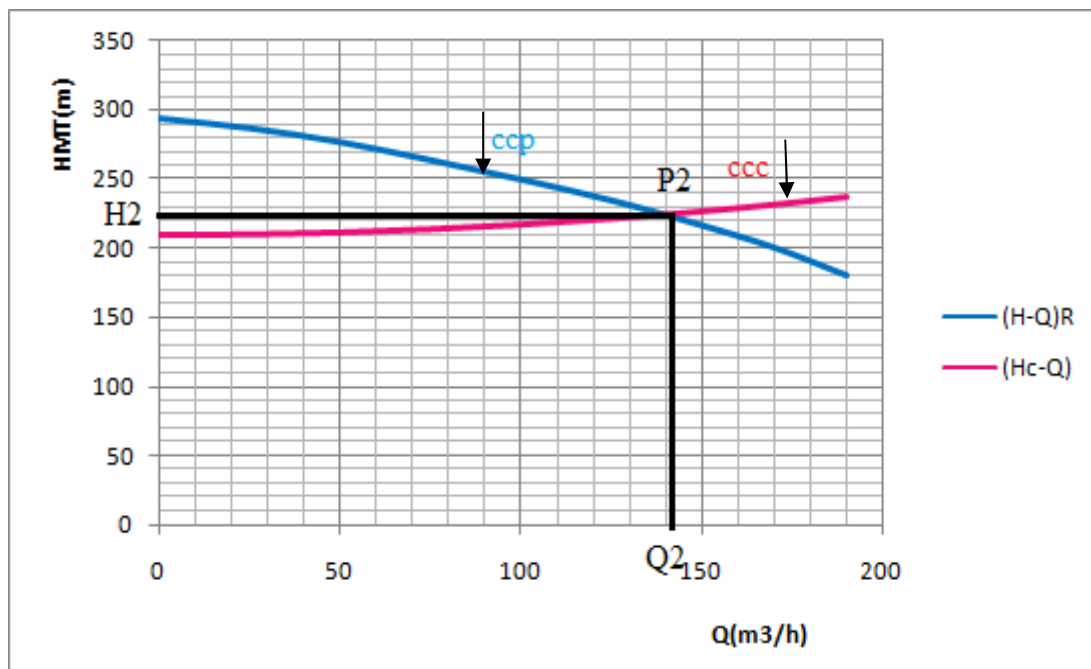


Figure VIII.17 : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite (PM125/9A)

Réglage du point de fonctionnement

On a le point P_1 , le point de fonctionnement voulu avec :

$$Q_1 = 140,184 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_1 = 220,783 \text{ m.}$$

Et le point P_2 , le point de fonctionnement réel avec :

$$Q_2 = 143 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_2 = 221 \text{ m} ;$$

$$\eta_2 = 76 \%.$$

On remarque que le point de fonctionnement désiré et le réel se trouve presque dans le même lieu, donc on opte pour cette pompe sans réglage.

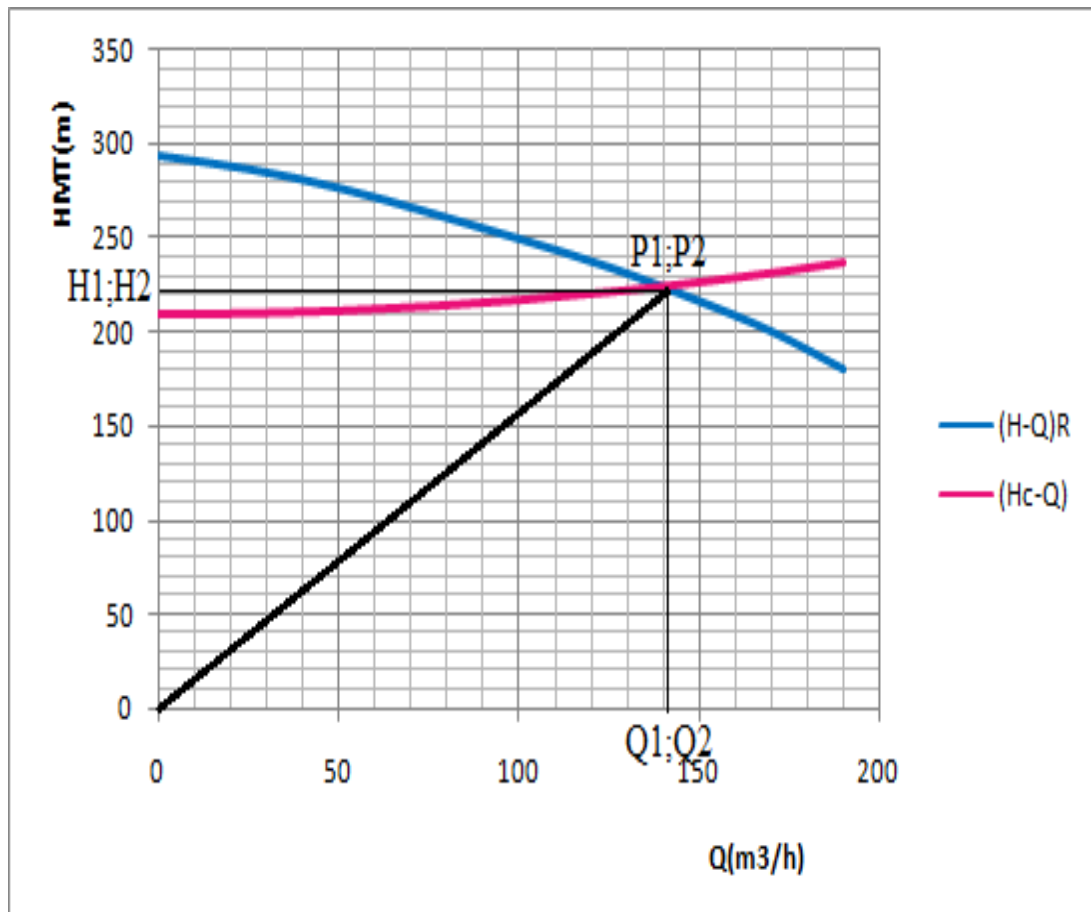


Figure VIII.18 : Réglage du point de fonctionnement de la pompe PM 125/9A

VIII.15.3. Le tronçon station de reprise SR 02-réservoir de stockage Fekrane

Pour ce tronçon le débit à élever est 38,94 l/s soit 140,184 à une hauteur Hmt 476,86 m, pour une 176,63 m.

Le logiciel caprari pump tutor après avoir fait rentrer les données précédentes, nous a donné une série de pompes qui ont les caractéristiques pour réaliser ce transfert, on opte pour la pompe à axe horizontale caprari PM 125/5F.

Tableau VIII.5 : Caractéristiques au point de fonctionnement de la pompe PM 125/5F

Caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (m ³ /s)	140,184	160
H (m)	277,61	309
P (Kw)	/	196
Rend (%)	/	69,3
NPSH (m)	/	3,96

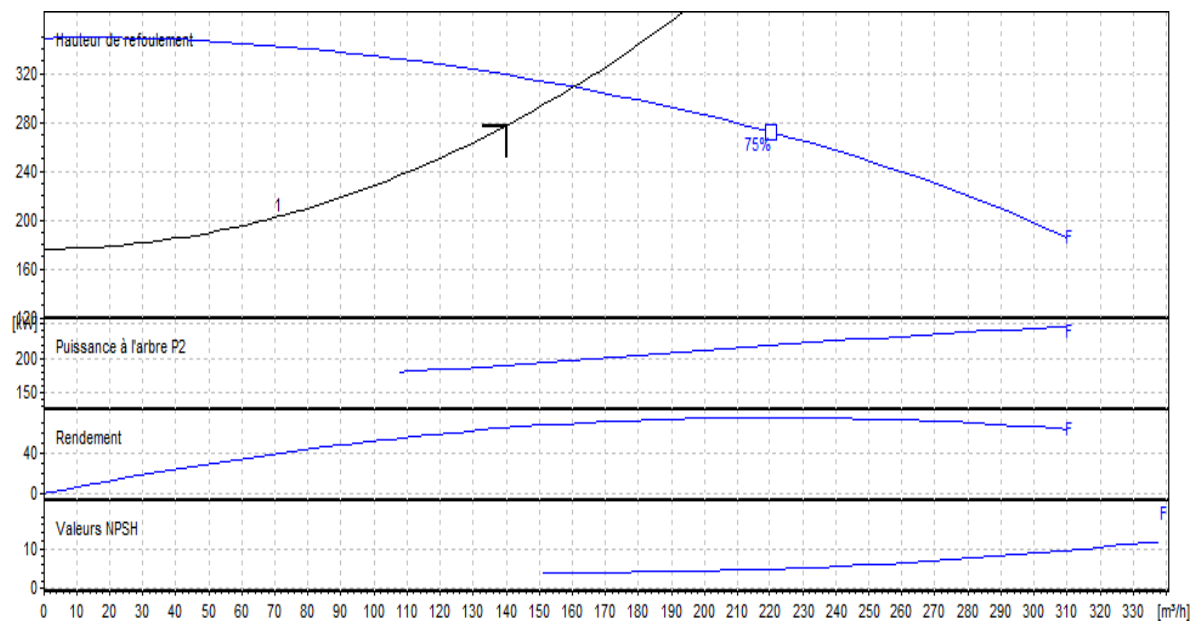


Figure VIII.19 : Courbe caractéristique de la pompe PM 125/5F

a. Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

• La courbe caractéristique de la pompe

Afin de dessiner la courbe caractéristique de la pompe, il faut connaître pour chaque débit la hauteur de refoulement, ce qui est facilement déduit à partir du logiciel caprari pump tutor.

• La courbe caractéristique de la conduite

Pour la déterminer manuellement on agit de la même manière, en utilisant les formules :

$Re = 273126,4 \rightarrow$ le régime est turbulent rugueux.

$\lambda = 0,0433$;

$K = 68283,419$.

Tableau VIII.6 : Caractéristiques de la pompe et la conduite

N°	Q	Q(m ³ /s)	Hg(m)	Lref(m)	Dec(mm)	Dec(m)	λ	K	dht(m)	Hc(m)	hp(m)
1	0	0	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	0	176,63	349
2	66,5	0,0185	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	23,300	199,929873	344
3	110	0,0306	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	63,752	240,382266	331
4	140	0,0389	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	103,268	279,898133	319
5	160	0,0444	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	134,881	311,510827	309
6	167	0,0464	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	146,941	323,571069	306
7	200	0,0556	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	210,751	387,381292	286
8	220	0,0611	176,63	3969	181,6	0,1816	0,0433	68283,419	255,009	431,639063	272
9	250	0,0694	209,1	1415	228,8	0,2288	0,0466	68283,419	329,299	538,398893	248

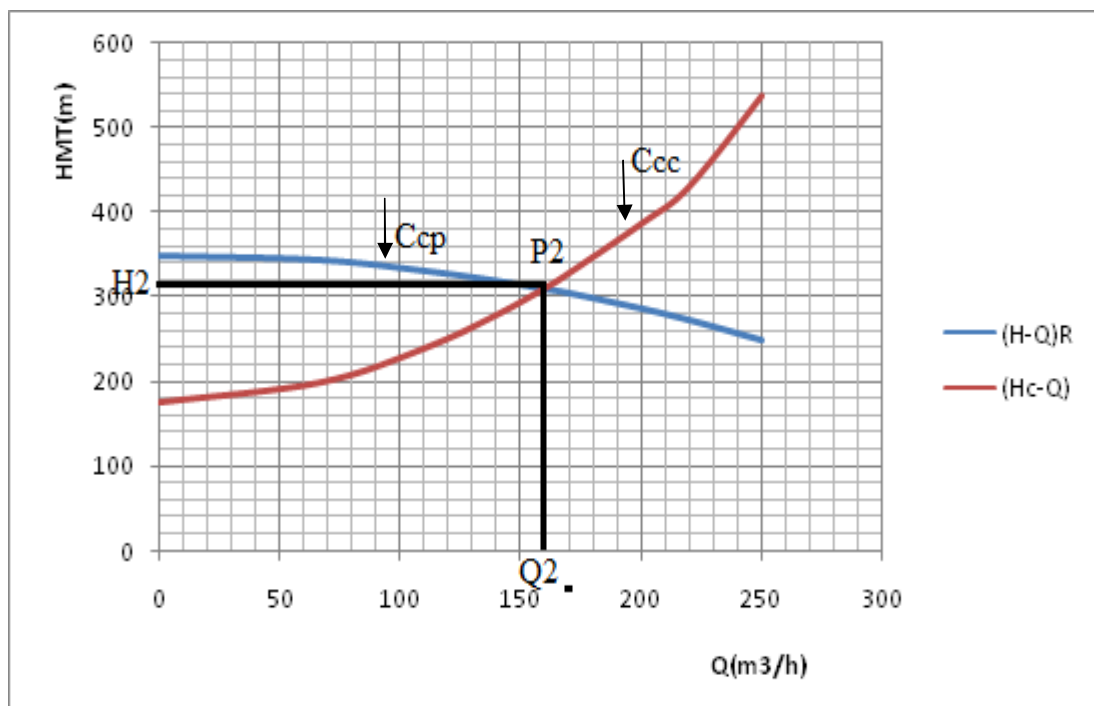


Figure VIII.20 : Point de fonctionnement effectif de la pompe PM 125/5F

a. Réglage du point de fonctionnement

On a le point P_1 , le point de fonctionnement voulu avec :

$$Q_1 = 140,184 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_1 = 277,61 \text{ m.}$$

Et le point P_2 , le point de fonctionnement réel avec :

$$Q_2 = 160 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_2 = 309 \text{ m} ;$$

$$\eta_2 = 69,3 \text{ \%}.$$

* **La réduction du temps de pompage**

Le volume restant :

$$V = Q_1 \times t = 140,184 \times 20 = 2803,68 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage du débit Q_1 :

$$T = \frac{V}{Q_1} = \frac{2803,68}{153} = 17,52 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe dans les conditions voulues :

$$P_1 = \frac{g \times Q_1 \times k_2}{3600 \eta_2} \times 100 = \frac{9,81 \times 160 \times 309}{3600 \times 69,3} \times 100 = 194,41 \text{ kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 194,41 = 213,85 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{213,85}{0,9} = 237,61 \text{ Kws}$$

Les dépenses journalières en énergie :

$$\text{Dep}_j = P \times t \times P_u = 237,61 \times 4 \times 18,81 = \mathbf{16651,71 \text{ DA.}}$$

* **La création d'une perte de charge (vannage)**

$$J = H_3 - H_1 = 319 - 277,61 = 41,39 \text{ m}$$

Le temps de pompage est de 20 h, et le débit est de 140,184 m³/h.

La puissance absorbée par la pompe :

$$P_1 = \frac{g \times Q_1 \times H_3}{3600 \eta_2} \times 100 = \frac{9,81 \times 140,184 \times 319}{3600 \times 69,3} \times 100 = 175,84 \text{ Kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 175,84 = 193,42 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{193,42}{0,9} = 214,91 \text{ Kw}$$

Dépenses journalières en énergie :

$$\text{Dep}_j = P \times t \times P_u = 214,91 \times 4 \times 20 = \mathbf{17192,8 \text{ DA}}$$

* **Le rognage de la pompe :**

Il se fait en dessinant une droite qui passe par l'origine 0QH et le point P₁, son point d'intersection avec la courbe caractéristique de la pompe nous donne le P_f qui a pour coordonner :

$$Q_f = 167 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_f = 306 \text{ m} ;$$

$$\eta_f = 70,4 \text{ \%}.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} \quad \text{on pose } d = m \cdot D \text{ et on aura } \frac{Q_f}{Q_1} = \frac{H_f}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_f}} = \sqrt{\frac{140.184}{167}} = 0.918$$

Le pourcentage de rognage sera donc : $100 \times (1 - m) = 100 \times (1 - 0.918) = 8,2 \text{ \%}$.

Le temps de pompage est de 20 h ;

La puissance absorbée par la pompe.

$$P_1 = \frac{g \times Q_f \times H_f}{3600 \eta_f} \times 100 = \frac{9,81 \times 167 \times 306}{3600 \times 70,4} \times 100 = 197,80 \text{ Kw}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 1,1 \times 197,80 = 217,58 \text{ Kw}$$

La puissance absorbée par le moteur :

$$P = \frac{P_1}{\eta} = \frac{217,58}{0,9} = 241,76 \text{ Kw}$$

Dépenses journalières en énergie :

$$\text{Dep}_j = P \times t \times P_u = 241,76 \times 4 \times 20 = 19340,8 \text{ DA}$$

Solution	Dépenses journalières (DA)
Réduction du temps de pompage	16651,71
Vannage	17192,8
rognage	19340,8

D'après ces résultats, on opte pour la réduction du temps de pompage, car c'est cette solution qui nous permet un gain d'énergie par rapport aux autres solutions proposées.

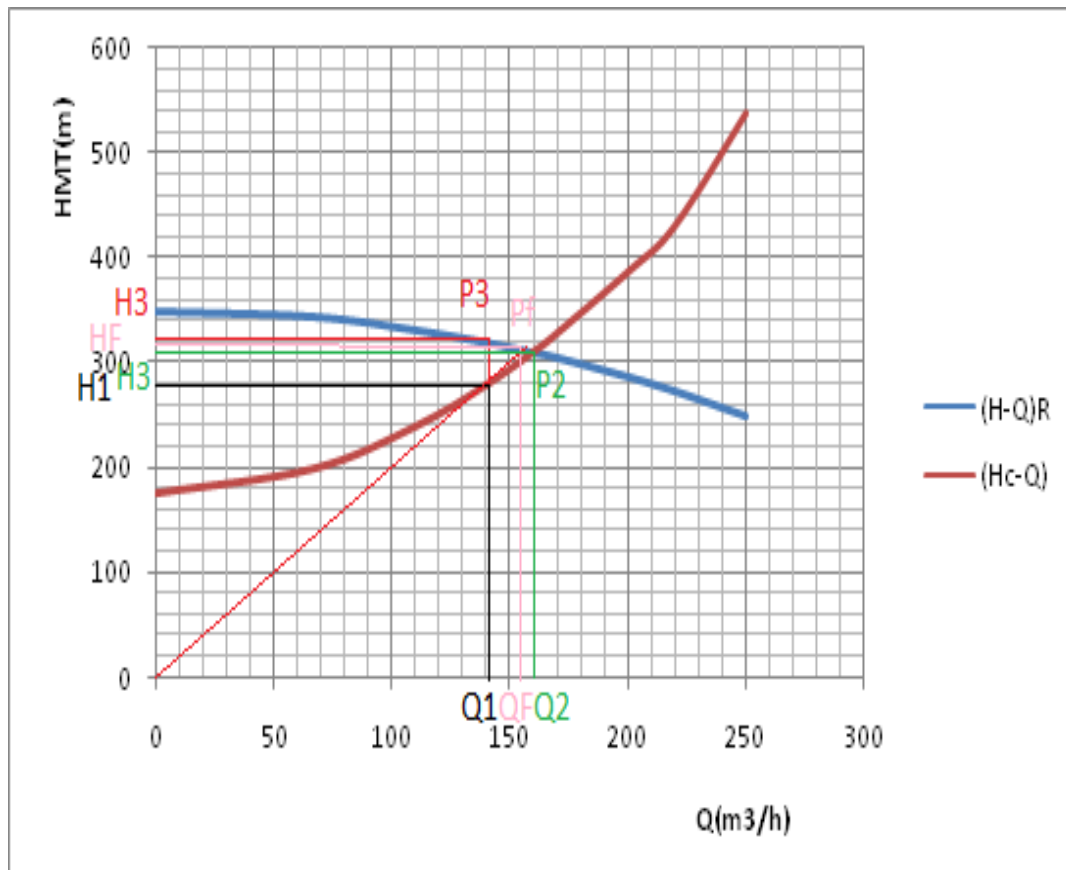


Figure VIII.21 : Point de fonctionnement de la pompe PM 125/5F

Tableau VIII.7 : Récapitulatif des pompes retenues pour le réseau

Tronçon	Debit (l/s)	Hmt (m)	Pompe retenu	Caractéristiques	Depenses journalieres
Forage-SR 01	32	93,87	E9S55/5A, électropompe immergée, 5 étages courbe de la roue A	N=2900t/mn $\eta_{\max}=79,2 \%$	4344,96 DA
SR 01-SR 02	38,94	220,78	PM125/9A, électropompe à axe horizontal ,9 étages courbe de la roue A	N=1450 t/mn $\eta_{\max}= 76,1 \%$	/
SR 02-réservoir Fekrane	38,94	277,61	PM125/5F, électropompe à axe horizontale, 5 étages courbe de la roue F	N= 2900 t/mn $\eta_{\max} =76,6 \%$	16651,71 DA
Total	/	/	/	/	20 996,67, DA

Conclusion

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la région d'étude, nous avons choisis les pompes suivantes :

- Du forage au niveau d'oued Mechtras vers la station de reprise SR 01 :

On a optés pour une pompe à axe verticale immergée E 9S55, à cinq étages, courbe de la roue A (5A) avec vitesse de rotation 2900 t/mn et le diamètre de la bride aspiration DN 125 mm.

- De la station de reprise SR 01 à la station de reprise SR 02 :

On a choisis une pompe à axe horizontale PM 125, à neuf étages avec la courbe de la roue A (9A), la vitesse de rotation est de 1450 t/mn et le diamètre de la bride d'aspiration DN 125 mm.

- De la station de reprise SR 02 vers le réservoir de stockage Fekrane :

On a retenu la pompe à axe horizontale PM 125 cinq étages, la courbe de la roue F (5F), la vitesse de rotation 2900 t/mn, le diamètre de la bride d'aspiration DN 125 mm.

Les dépenses totales journalières totale pour les trois tronçons sont de **vingt mille neuf cent quatre-vingt-seize dinars et soixante-sept centimes (20 996,67 DA)**.

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le renforcement en eau potable de la commune de **Souk El Tenine**, constitue une priorité vu le manque exorbitant en eau.

Lors de cette étude, nous avons essayés de résoudre cette problématique, par un piquage à partir de la conduite venant du barrage de Koudiat Acerdoune (W de BOUIRA) vers les forages au niveau d'Oued Mechtras, et le dimensionnement d'une nouvelle chaîne d'adduction.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, qui sont de **7477.44 m³/j(86,54 l/s)** ; nous avons procédé à projeter quatre ouvrages de stockage, le premier réservoir est de **1600 m³** pour la station SR₀₁, le second réservoir de tête de capacité (**2*400 m³**) implante à Fekrane à la côte **660 m**, le troisième ouvrage de stockage situé au niveau de la deuxième station de reprise avec une capacité de (**2*350 m³**) implante à Fekrane à la côte **660,23 m**, le quatrième réservoir de tête de capacité (**2*300m³**) implante a Tighilt Mahmoud.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir des diamètres de 250 mm en PEHD selon la pression de service trouvée.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que les tronçons ne présentent aucun risque.

Le choix des pompes adéquates afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, a été fait par un logiciel et des catalogues, à titre purement indicatif, sans cité une marque ou un constructeur de pompe afin d'éviter la publicité gratuite.

- Forage au niveau d'Oued Mechtras-station de reprise 01 : on a opté pour une pompe caprari à axe vertical immergée E9 S55/5A.
- Station de reprise 01-station de reprise 02 : on a choisi une pompe caprari à axe horizontal PM 125 /9A.
- Station de reprise 02 réservoirs de stockage Fekrane : on a opté pour une pompe caprari à axe horizontal PM 125/5F.

A la fin, on tient à souligner la grande utilité que présente ce projet qui peut résoudre le problème d'eau dans cette région.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]: **Bonnin, J.** « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.
- [2]: **BENJAMIN, E., STREETER, V.L. and SUO, L.** "fluid Transits in system". Prentice Holl, Englewood Cliffs, 1993.
- [3]: **Bonnin, J.** « Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles, 1977.
- [4]: **CARLIER, M.** « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, 534 pages, 1980.
- [5]: **MAHIOUS MOHAND OURAMDHANE et MEGHZOUCHENE AHCENE 2012/2013.**
contribution à l'alimentation en eau potable de la commune d'Aghrib et 8 villages de la commune d'Azffoune, département des sciences agronomiques U.M.M.T.O.
- [6] : **Arhab S., 2010.** Contribution à l'étude de renforcement de la chaîne d'adduction de la commune d'Aïn TURK (W.BOUIRA). (Mémoire d'ingénieur d'état en Agronomie
- [7] : **Bouzari B (2005).** Adaptation de la station de pompage de Boukadir (W de Cheliff), mémoire d'ingénieur en hydraulique, ENSH.
- [8] Mémoire Master en génie mécanique- 2011- Investigation expérimentale du phénomène de cavitation dans les pompes- Université MMTTO
- [9] : **Dupont, A.** « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.
- [10] : **LAHDIRI, M.T. et MOUSSI, K.** « Diagnostique et renforcement du réseau d'AEP de la commune de Oued Ghir, Wilaya de BEJAIA», mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA. 2012.
- [11] : Service technique de la commune de SOUK EL TENINE.
- [12] : Direction d' Hydraulique de la wilaya de Tizi-Ouzou
- [13] : Direction D'urbanisme d'Architecture et de la Construction de la wilaya de Tizi-Ouzou.
- [14] : **LABORDE, J.P.** : « Eléments d'Hydraulique générale ». Edition 2000.
- [15] : Catalogue PEHD, STMP CHIALI.

Annexe N° 01

GAMME DE PRIX TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100) -

Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06				
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
	Ø20	-	-	-
P3513003	Ø25	-	35,19	41,17
P3513006	Ø32	-	50,90	59,55
P3513019	Ø40	2,0	65,00	76,05
P3513012	Ø50	2,4	92,80	112,08
P3513015	Ø63	3,0	150,75	176,37
P3513018	Ø75	3,6	213,54	249,84
P3513022	Ø90	4,3	252,60	295,54
P3513025	Ø110	4,0	366,70	429,03
P3513040	Ø125	-	474,80	555,51
P3513040	Ø160	5,8	781,68	914,56
P3513044	Ø200	7,2	1 224,63	1 432,81
P3513050	Ø250	9,1	1 883,10	2 203,22
P3513042	Ø315	11,4	3 015,60	3 528,25
P3513039	Ø400	14,5	4 810,30	5 628,05
P3513051	Ø500	19,1	8 360,00	10 097,01
P3513052	Ø630	24,1	13 350,00	15 619,5

TUBES PEHD : PN 10				
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
	Ø20	-	29,96	35,05
P3513004	Ø25	2,5	40,30	47,15
P3513007	Ø32	2,5	59,40	69,23
P3513010	Ø40	3,0	51,30	106,58
P3513013	Ø50	3,7	141,30	165,32
P3513016	Ø63	4,7	220,52	258,36
P3513019	Ø75	5,6	313,05	356,27
P3513023	Ø90	5,4	374,34	438,56
P3513026	Ø110	6,6	559,71	654,86
P3513028	Ø125	7,4	711,41	832,35
P3513031	Ø160	9,5	1 167,15	1 365,56
P3513033	Ø200	11,9	1 823,92	2 133,98
P3513035	Ø250	14,8	2 840,10	3 322,91
P3513041	Ø315	18,7	4 340,78	5 078,71
P3513038	Ø400	23,7	7 158,55	8 375,51
P3513049	Ø500	29,7	10 953,10	12 815,12
P3513048	Ø630	37,4	20 050,00	23 458,50

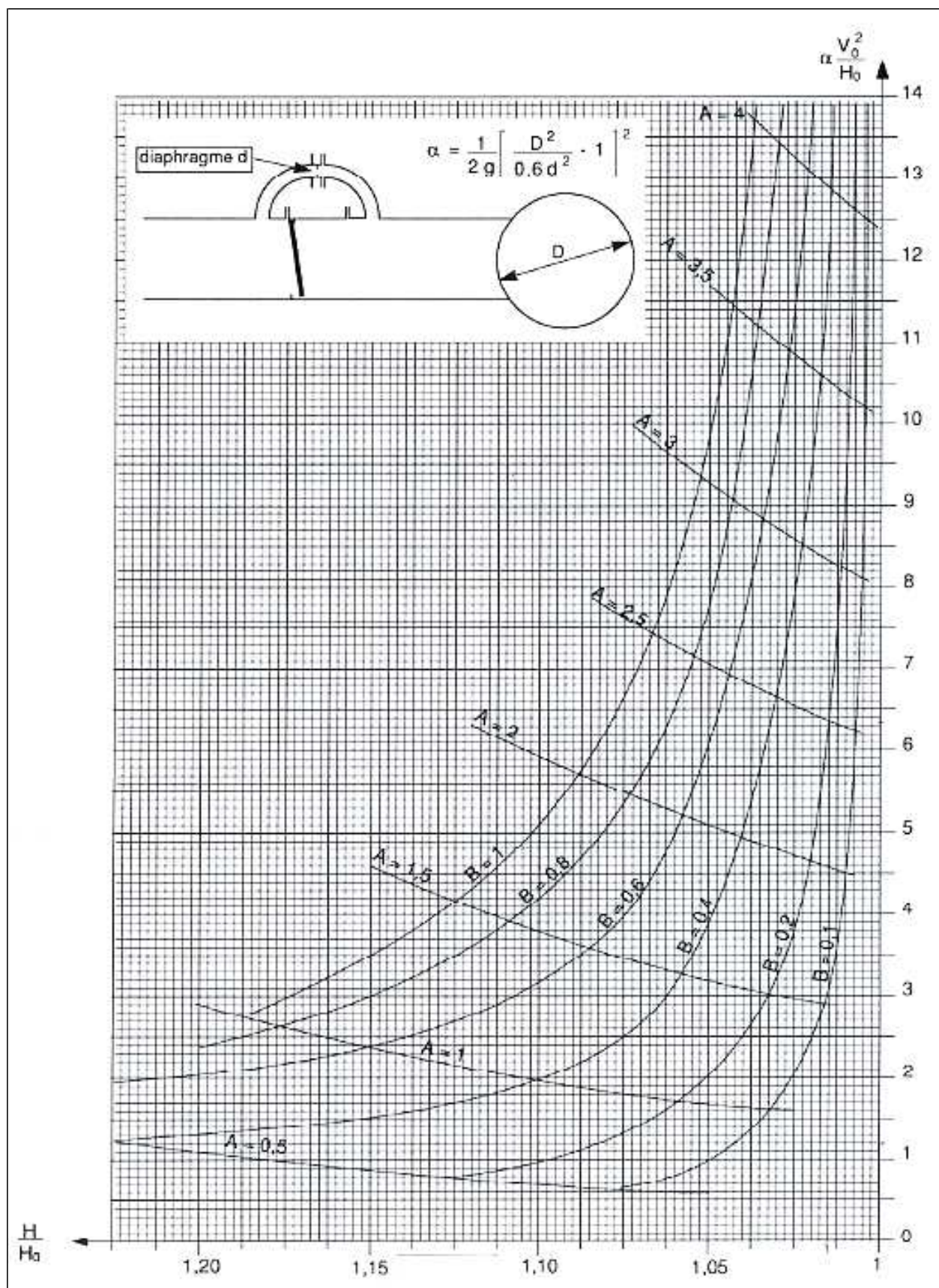
TUBES PEHD : PN 16				
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
	Ø20	2,3	37,45	43,81
P3513003	Ø25	2,8	53,45	62,53
P3513004	Ø32	3,6	84,10	98,39
P3513011	Ø40	4,5	127,30	148,94
P3513014	Ø50	5,6	204,40	239,14
P3513017	Ø63	7,1	320,18	374,61
P3513020	Ø75	8,4	450,72	527,34
P3513024	Ø90	8,2	548,80	642,09
P3513027	Ø110	10,0	810,37	948,13
P3513029	Ø125	11,4	1 052,25	1 231,13
P3513032	Ø160	14,6	1 707,64	1 997,93
P3513034	Ø200	18,2	2 690,60	3 143,00
P3513036	Ø250	22,7	4 100,72	4 797,84
P3513043	Ø315	28,6	6 365,15	7 443,39
P3513045	Ø400	36,3	10 292,10	12 041,75
P3513053	Ø500	45,4	15 565,00	18 211,05
P3513047	Ø630	57,2	26 420,00	30 911,40

TUBES PEHD : PN 20				
Code	Diam.Ext	EP.mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513001	Ø20	2,3	40,02	46,82
P3513002	Ø25	3,0	56,10	65,63
P3513003	Ø32	3,6	86,35	101,26
P3513004	Ø40	4,5	134,90	157,83
P3513005	Ø50	5,6	211,27	247,18
P3513006	Ø63	7,1	356,36	416,94
P3513007	Ø75	8,4	470,90	550,95
P3513008	Ø90	10,1	660,10	772,31
P3513009	Ø110	12,3	965,83	1 130,02
P3513010	Ø125	14,0	1 266,06	1 481,29
P3513011	Ø160	17,9	2 050,80	2 398,61
P3513012	Ø200	22,4	3 216,54	3 763,35
P3513013	Ø250	27,9	4 998,40	5 848,12
P3513014	Ø315	35,2	7 795,14	9 120,51
P3513015	Ø400	44,7	12 547,24	14 650,27
P3513054	Ø500	55,8	19 900,00	23 283,00
	Ø630	-	-	-

N.B.:

- Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couconnes (Rouleaux) de 100 m.
- Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 m.
- Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 m.

Annexe N° 02
Abaque de Dubin et Gueneau



Annexe N° 03

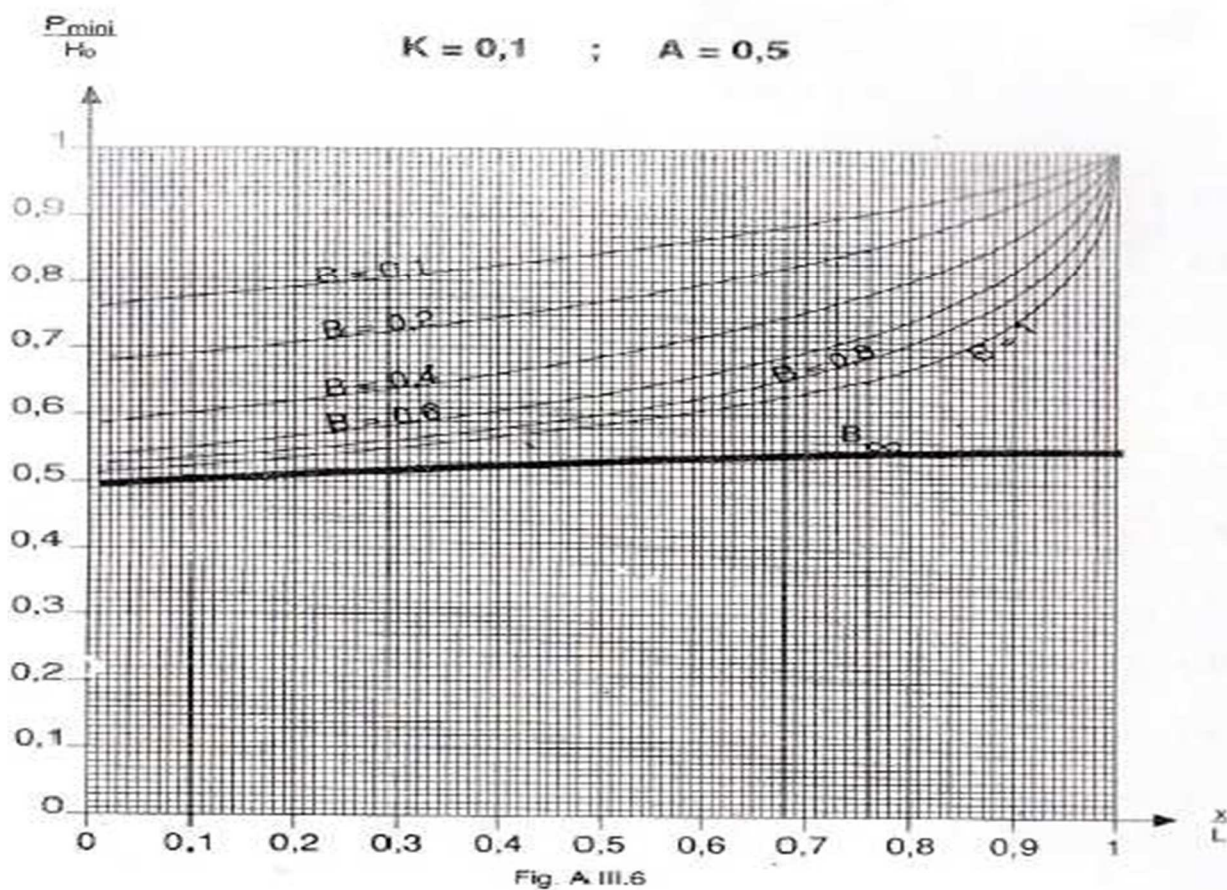
Paramètres physicochimiques (OMS 1986)

Paramètres	Unités	Niveau de guide	Concentration Maximale
Température	0°C	12	25
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	2
Chlore résiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphate	mg/l	700	0,5
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F mg/l Ca Co ₃	35 350	500

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	3
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 N° 04

Abaque de PEUCH MEUNIER ($K = 0,1$; $A = 0,5$)

Annexe N° 05

caprari
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 3 C**Caractéristiques requises**

Débit	34,4 l/s
Hauteur de refoulement	166 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	34,4 l/s
Hauteur de refoulement	166 m
Puissance absorbée	73,6 kW
Rendement	77,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	191 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

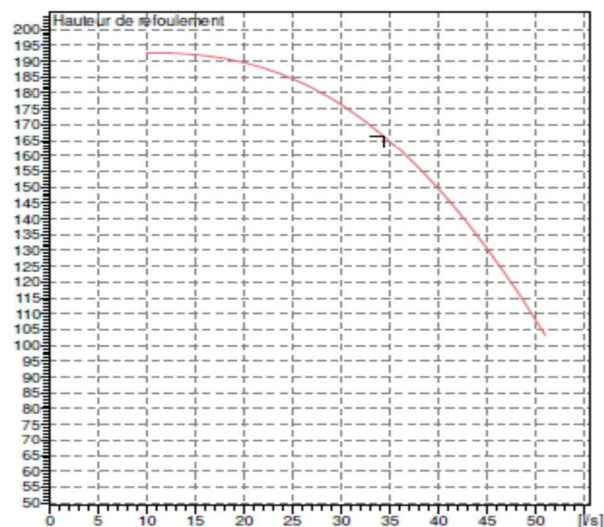
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	862 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-Étoupe	Fonte
Étoupe	Tresse graphitée

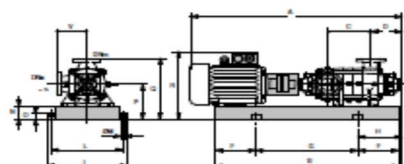
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNIVISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2115
B = 1541
C = 245
D = 293
DNa = 125
DNm = 100
E = 200
F = 250
G = 1041
H = 450
I = 670
L = 620
M = 20
N = 140
O = 45
P = 420
Q = 690
R = 860
V = 270



Notes:

Date 01/11/2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------