



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU
FACULTÉ DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

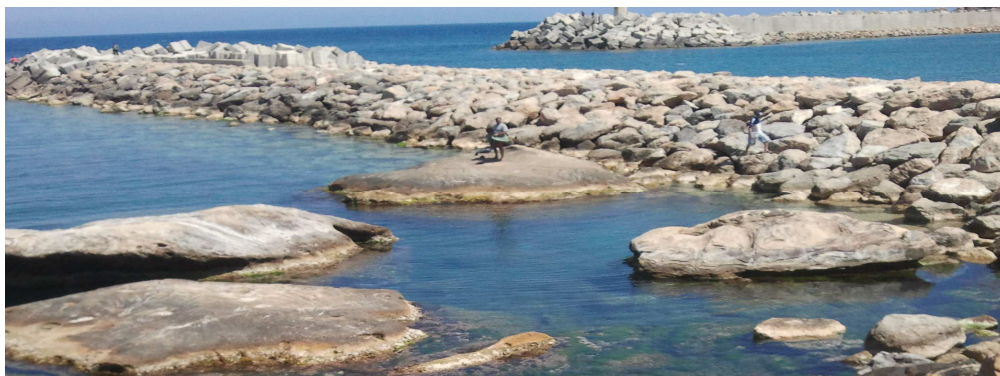


MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
MASTER PROFESSIONNELLE EN GENIE CIVIL
Spécialité : Constructions Hydrauliques et aménagements

THEME

***ETUDE DE RENFORCEMENT DE LA CHAÎNE
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
ZONE SUD EST DE LA WILAYA DE BOUMERDES***



Proposé par : DHW de Boumerdès
Encadré par : Madame BOUZELHA Karima

Présenté par :
AMMAR Malik
SADI Massinissa

PROMOTION 2013/2014

Remerciements

Mes remerciements vont d'abord à notre directrice de mémoire Madame BOUZELHA Karima, professeur au département du Génie Civil de l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, qui a accepté de diriger ce travail. Ses orientations, ses remarques et son soutien constant nous ont permis de mener à bien ce travail. Qu'elle trouve ici le témoignage de notre profonde reconnaissance

Nos remerciements s'adressent aussi à Mr HAMMOUM Hocine chef de département génie civil, Maître de conférences au département du Génie Civil de l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, pour son soutien, ses conseils et ses précieuses orientations tout au long de ce travail.

Nous adressons également nos remerciements aux membres du jury pour avoir accepté de juger ce mémoire et participer aux jurys.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de loin ou de près pour la réalisation de ce travail et tout particulièrement KHATTAOUI Mohammed, Maître de conférences au département du Génie Civil de l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou.

Mes grand remerciement à tous les fonctionnaires de la DHW de la wilaya de Boumerdes.

Enfin, à tous mes amis(es), pour leur soutien et leurs encouragements.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Situation géographique	
I-2 Situation géologique et morphologique	2
I.3 Situation topographique	2
I.4 Situation socio-économique	3
1.4.1. Données démographique	3
1.4.2. Infrastructures et équipements publics	3
a- Equipements scolaires	4
b- Equipements sanitaires	4
c- Equipements socio culturelles	4
d- Equipements sportif	4
e- Equipements cultuelles	4
f- Equipements publiques	4
g- Equipements commerciaux	4
I.5 Situation climatique	4
I.6 Hydrographie	6
I.7 Sismicité	6
Conclusion	6

CHAPITRE 2 : Estimation de la population

2.1 Évaluation de la population de la zone d'étude	7
2.2 Évolution de la population pour les horizons considérés	8
2.2.1. Estimation de la population future	8
2.3. Consommation moyenne journalière	9
2.4. Dotations	9
2.5. Différents types des besoins	10
2.5.1. Besoin domestiques	10
2.5.2. Besoins des équipements publics	10
2.5.3. Besoins du secteur industriel	12
2.6. Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes	15
2.7. Variation des débits de consommation dans le temps	15
2.7.1 Variation journalière	16
2.7.2 Variation horaire	16
2.8. Détermination des débits journaliers	18
2.8.1. Consommation maximale journalière	18
2.8.2. Consommation minimale journalière	19

2.9. Variation de la consommation horaire	19
2.9.1 Débit moyen horaire	19
2.9.2. Débit maximale horaire	20
Conclusion	20

CHAPITRE 3 : Ressource en eau, mobilisation et qualité

3.1. Ressources en eau existantes	21
3.2. Description de la chaine d'adduction existante	23
3.3. Ressources en eau à mobiliser	23
3.4. Qualité de l'eau	24
3.5. Interprétation des résultats d'analyses	26
3.5.1. Paramètres physico-chimiques	26
3.5.2. Minéralisation globale	27
3.5.3. Paramètres bactériologiques	29
Conclusion	30

CHAPITRE 4: Etude d'adduction

4.1. Types d'adduction	31
4.1.1. Adduction gravitaire	31
4.1.2. Adduction par refoulement	31
4.1.3. Adduction mixte	31
4.2. Choix du tracé	32
4.3. Description du tracé	32
4.4. Choix du type de conduites	33
4.5. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction	33
4.5.1. Point bas	33
4.5.1. a . Vanne de sectionnement	33
4.5.1. b . Vidange	33
4.5.1.c. Clapets de retenue	34
4.5.2. Points hauts (Ventouse)	34
4.6. Etude technico-économique des diamètres - Adduction par refoulement	35
4.6.1. Choix de la gamme des diamètres	35
4.6.2. Evaluation des frais d'amortissement (Fam)	35
4.6.3. Evaluation des frais d'exploitation	36
4.6.3.1. Calcul de la vitesse de l'écoulement	36
4.6.3.2. Calcul des pertes de charge	36

4.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt	40
4.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P	40
4.6.3.5. Energie consommé par la pompe	40
4.6.4. Le bilan des frais Ft	41
4.6.5. Choix de la pression nominale	41
4.6.5.1. Calcul de la pression maximale et minimale	41
4.6.5.2. Calcul de la valeur de coup de bélier	42
4.6.5.3. Calcul de la célérité des ondes du bélier	42
4.6.6 Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement	43
4.7. Etude technico-économique de l'adduction gravitaire	45
4.7.1. Hauteur géométrique	45
4.7.2. Diamètre économique	45
4.7.3. Vitesse d'écoulement	45
4.7.4. Pertes de charges	45
4.7.5. Pression au sol	45
4.7.6. Calcul de la pression statique du flotteur	45
4.7.7. Organigramme de calcul des conduites d'adduction gravitaires	46
4.8. Etude du projet	47
4.8.1. Calcul technique du projet	47
Conclusion	54

CHAPITRE 5: Pose et protection des conduites

5.1. Choix du matériau des conduites	56
5.2. Différents types de pose de canalisation	56
5.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	56
5.2.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain	57
5.2.3. Traversée d'une rivière	60
5.2.4. Traversée des routes	60
5.2.5. Assemblage par emboîtement	61
5.3 Accessoires	61
5.3.1. Robinets vannes	61
5.3.2. Clapets anti retour	63
5.3.3. Ventouses	64
5.3.4. Vannes de décharge	65
5.3.5. Moyens anti-bélier	65
5.3.6. By-pass	67
5.3.7. Poteaux d'incendie	67
5.3.8. Crépines	67
5.3.9. Déversoirs de trop plein	67
5.3.10. Joints de raccordement	67

5.3.11. Organes de mesure	69
5.3.12. Organes de raccordement	71
5.4. Différentes mises en place des canalisations	72
5.4.1. Réalisation des fouilles	72
5.4.2 : Choix du coefficient du talus	74
5.4.3. Remblaiement de la tranchée	74
5.5. Butée et amarrage	75
5.5.1. Préparation de la canalisation	76
5.5.2. Épreuve des joints et canalisation principale	76
5.5.3. Essai général du réseau	77
5.5.4. Désinfection du réseau	77
Conclusion	

CHAPITRE 6: Etude des réservoirs

6.1. Définition et rôle	78
6.2. Implantation des réservoirs	78
6.3. Classification des réservoirs	79
6.3.1. Classification selon les matériaux de construction	79
6.3.2. Classification selon la situation des lieux	79
6.3.3. Classification selon l'usage	79
6.3.4. Classification selon la forme géométrique	80
6.4. Construction des réservoirs	80
6.4.1. Généralités	80
6.4.2. Détermination de la forme et proportion des réservoirs	80
6.4.2.1. Forme	80
6.4.2.2. Hauteur d'eau	80
6.5. Equipements hydrauliques du réservoir	81
6.5.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée	81
6.5.2. Conduite de distribution ou de départ	82
6.5.3. Conduite de trop-plein	82
6.5.4. Conduite de vidange	83
6.5.5. Conduite by-pass	83
6.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	83
6.6. Exigences techniques à satisfaire	84
6.6.1. Résistance	84
6.6.2. Etanchéité	84
6.6.3. Durabilité	84
6.7. Entretien du réservoir	84
6.8. Hygiène et sécurité	84

6.9. Calcul de la capacité des réservoirs	85
6.9.1. Méthode simplifiée	85
6.9.1.1. Réservoir de stockage:	85
6.9.1.2. Réservoir de transit	86
6.9.1.3. Réservoir de transit et de stockage	86
6.9.2. Méthode graphique	86
6.9.3. Méthode analytique	86
6.10. Calcul des capacités des réservoirs	87
6.10.1. Réservoirs transit	87
6.11. Caractéristiques géométriques des réservoirs	97
6.12. Devis Estimative des Réservoir	
Conclusion	98

CHAPITRE 7: Choix des pompes

7.1. Définition de la pompe	99
7.2. Les différents types de pompe	99
7.2.1. Dans les turbopompes	99
7.2.2. Les pompes centrifuges	99
7.2.2.1. Classification des pompes centrifuges	101
7.3. Critères généraux des pompes	103
7.3.1. La vitesse de rotation	103
7.3.2. Le débit « Q » d'une pompe	104
7.3.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt	104
7.3.4. Les puissances (utiles et absorbées)	104
7.4. Choix des pompes	105
7.5. Couplage des pompes	105
7.6. Choix du nombre de pompes	106
7.7. Courbes caractéristiques des pompes	106
7.8. Courbe caractéristique de la conduite	107
7.9. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement	108
7.10. Point de fonction pour les pompes couplées	108
7.10.1. Pompes en série	109
7.10.2. Les pompe en parallèle	109
7.11. Réglage du fonctionnement des pompes	110
7.11.1. Diminution du temps de pompage	110
7.11.2. Réglage du débit	111
7.11.2.1. Vannage sur la canalisation de refoulement	111

7.11.2.2. Modification du nombre de tours	111
7.11.2.3. Utilisation d'un by-pass	112
7.11.3. Réglage des pompes sur un réseau	112
7.11.3.1. Rognage	112
7.11.3.2. Affutage	113
7.12. Phénomène de cavitation	113
7.13. Montage des pompes- pompe à axe horizontal ou vertical	116
7.14. Amorçage des pompes centrifuges	117
7.14.1. Cas des pompes à axe horizontal	117
7.15. Etude et choix des pompes	118
7.15.1. Refoulement SP01 – SP02	118
7.15.2. Refoulement SP02– SP03	120
7.15.2. Refoulement SP03– SP04	121
7.15.2. Refoulement SP04– Réservoir Timezrit	121
7.16. Point de fonctionnement des pompes	122
7.16.1. Refoulement SP01 – SP02	124
7.16.2. Refoulement SP02 – SP03	125
7.16.3. Refoulement SP04 – R Timzerit	126
7.17. Modes de réglage	127
7.17.1. Réglage qualitatif	127
7.17.2. Réglage quantitatif	127
7.17.3. Diminution de temps de pompage	127
7.18. Choix du moteur électrique	131
7.18.1. Critères de choix du moteur électrique	131
Conclusion.	132

CHAPITRE 8: Protection des conduites contre le coup de bélier

8.1. Analyse physique du phénomène	134
8.2. Moyens de protection contre le coup de bélier	137
8.2.1. Volants d'inertie	137
8.2.2. Soupape de décharge	137
8.2.3. Cheminées d'équilibre	138
8.2.4. Le réservoir d'air	138
8.3. Protection des conduites contre le coup de bélier	139
8.3.1. Calcul des réservoirs d'air	139
8.4. Valeur numérique de coup de bélier	140
8.4.1. Surpression	141
8.4.2. Dépression	141
8.5. Organigramme de calcul de coup de bélier	143

8.6. Dimensionnement des protections	144
8.6.1. Dépression	144
8.6.2. Surpression	147
8.7. Tracé de l'épure de Bergeron	148
8.7.1. Calculs préliminaires	148
8.7.2. Interprétation des résultats	154
8.8. Installation du réservoir d'air	155
Conclusion	155

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Situation administrative de la zone d'étude	1
Figure I.2: Extrait de la carte topographique de la wilaya de Boumerdes	3
Figure I.3: Diagramme ombothermique	5
Figure 2.1: Estimation de la population de la zone année 2008.	7
Figure 2.2: L'évolution de la population pour les différents horizons .	9
Figure 2.3: Evolution des besoins de la population pour les différents horizons.	10
Figure 2.4: Courbe de $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants.	17
Figure 4.1: Choix de notre tracé sur la carte.	34
Figure 4.2: Clapet à un battant.	36
Figure 4.3: Ventouse.	36
Figure 4.4: présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans une adduction gravitaire.	
43	
Figure 5.1. Pose de conduite dans un terrain ordinaire.	58
Figure 5.2. Pose des conduites en terre.	59
Figure 5.3. Pose de conduites dans un terrain peu consistant.	59
Figure 5.4. Pose de conduites dans un terrain agressif.	60
Figure 5.5. Traversée d'une rivière.	61
Figure 5.6. Traversée d'une route au moyen d'une gaine.	61
Figure 5.7. Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.	62
Figure 5.8. Robinets vanne à opercule (Pont-à-Mousson 2004).	63
Figure 5.9. Robinets vanne papillon (Pont-à-Mousson 2004).	63
Figure 5.10. Clapet à double battant (Danfoss Socla).	64
Figure 5.11. Clapet à simple battant (Danfoss Socla).	64
Figure 5.12. Clapet à simple battant à brides (Danfoss Socla).	65
Figure 5.13. Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).	65
Figure 5.14. Réservoir anti béliet à vessie butyle (CHARLATTE).	67
Figure 5.15. Joints pour canalisations en fonte.	69
Figure 5.16. Déviation angulaire.	70
Figure 5.17. Débitmètres déprimogènes.	70
Figure 5.18. Manomètre a aiguille.	71
Figure 5.19. Remblayage des tranchées.	76

Figure 5.20. Butée et Amarrage.	76
Figure 6.1. Emplacement du réservoir au milieu d’une agglomération.	79
Figure 6.2. Emplacement du réservoir en altitude.	80
Figure 6.3. Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir.	82
Figure 6.4. Conduite d’arrivée.	83
Figure 6.5. By-pass.	84
Figure 6.6. Conduite de la distribution et de vidange.	85
Figure 7.1. Accouplement d’une pompe centrifuge à un mouture.	102
Figure 7.2. Constitution d’une pompe centrifuge.	103
Figure 7.3. Classification des pompes centrifuges.	104
Figure 7.4. Types de rotors.	104
Figure 7.5. Point de fonctionnement d’une pompe dans une conduite.	109
Figure 7.6. Pompes en série.	110
Figure 7.7. Pompe en parallèle.	110
Figure 7.9. Modification du nombre de tours N.	112
Figure 7.10. Photos illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d’une pompe centrifuge.	115
Figure 7.11. Graphe des courbes NPSH.	116
Figure 7.12. Point de fonctionnement de la pompe (SP 01).	122
Figure 7.13. Point de fonctionnement de la pompe (SP02).	124
Figure 7.14. Point de fonctionnement de la pompe (SP04).	125
Figure 8.1. Coup de bélier dans une conduite de refoulement.	136
Figure 8.2. Étapes d’un cycle de variation de pression.	137
Figure 8.3. Coup de bélier dans une conduite gravitaire.	138
Figure 8.4. Volants d’inertie.	139
Figure 8.5. Soupape de décharge.	139
Figure 8.6. Cheminées d’équilibre.	140
Figure 8.7. Installation du réservoir d’air.	140
Figure 8.8. Etude de dépression abaques de PUECH ET MEUNIER.	148
Figure 8.9. Etude de la surpression abaques de DUBINET ET GUENEAU.	150
Figure 8.10. Pertes de charge à la montée de l’eau dans la conduite.	152
Figure 8.11. Pertes de charge à la descente de l’eau dans la conduite.	153
Figure 8.12. Schéma d’installation du réservoir d’air.	157

Liste des figures

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Valeurs moyennes des précipitations de l'année 2013.	5
Tableau 2.1: Evolution de la population à selon le RGPH de l'année 2008.	7
Tableau 2.2: Évolution de la population pour les horizons considérés.	8
Tableau 2.3: Besoins domestique pour les différents horizons.	10
Tableau 2.4: Variation des besoins des équipements pour la Commune Bordj Menaiel pour différents horizons.	11
Tableau 2.5: Variation des besoins des équipements pour <i>la Commune des ISSER</i> pour Différents horizons.	11
Tableau 2.6: Variation des besoins des équipements pour la Commune Chabet El Ameur pour différents horizons.	12
Tableau 2.7: Variation des besoins des équipements pour <i>la Commune Timezrit</i> pour Différents horizons.	12
Tableau 2.8: Variation des besoins des équipements pour <i>la Commune Naceria</i> pour Différents horizons.	12
Tableau 2.9: Variation des besoins industriel pour <i>la Commune Bordj Menaiel</i> pour Différents horizons.	13
Tableau 2.10: Variation des besoins des équipements pour <i>la Commune des ISSER</i> pour Différents horizons.	13
Tableau 2.11: Variation des besoins des équipements pour la Commune Chabet El Ameur pour différents horizons.	13
Tableau 2.12: Variation des besoins des équipements pour <i>la Commune Timezrit</i> pour Différents horizons.	14
Tableau 2.13: Variation des besoins des équipements pour <i>la Commune Naceria</i> pour Différents horizons.	14
Tableau 2.14 : Tableau 2.14. Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total de l'année 2014.	14
Tableau 2.15 : Récapitulatif des besoins moyens journaliers à court, moyen et long terme.	15
Tableau 2.16 : Récapitulatif des besoins en eau de la commune en tenant compte les pertes.	15
Tableau 2.17 : $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants.	17

Tableau 2.18 : Calcul de K_{maxh} .	18
Tableau 2.19 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants.	18
Tableau 2.20 : Calcul du débit maximal et minimal journalière.	19
Tableau 2.21 : Récapitulatif de la variation de la consommation horaire a l' horizon 2044.	20
Tableau 3.1: Ressources en eau existantes.	21
Tableau 3.2: Caractéristiques des forages Chabet El Ameur à partir de la nappe Oued Isser.	22
Tableau 3.3: Les caractéristiques des forages Nacirai à partir de la nappe Oued Sebaou.	22
Tableau 3.4: Paramètres physico-chimiques (pour le mois de Juillet 2014).	26
Tableau 3.5: Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité.	28
Tableau 4.1: Calculs des pressions au sol pour le premier tronçon (adduction gravitaire).	50
Tableau 4.2: Calculs de diamètre économique pour le deuxième tronçon (adduction par refoulement).	51
Tableau 4.3: Calculs de diamètre économique pour le troisième tronçon (adduction par refoulement).	52
Tableau 4.4: Calculs de diamètre économique pour le quatrième tronçon (adduction par refoulement).	53
Tableau 4.5: Calculs de diamètre économique pour le cinquième tronçon (adduction par refoulement).	54
Tableau 4.6: Récapitulatif du tronçon.	56
Tableau 5.1. Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords.	74
Tableau 5.2. Choix du coefficient du talus.	75
Tableau 5.3. Le coefficient K en fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.	77
Tableau 6.1: Valeurs indicatives pour les réservoirs petits et moyens.	81
Tableau 6.2: Evaluation du volume résiduel de Réservoir (SP01).	89
Tableau 6.3: Evaluation du volume résiduel de Réservai (SP02).	92
Tableau 6.4: Evaluation du volume résiduel de Réservoir de tête Timezrit .	95

Tableau 6.5: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs.	97
Tableau 6.6: Récapitulatif des capacités et frais des réservoirs.	98
Tableau 7.1: Hauteurs admissibles selon le type de roue des pompes dynamiques.	101
Tableau 7.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	119
Tableau 7.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	119
Tableau 7.4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	120
Tableau 7.5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.	122
Tableau 7.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.	123
Tableau 7.7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.	125
Tableau 7.8: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	131
Tableau 8.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.	146
Tableau 8.2: Profil en long de la conduite.	147
Tableau 8.3: Calcul du réservoir d'air pour le tronçon SP1-SP2.	155
Tableau 8.4: Normalisation de diamètre et volume de Ballon anti béliet.	156
Tableau 9.1: calcul du volume du déblai de l'adduction.	161
Tableau 9.2: calcul du volume du lit de sable.	161
Tableau 9.3: calcul du volume des conduites.	162
Tableau 9.4: Volumes des travaux de l'adduction.	163
Tableau 9.5: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.	164
Tableau 9.6: Coût des travaux pour les stations de pompes.	168
Tableau 9.7: Coût des travaux de l'adduction.	169
Tableau 9.8: Coût des travaux des réservoirs des stations de reprise SP01.SP02.SP03.SP04.	170
Tableau 9.9: Bilan des coûts.	170

LISTE DES ABREVIATIONS

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

A.E.P : Alimentation en Eau Potable.

A.P.C : Assemblée Populaire Communale.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

DHW : Direction d'Hydraulique de Wilaya.

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

CR : Côte Radier.

CTP : Côte Trop Plein.

ACL: Agglomération Chef-Lieu.

D: Diamètre.

D_{ext}: Diamètre extérieur.

D_{int}: Diamètre intérieur.

DN : Diamètre Nominal.

Hg : Hauteur géométrique.

Hmt : Hauteur manométrique totale.

Max : Maximum.

μS/cm : Micro Siemens par Centimètre.

Min : Minimum.

Moy : Moyenne.

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

PP : Point de Piquage.

SR : Station de Reprise.

PE : Polyéthylène.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité

PVC : Chlorure de polyvinyle.

TA : Titre Alcalimétrique.

TAC : Titre Alcalimétrique Complet.

TDS : Taux de Matières Dissoutes.

TH : Titre Hydrotimétrique.

SP : Station de Pompage.

SR : Station de Reprise.

Pro : profondeur.

Q : débit.

Q_é : débit équivalent.

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

R : Réservoir.

RN : Route Nationale.

CW: Chemin de Wilaya.

RS : Réservoir de Stockage.

RST : Réservoir de stockage et de transit

S : Section.

N_d : Niveau dynamique.

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: Nephelometric Turbidity Unit.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

Introduction générale

La politique du développement du secteur hydraulique, telle qu'elle a été menée à ce jour, n'a pas donné les résultats escomptés malgré les gros investissements engagés dans cette voie. A cet effet, plusieurs régions d'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, entre autres la zone Sud-Est de la wilaya de Boumerdès. Cette région est alimentée à partir des systèmes d'AEP SPET et Forages.

C'est ainsi que nous proposons, dans le cadre de ce travail, l'étude du système d'alimentation en eau potable de cette zone Sud-Est de la wilaya de Boumerdès, pour améliorer son approvisionnement en eau potable, et ce en puisant de la ressource de la station de dessalement de Cape Djinnet.

Ainsi, notre travail sera reparté comme suit :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation de la zone d'étude ; à savoir le contexte géographique, géologique, topographique, climatique et enfin le contexte hydrographique.

Le deuxième chapitre est dédié à l'estimation des besoins en eau de région en question, pour l'évaluation de la consommation moyenne journalière de la zone d'étude à long terme.

Le troisième chapitre est consacré à l'inventaire des ressources en eau existantes, afin de définir la ressource à mobiliser. L'analyse de la qualité de cette eau fera également l'objet de l'étude.

Le quatrième chapitre fera l'objet de l'étude du schéma d'adduction adéquat, pour notre projet d'alimentation.

Le cinquième chapitre traitera de la pose et protection des conduites ainsi que des différents équipements accessoires utilisés.

Le sixième chapitre fera l'objet de l'étude des réservoirs à projeter, pour déterminer leur capacité.

Le septième chapitre sera consacré à l'étude et choix des pompes, pour permettre l'acheminement de l'eau du champ de captage vers le réservoir de tête.

Enfin le huitième et dernier chapitre sera dédié à la protection des conduites contre le coup de bélier, afin d'augmenter la durée de vie de nos installation et d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières.



Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

Introduction

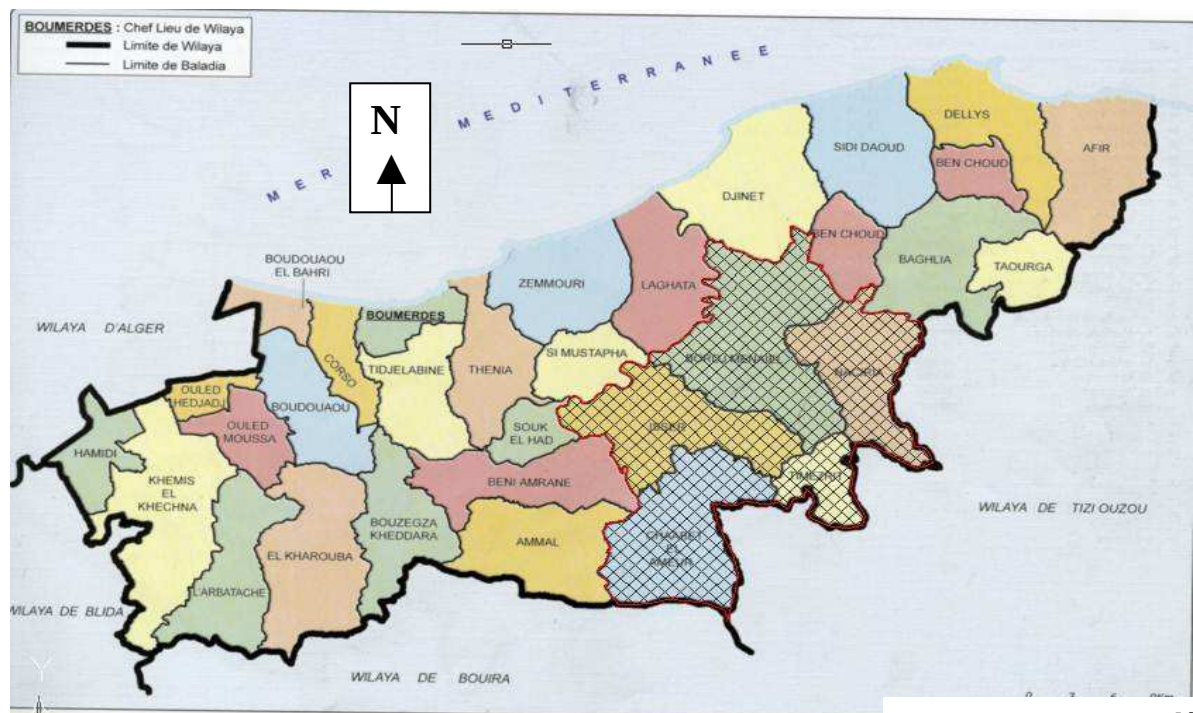
Le projet en question s'inscrit dans le cadre des préoccupations des hautes autorités de la wilaya Boumerdes, dont la direction de l'hydraulique, visant principalement à assurer une meilleure desserte en AEP dans la zone SUD-EST qui englobe les localités de Bordj-menaïel, Chabet el amer, Isser, Timezrit et Naciria et ceci à court.

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.

1.1. Situation géographique

Du point de vue administratif, la zone d'étude est située à 15 Km au sud-est du chef lieu de la wilaya de Boumerdes qui se trouve sur la route nationale N°12, reliant Tizi Ouzou à Alger, celle et est délimitée comme suit (figure 1.1) :

- au nord par Beghlia, Sidi daoud et Zemmouri,
- à l'est par la wilaya de Tizi ousou,
- à l'ouest par Thenea et Beni amrane,
- au sud par la wilaya de Bouira.



Source : DHW Boumerdes

Figure 1.1 : Situation administrative de la zone

1.2. Situation géologique et morphologique

La surface structurale primitive de ce cours du quaternaire est constituée de terrain sédimentaire d'âge miocène, caractérisé par des argiles et marnes sahélienne fossilifères, aussi cette région est révélatrice d'une particularité de la roche en place ou prédominant de façon presque générale les marnes qui sont des roches tendres. Ces marnes gonflantes par des temps humides, provoquent l'instabilité des terrains meubles ou se remarque une généralisation de glissements sur des fortes pentes des alluvions récentes et des alluvions anciennes des vallées actuelles.

1.3. Situation topographique

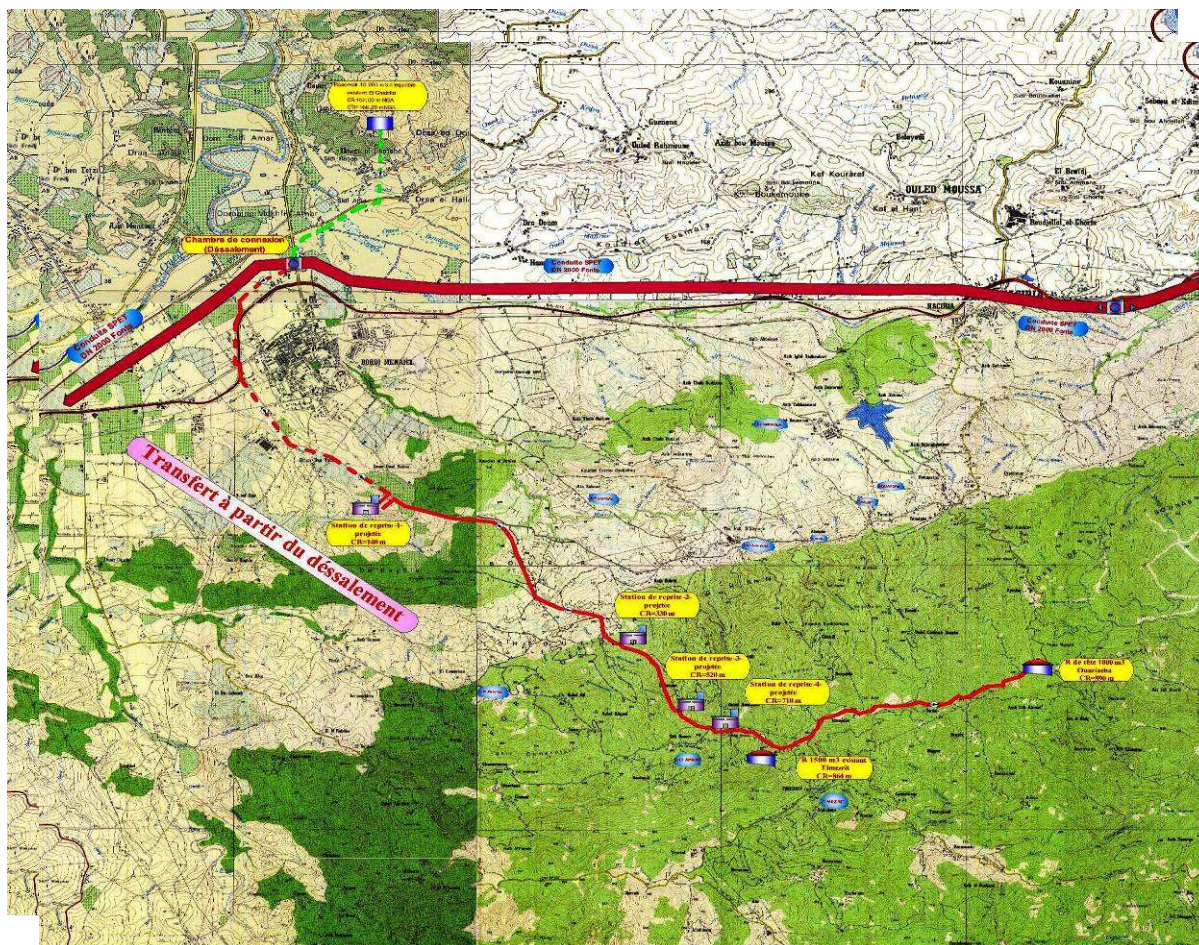
La région de Boumerdes appartient au domaine interne de la chaîne alpine des Maghrébides, situé au Nord-Ouest du massif cristallophyllien de la grande Kabylie, sur la rive droite d'Oued Isser.

➤ Le relief

Elle se caractérise par un relief hétérogène et varié avec des pentes parfois très raides. Ces dernières s'atténuent progressivement pour atteindre un niveau faible plus au sud. La partie basse traversée par la Route Nationale n° 5 d'Est en Ouest est formée de plaines et de collines arrondies. Ces terres à vocation agricole s'étire de la route nationale n° 5 en direction du Nord jusqu'à la partie haute de la lisière du massif montagneux et forestier jusqu' au col de Beggaz est une zone montagneuse et forestière dans sa totalité. La zone est vierge de population. Toute cette zone est parcourue par des pistes forestières qui offrent une opportunité pour le passage des conduites de notre projet.

➤ Les pentes

Les pentes comprises entre 0 à 20% occupent presque la moitié de la surface. Par contre, celles qui sont supérieure à 20% sont fréquentes dans la partie Sud (fig 1.2).



Source :DHW Boumerdes

Figure 1.2 : Extrait de la Carte topographique de Boumerdes

1.4. Situation socio-économique

1.4.1. Données démographiques

Selon les données de Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH) 2008, l'ensemble de ces communes regroupent une population de **73 909** habitants. Par ailleurs, le coefficient d'accroissement est évalué à **2,5%** par la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Boumerdes.

1.4.2. Infrastructures et équipements publics

La zone d'étude qui englobe cinq (05) communes subit une densification importante et accélérée, et assiste à un phénomène d'urbanisation irréfléchi et incontrôlé ; cela due à la situation économique et sociale difficile. Nous listons ci après les différents équipements recensés pour les besoins de notre étude.

a- Equipements scolaires

La région d'étude dispose actuellement de 45 écoles primaires, 11 CEM , 10 lycées, 4 centre de formation et 2 crèches.

b- Equipements sanitaires

On trouve dans la région 1 hôpital, 1 centre des urgences ,1 centre d'hémodialyse, 5 centres de sante, 1 maternité, 5 salles de soins et 3 laboratoires d'analyse médicale.

c- Equipements socio culturelles

La région dispose de 3 centres culturels, 3 bibliothèques, 3 maisons de jeunes, un auberge de jeunes et une salle cinéma.

d- Equipements sportif

Pour le sport on trouve 3 stades communaux, 2 salles omnisports, 2 salles polyvalentes et 1 piscine.

e- Equipements cultuelles

Il ya 21 mosquées, 3 écoles coranique et 3 cimetières.

f- Equipements publiques

Les services administratifs et publics dans la région sont :
6 sièges d'APC, 3 daïra, 5 postes de police, 2 palais de justice, 4 postes de gendarmerie, 1poste de garde communale, 4 agences postales ,1 recettes, 1 agence Sonelgaz, 1 station Naftal, 1 bureau de la CNAS ,7 bureaux d'assurance , 2 banques , postes de la protection civil.

g- Equipements commerciaux

Marche hebdomadaire, marche de gros, 1 marche couvert, 4 centres commerciaux, 1unité de fabrication de chosettes , souk el fellah, hammam et autres petites activités commerciales.

1.5. Situation climatique

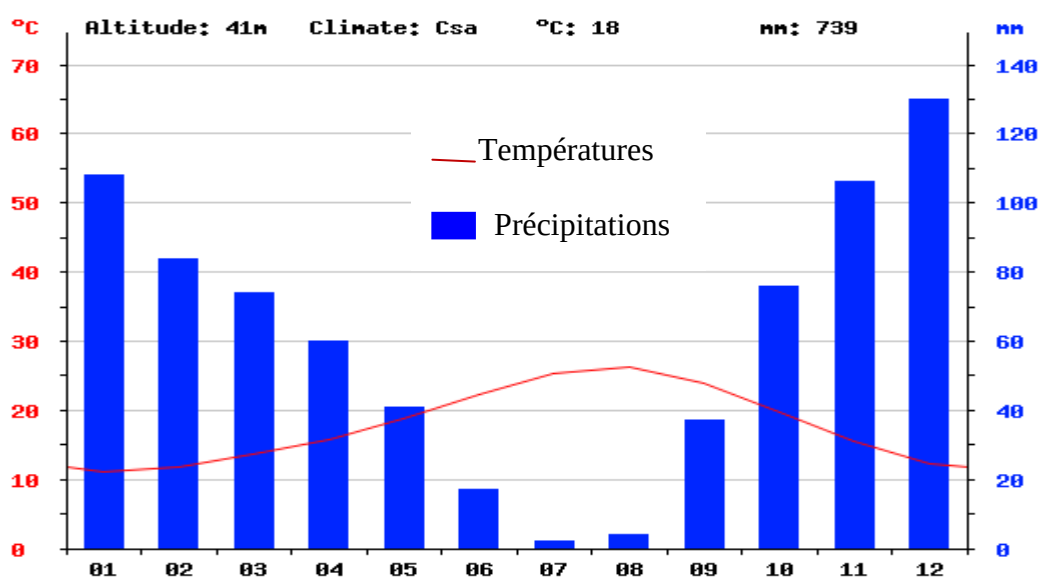
Le climat de Boumerdès est chaud et tempéré. L'été, à Boumerdès, les pluies sont moins importantes qu'elles ne le sont en hiver. La classification de Köppen-Geiger est de type Csa

. Boumerdès affiche une température annuelle moyenne de 18 °C. Sur l'année, la précipitation moyenne est de 739 mm. Le diagramme Ombrothermique permet de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche. Pour tracer ce diagramme, on porte en abscisses les mois successifs de l'année, en ordonnées à droite les précipitations P en mm, et à gauche les températures T en °C (figure 1.5), de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures ; (Aghouls et al, 1957) définissent un mois sec par la condition $P \leq 2T$. Les résultats de la température moyenne mensuelle et de la pluviométrie moyenne mensuelle de la région d'étude sont illustrées dans le tableau 1.1 qui suit.

Tableau 1.1 : Valeurs moyennes des précipitations de l'année 2013

Mois	Jan	Fèv	Mar	Avr	Mai	Juin.	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
T°C	11,7	11,7	13,7	15,7	18,8	22,3	25,3	26,3	23,9	19,8	15,5	12,3
P (mm)	108	84	74	60	41	17	2	4	37	76	106	130
Climat	T Hu mide	T Hu mide	Hu mide	Hu mide	sec	Très sec	Très sec	Très sec	sec	Hu mide	Très Hu mide	Très Hu mide

Entre le plus sec et le plus humide des mois, l'amplitude des précipitations est de 128 mm. Entre la température la plus basse et la plus élevée de l'année, la différence est de 15.1 °C.



DHW de Boumerdes

Figure 1.3 : Diagramme ombrothermique

Le diagramme ombrothermique de la figure 1.3 montre que Juillet est le mois le plus sec avec seulement 2 mm, Les précipitations records sont enregistrées en Decembre. Elles sont de 130 mm en moyenne.

26.3 °C font du mois de Aout le plus chaud de l'année. Le mois Janvier est le plus froid de l'année e, avec une température moyenne de 11.2 °C.

- **La neige**

La neige dans cette localité est très rare.

1.6. Hydrographie

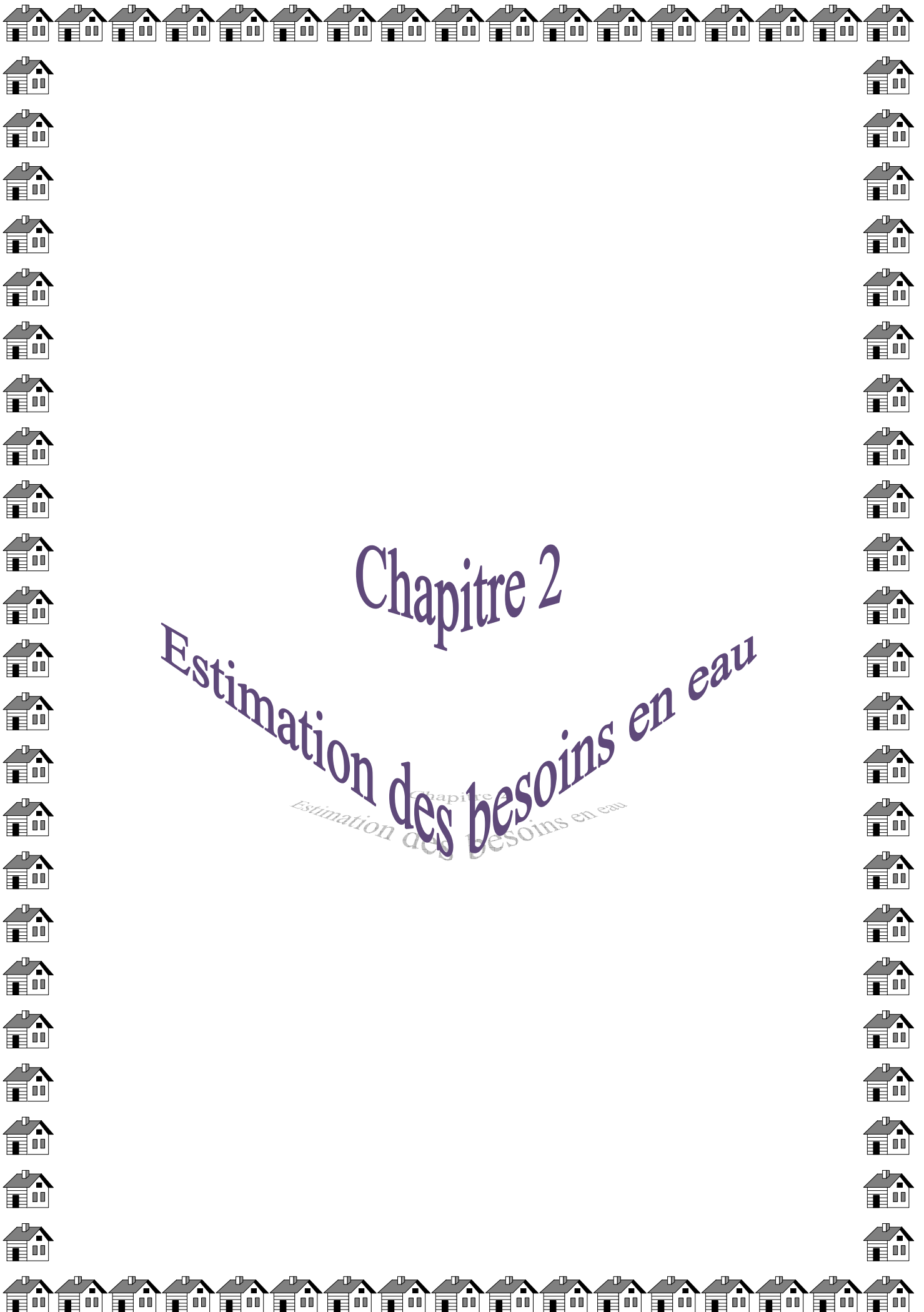
Le réseau hydrographique de la région est composé essentiellement de l'Oued Sibaou, qui la traverse de Sud-Est au Nord-West. Il est caractérisé par une intense activité durant l'hiver, mais il est presque à sec durant l'été.

1.7. Sismicité

La région de Boumerdes est connue par son instabilité techtonique. C'elle est classée selon le RPA2003 en zone III de forte sismicité, donc c'est un facteur très important qu'il faut prendre en considération pour la construction de tout type d'ouvrage, à laquelle doivent être appliquée avec les règles parasismiques.

Conclusion

La zone SUD EST de la wilaya de Boumerdes est caractérisé par un humide, chaud et sec en été, froid et pluviaux en hiver (climat Méditerranéen), le relief de la région est accidenté (massif montagneux) , du point de vue hydrogéologique la présence des nappes et très importante et aussi elle est proche de la mer, puisque la région est classé colon le RPA 2003 en zone III de forte sismicité, donc la région nécessite une attention particulière .



Chapitre 2

Estimation des besoins en eau

Chapitre 2
Estimation des besoins en eau

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...). Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs, à savoir l'évolution de la population, des différents équipements, du niveau de vie de la population,...etc. Elle diffère aussi d'une agglomération à autre. L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements. Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation postule la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

2.1 : Évaluation de la population de la zone d'étude

Pour l'estimation d'évolution de la population de la zone SUD-EST de wilaya de BOUMERDES, faisant l'objet de notre étude, nous nous basons sur le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de l'année 2008, pour les différents communes (Bordj menaïel, Isser, Chabet El Ameur, Timezrit, Naciria) et les orientations du plan d'urbanisation et des équipements (PDAU, 2008).

Tableau 2.1 : Évolution de la population selon les RGPH de l'année 2008.

<i>Horizons</i>	<i>Les Communes</i>				
	<i>Bordj Menaïel</i>	<i>Isser</i>	<i>Chabt El Ameur</i>	<i>Timezrit</i>	<i>Naciria</i>
2008	5569	4780	31398	9836	22326
Total	73909				

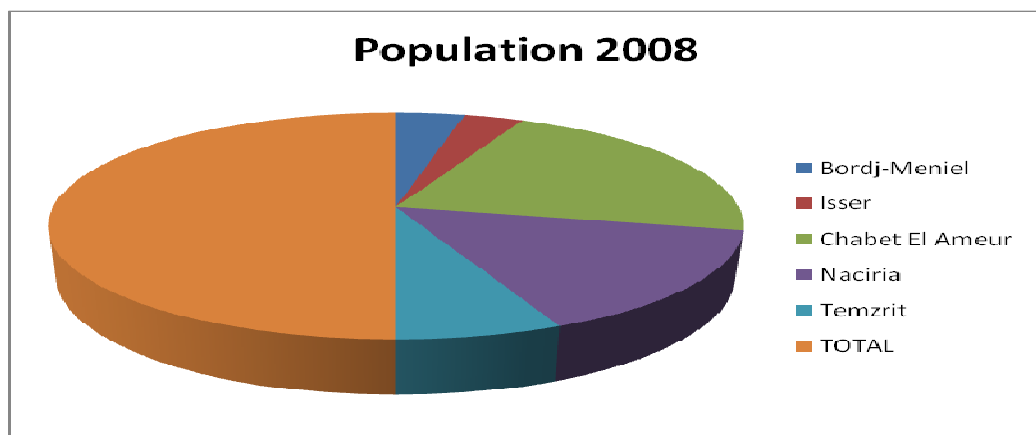


Figure 2.1 : Evolution de la population de la zone année 2008

2.2 Évolution de la population pour les horizons considérés

2.2.1. Estimation de la population future

Les horizons futurs retenus dans le cadre de l'étude sont le court terme(2024), le moyen terme(2034) et le long terme (2044). Nous estimeront l'évolution démographique suivante avec la loi des accroissements donnée par la formule des intérêts composés (2.1).

L'accroissement de la population est déterminé par la formule suivante :

$$P_n = P_o \cdot (1 + \alpha)^n \quad (2.1)$$

avec :

P_o : nombre d'habitants de l'année 2008 ;

P_n : nombre d'habitants à l'horizon de l'étude ;

α : taux d'accroissement de la population, égale a 2,5% (APC Boumerdes) ;

n : nombre d'années séparant les trois horizons de l'étude.

Tableau 2.2 : Évolution de la population pour les horizons considérés

<i>Communes</i>	<i>Taux d'accroissement</i>	<i>HORIZONS</i>				
		<i>2008</i>	<i>2014</i>	<i>2024</i>	<i>2034</i>	<i>2044</i>
<i>Bordj Menaïel</i>	<i>0.025</i>	5569	6459	8267	10583	13547
<i>Isser</i>	<i>0.025</i>	4780	5443	7096	9083	11628
<i>Chabet El Ameur</i>	<i>0.025</i>	31398	34658	31398	59665	76377
<i>Timezrit</i>	<i>0.025</i>	9836	11407	9836	18691	23926
<i>Naceria</i>	<i>0.025</i>	22326	24644	22326	42426	54309
<i>TOTAL</i>		73909	82611	78923	140449	179786

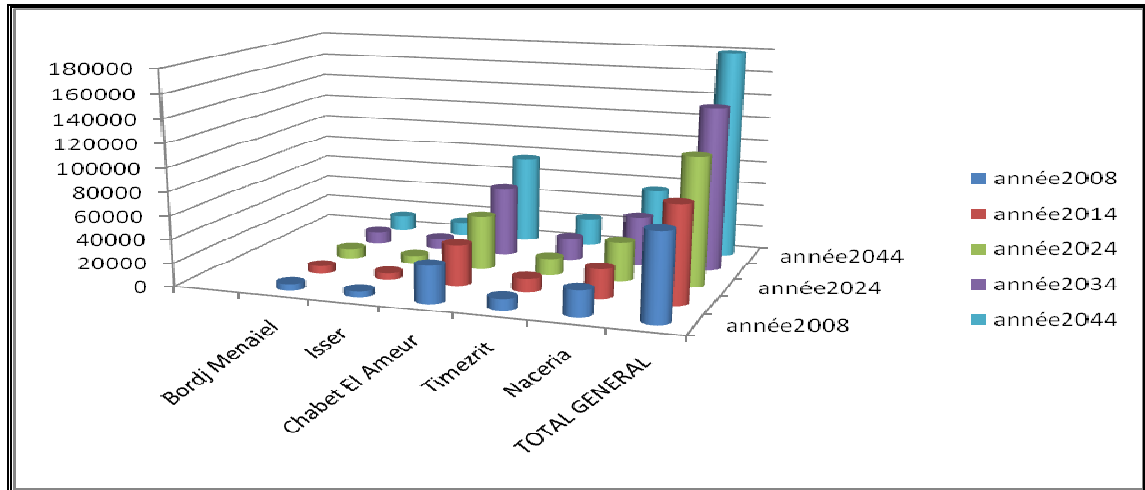


Figure 2.2 : l'évolution de la population pour les différents horizons.

2.3. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements, pendant une journée. Celle-ci est exprimée par la relation (2.2) suivante (Bonin, 1986) :

$$Q_{moy j} = \frac{N \cdot D}{1000} \text{ m}^3/\text{j} \quad (2.2)$$

avec :

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

N : nombre de consommateurs (habitants) ;

D : dotation (l/j/habitants).

2.4. Dotations

Les dotations sont données par type de consommateur

- Besoin domestique l/j/hab ,
- Besoin industriel m^3/j
- zone rurales et villes de 5000 à 20 000 habitants : dot = 150 à 225 litres /habitant /jour (Dupont, 1979)
- villes de 20 000 à 100 000 habitants : dot = 200 à 250 litres /habitant/jour (Dupont 1979)
pur notre cas en prend une datation de 200 l/j/h
- villes plus de 100 000 habitants : dot = 250 à 300 litres /habitant/jour (Dupont, 1979)

2.5. Différents types des besoins

L'estimation des différents besoins en eau, obtenue par la relation (2.2), sont présentés dans les tableaux qui suivent :

2.5.1. Besoin domestiques

Pour l'estimation des besoins domestiques nous adoptons une dotation de 200 l/j/hab ; Les résultats obtenus sont illustrés sur le tableau 2.3. Pour les différentes communes.

Tableau 2.3 : Besoins domestique pour les différents horizons.

Les Communes	Dotation l/j/hab	Besoins (m ³ /j)				Besoins (l/j)			
		2014	2024	2034	2044	2014	2024	2034	2044
Bordj Menaïel	200	1292	1653	2117	2709	14.95	19.14	24.5	31.36
Isser	200	1089	1419	1817	2326	12.6	16.43	21.03	26.92
Chabet El Ameur	200	6932	6280	11933	15275	80.23	72.68	138.1	176.8
Timezrit	200	2281	1967	3738	4785	26.41	22.77	43.27	55.38
Naceria	200	4929	4465	8485	10862	57.05	51.68	98.21	125.7
TOTAL	/	16522	15785	28090	35957	191.2	182.7	325.1	416.2

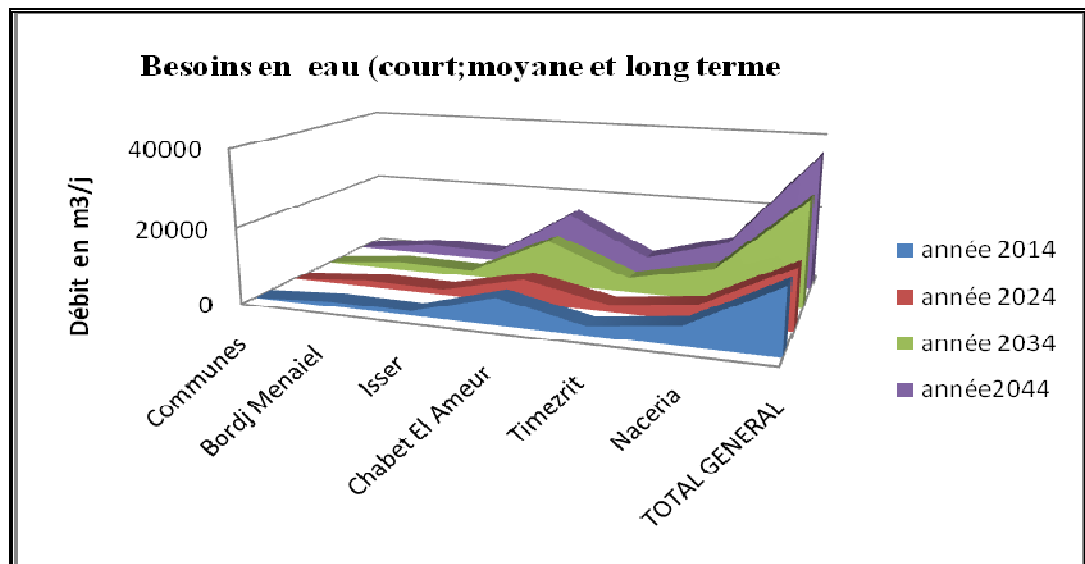


Figure 2.3 : Evolution des besoins de la population pour les différents horizons

2.5.2. Besoins des équipements publics

Ces équipements représentent les infrastructures sanitaires et les établissements scolaires ou il ya une demande de grande consommation en eau potable.

Les besoins des équipements publics sont évalués conformément au plan national de l'eau « PNE » qui nous a été confié par la DHW de Boumerdes. Ainsi, ces besoins représentent un taux variant de 10% à 25% des besoins domestiques selon le degré d'urbanisation. Dans notre cas, nous considérons 15%.

Le débit journalier des équipements est :

$$Q_{eq} = Q_d \times K_{eq} \quad (2.3)$$

avec :

Q_d : débit domestique en (m³/J) ;

K_{eq} : Coefficient de majoration variant pris égale à 15 %.

Tableau 2.4 : Variation des besoins des équipements pour la Commune Bordj Menaiel pour différents horizons.

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>K_{eq}</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{eq}</i> (m ³ /j)
2014	6459	15	1291.8	193.77
2024	8267	15	1653.4	248.01
2035	10583	15	2116.6	317.49
2044	13547	15	2709.4	406.41
TOTAL	38856	/	7771.2	1165.68

Tableau 2.5 : Variation des besoins des équipements pour la Commune des ISSER pour Différents horizons.

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>K_{eq}</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{eq}</i> (m ³ /j)
2014	5443	15	1088.6	163.29
2024	7096	15	1419.2	212.88
2034	9083	15	1816.6	272.49
2044	11628	15	2325.6	348.84
TOTAL	33250	/	6650	997.5

Tableau 2.6 : Variation des besoins des équipements pour la Commune Chabet El Aneur pour différents horizons

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>K_{eq}</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{eq}</i> (m ³ /j)
2014	34658	15	6931.6	1039.74
2024	31398	15	6279.6	941.94
2034	59665	15	11933	1789.95
2044	76377	15	15275.4	2291.31
TOTAL	202098	/	40419.6	6062.94

Tableau 2.7: Variation des besoins des équipements pour la Commune Timezrit pour Différents horizons

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>K_{eq}</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{eq}</i> (m ³ /j)
2014	11407	15	2281.4	342.21
2024	9836	15	1967.2	295.08
2034	18691	15	3738.2	560.73
2044	23926	15	4785.2	717.78
TOTAL	63860	/	12772	1915.8

Tableau 2.8 : Variation des besoins des équipements pour la Commune Naceria pour Différents horizons

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>K_{eq}</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{eq}</i> (m ³ /j)
2014	24644	15	4928.8	739.32
2024	23326	15	4465.2	669.78
2034	42426	15	8485.2	1272.78
2044	54309	15	10861.8	1629.27
TOTAL	144705	/	28741	4311.15

2.5.3. Besoins du secteur industriel

D'après les informations recueillies auprès des services de l'ADE de Boumredes, les besoins industriels sont estimés à 8.6% des besoins domestiques, pour les différents horizons, ces besoins sont donnés dans les tableaux (3.9) à (3.13) (PNE Algérie).

Tableau 3.9 : Variation des besoins industriel pour la Commune Bordj Menaiel pour Différents horizons

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>Cind</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{ind}</i> (m ³ /j)
2014	6459	8.6	1291.8	111.0948
2024	8267	8.6	1653.4	142.1924
2034	10583	8.6	2116.6	182.0276
2044	13547	8.6	2709.4	233.0084
TOTAL	38856	/	7771.2	668.3232

Tableau 3.10: Variation des besoins des industriel pour la Commune des ISSER pour Différents horizons

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>Cind</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{ind}</i> (m ³ /j)
2014	5443	8.6	1088.6	93.6196
2024	7096	8.6	1419.2	122.0512
2034	9083	8.6	1816.6	156.2276
2044	11628	8.6	2325.6	200.0016
TOTAL	33250	/	6650	571.9

Tableau 3.11 : Variation des besoins des industriel pour la Commune Chabet El Ameur pour différents horizons

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>Cind</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{ind}</i> (m ³ /j)
2014	34658	8.6	6931.6	596.1176
2024	31398	8.6	6279.6	540.0456
2034	59665	8.6	11933	1026.238
2044	76377	8.6	15275.2	1313.6672
TOTAL	202098	/	40419.4	347606.84

Tableau 3.12: Variation des besoins des industriel pour la Commune Timezrit pour Différents horizons

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>Cind</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{ind}</i> (m ³ /j)
2014	11407	8.6	2281.4	196.2004
2024	9836	8.6	1967.2	169.1792
2034	18691	8.6	3738.2	321.4852
2044	23926	8.6	4785.2	411.5272
TOTAL	63860	/	12772	1098.392

Tableau 3.13 : Variation des besoins des industriel pour la Commune Naceria pour Différents horizons

<i>Horizons</i>	<i>Populations</i>	<i>Cind</i> %	<i>Q_d</i> (m ³ /j)	<i>Q_{ind}</i> (m ³ /j)
2014	24644	8.6	4928.8	423.8768
2024	22326	8.6	4465.2	384.0072
2034	42426	8.6	8485.2	729.7272
2044	54309	8.6	10861.8	934.1148
TOTAL	143705	/	28741	2471.726

Tableau 2.14. Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total de l'année 2014

<i>Besoin (m³/j)</i>	<i>Les Communes</i>				
	<i>Bordj Menaïel</i>	<i>Isser</i>	<i>Chabet El Ameur</i>	<i>Timezrit</i>	<i>Naceria</i>
<i>Domestique</i>	1291.8	1088.6	6931.6	2281.4	4928.8
<i>Equipement Public</i>	193.77	163.29	1039.74	342.21	739.32
<i>Industrielles</i>	111.0948	93.6196	596.1176	196.2004	423.8768
TOTAL	1596.66	1345.51	8567.4576	2819.81	6092

Tableau 2.15 : Récapitulatif des besoins moyens journaliers à court, moyen et long terme

<i>Les Horizon</i>	<i>2024</i>	<i>2034</i>	<i>2044</i>	<i>2024</i>	<i>2034</i>	<i>2044</i>
<i>Les Besoins</i>	<i>Les Besoins (m³/j)</i>			<i>Les Besoins (l/j)</i>		
<i>Domestique</i>	15784.6	28089.8	35957.2	182.692	325.113	416.171
<i>Equipement Public</i>	2367.69	4213.44	5393.61	27.404	48.767	62.426
<i>Industrielles</i>	1357.476	2415.756	3092.32	15.712	27.960	35.791
<i>TOTAL</i>	19509.8	34719	44443.1	225.808	401.840	514.388

2.6. Estimation des besoins en eau en tenant compte les pertes

Le réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche même s'il est construit avec soins et correctement entretenu. Le volume des pertes est généralement compris entre **15** et **30%** de la quantité d'eau consommée. Selon le service technique de la DHW de la wilaya Boumardes, le taux de fuite à considérer **20%**. Ainsi, l'estimation totale des besoins journaliers, en tenant compte de **20%** de pertes, est donnée dans le tableau 2.22 ci-dessous :

Tableau 2.16: Récapitulatif des besoins en eau de la commune en tenant compte les pertes

<i>Les Horizon</i>	<i>2024</i>	<i>2034</i>	<i>2044</i>	<i>2024</i>	<i>2034</i>	<i>2044</i>
<i>Les Besoins</i>	<i>Les Besoins (m³/j)</i>			<i>Les Besoins (l/j)</i>		
<i>Domestique</i>	18941.52	33707.76	43148.64	219.2306	390.1361	499.4056
<i>Equipement Public</i>	2841.228	5056.128	6472.332	32.88458	58.52	74.91125
<i>Industrielles</i>	1628.971	2898.907	3710.783	18.85383	33.55217	42.94888
<i>TOTAL</i>	23411.72	41662.8	53331.76	270.969	482.2083	617.2657

2.7. Variation des débits de consommation dans le temps

Le débit demandé par les différentes catégories est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps, qui suera :

- variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- variations mensuelles saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- variations journalières qui dépendent du jour de la semaine qu'en weekend ;

- variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population ;

2.7.1 Variation journalière

La variation journalière se définit comme le rapport de la consommation maximale de la journée sur la consommation minimale de la journée de l'année.

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

- **coefficient minimal d'irrégularité journalière :**

$$K_{minj} = Q_{maxj} / Q_{minj} \quad (2.4)$$

avec : K_{minj} : variant entre 0,7 et 0,9

- **coefficient maximal d'irrégularité journalière :**

$$K_{maxj} = Q_{moyj} / Q_{maxj} \quad (2.5)$$

avec : K_{maxj} : variant entre 1,1 et 1,3.

Ce coefficient a pour but la majoration du débit moyen Q_{moyj} de 10 à 30% ;

On prend $K_{maxj} = 1,2$.

2.7.2 Variation horaire

Au sein de la journée la plus chargée de l'année, il existe des variations importantes de la consommation d'une heure à une autre, d'où :

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

- **Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :**

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

$$K_{maxh} = Q_{maxh} / Q_{moyh} \quad (2.6)$$

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

α_{max} et β_{max} tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (2.7)$$

Avec :

- ❖ $\alpha_{\max}$: coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, il varie entre 1,2 à 1,4. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$
- ❖ $\beta_{\max}$: c'est un coefficient qui est fonction du nombre d'habitant suivant le tableau ci-dessous :

Tableau 2.17 : $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants

nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\beta_{\max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

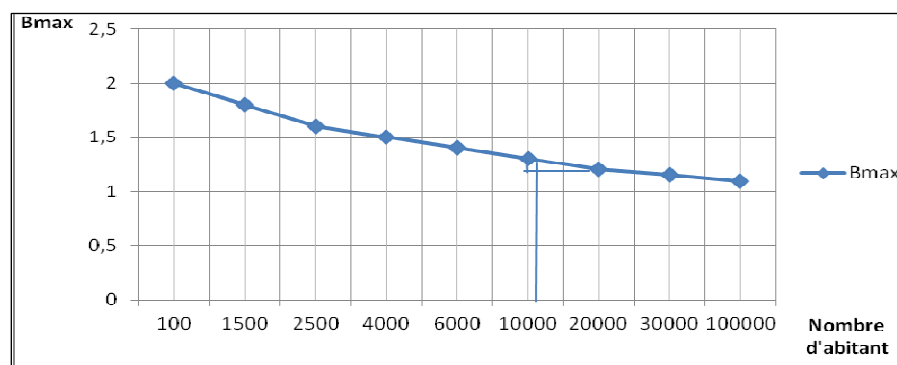


Figure 2.4. La variation de coefficient $\beta_{\max}$ en fonction de nombre d'habitant.

Pour notre cas, on a 5 agglomérations :

La valeur de $\beta_{\max}$ est obtenue par interpolation. A long terme (horizon 2044), Pour chaque commune de notre zone d'étude nous avons :

$$\text{Bordj Menaiel : } (1.2 + (1.3 - 1.2) * (20000 - 13547)) / (20000 - 10000) = 1.2645$$

$$\text{Isser : } (1.2 + (1.3 - 1.2) * (20000 - 11628)) / (20000 - 10000) = 1.2837$$

$$\text{Chabet El Ameur : } (1.1 + (1.15 - 1.1) * (100000 - 76371)) / (100000 - 30000) = 1.1168$$

$$\text{Timezrit : } (1.15 + 1.2 - 1.15) * (30000 - 23926) / (30000 - 20000) = 1.1804$$

$$\text{Naceria : } (1.1 + 1.15 - 1.1) * (100000 - 54309) / (100000 - 30000) = 1.1326$$

Tableau 2.18 . Calcul de K_{maxh}

Les Communes	Population	Les Valeurs		
		α_{max}	β_{max}	K_{maxh}
Bordj Menaiel	13547	1.3	1.2645	1.64385
Isser	11628	1.3	1.2837	1.66881
Chabet El Aneur	76377	1.3	1.1168	1.45184
Timezrit	23926	1.3	1.1804	1.53452
Naceria	54309	1.3	1.1326	1.47238
TOTAL	179787	/	/	/

• Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$) :

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

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \quad (2.8)$$

avec :

- ❖ α_{min} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.
- ❖ β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau 2.19. β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

2.8. Détermination des débits journaliers

2.8.1. Consommation maximale journalière

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de

dimensionnement du réseau de distribution , l'adduction , le réservoir de stockage et la station de pompage .

Ce débit est donné par la formule :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (2.9)$$

avec :

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière .

2.8.2. Consommation minimale journalière

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule (2.10) :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (2.10)$$

On prend $K_{min,j} = 0,8$.

Les résultats sont représentés dans le tableau (2.19) ci après:

Tableau 2.20 : Calcul du débit maximal et minimal journalière :

Horizon	Qmoy.j		Kmax.j	Qmax.j		Kmin.j	Qmin.j	
	(m^3/j)	(l/s)		(m^3/j)	(l/s)		(m^3/j)	(l/s)
2024	23411.720	270.969	1.2	28094.064	325.163	0.8	18729.38	216.775
2034	41662.800	482.208		49995.36	578.650		33330.24	385.767
2044	44443.1	514.387		53331.72	617.26		42665.4	493.813

2.9. Variation de la consommation horaire

2.9.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation (2.11) suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \quad (2.11)$$

avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

2.9.2. Débit maximale horaire

Cette consommation est déterminée selon des coefficients d'irrégularité horaires $K_{max,h}$. Elle permet de déduire la plus forte charge du réseau afin de prévoir et de dimensionner les risques des dépôts dans la conduite. La consommation maximale horaire est donnée par la formule (2.12) :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \quad (2.12)$$

avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

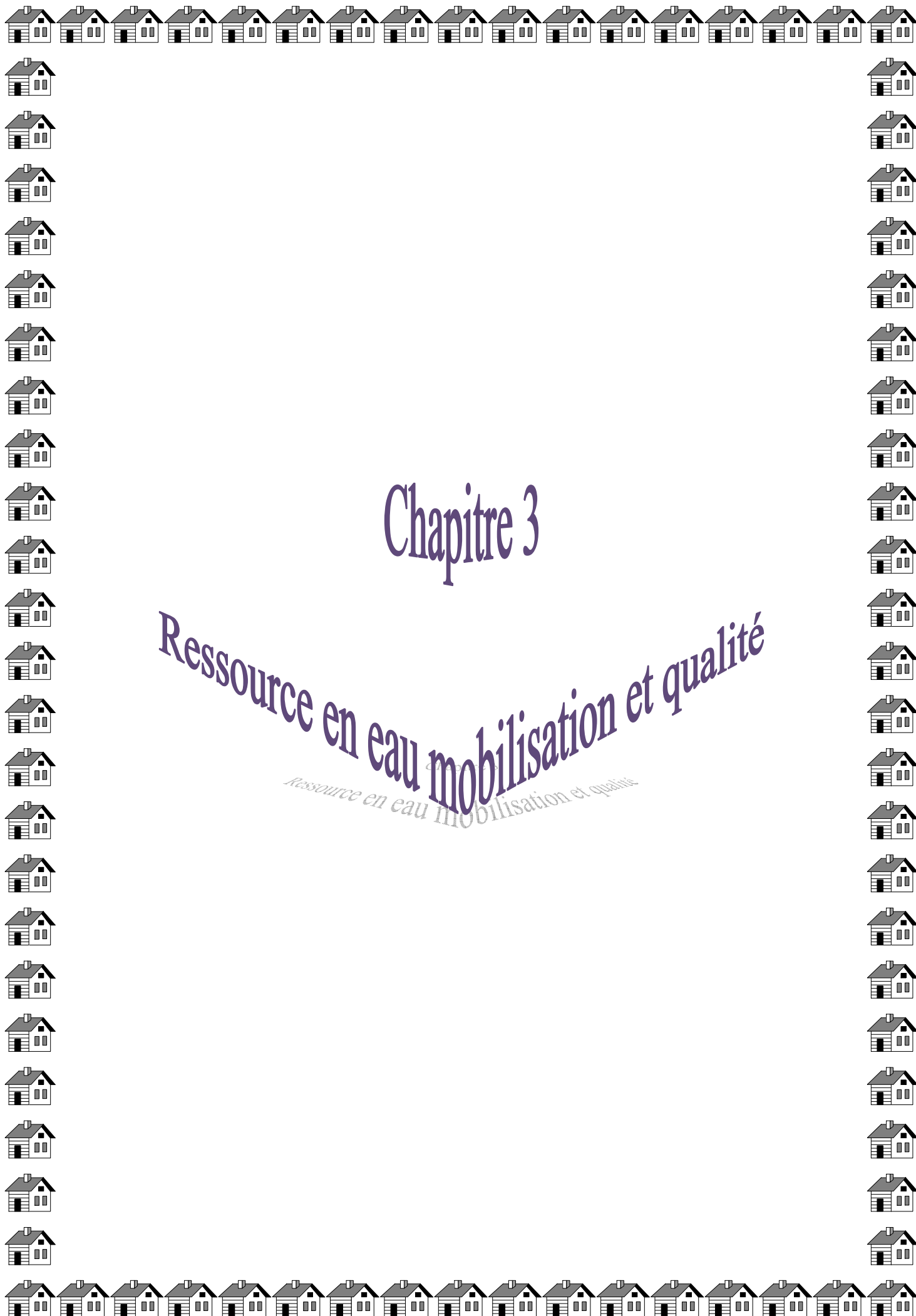
$K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Tableau 2.21: Récapitulatif de la variation de la consommation horaire a l' horizon 2044

les communes	β_{max}	$K_{max,h}$	$Q_{max,j}$		$Q_{moy,h}$		$Q_{max,h}$	
			(m^3/j)	(l/s)	(m^3/h)	(l/s)	(m^3/h)	(l/s)
Bordj Menaïel	1.2645	1.6438	4018.582	46.511	167.441	46.511	275.2394	76.4548
Isser	1.2837	1.6688	3449.33	39.923	143.7221	39.923	239.8434	66.6235
Chabet El Aneur	1.1168	1.4518	22656.453	262.227	944.0189	262.220	1370.527	380.691
Timezrit	1.1804	1.5345	7097.4086	82.146	295.7254	82.146	453.7906	126.053
Naceria	1.1326	1.4723	16110.221	186.461	671.2592	186.461	988.2949	274.527
TOTAL	/	/	53331.995	617.268	2222.166	617.261	3327.695	924.349

Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2044, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des bâches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.



Chapitre 3

Ressource en eau mobilisation et qualité

Ressource en eau mobilisation et qualité

Introduction

Le chapitre 3 consiste à présenter les ressources en eau ainsi que la chaîne d'adduction existantes dans la région Sud-Est de Boumerdès, faisant l'objet de notre étude, et ceci dans de définir les ressources à mobiliser pour combler le déficit en besoin en eau de la région d'étude. Nous nous intéressons également à l'analyse de la qualité de cet eau à mobiliser conformément aux normes OMS

3.1. Ressources en eau existantes

D'après les informations recueillies auprès des services de l'ADE de Boumerdes, l'alimentation des localités de la zone d'étude est assurée par l'intermédiaire d'une batterie des forages situés sur différents communes, la source El Hamma et le SPET(Système de Production de l'Eau à partir du barrage de Taksebt).

Tableau 3.1 : Ressources en eau existantes.

<i>Localités</i>	<i>Type de Ressource</i>	<i>Débits l/s</i>	<i>Débits m³/j</i>
<i>Naciria</i>	SPET	83,33	7 200,00
	4 Forages (F1Na+F2Na+F1T+F2T)	86,00	9 072,00
<i>Total</i>		169,33	14 630,10
<i>Isser</i>	SPET	79,00	6 825,60
<i>Chabet</i>	4 Forages (F23+F17+F22+F25)	52,00	4 492,80
<i>El-Ameur</i>	Source El Hamma	7,00	604,80
<i>Total</i>		140,00	11 383,20
<i>Bordj Menaïel</i>	Réservoirs 2x2000 m³	40,00	3 456,00
TOTALE		341,07	29469,30

Les caractéristiques des forages sont recueillies auprès DHW de Boumerdes. Celles-ci sont illustrées sur le tableau 3.3 et 3.3.

Tableau 3.2 : Caractéristiques des forages Chabet El Ameer à partir de la nappe Oued Isser

commune	NOME de Forage	Coordonnées (Km)			Q L/S	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Date de mesure
		X	Y	Z				
Chabet El Ameer	<i>F17 CEA</i>	581.175	378.47	36	19	13.26	15.23	aout-06
	<i>F₂₂ CEA</i>	580.86	378.45	37	5	18.23	24.05	nov-02
	<i>F₂₃ CEA</i>	581.03	378.58	37	20	3.37	15.35	mai-03
	<i>F₂₅ CEA</i>	581.18	377.7	38	8	8.6	10	aout-08

Source (DHW de Boumerdes)

Tableau 3.3 : Les caractéristiques des forages Nacirai à partir de la nappe Oued Sebaou

Commune	NOME de Forage	Coordonnées (Km)			Profondeur équipée (m)	Q L/S	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Date de mesure
		X	Y	Z					
Naciria	<i>F₁ R Naciria</i>	606.38	385.48	29	50	28	12.2	12.61	Aout-06
	<i>F₂ R Naciria</i>	606.55	385.45	29	43.5	10	7.62	12	juin-95
	<i>F3 Naciria</i>	/	/	/	55	0	9.4	13.19	oct-03
	<i>F₁ Timizrit</i>	606.66	385.22	30	44	25	6.01	/	sept-88
	<i>F1R Timzrit</i>	606.38	385.22	30	48	30	16.5	18.22	sept-11
	<i>F₂ Timizrit</i>	607.70	384.96	30	37.5	23	5.64	6.64	oct-88

Source (DHW de Boumerdes)

3.2. Description de la chaine d'adduction existante

❖ Chaine de Timezrit

L'eau refoulée à partir des forages et du SPET arrive vers le réservoir 500 m³ de la station de reprise SR1 Naciria située à la côte 63 m (HMT=225m), Le débit refoulé est de 12000 m³/j.

A partir de la SR1, cette eau est refoulée à l'aide d'une conduite en DN 350 sur 4290 m vers le réservoir 300 m³ de la SR2 Bouassem. Le débit refoulé est égale à 6000 m³/j

La SR2 située à la côte radier 250.50 m (HMT=226m), elle refoule à son tour vers la SR3 Ayache à l'aide d'une conduite en DN 350 sur une longueur de 1200 m vers le réservoir 300 m³. Le débit refoulé est égale à 5200 m³/j. La SR2 dessert aussi le village Bouassem (800 m³/j).

La SR3 est située à la côte radier 469 m (HMT=260m), elle refoule aussi vers le réservoir 300 m³ de la SR4 à l'aide d'une conduite en DN 350 sur une longueur de 1790 m. Le débit refoulé est égale à 4400 m³/j. La SR 3 prend en charge aussi les besoins en eau du village Allouane (800 m³/j).

La SR4 refoule à l'aide d'une conduite en DN 350 sur une longueur de 1790 m vers le réservoir 1000 m³ de Ouariacha situé à la côte radier 884 m. (HMT=190m), le débit refoulé est de 4300 m³/j. La SR4 prend en charge aussi les besoins en eau du village Meghanine (100 m³/j).

A partir du réservoir 1000 m³ de Ouariacha, situé à la cote radier 884 m NGA, une conduite d'adduction en DN 400 sur une longueur de 4500 m alimente le réservoir 1500 m³ de Timezrit. Le réservoir de 1000 m³ dessert aussi la localité d'Ait Slimane (600 m³/j).

A partir du réservoir 1500 m³ Timezrit, situé à la cote 864 m NGA, une première conduite d'adduction gravitaire en DN 350 sur une longueur de 2170 m alimente le réservoir 1500 m³ Toursal (CR =728.50m) et une deuxième conduite de distribution en DN 250 dessert plusieurs localités à savoir :

- le chef-lieu de Timezrit
- Toursal
- Ait Sidi Amara
- et Ouanougha

3.3. Ressources en eau à mobiliser

Actuellement les débits soutirés à partir des forages existants ne peuvent plus couvrir le déficit en besoin en eau de la zone Sud- Est de la wilaya Boumerdès. La station de

dessalement d'eau de mer de Cap Djinet (annexe 1) est la source utilisée pour le renforcement du système d'alimentation en eau potable de notre la région du Sud- Est de Boumerdés. Le débit à prélever pour combler le déficit (**617.25 l/s**) transite par le réservoir d'équilibre **El Ghaicha** (**642 l/s**).

3.4. Qualité de l'eau

Pour contrôler la qualité d'une eau, l'OMS a défini des normes de potabilité et des recommandations que les pays développés et la plupart des grandes villes appliquent en permanence, à l'aide d'analyseurs en continu ou par des mesures en laboratoire ; afin de garantir aux consommateurs une eau potable. Ces recommandations assez rigoureuses ne sont toutefois pas toujours entièrement respectées car trop contraignantes pour certaines régions dépourvues de moyens. Ces normes imposent à chaque pays d'établir sa propre législation en fonction des critères locaux et de degré de son développement. Cependant, de multiples précautions sont à prendre lors de l'analyse.

❖ Avant le prélèvement

Vérifier que le cours d'eau n'est pas pollué en aval du point de prélèvement, ce qui rendrait les prélèvements inutiles. Vérifier également que tous les récipients soient propres et non contaminés de préférence stérilisés (utilisation de pastilles de chlore possible).

❖ lors du prélèvement

Bien exécuter le protocole de prélèvement (sondes étalonnées correctement, quantité de l'échantillon prélevée significatif...), ou d'analyses in vivo (mesure de la température...).

❖ Après le prélèvement

Éviter les contaminations de l'échantillon prélevé : soit par le récipient, soit par l'apparition de bactéries lors du stockage. Réaliser les différentes analyses in situ selon un protocole expérimental bien défini.

Dans le cas de notre étude, et pour contrôler la qualité de l'eau de la station de dessalement Cap Djinet, destinés à alimenter notre région d'étude, des analyses ont été recueillies au niveau de l'ADE de Boumerdes. Les résultats de ces analyses sont présentés dans le tableau qui :

Tableau 3.4 : Paramètres physico-chimiques (pour le mois de Juillet 2014)

qualite requise										
qualite	pH		Conduc	Temp	Turbidite	Mat tot dess	Durte tot	Tot alcalinite	Indice langel	Bore
valeur	7,5a8,5	<5	/	<24	<5	150<MTD<500	≥65	50 a 65	0 a 0,4	0 a 1
unite	/	PPM	Ms/m	°C	NTU	mg/l	PPM	PPM	/	PPM
JOUR										
1	8,34	0,33	89,6	24,4	0,43	448	69,2	59,1	0,07	/
2	8,38	0,41	90,3	25,1	0,79	451	68,7	58,6	0,11	/
3	8,39	0,43	90,9	25,2	0,93	454	69,2	59,5	0,13	/
4	8,36	0,38	88,8	25,1	0,5	444	69,7	59,8	0,11	/
5	8,38	0,32	92,5	25,4	0,57	461	69,5	59,7	0,12	/
6	8,34	0,34	87,8	24,4	0,68	437	68,2	58,6	0,06	/
7	8,35	0,43	89,6	26,3	0,75	448	68,7	59,1	0,11	/
8	8,36	0,44	90,9	25,9	0,45	454	69,2	59,5	0,12	/
9	8,34	0,42	84,9	24,5	0,62	424	68,4	58,8	0,07	/
10	8,35	0,31	77	23,1	0,59	385	68,7	59,5	0,08	/
11	8,37	0,42	81,2	23,9	0,65	406	69,1	59,1	0,1	/
12	8,35	0,38	83,6	24,5	0,49	418	68,9	59,5	0,09	/
13	8,33	0,35	82,9	24,1	0,66	415	68,7	59,1	0,06	/
14	8,35	0,36	82,7	24,1	0,69	413	69,2	58	0,07	/
15	8,32	0,35	83,3	24,6	0,64	416	69,7	59	0,06	/
16	8,33	0,31	79,7	22,9	0,81	398	69,2	58,9	0,05	/
17	8,36	0,39	68,9	20,6	0,65	345	67,1	58	0,04	/
18	8,35	0,38	70	20,9	0,45	350	69,2	59,6	0,05	/
19	8,36	0,42	73,4	21,4	0,54	367	68,9	59,1	0,06	/
20	8,37	0,39	84,8	24,4	0,63	424	69,2	58,9	0,1	/
21	8,34	0,33	90,9	25,4	0,84	454	69,7	59	0,09	/
22	8,35	0,36	89,3	24,8	0,48	446	68,8	59,9	0,08	/

23	8,37	0,33	88,3	24,9	0,56	441	69,2	59,3	0,11	/
24	8,34	0,39	85,1	24,8	0,71	425	69,5	59,5	0,08	/
25	8,33	0,35	89,6	26,1	0,98	448	69,3	58,6	0,1	/
26	8,33	0,45	89	25,8	0,54	445	69,6	59,3	0,08	0,9
27	8,37	0,36	84,8	24,9	0,72	424	69,2	58,9	0,11	/
28	8,35	0,39	79,8	23,8	0,69	399	68,7	58,6	0,07	/
29	8,34	0,36	89	25,7	0,55	445	69,7	59,6	0,09	/
30	8,36	0,35	88,7	25,6	0,87	444	68,67	59,01	0,11	/
31	8,35	0,32	81,9	24,2	0,66	409	69,18	59,67	0,09	/

Source : ADE de BOUMERDES

3.5. Interprétation des résultats d'analyses

Ces paramètres sont importants dans la mesure où ils sont directement appréhendés par les usagers. Pour certains d'entre eux ; tels la saveur et l'odeur, leurs détermination reste subjective.

❖ La couleur

La couleur d'une eau est liée à la présence de matières organiques dissoutes et de matières colloïdales en suspension. Elle est évaluée par comparaison optique avec une gamme étalon préparée à partir d'une solution contenant du platine cobalt. L'eau ne doit pas présenter une coloration dépassant 15 mg/l platine cobalt en référence à l'échelle platine cobalt (Rodier, 1996).

❖ Odeur

L'odeur et la saveur d'une eau sont imputables à la présence de certains éléments organiques ou minéraux. Ces paramètres sont appréciés quantitativement en diluant l'échantillon jusqu'à ce que le goût ou l'odeur, initialement présents soient amenés au seuil de perceptibilité (Rodier, 1996).

3.5.1. Paramètres physico-chimiques

❖ Température

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

- la solubilité des sels ;

- la solubilité des gaz : l'augmentation de la température s'accompagne d'une diminution de concentration de l'oxygène dissous ;
- Influence sur la conductivité électrique et la détermination du PH.
- Elle favorise le développement des parasites et des algues qui génèrent les toxines et entraînent des goûts et des odeurs désagréables.

La température idéale d'une eau d'alimentation se situe entre 9°C et 12°C, avec une valeur maximale qui peut aller jusqu'à 25°C. Les eaux souterraines ont généralement une température comprise entre 10°C et 12°C, mais les eaux profondes sont plus chaudes.

Dans notre cas la température moyenne de l'eau est de 23.9°C, donc cette valeur est acceptable. Pratiquement la température de l'eau est mesurée soit avec un appareil électrométrique ou avec thermomètre précis. (Rodier ,1996).

❖ PH

Le pH d'une solution est inférieur ou supérieur à 7 selon que l'eau est acide ou basique. Le pH des eaux naturelles est compris entre 5,5 et 10. La réglementation de l'OMS considère comme acceptable les valeurs de pH comprises entre 6,5 et 8,5. Dans notre cas, on distingue une eau alcaline de pH qui répond aux normes de potabilité 8.32 en été (Rodier ; 1996).

❖ Turbidité

La turbidité d'une eau est due à la présence de matière en suspension finement dispersée (argiles, limons, grains de silice, matière organique,...). La turbidité d'une eau de boisson doit être maintenue inférieure à 5 NTU et comme valeur guide 1 NTU. Elle se mesure à l'aide d'un appareil appelé Turbidimètre. Vis-à-vis de ce paramètre, les valeurs obtenues sont acceptables. La turbidité des eaux traitées est de 0.71 NTU qui est acceptable et conforme aux normes de potabilité.

3.5.2. Minéralisation globale

La minéralisation de l'eau est la mesure de sa concentration en sels solubles. Elle est généralement d'autant plus forte que l'eau a circulé plus profondément. L'estimation des paramètres chimiques est basée sur l'évaluation des éléments chimiques majeurs qui sont de deux types.

- **Les cations : Mg^{++} , Ca^{++} , K^+ , Na^+ , etc.**
- **Les anions : Cl^- , SO_4^{2-} , HCO_3^- , etc.**

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

Ces deux éléments sont présents dans les roches cristallines, très solubles. Les analyses montrent les valeurs suivantes :

- Pour le Ca^{2+} : 66,53mg /l en hivers et 56,9mg /l en été ;
- Pour le Mg^{2+} : 17,01mg/l en hivers et 24,31mg/l en été, sont des valeurs conformes aux normes de consommation.

➤ **Sodium Na^{+}**

Le sodium se trouve uniquement à l'état combiné. Il est le septième élément le plus abondant de la croûte terrestre. Il est toujours présent dans les eaux naturelles. Selon les résultats d'analyse, la teneur en Sodium est de 16mg /l pour les deux prélèvements et cette valeur répond aux normes.

➤ **Potassium K^{+}**

Le potassium se trouve abondamment dans la nature, mais il est rarement présent dans l'eau à des teneurs supérieures à 20mg/l. Les teneurs en K^{+} des deux prélèvements sont de l'ordre de 01mg/l en hiver et 2mg/l en été et qui sont acceptables.

➤ **Chlorures Cl^{-}**

Les chlorures existent dans toutes les eaux à des concentrations variables. Ils ont pour origine :

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

Une importante concentration en chlorures (>200 mg/l) affecte la qualité organoleptique de l'eau, surtout si les ions Cl^{-} sont accompagnés d'ions Na^{+} . Les chlorures sont très corrosifs. Ils sont répandus dans la nature sous forme de sels de sodium Na Cl, de potassium KCl et de calcium CaCl_2 .

Dans notre cas, la teneur en Chlorures est de 25.81 mg/l. Elle est conforme à la norme.

➤ **Les sulfates SO_4^{2-}**

La présence des sulfates dans les eaux naturelles résulte de la légère solubilité des sulfates présents dans les roches. Les fortes concentrations des sulfates provoqueront des troubles gastro-intestinaux et pourront donner un goût désagréable à l'eau. Selon l'OMS, la concentration maximale admissible pour les sulfates est de 250 mg/l, et les teneurs obtenues pour les deux échantillons analysés (34,4 mg/l et 56,84 mg/l) sont acceptables.

➤ **La dureté**

La dureté d'une eau est principalement due à la présence de sels calcium et de magnésium. Une teneur trop élevée nuit à la cuisson des légumes et à la bonne utilisation des savons ordinaires, comme elle provoque des dépôts dans les appareils ménagers.

• **La dureté totale ou titre hydrométrique (TH)**

En pratique, on considère souvent que la dureté totale d'une eau potable est égale à la somme de la dureté calcique et la dureté magnésienne, exprimée en mg/l CaCO_3 .

Les valeurs obtenues, dans notre cas, sont de l'ordre 236 mg/l CaCO_3 et 242 mg/l CaCO_3 . Ces valeurs répondent à aux normes exigées.

• **La dureté permanente (non carbonatée)**

Correspond au Sulfate de Chlore de Mg^{2+} et Ca^{2+} et persiste après ébullition de l'eau. Les valeurs obtenues sont de l'ordre de 37 mg/l CaCO_3 et 40 mg/l CaCO_3 et sont acceptables.

➤ **Le titre alcalimétrique (TA)**

Il mesure la totalité des ions hydroxydes (OH^-) et la moitié de la dose des carbonates (CO_3^{2-}). Dans notre cas, le titre d'alcalinité est nul pour les deux prélèvements.

➤ **Titre alcalimétrique complet (TAC)**

Il indique globalement la teneur de l'eau en hydroxyde (OH^-), en carbonates (CO_3^{2-}) et en bicarbonates (HCO_3^-).

Les analyses des teneurs de TAC qui sont égales à 199 mg/l CaCO_3 en hivers et 202 mg/l CaCO_3 sont acceptables.

Les normes admissibles de toute cette analyse se trouvent dans l'annexe 2.

3.5.3. Paramètres bactériologiques

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

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

L'analyse bactériologique a porté sur les germes totaux, les Coliformes totaux, les Colibacilles et les Streptocoques fécaux.

Les résultats obtenus sont :

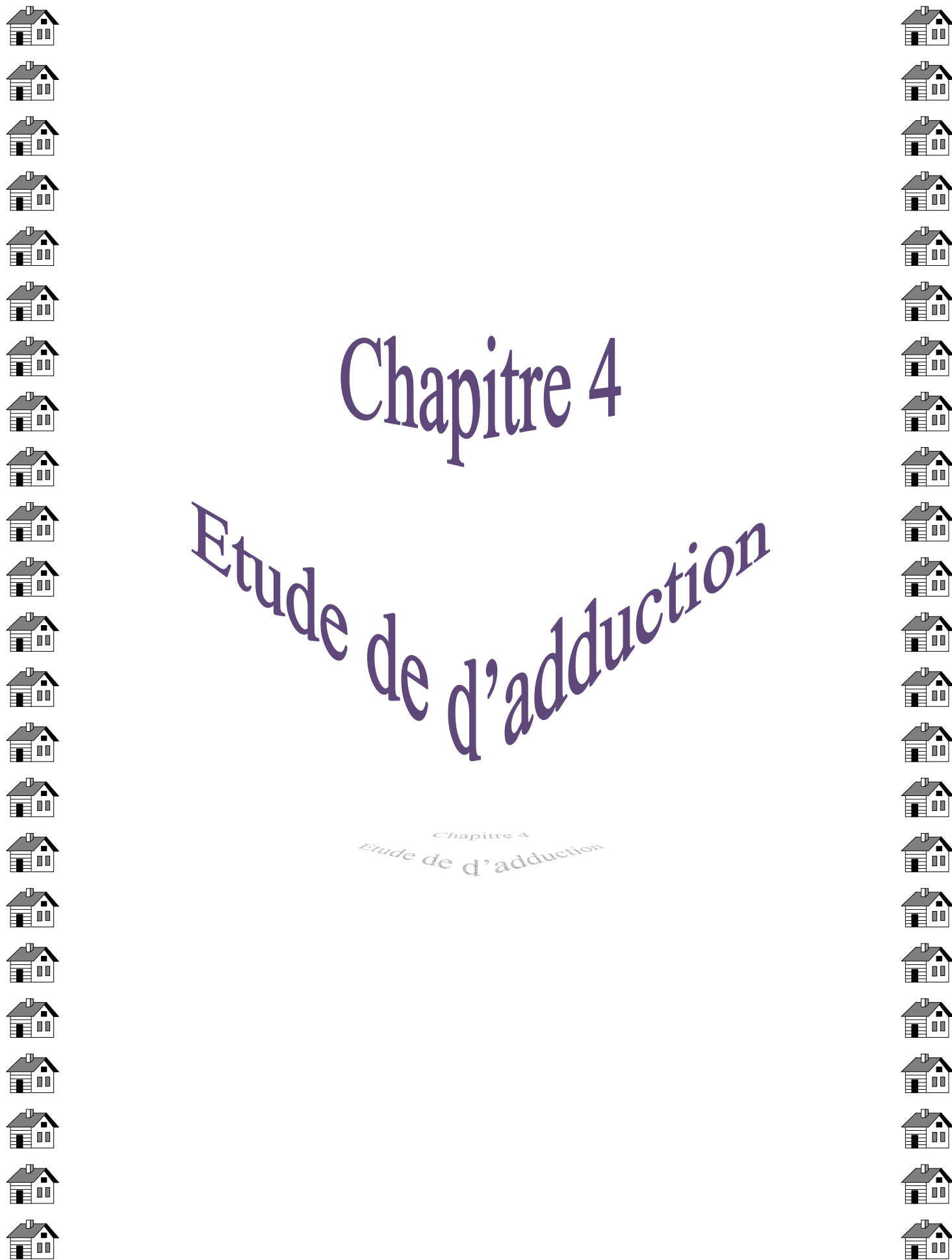
- **Germes totaux à 37°C : 5 c/ml** dans les deux échantillons (la norme est de 2c/ml) ;
- **Germes totaux à 22°C : 45c/ml** pour le premier prélèvement et pour le deuxième sont indénombrables, (la norme étant 100 c/ml) ;
- **Coliformes totaux : 00c/100ml** pour les deux prélèvements (la norme : 00c/100ml) ;
- **Colibacilles : 00c/100ml** pour le premier échantillon, et **00 c/ml** pour le second (la norme : 00 c/ml).

Les normes admissibles de toutes ces analyses se trouvent dans le tableau 3.4

Conclusion

Pour satisfaire l'ensemble des besoins en eau potable de la zone Sud-Est de la wilaya Boumerdes, nous proposons une chaine d'adduction complémentaire alimentée à partir de station de dessalement d'eau Mer de Cap Djinet pour couvrir un déficit estimé à 617.25 l/s le débit d'exploitation de la station est de 1158 l/s. Le débit à prélever pour combler le déficit (**617 l/s**) transite par le réservoir d'équilibre **El Ghaicha (642 l/s)**.

Concernant la qualité de cette eau, les paramètres physico-chimiques et bactériologiques obtenus, à partir des analyses de l'eau de la station, répondent bien aux normes de consommation arrêtées par l'OMS.



Chapitre 4

Etude de d'adduction

*Chapitre 4
Etude de d'adduction*



Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

L'objectif de ce chapitre est de proposer un schéma d'adduction adéquat pour notre projet d'alimentation et d'étudier les différents types adduction existantes.

4.1. Types d'adduction

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

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

4.1.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le réservoir d'accumulation se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte. Dans ce cas, l'écoulement de l'eau obéit à la loi de la force de pesanteur (Dupont, 1971).

4.1.2. Adduction par refoulement

Ce type d'adduction est utilisé dans le cas où le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage doivent être relevées par une station de pompage (Dupont, 1971).

4.1.3. Adduction mixte

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement.

4.2. Choix du tracé

Pour effectuer un meilleur tracé de la conduite d'adduction, nous devons tenir compte des différents paramètres économiques, techniques, et topographiques qui suivent :

- choisir le tracé le plus court possible pour des raisons économique; (figure4.1)
- rechercher un profil en long aussi régulier que possible pour éviter les contres pentes susceptibles de donner lieu à des cantonnements d'air aux point hauts qui sont plus ou moins difficiles à évacuer. Dans le cas de refoulement, il peut résulter en ces endroit un phénomène de cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations ;
- suivre les accotements des routes pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation ;
- Enfin, les coudes doivent être largement ouvert afin d'éviter les butées importantes et diminuer les pertes de charge.

4.3. Description du tracé

La conduite part de la chambre de connexion en écoulement gravitaire avec un DN 900 fonte avec un débit de 617 l/s. La conduite passe à proximité de la station de pompage de Bordj Ménaiél et elle continue en traversant en premier lieu le chemin de fer reliant Alger à Tizi Ouzou, Le tracé se poursuit jusqu'à la traversée de pont qui se trouve à 2.9km du point de départ, La conduite continue en écoulement gravitaire jusqu'à la première station de pompage SP1(11.5km de la chambre de connexion avec une cote de 155m) qui sera projetée pour refouler les eaux jusqu'à la station SP2 sur une distance de 5.9 Km en passant à proximité du réservoir 1000m³ de Ghoumrassa . Cette station a deux bras, le premier bras alimente le réservoir de Tharkine et Tizi N'Ali N'slimane avec une conduite DN 300 fonte qui transite un débit de 47 l/s ; le 2^{eme} bras refoule jusqu'à SP3 avec une conduite de DN 900 fonte est un débit de 570 l/s sur un linaire totale de 1.7km, jusqu'à la SP4 ; cette dernière refoule les eaux jusqu'au le réservoir 5000m³ de Timizrit.

Détail des tronçons

- Chambre de connexion en gravitaire vers SP1 ; Hg= 135 m sur une longueur de 7km
- SP1 – SP2 ; Hg= 200 m sur une longueur de 5.9 km, refoulement.
- SP2 – SP3 ; Hg= 180 m sur une longueur de 1.7 km, refoulement.
- SP3 – SP4 ; Hg= 180 m sur une longueur de 1.2 km, refoulement.
- SP4 – R 5000 m³ Timezrit ; Hg= 120 m sur une longueur de 700 m, refoulement.

4.4. Choix du type de conduites

Les différentes conduites utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable sont les conduites en fonte, en acier, en amiante ciment, en matière thermoplastique et les conduites en béton. Le choix du type de conduites est établi en tenant compte de plusieurs critères d'ordre technique, à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix des équipements et leur disponibilité sur le marché national.

Pour notre projet, nous avons opté à des conduites en fonte C40 pour les raisons suivantes :

- résiste à de fortes pressions ;
- pratique dans sa pose sur un terrain non accidenté et droit;
- durée de vie importante ;

4.5. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction

Les équipements classiques prévus sur notre réseau d'adduction se résument comme suit :

4.5.1. Point bas

Vidange, vanne de sectionnement, vanne à survitesse et soupape de décharge.

4.5.1. a. Vanne de sectionnement

Afin de permettre la possibilité d'isolement de certain tronçon du réseau, des vannes intermédiaires sont également prévues afin de pouvoir isoler et vider. prévues à chaque départ à partir d'ouvrages et à chaque bifurcation sur la conduite. Des vannes des tronçons en cas d'intervention pour une réparation, sans avoir à vider l'ensemble de la branche d'adduction correspondante. Le nombre et l'implantation des vannes de sectionnement sont choisis selon le profil en long, la longueur maximale du tronçon de conduite à vidanger soit de l'ordre de 1 à 2 km.

4.5.1. b. Vidange

Ce sont des ouvrages installés au niveau des points les bas du tronçon de conduite. Chaque ouvrage de point bas abrite un système de vidange de la conduite. Ce système est composé d'une vanne fermée pendant le fonctionnement normal de la conduite monté directement sur la conduite principale.

Les vidange à installé dans notre projet sont toutes de diamètre 200mm.

4.5.1.c. Clapets de retenue

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau) (figure4.2) :

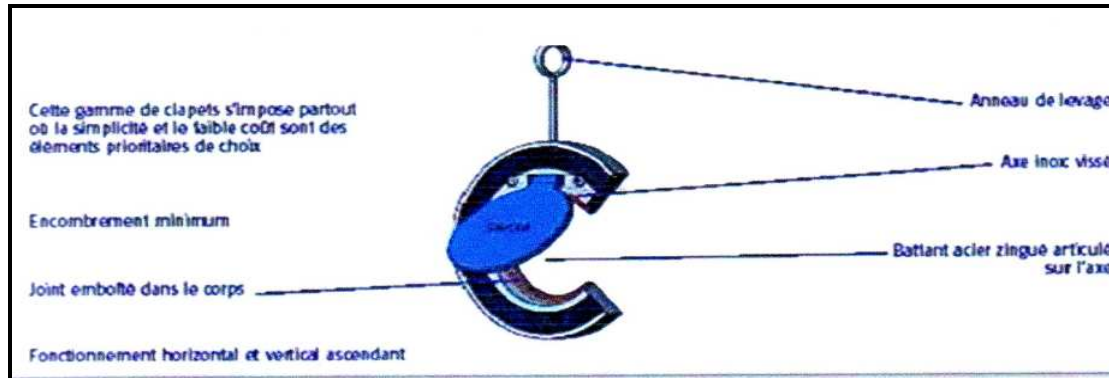


Figure 4.2 : Clapet à un battant

4.5.2. Points hauts (Ventouse)

Il s'agit d'un ouvrage abritant une ventouse pour le dégazage de la conduite et l'entrée/sortie de l'air. Ces ouvrages sont installés aux points hauts des tronçons de conduite. La ventouse est montée sur la tubulure d'un té monté directement sur la conduite (figure4.3).

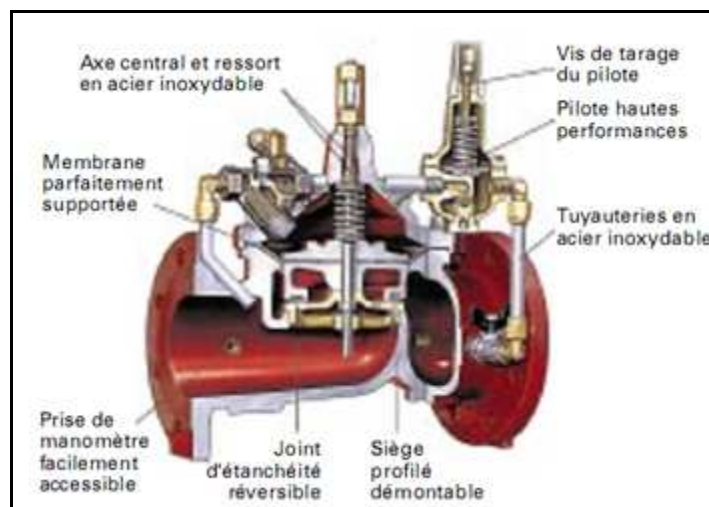


Figure 4.3 : ventouse

Dans notre projet, les ventouses seront de diamètres 200 mm. L'implantation des ouvrages des points hauts sur les différents tronçons du réseau est présentée dans les plans des profils en long

4.6. Etude technico-économique des diamètres - Adduction par refoulement

pour un même débit à relever, plus la perte de charge est grande (petits diamètre) plus la dépense d'énergie est importante. La perte de charge varie en sens inverse du diamètre des canalisations. Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de la station de Le choix du diamètre de la conduite est lié à des impératifs d'ordre économique. En effet, reprise qui diminue lorsque le diamètre de la conduite augmente.

4.6.1. Choix de la gamme des diamètres

Plusieurs relations sont utilisées pour la détermination du diamètre économique de la conduite (Dec), en tenant compte du débit Q (m^3/s) véhiculé par la conduite, telles que (Dupont 1979)

$$\text{Formule de Bonnin :} \quad Dec = \sqrt{Q} \quad (4.1)$$

$$\text{Formule de Bresse :} \quad Dec = 1,50 \sqrt{Q} \quad (4.2)$$

$$\text{Formule de Pavlovski :} \quad Dec = 1,38 Q^{0,48} \quad (4.3)$$

$$\text{Formule classique :} \quad Dec = 1,24 \sqrt{Q} \quad (\text{en prenant } V \text{ égale } 1 \text{ m/s}) \quad (4.4)$$

On choisit une gamme de diamètre en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché. Le diamètre économique à adopter correspondra alors à la somme minimale les frais d'exploitation et d'amortissement calculés.

4.6.2. Evaluation des frais d'amortissement (F_{am})

Les frais d'amortissement (F_a) sont égaux au prix de revient total de la conduite multiplié par l'annuité d'amortissement A ;

$$F_{am} = P_{uc} L A \quad (4.5)$$

P_{uc} : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassements ;

L : longueur de la conduite ;

A : annuité d'amortissement donnée par la formule ;

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad (4.6)$$

Où:

i : taux d'annuité $\approx 8\%$;

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

ce qui donne : **A = 0,0879501**

4.6.3. 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 géométrique, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière.

4.6.3.1. 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 dans la conduite par la relation de continuité (4.7), de manière à s'assurer qu'elle est acceptable :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (4.7)$$

En effet, si la vitesse est trop grande il peut en résulter certains inconvénients d'ordre pratique (risque de coup de bélier trop violent en cas de changement brusque du régime d'écoulement, difficultés d'alimenter correctement les branchements) et risque de dépôts solide pour de faibles vitesses entraînant ainsi l'obturation de la conduite. Dans la pratique des adductions d'eau, nous veillerons toujours à ce que la vitesse d'écoulement de l'eau dans chaque tronçon soit comprise entre 0,50 m/s et 1,50 m/s, en fonction du diamètre adopté.

4.6.3.2. Calcul des pertes de charge

❖ Pertes de charge linéaire

Les pertes de charge linéaires sont celles dues aux frottements qui se produisent le long des conduites. Ces frottements sont dus au fait que la viscosité du liquide n'est jamais nulle et que la paroi de la conduite n'est jamais lisse. Nous enregistrons une dissipation et une diminution de la charge totale le long de la conduite.

La perte de charge unitaire est donnée par la formule universelle de Darcy, appelée aussi par certain pays formule de Darcy-Weisbach, notée :

$$j = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.8)$$

j : perte de charge unitaire [m/ml],

D : diamètre de la conduite [m],

V : vitesse de l'écoulement [m/s],

λ : coefficient de perte de charge [-].

Il existe une grande variété de formules plus ou moins empiriques pour la détermination du coefficient de pertes de charges λ . Nous citons :

- **En régime turbulent rugueux** : λ est donné par la formule de **NIKURADZI**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \left[1,14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D} \right] \quad (4.9)$$

Ou bien :

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D} \right]^{-2} \quad (4.10)$$

Avec :

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

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

- **Régime de transitoin** : λ est donné par la formule de **COLEBROOK WHITE**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{K}{3,7 D} + \frac{2,52}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (4.11)$$

K : paramètre lié à la rugosité de la paroi (tableau 1),

Re : nombre de Reynolds, sans dimension, caractérisant la nature de l'écoulement de l'eau dans la conduite. Il est donné par la relation suivante :

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (4.12)$$

ν : viscosité cinématique égale à 10^{-6} m²/s à 20 °C.

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

$Re < 2100$: Régime laminaire ;

$2100 < Re < 4000$: Régime transitoire ;

$Re > 4000$: Régime turbulent rugueux.

➤ Régime laminaire

λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, il est donné par l'expression de **POISEUILLE**

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}} \quad (4.13)$$

2- λ Peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de Re et la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$ $\lambda = f(\text{Re})$.

• Etude de la rugosité

La rugosité est liée à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps, à la nature de l'eau véhiculée.

Elle se calcul comme suit :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T \quad (4.14)$$

avec :

ε : rugosité recherchée ;

ε_0 : rugosité à l'état neuf ($\varepsilon_0 = 10^{-4}$ pour l'acier) ;

α : coefficient de vieillissement des conduite ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5}$ m/ ans) ;

T : durée d'utilisation de la conduite (T = 20 ans).

La rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$ est le rapport de la rugosité absolue ε au diamètre de la conduite D.

Dans la pratique, ε est prit égale 10^{-3} m pour l'acier ;

- Pour la fonte ductile $\varepsilon = 0.85$ mm ;
- Pour le PEHD ;
 - si $D \leq 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0.01$ mm ;
 - si $D > 200\text{mm}$ on a $\varepsilon = 0.02$ mm.

D'autres formules utilisées pour le calcul de λ ;

- Blasius :

$$\lambda = \frac{0.316}{\text{Re}^{-0.25}} \quad (4.15)$$

- Karman- Prandel :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{k}{3.71D}\right) \quad (4.16)$$

Cependant les ordinateurs et même certaines calculatrices programmables permettent très facilement d'utiliser directement la relation de Colebrook (trois itérations suffisent largement pour déterminer λ avec une précision suffisante). Il existe également de nombreux abaques et aussi des logiciels de calcul.

Dans notre cas, nous utilisons la formule de Hazen-Williams qui peut aussi être utilisée pour le calcul de la perte de charge unitaire, comme suit :

$$j = 1,218 \cdot 10^{10} \cdot \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} \cdot D^{4,871}} \quad (4.17)$$

D : diamètre intérieur de la conduite [mm],

Q : débit de l'eau à véhiculer [l/s].

C_{hw} : coefficient de Hazen-Williams, qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite. Pour une conduite neuve $C_{hw} = 136$, et pour une conduite vétuste $C_{hw} = 95$.

❖ Pertes de charge linéaire

Dans ce cas, la perte de charge linéaire J [m] est obtenue en fonction de la perte de charge unitaire comme suit :

$$J = j \cdot L \quad (4.18)$$

L étant la longueur du tronçon de la conduite [m].

❖ Pertes de charge singulières

Elles sont dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissements brusques ou progressifs, les branchements et dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notées J', représente 15 % des pertes de charges linéaires. Soit :

$$J' = 0,15 \cdot J \quad [m] \quad (4.19)$$

❖ Pertes de charges totales

Les pertes de charges totales ΔH représentent la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

$$\Delta H = J + J' \quad [\text{m}] \quad (4.20)$$

Il s'ensuit que :

$$\Delta H = 1.15jL \quad (4.21)$$

4.6.3.3. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt

La hauteur manométrique totale Hmt représente la somme de la hauteur géométrique Hg et la perte de charge totale ΔH

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \quad (\text{m}) \quad (4.22)$$

❖ la hauteur géométrique Hg

La hauteur géométrique de refoulement Hg est égale à la différence entre la cote du trop plein CTP du réservoir d'arrivée et celle du radier du réservoir de départ Cr ou du terrain naturel :

$$H_g = C_{TP} - C_r \quad (\text{m}) \quad (4.23)$$

Ctp : Cote trop-plein du réservoir d'arrivée en (m) ;

Cr : cote radié du réservoir de départ ou la station de reprise de départ en (m).

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

4.6.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P

Elle est définie comme étant le travail effectué pendant une unité de temps pour relever un débit Q à la hauteur manométrique totale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot Q}{\eta} \cdot H_{mt} \quad (4.24)$$

avec :

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

Hmt : Hauteur manométrique total (m) ;

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2) ;

η : Rendement de la pompe 70% ;

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

4.6.3.5. Energie consommé par la pompe

C'est l'énergie électrique consommée par la pompe durant une année pour relever un débit Q à une hauteur Hmt. Elle est notée E et se calcul comme suit

$$E = 365 P t \quad [\text{kw /an}] \quad (1.25)$$

t : temps de pompage journalier (18 à 20 heures /24heures).

Dans notre cas, t est pris égal à 20 heures.

On détermine finalement les Frais d'exploitation qui représentent les frais d'énergie. Ils sont déduits par la formule suivante :

$$F_{\text{ex}} = E p_{\text{ue}} \quad (4.26)$$

Pue : tarif de l'énergie égale à 4.179 DA/ kwh (d'après les services de la SONELGAZ)

4.6.4. Le bilan des frais F_t

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Le choix du diamètre est alors porté sur le diamètre ayant le bilan des frais est minimale.

$$F_t = F_{\text{am}} + F_{\text{ex}} \quad (4.27)$$

4.6.5. Choix de la pression nominale

Le choix de la pression nominale se fait sur catalogue après avoir déterminé la pression maximale et minimale.

4.6.5.1. Calcul de la pression maximale et minimale (figure 4 .6)

- **Cas de surpression**

La valeur maximale de la pression dans une conduite est calculée par la relation 4.26 suivante :

$$P_{\text{max}} = H_g + B \quad (4.28)$$

B : valeur maximale du coup de bélier

- **Cas de dépression**

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation 4.19 suivante :

$$P_{\text{min}} = H_g - B \quad (4.29)$$

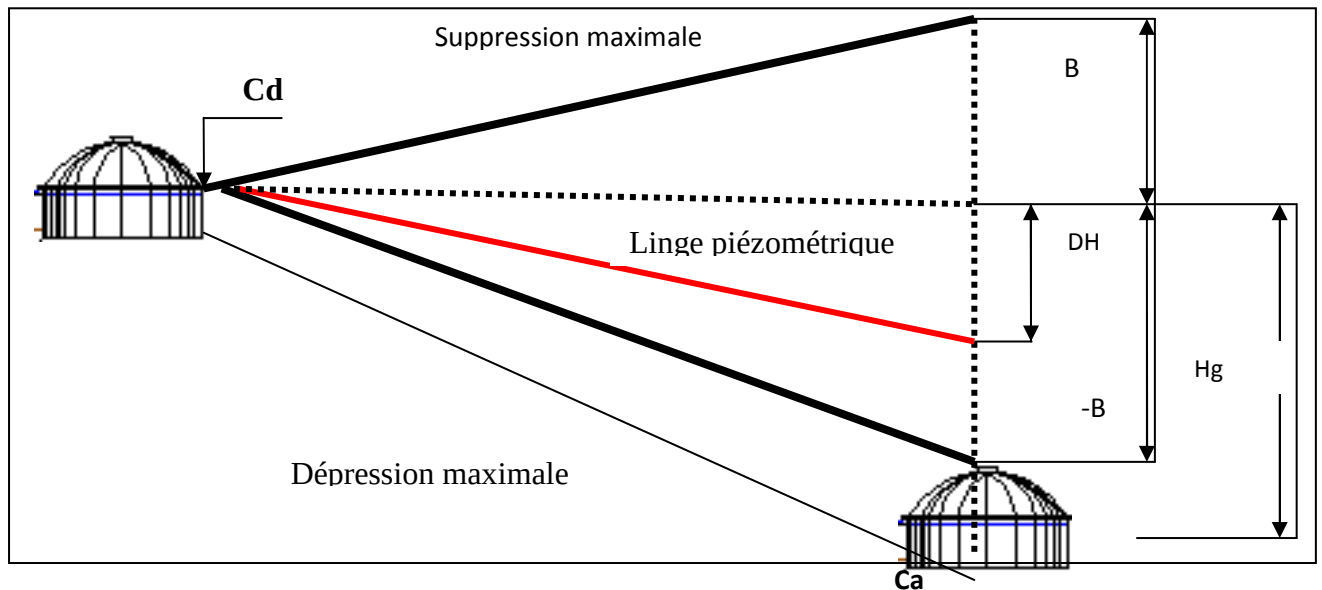


Figure 4.4 : présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans une adduction gravitaire.

4.6.5.2. Calcul de la valeur de coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$B = \frac{aV}{g} \quad (4.30)$$

a : Célérité des ondes du bélier

4.6.5.3. Calcul de la célérité des ondes du bélier

On définit la célérité des ondes du belier par la relation :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (\text{m.s}^{-1}) \quad (4.31)$$

ρ : Masse volumique de l'eau = 10^3 Kg/m^3 ;

k : compressibilité volumique de l'eau ;

D : diamètre de la conduite ;

E : module d'Young de la paroi ;

e : épaisseur de la conduite [m] ;

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,90 + K \cdot \frac{D}{e}}} \quad (\text{m/s}) \quad (4.32)$$

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

- = 0,50 pour une conduite en acier,
- = 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 suivante :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}} \quad (4.33)$$

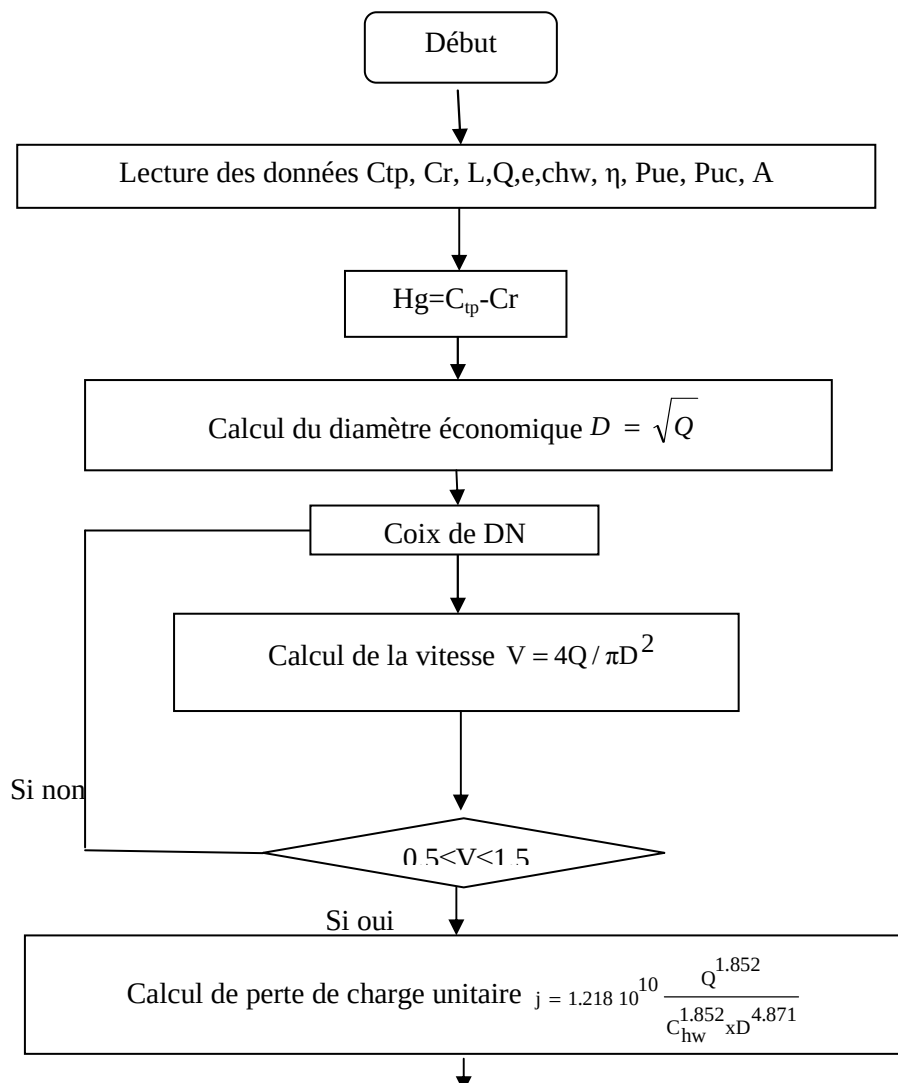
avec :

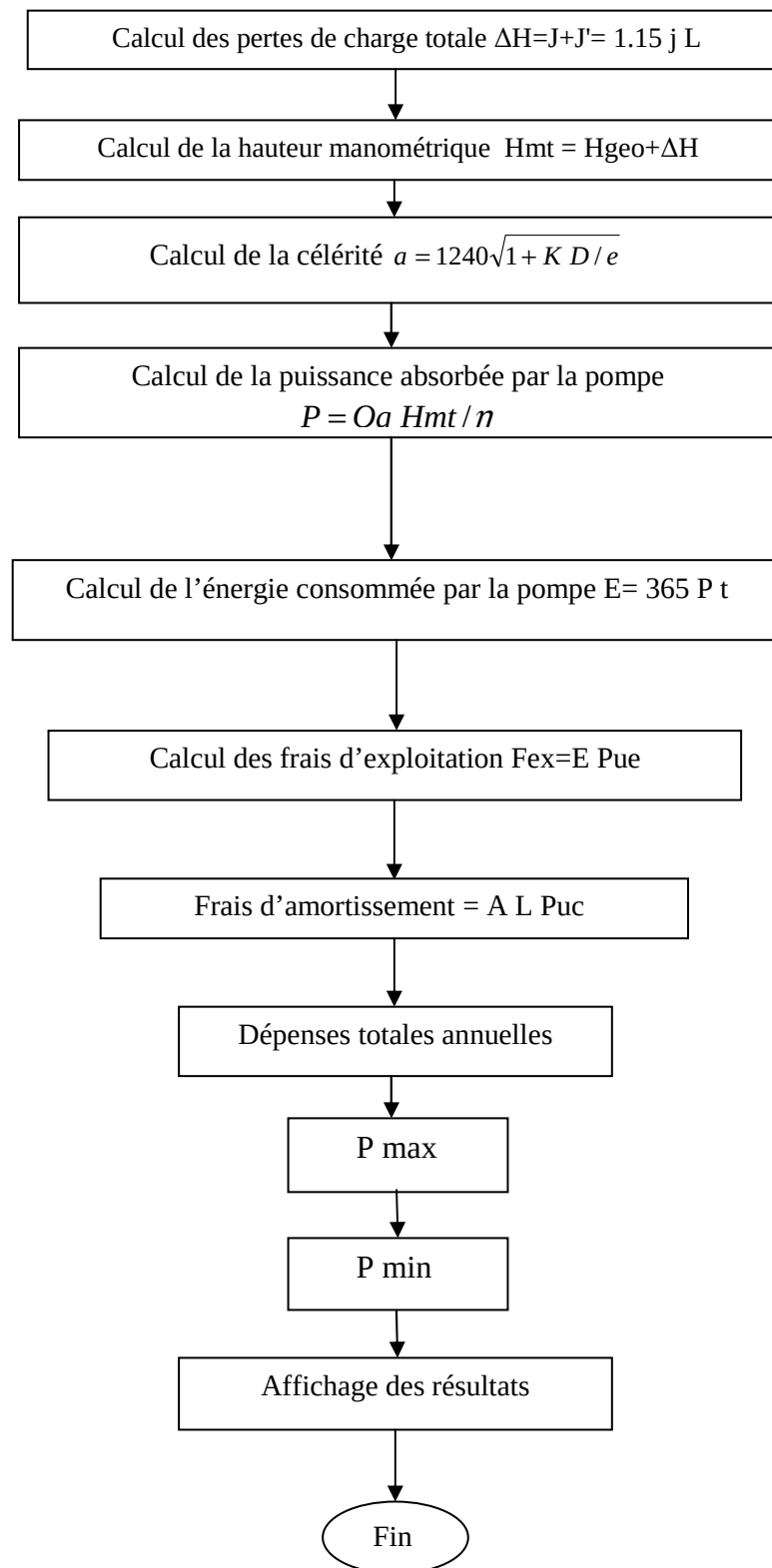
a : Vitesse de propagation de l'onde de choc (m/s) ;

e : Epaisseur de la conduite (m) ;

K : Coefficient de la nature du matériau de la conduite égal 1 ;

4.6.6 Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement





4.7. Etude technico-économique de l'adduction gravitaire

Le calcul du diamètre de la conduite fait intervenir les paramètres qui suivent :

4.7.1. Hauteur géométrique

La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_{\text{geo}} = C_r - C_{\text{tp}} \quad (4.34)$$

avec :

C_d : cote du trop plein du réservoir source [m],

C_a : cote du trop plein du réservoir d'arrivée [m].

4.7.2. Diamètre économique

Celui-ci est obtenu à partir de la formule de Bonnin (4.1)

4.7.3. Vitesse d'écoulement

Elle ci est déterminée à partir de la relation (4.7)

4.7.4. Pertes de charges

Elles sont déterminées à partir des relations (4.15) et (4.16) et (4.17)

4.7.5. Pression au sol

Pour que l'eau puisse rentrer dans le réservoir d'arrivée, la conduite doit assurer une pression minimale d'au moins 10m. Cette pression au sol est donnée par l'expression suivante :

$$P_{\text{sol}} = H_{\text{go}} - \Delta H = \text{cote piézométrique} - \text{Cote du terrain naturel} \quad (4.35)$$

ΔH étant la perte de charge totale.

4.7.6. Calcul de la pression statique du flotteur

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

$$P_f = (C_r + H) - C_{\text{tp}} \quad (4.36)$$

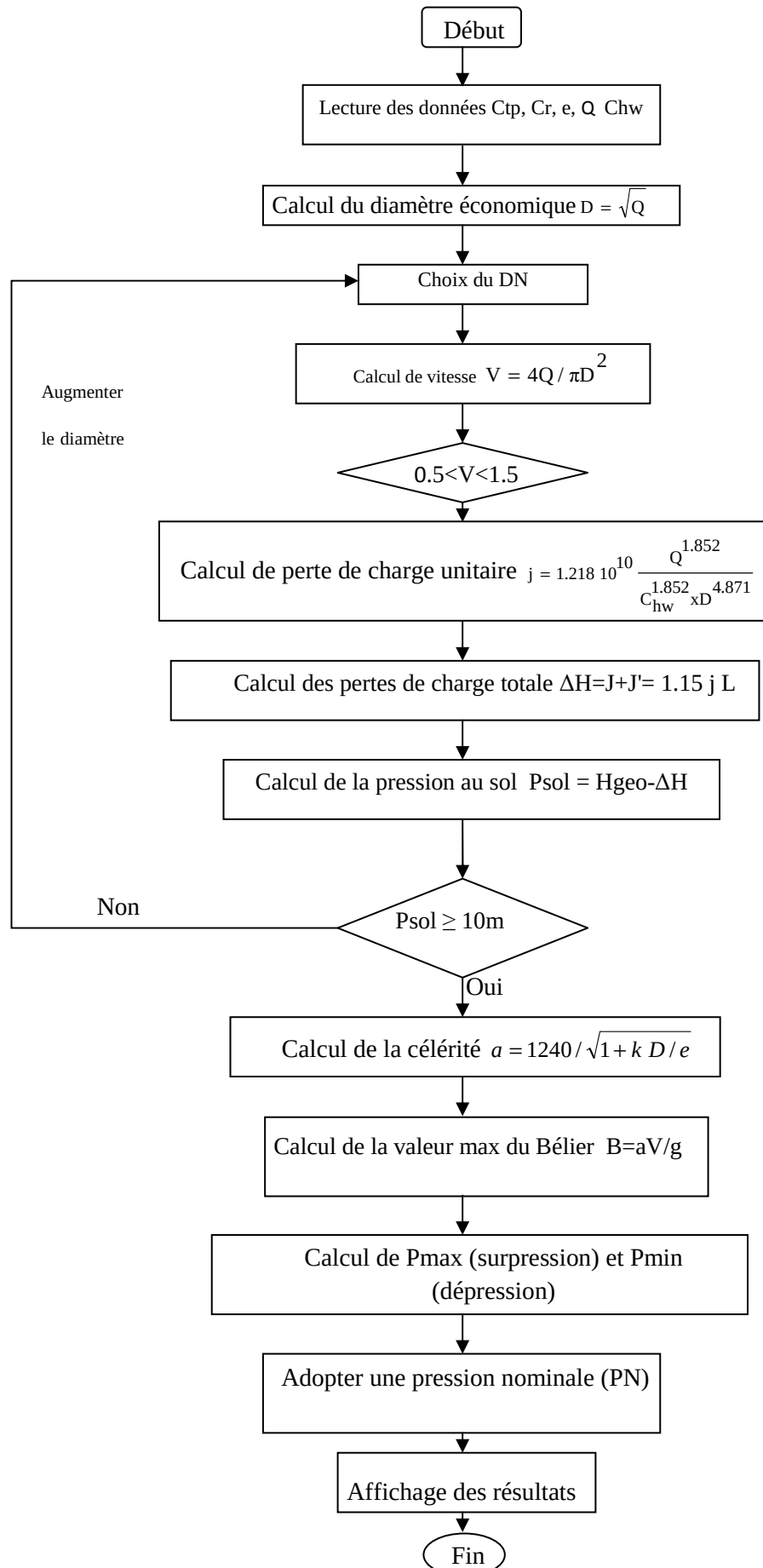
avec :

H : hauteur du réservoir de départ (m) ;

C_{tp} : côte de trop-plein (m) ;

C_r : côte de radier (m) ;

4. 7.7. Organigramme de calcul des conduites d'adduction gravitaires



4.8. Etude du projet

La chaine de notre projet sera alimentée à partir de la station de dessalement de Cap Djinet , situés à cotes de 25 m au niveau de la mer. L'eau sera refoulé de cette dernière vers la chambre de connexion qu'on a prévus comme point de départ de notre projet, A partir de cctte chambre l'écoulement sera gravitaire vers la première station de pompage SP1 (a 11km de la chambre de connexion avec une cote de 155m) qui sera projetée pour refouler les eaux jusqu'à la station SP2 sur une distance de 5.9 Km en passant à proximité du réservoir 1000m³ de Ghoumrassa . Cette station a deux bras, le premier bras alimente le réservoir de Tharkine et Tizi N'Ali N'slimane avec une conduite DN 300 fonte qui transite un débit de 47l/s ; le 2^{eme} bras refoule jusqu'à SP3 avec une conduite de DN 900 fonte est un débit de 553 l/s sur un linaire totale de 1.7km, jusqu'à la SP4 ; cette dernière refoule les eaux jusqu'au le réservoir 8500m³ de Timizrit.

4.8.1. Calcul technique du projet

Puisque notre projet est composé de 5 réservoirs relié par des conduites, pour cela il faudra calculer les hauteurs piézométriques pour chaque tronçon figure (4.8) ; ce calcul est dans le bute d'une part de ramené les conduite de refoulement sur les même pressions aval tableau (4.2) et d'autre part de vérifier la pression en amont des réservoirs et atteindre au minimum 10m d'eau pour qu'il puisse facilement l'entrée d'eau dans le réservoir.

avec:

Tableau 4.1 : Calculs des pressions au sol pour le premier tronçon (adduction gravitaire)

Désignation de la variable	Valeur1	Valeur 2	Valeur 3	Unité
Données du problème				
Cote trop plein du réservoir source Cd	309,86			m
Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	174,86			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	617			l/s
Longueur de la conduite L	7000			m
Phase de calcul				
Hauteur géométrique Hgeo	135			m
Calcul du diamètre économique Deco	785,493			mm
Nature des matériaux de la conduite k	fonte	fonte	fonte	
Introduire le coefficient K	1	1	1	
Introduire le diamètre normalisé DN	700	800	900	mm
Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,604	1,228	0,970	m/sec
TEST DE LA VITESSE	<i>augmenter le diamètre</i>	<i>vitesse correcte</i>	<i>vitesse correcte</i>	
Introduire l'épaisseur de la conduite e		14,6	17	mm
Coefficient de rugosité équivalente Chw		136	136	
Perte de charge unitaire j		0,0014	0,0008	m/ml
Pertes de charge linéaires J		10,141	5,713	m
Pertes de charge singulières J'		1,521	0,857	m
Pertes de charge totales Δh		11,662	6,570	m
Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol		123,337	128,429	m
TEST DE LA PRESSION		<i>pression correcte</i>	<i>pression correcte</i>	
Célérité de l'onde de choc a		972,203	981,010	m/sec
Valeur du coup de bélier B		121,709	97,036	m
Surpression maximale Pmax		25,670	23,203	Bars
Dépression maximale Pmin		1,329	3,796	Bars
Choix de la pression nominale PN		30	30	Bars

❖ Pour ce premier tronçon on a étudié une adduction gravitaire, pour cela il faudra choisir un diamètre nominale de la conduite qui nous assure une pression au sol minimale. Donc on a choisi la troisième variante avec un diamètre de 900 mm.

Tableau 4.2 : Calculs de diamètre économique pour le deuxième tronçon (adduction par refoulement)

Désignation de la variable	Valeur 1	Valeur 2	Valeur 3	Unité
DONNEES DU PROBLEME				
Cote de départ Cd	174,86			m
Cote d'arrivée Ca	374,86			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	617,00			l/sec
Longueur de la conduite L	5 900,00			m
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique Hgeo	200,00			m
Calcul du diamètre économique Deco	785,49			mm
Choix des diamètres	700,00	800,00	900,00	mm
Epaisseur des conduites	12,50	14,60	17,00	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite	22 000,00	25 000,00	30 000,00	DA
Temps de pompage	20,00	20,00	20,00	heures
Pris du kilo watt-heure	4,18	4,18	4,18	DA/kwh
Introduire le coefficient K	1,00	1,00	1,00	
Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,73	1,32	1,05	m/sec
TEST DE LA VITESSE	<i>augmenter le diamètre</i>	<i>vitesse correcte</i>	<i>vitesse correcte</i>	
Introduire l'annuité A		0,088	0,088	
Coefficient de rugosité équivalente Chw		136,00	136,00	
Perte de charge unitaire j		0,0014487	0,0008163	m/ml
Pertes de charge linéaires J		8,55	4,82	m
Pertes de charge singulières J'		1,28	0,72	m
Pertes de charge totales Δh		9,83	5,54	m
Hauteur manométrique totale Hmt		209,83	205,54	m
Puissance absorbée par la pompe		1 814,36	1 777,25	kw
Energie consommée par la pompe		13 244 816,12	12 973 935,58	kwh
frais d'exploitation annuels		55 363 331,37	54 231 050,74	DA
frais d'amortissement annuels		12 972 652,524	15 567 183,029	DA
Dépenses totales annuelles		68 335 983,897	69 798 233,766	DA
Célérité de l'onde de choc a		972,20	981,01	m/sec
Valeur du coup de bélier B		131,01	104,80	m
Surpression maximale Pmax		33,10	30,48	bars
Dépression minimale Pmin		6,90	9,52	bars
Choix de la pression nominale PN		30	30	bars

Tableau 4. 3 : Calculs de diamètre économique pour le troisième tronçon (adduction par refoulement)

Désignation de la variable	Valeur 1	Valeur 2	Valeur 3	Unité
DONNEES DU PROBLEME				
Cote de départ Cd	374,86			m
Cote d'arrivée Ca	554,86			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	570,00			l/sec
Longueur de la conduite L	1 700,00			m
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique Hgeo	180,00			m
Calcul du diamètre économique Deco	754,98			mm
Choix des diamètres	700,00	800,00	900,00	mm
Epaisseur des conduites	12,50	14,60	17,00	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite	22 000,00	25 000,00	30 000,00	DA
Temps de pompage	20,00	20,00	20,00	heures
Pris du kilo watt-heure	4,18	4,18	4,18	DA/kwh
Introduire le coefficient K	1,00	1,00	1,00	
Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,59	1,22	0,97	m/sec
TEST DE LA VITESSE	<i>augmenter le diamètre</i>	<i>vitesse correcte</i>	<i>vitesse correcte</i>	
Introduire l'annuité A		0,088	0,088	
Coefficient de rugosité équivalente Chw		136,00	136,00	
Perte de charge unitaire j		0,0012510	0,0007	m/ml
Pertes de charge linéaires J		2,13	1,20	m
Pertes de charge singulières J'		0,32	0,18	m
Pertes de charge totales Δh		2,45	1,38	m
Hauteur manométrique totale Hmt		182,45	181,38	m
Puissance absorbée par la pompe		1 457,40	1 448,87	kw
Energie consommée par la pompe		10 639 038,78	10 576 774,85	kwh
frais d'exploitation annuels		44 471 182,09	44 210 918,88	DA
frais d'amortissement annuels		3 737 882,931	4 485 459,517	DA
Dépenses totales annuelles		48 209	48 696	DA
		065,023	378,394	
Célérité de l'onde de choc a		972,20	981,01	m/sec
Valeur du coup de bélier B		121,10	96,80	m
Surpression maximale Pmax		30,11	27,68	bars
Dépression minimale Pmin		5,89	8,32	bars
Choix de la pression nominale PN		30	30	bars

Tableau 4.4 : Calculs de diamètre économique pour le quatrième tronçon (adduction par refoulement)

Désignation de la variable	Valeur 1	Valeur 2	Valeur 3	Unité
DONNEES DU PROBLEME				
Cote de départ Cd	554,86			m
Cote d'arrivée Ca	734,86			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	570,00			l/sec
Longueur de la conduite L	1 200,00			m
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique Hgeo	180,00			m
Calcul du diamètre économique Deco	754,98			mm
Choix des diamètres	700,00	800,00	900,00	mm
Epaisseur des conduites	12,50	14,60	17,00	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite	22 000,00	25 000,00	30 000,00	DA
Temps de pompage	20,00	20,00	20,00	heures
Pris du kilo watt-heure	4,18	4,18	4,18	DA/kwh
Introduire le coefficient K	1,00	1,00	1,00	
Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,59	1,22	0,97	m/sec
TEST DE LA VITESSE	<i>augmenter le diamètre</i>	<i>vitesse correcte</i>	<i>vitesse correcte</i>	
Introduire l'annuité A		0,088	0,088	
Coefficient de rugosité équivalente Chw		136,00	136,00	
Perte de charge unitaire j		0,0012510	0,0007049	m/ml
Pertes de charge linéaires J		1,50	0,85	m
Pertes de charge singulières J'		0,23	0,13	m
Pertes de charge totales Δh		1,73	0,97	m
Hauteur manométrique totale Hmt		181,73	180,97	m
Puissance absorbée par la pompe		1 451,66	1 445,64	kw
Energie consommée par la pompe		10 597 091,99	10 553 140,99	kwh
frais d'exploitation annuels		44 295 844,54	44 112 129,33	DA
frais d'amortissement annuels		2 638 505,598	3 166 206,718	DA
Dépenses totales annuelles		46 934 350,135	47 278 336,044	DA
Célérité de l'onde de choc a		972,20	981,01	m/sec
Valeur du coup de bélier B		121,10	96,80	m
Surpression maximale Pmax		30,11	27,68	bars
Dépression minimale Pmin		5,89	8,32	bars
Choix de la pression nominale PN		30	30	bars

Tableau 4.5 : Calculs de diamètre économique pour le cinquième tronçon (adduction par refoulement)

Désignation de la variable	Valeur 1	Valeur 2	Valeur 3	Unité
DONNEES DU PROBLEME				
Cote de départ Cd	734,86			m
Cote d'arrivée Ca	854,86			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	570,00			l/sec
Longueur de la conduite L	700,00			m
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique Hgeo	120,00			m
Calcul du diamètre économique Deco	754,98			mm
Choix des diamètres	700,00	800,00	900,00	mm
Epaisseur des conduites	12,50	14,60	17,00	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite	22 000,00	25 000,00	30 000,00	DA
Temps de pompage	20,00	20,00	20,00	heures
Pris du kilo watt-heure	4,18	4,18	4,18	DA/kwh
Introduire le coefficient K	1,00	1,00	1,00	
Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,59	1,22	0,97	m/sec
TEST DE LA VITESSE	<i>augmenter le diamètre</i>	<i>vitesse correcte</i>	<i>vitesse correcte</i>	
Introduire l'annuité A		0,088	0,088	
Coefficient de rugosité équivalente Chw		136,00	136,00	
Perte de charge unitaire j		0,0012510	0,0007049	m/ml
Pertes de charge linéaires J		0,88	0,49	m
Pertes de charge singulières J'		0,13	0,07	m
Pertes de charge totales Δh		1,01	0,57	m
Hauteur manométrique totale Hmt		121,01	120,57	m
Puissance absorbée par la pompe		966,62	963,11	kw
Energie consommée par la pompe		7 056 338,64	7 030 700,55	kwh
frais d'exploitation annuels		29 495 495,51	29 388 328,31	DA
frais d'amortissement annuels		1 539 128,266	1 846 953,919	DA
Dépenses totales annuelles		31 034 623,779	31 235 282,226	DA
Célérité de l'onde de choc a		972,20	981,01	m/sec
Valeur du coup de bélier B		121,10	96,80	m
Surpression maximale Pmax		24,11	21,68	bars
Dépression minimale Pmin		-0,11	2,32	bars
Choix de la pression nominale PN		30	30	bars

- Pour la première variante de diamètres(DN=700 mm), nous remarquons que la vitesse ne vérifie pas la condition $0.5 \leq V \leq 1.5 \text{ m/s}$

- La deuxième variante (DN=800) est la plus économique par rapport à la troisième, car le prix total des dépenses annuelles de la deuxième variante vaut **194 514 022,834 DA**. Par contre, le prix total des dépenses annuelles de la troisième vaut **224 088 230,43 DA**. Dans notre étude, nous nous basons essentiellement sur la conduite qui nous donne une meilleure vitesse étant donnée notre relief est montagneux.
- Le diamètre économique de tous les conduites de notre projet en allant de la chambre de connexion d'une cote de 309,86 m, vers le dernier réservoir de Timezrit qui se situe sur la cote 854,86 m est le DN 900 mm dont le matériau utilisé est la Fonte de class C40, avec une pression minimale de PN = 40 bars.

Tableau4.6 : Récapitulatif du tronçon

<i>Tronçon</i>	<i>Type d'adduction</i>	<i>Type de conduite</i>	<i>D (mm)</i>	<i>V (m/s)</i>	<i>Hmt (m)</i>	<i>Frais (DA)</i>
CH/C--SP1	gravitaire	Fonte	900	0.97	141.6	/
SP1--SP2	Refoulement	Fonte	900	1.05	205.5	313 214,068
SP2--SP3	Refoulement	Fonte	900	0.97	181,38	16 721,734
SP3--SP4	Refoulement	Fonte	900	0.97	180,97	284 629,454
SP4-- Réservoir Timezrit	Refoulement	Fonte	900	0.97	120 ,57	88 372,620

Totale: 224 008 230,43 DA

Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins nous ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimale pour les conduites de refoulement. Pour les conduites gravitaires on a choisi des conduites qui nous donnent moins de pression par rapport au sol.

Les frais de réalisation de notre réseau s'élèvent à **224 008 230.43DA** ; dont le matériau utilisé est la fonte de class C40 vu aux avantages qu'ils présentent : la résistance à la corrosion et aux grandes pressions, durée de vie assez longue...et

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée. Pour une longue durée de vie d'un réseau et son bon fonctionnement, il est nécessaire de faire une bonne mise en place des canalisations et des différents équipements accessoires, ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction

Après avoir dimensionné les canalisations du projet, nous présenterons, dans ce chapitre, les différents types de pose, les accessoires et les équipements utilisés.

5.1. Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est la Fonte vu les avantages qu'elle présente :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.

Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique

5.2. Différents types de pose de canalisation

Le choix de type de pose dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés (Dupond ; 1979)

Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique

5.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure 5.1).



Figure 5.1_ : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

5.2.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a. Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.



Figure 5.2 : Pose des conduites en terre.

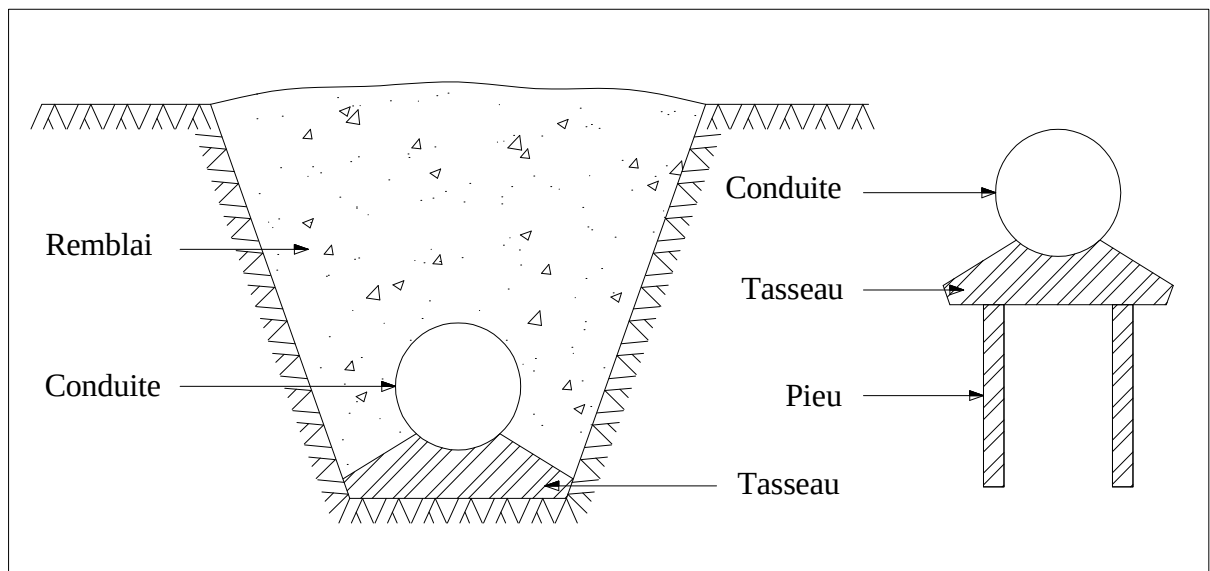


Figure 5.2. Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

b. Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures. La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m



Figure 5.3. Pose de conduites dans un terrain agressif.

c. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous oblige à placer la conduite dans une en galerie. Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement. Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route

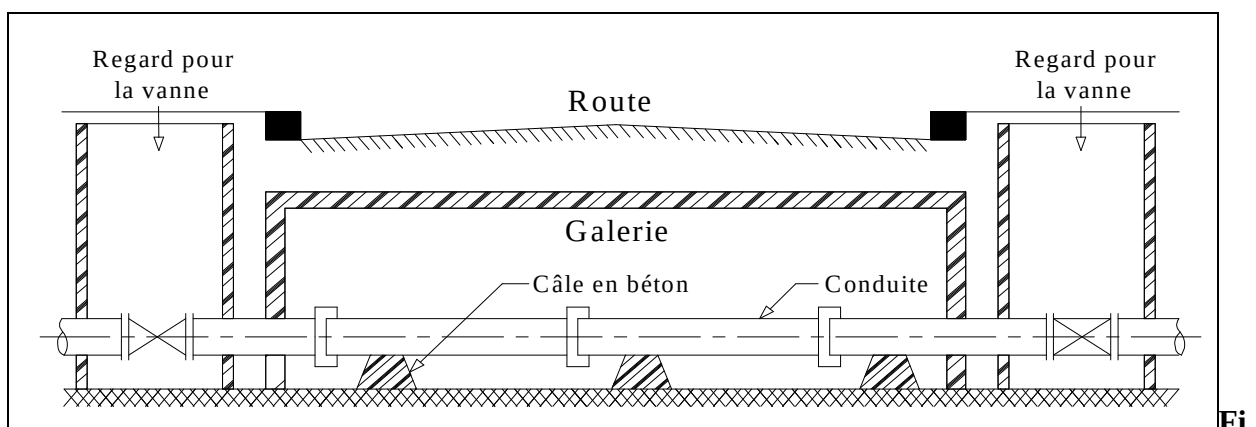


Figure 5.4 : Pose de canalisation en galerie

5.2.3. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

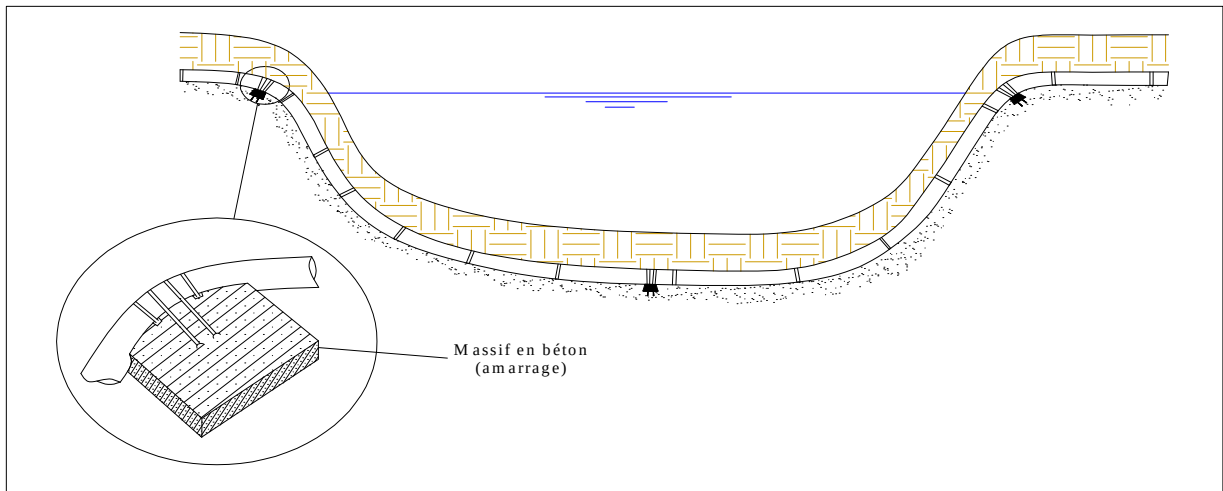


Figure 5.5. traversée d'une rivière

5.2.4. Traversée des routes

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

- **Des gaines :** Ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites

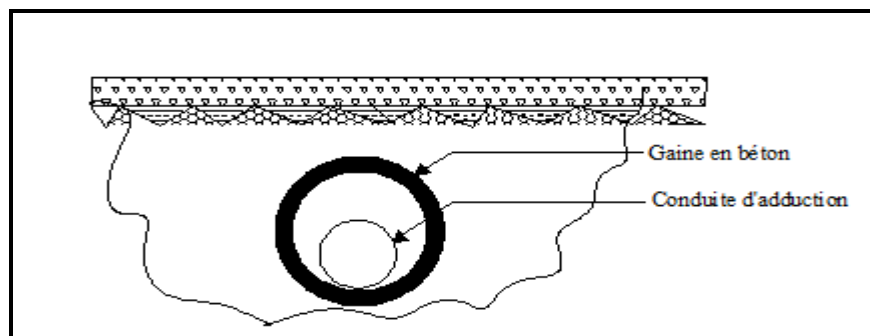


Figure 5.6 . Traversée d'une route au moyen d'une gaine

- **Par enrobage dans le béton :** Dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton

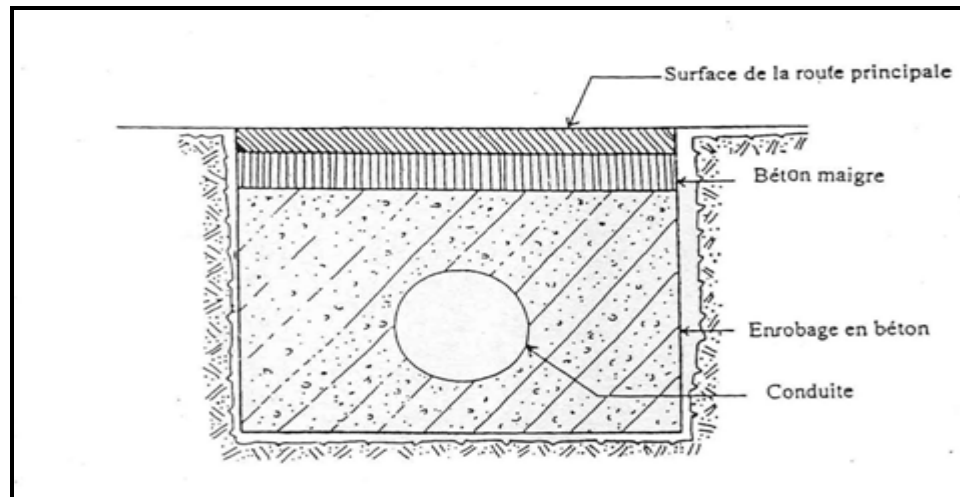


Figure 5.7. Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

5.2.5. Assemblage par emboîtement

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau, elles doivent être prises. La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture et selon les conseils.

5.3 Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

5.3.1. Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

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.

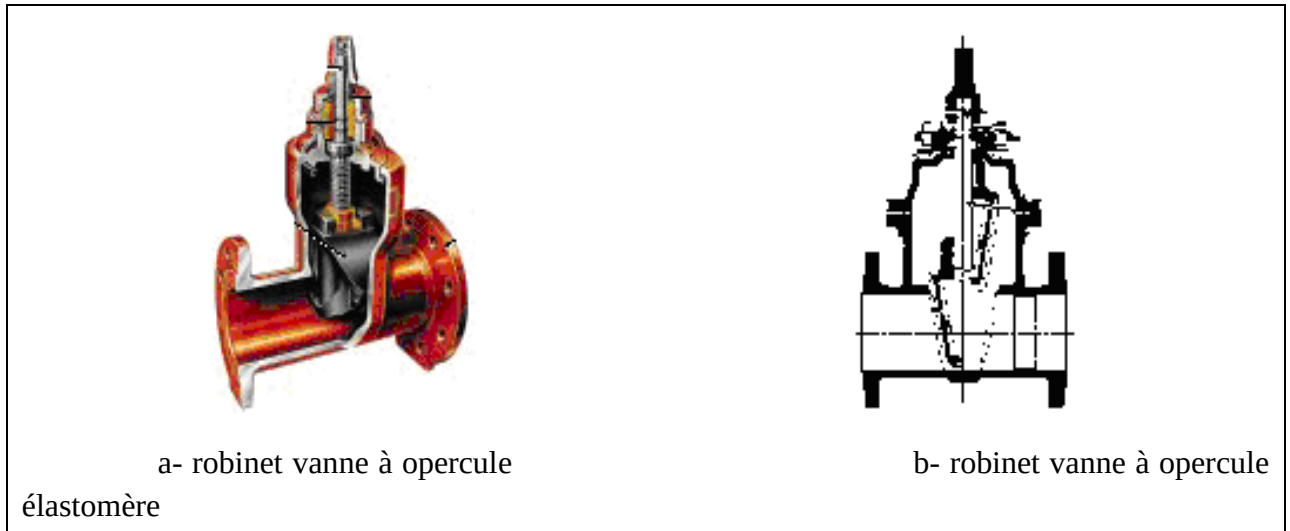


Figure 5.8. Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

b. Vannes papillons

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

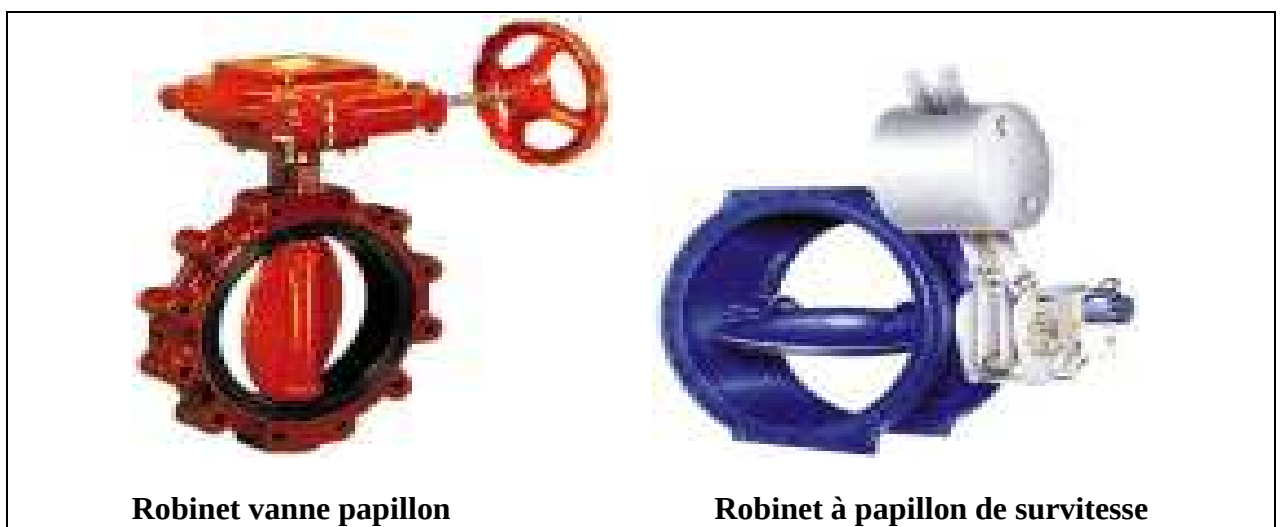


Figure 5.9. Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson):

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

5.3.2. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

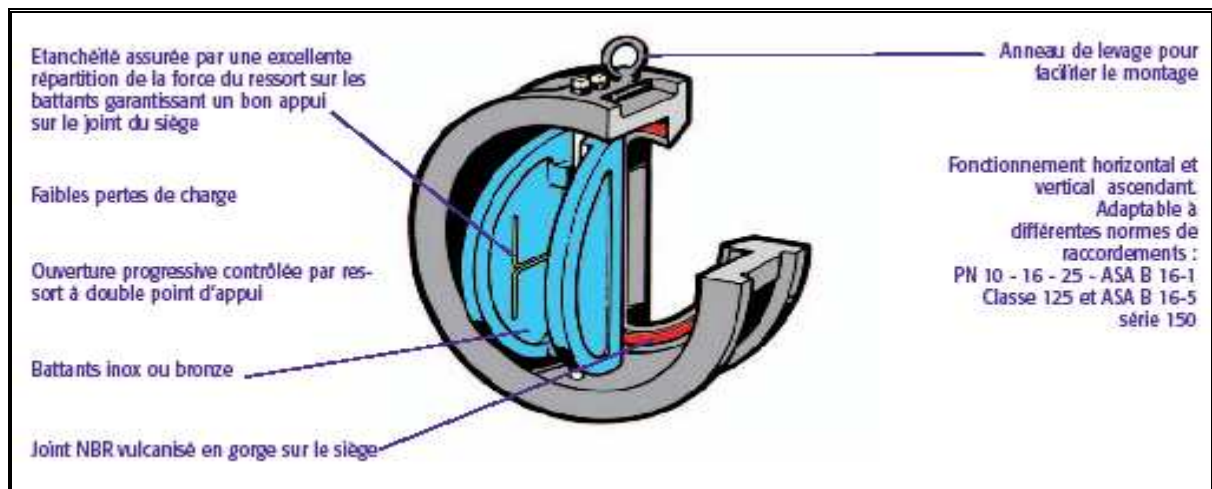


Figure 5.10. Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

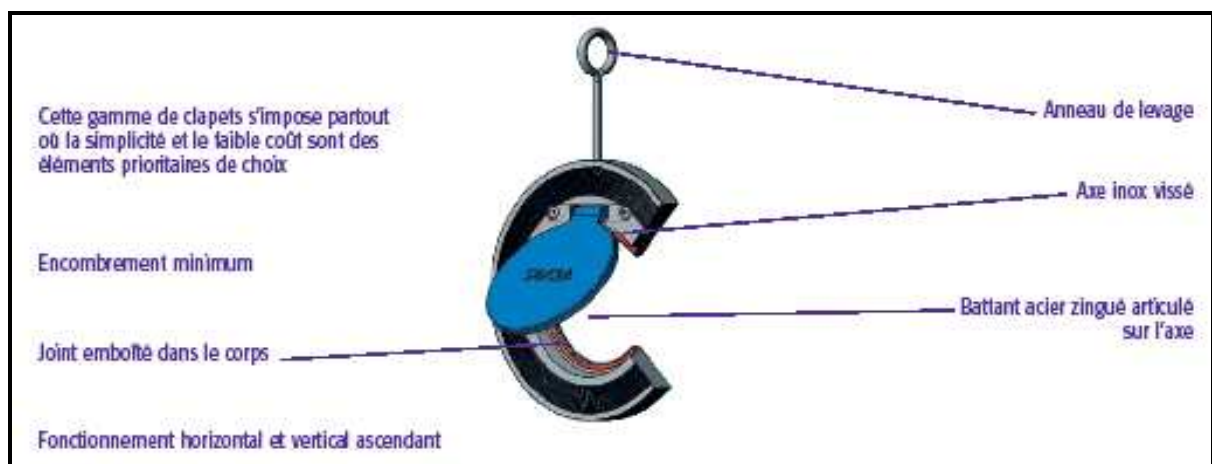


Figure 5.11. Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

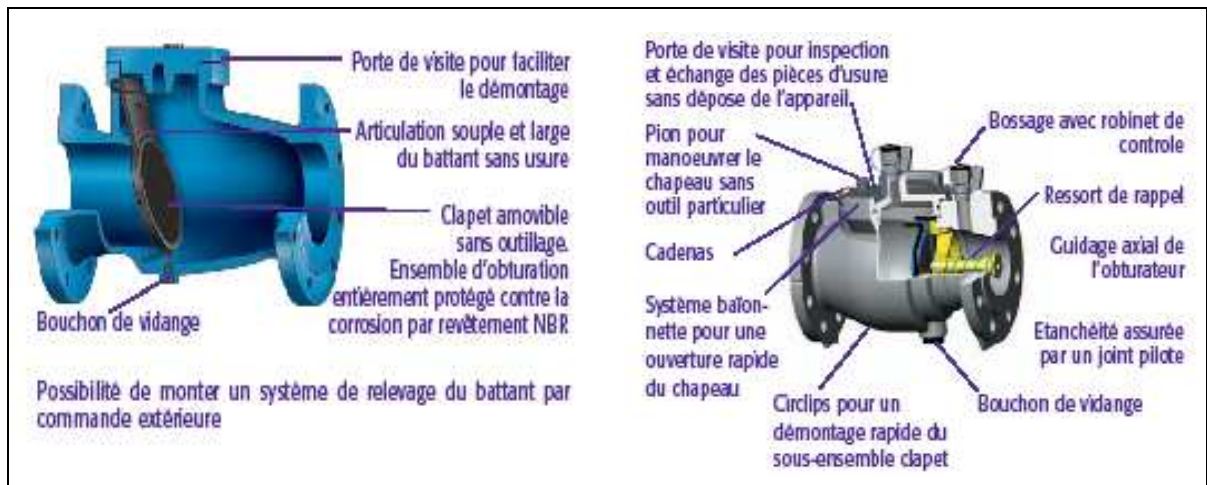
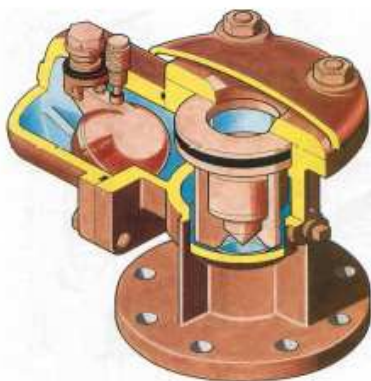


Figure 5.12. Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla).

5.3.3. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique. Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement. Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

Ventouse simple



Ventouse à double orifice



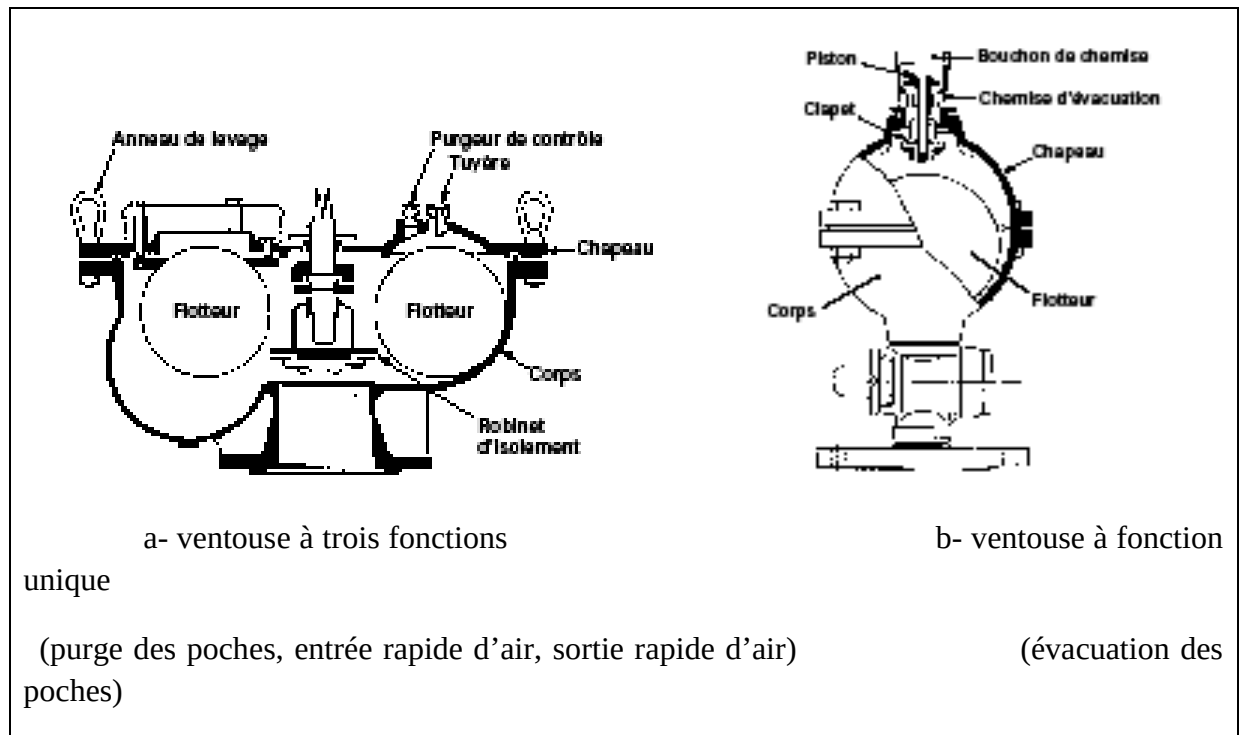


Figure 5.13. Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

5.3.4. Vannes 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 une fosse ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

5.3.5. Moyens anti-bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Cheminée d'équilibre :

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

b) Volant d'inertie

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

c) Soupape de décharge

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

d) Réservoirs d'air : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier .

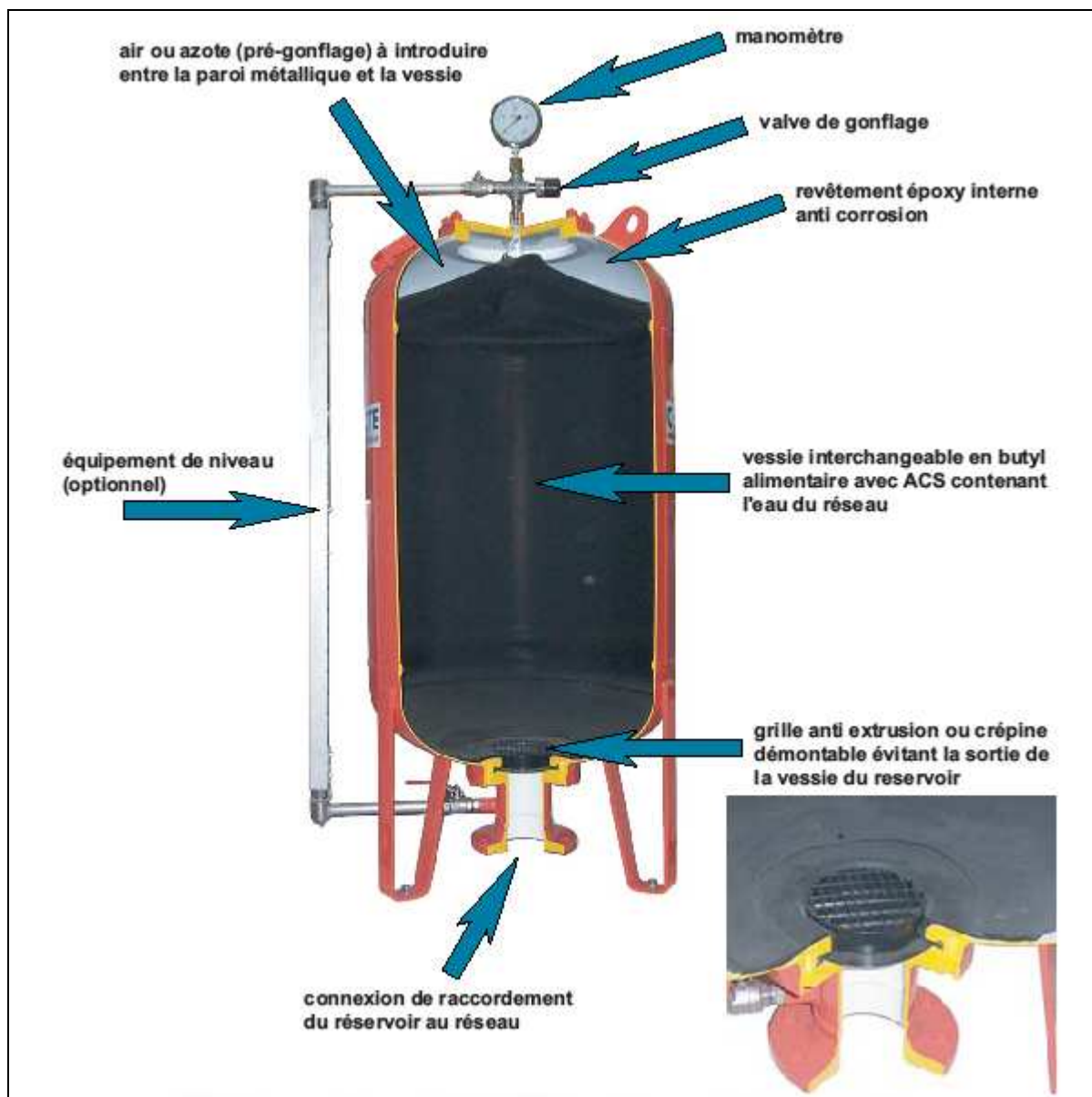


Figure 5.14. Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

5.3.6. By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

5.3.7. Poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage.

5.3.8. 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.

5.3.9. Déversoirs de trop plein

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

5.3.10. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- ✓ le joint express (verrouillé ou non) ;
- ✓ le joint standard (verrouillé ou non) ;
- ✓ les joints automatiques verrouillés ;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

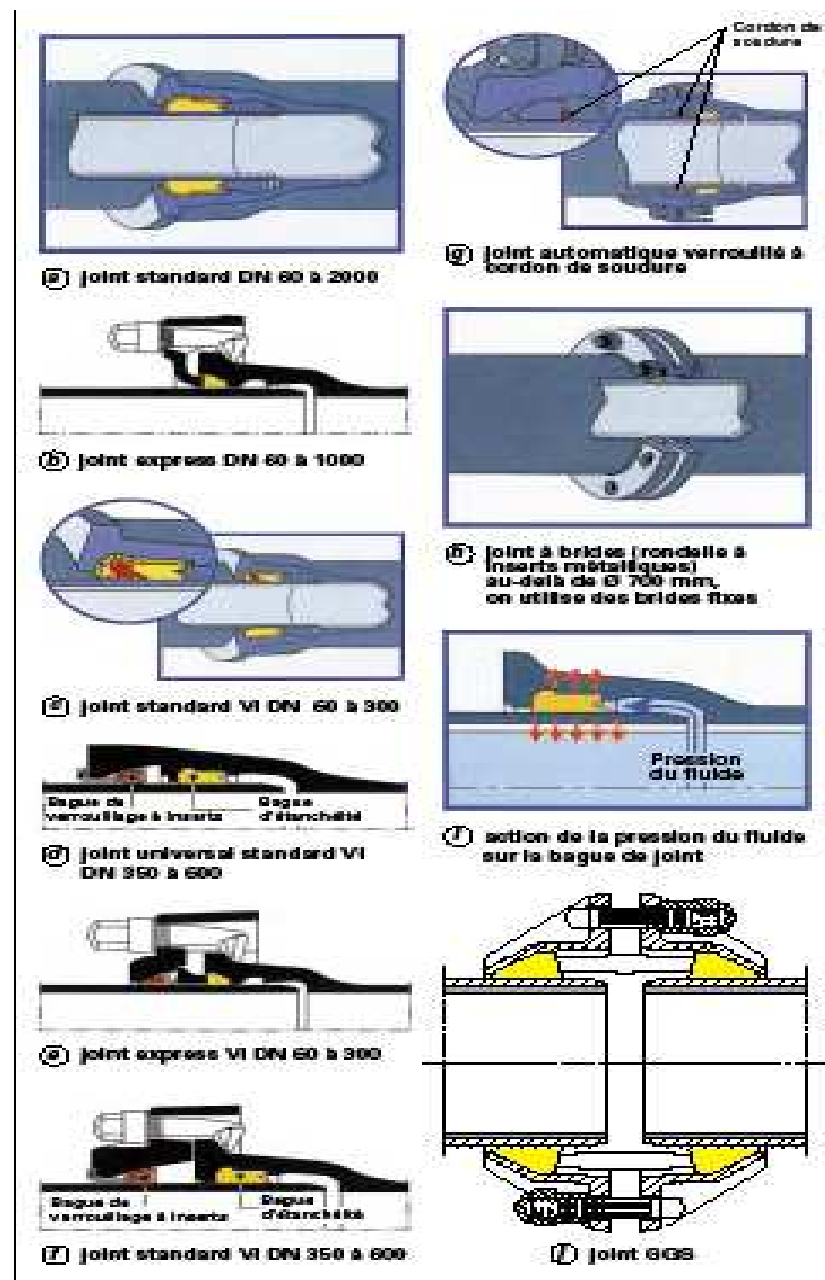


Figure 5.15.joints pour canalisations en fonte

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°



Figure 5.16. Déviation angulaire

5.3.11. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression

La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

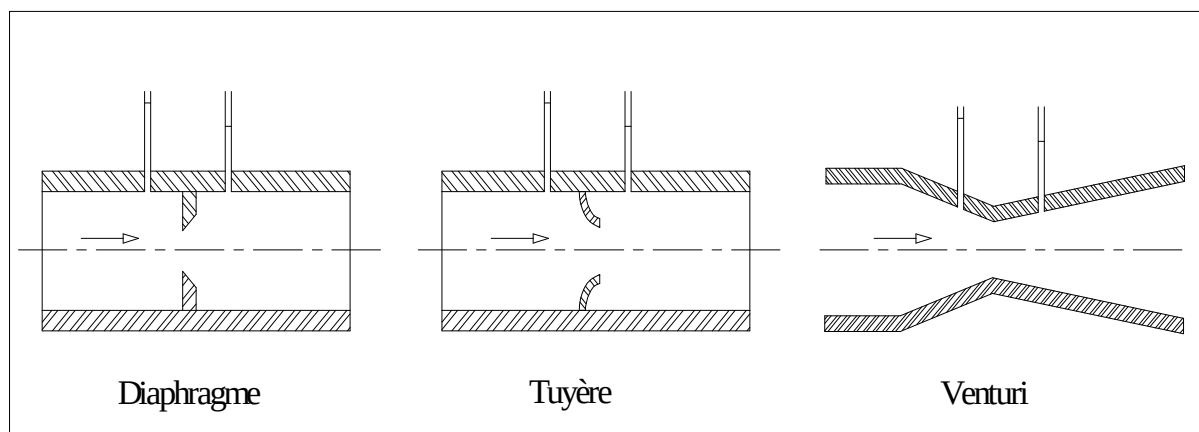


Figure 5.17. Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ **manomètres à aiguilles**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations

➤ **manomètres à soufflet**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure 5.18. Manomètre

5.3.12. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

a). Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ (22°30'), $\frac{1}{32}$ (11°15').

b) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

c). Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

d) Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et

bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

5.4. Différentes mises en place des canalisations

5.4.1. Réalisation des fouilles

a). La profondeur (H_{tr})

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + H_1 + H_2 \quad (5.1)$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

H_1 : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend : $H_1 = 1 \text{ m}$.

h_s : épaisseur du lit de pose (sable) : $H_2 = 0,1 \text{ m}$.

$$H_{tr} = 1 + 0,1 + D$$

Donc :

$$H_{tr} = 1,1 + D \quad (\text{m}).$$

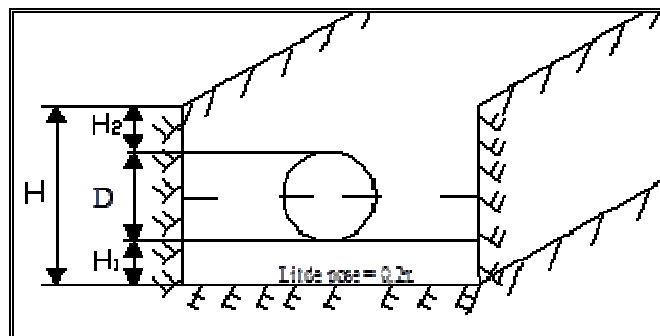


Tableau 5.1.Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords

DN	Profondeur d'insertion des tuyaux		Déviation maximale de l'emboîtement (°)	Profondeur d'insertion des raccords	
	Max. (mm)	Min. (mm)		Max. (mm)	Min. (mm)
80	80	53	5	73	49
100	80	53	5	74	50
125	80	53	5	74	50
150	80	53	5	74	51
200	87	60	4	81	58
250	94	66	4	89	61
300	101	68	4	97	66
350	98	68	3	96	68
400	109	75	3	106	74
450	103	76	3	102	75
500	113	81	3	112	82
600	121	83	3	120	87
700	140	94	2	140	94
800	145	89	2	145	89
900	155	89	1°30'	155	89
1000	155	89	1°30'	155	89

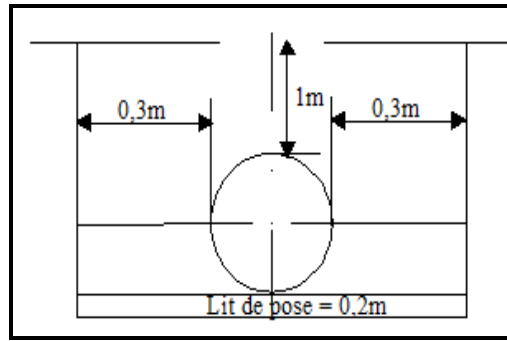
b) . Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$B = D + (2 \times 0.30) \quad (5.2)$$

B : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).



5.4.2 : Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus, qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol

Tableau 5.2. Choix du coefficient du talus

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1, 5 m	jusqu'à 3m
sable	$m=0,5$	$m=1$
limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
limon argileux	$m=0$	$m=0,5$

Dans notre cas le sol est limon argileux, d'où le coefficient de talus $m = 0$.

a) Section transversale de la tranchée (S_{tr}) :

$$S_{tr} = H_{tr} * b + m * H_{tr}^2 \quad (5.3)$$

5.4.3. Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0.3 m au dessus de la génératrice supérieure est effectuée manuellement avec la terre des déblais expurgée de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations. Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

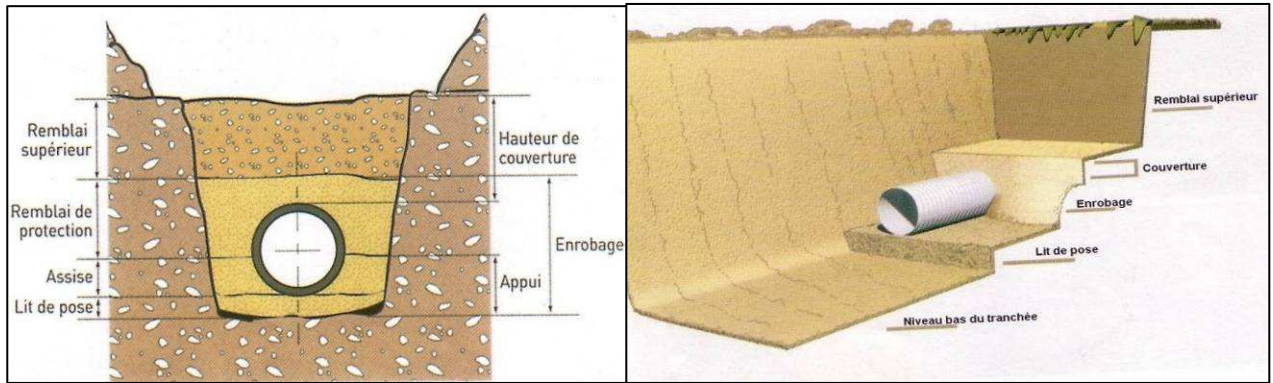


Figure 5.19 .Remblayage des tranchées

5.5. Butée et amarrage

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

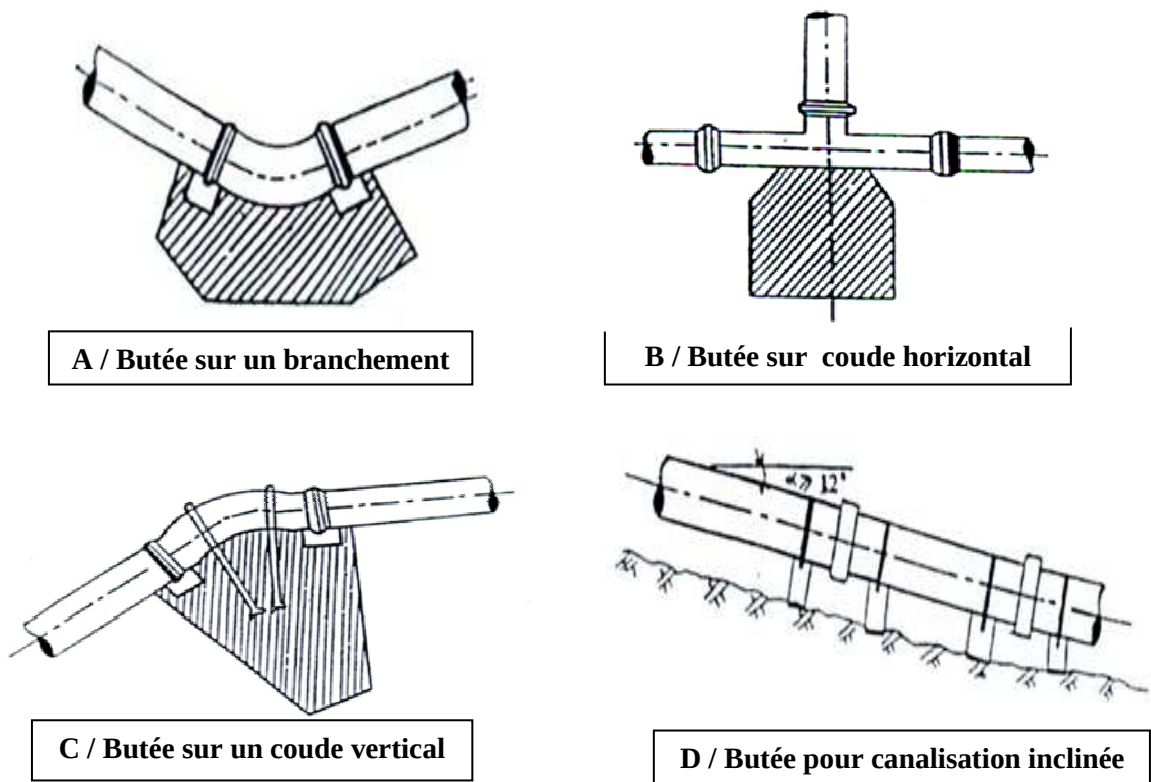


Figure 5.20. Butée et Amarrage

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S \quad (5.4)$$

Dans laquelle :

- F est la poussée exprimée en daN ;
- P est la pression hydraulique d'essai exprimé en bar ;
- S est la surface externe du tuyau exprimé en cm² ;
- K est le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

Tableau 5.3 .le coefficient K en fonction du sinus du demi-angle x entre les deux conduites.

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

5.5.1. Préparation de la canalisation

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

5.5.2. Épreuve des joints et canalisation principale

Ce sont des essais à la pression hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 m à 400 m.

La pression à exercer est en général égale à la pression sur laquelle sera soumise réellement la canalisation. Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 mn. La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bars, cette tolérance étant portée à 0.3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

5.5.3. Essai général du réseau

C'est une opération qui va nous renseigner sur le degré d'efficacité d'un réseau. Il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés.

Après 48 heures de mise en pression, la perte de charge par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2 %.

5.5.4. Désinfection du réseau

Avant la mise en service des conduites neuves, il faut procéder à un nettoyage et un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose. Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont le permanganate de potassium (KMnO_4), l'hypochlorite de calcium (ClOCa) et 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. Lorsque la désinfection est terminée, on procède au rinçage du réseau d'adduction et de distribution à l'eau claire.

Conclusion

Pour la réussite totale du projet, la pose des conduites ne doit subir aucune défaillance. La bonne mise en œuvre du réseau diffère selon le tracé, l'importance du réseau et la nature du sol. Cet ensemble de critères du cite doit être respecter.

En vue d'assurer une longue vie et un bon fonctionnement du réseau, il est indispensable de prendre en considération tous les moyens de protection contre la corrosion. Le problème de corrosion éliminé d'une manière significative, par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube en Font qui représente le meilleur matériau pouvant être préconisé pour les conduites d'adduction car il présente une meilleure résistance à la corrosion.

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



Chapitre 6

Etude de réservoir du système d'adduction



Introduction

Après avoir étudié les besoins et le mode d'adduction des eaux de consommation dans les chapitres précédents, nous invoqueront le rôle que sont susceptible de jouer les réservoirs qui sont des ouvrages régulateurs. Aussi, nous nous intéressons à la détermination de la capacité des réservoirs projetés dans cas de notre projet

6.1. Définition et rôle

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage hydraulique de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions. Ces ouvrages jouent un rôle primordial dans l'adduction et la distribution de l'eau.

Leurs nombreux rôles peuvent se résumer comme suit :

- régularisation des débits et des pressions ;
- compensation de l'écart entre les apports d'eau et la consommation (débit de point) ;
- maintient de l'eau à l'abri des risques de contamination et sa préservation contre les fortes variations de température ;
- lutte contre d'éventuels incendies par la partie du volume y est réservé ;
- offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- constituent une réserve pour les imprévus (ruptures, panne des pompes, réparation et extension du réseau,...).

6.2. 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 (Figure6.1) ;

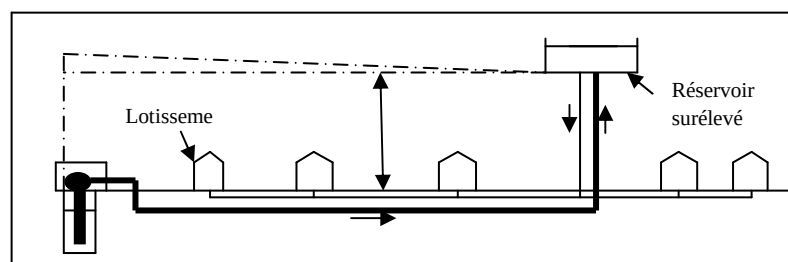


Figure 6.1. Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.

- 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 6.2**)

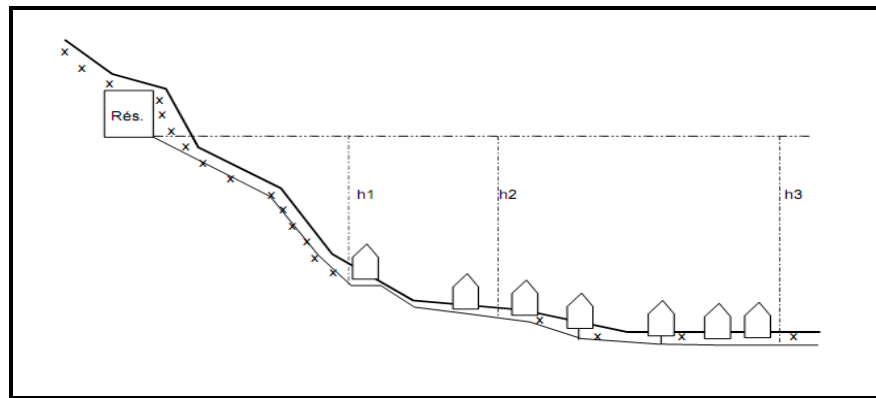


Figure 6.2. Emplacement du réservoir en altitude.

6.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon plusieurs critères :

6.3.1. Classification selon les matériaux de construction

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

- réservoirs métalliques ;
- réservoirs en maçonnerie ;
- réservoirs en béton armé ou autre forme solide ;

6.3.2. Classification selon la situation des lieux

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

- réservoirs enterrés ;
- réservoirs semi enterrés ;
- réservoirs surélevés ;

6.3.3. Classification selon l'usage

Selon leurs utilisation, les réservoirs sont classés en

- réservoirs d'accumulation et de stockage ;
- réservoirs d'équilibre (réservoir tampon) ;
- réservoirs de traitement ;

6.3.4. Classification selon la forme géométrique

Dans la pratique, on retrouve deux formes usuelles des réservoirs :

- réservoir cylindrique : lorsque la capacité est inférieure à 10 000 m³
- réservoir rectangulaire : lorsque la capacité dépasse les 10 000 m³

Il existe aussi des réservoirs de forme sphérique ou conique.

6.4. Construction des réservoirs

6.4.1. Généralités

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.

6.4.2. Détermination de la forme et proportion des réservoirs

6.4.2.1. 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). Le béton armé précontraint peut être utilisé pour réaliser des réservoirs circulaires et rectangulaires (Dupont, 1979).

6.4.2.2. Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m pour les agglomérations d'importance petite et moyenne. 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 6.1 : Valeurs indicatives pour les réservoirs petits et moyens

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.

6.5. Equipements hydrauliques du réservoir

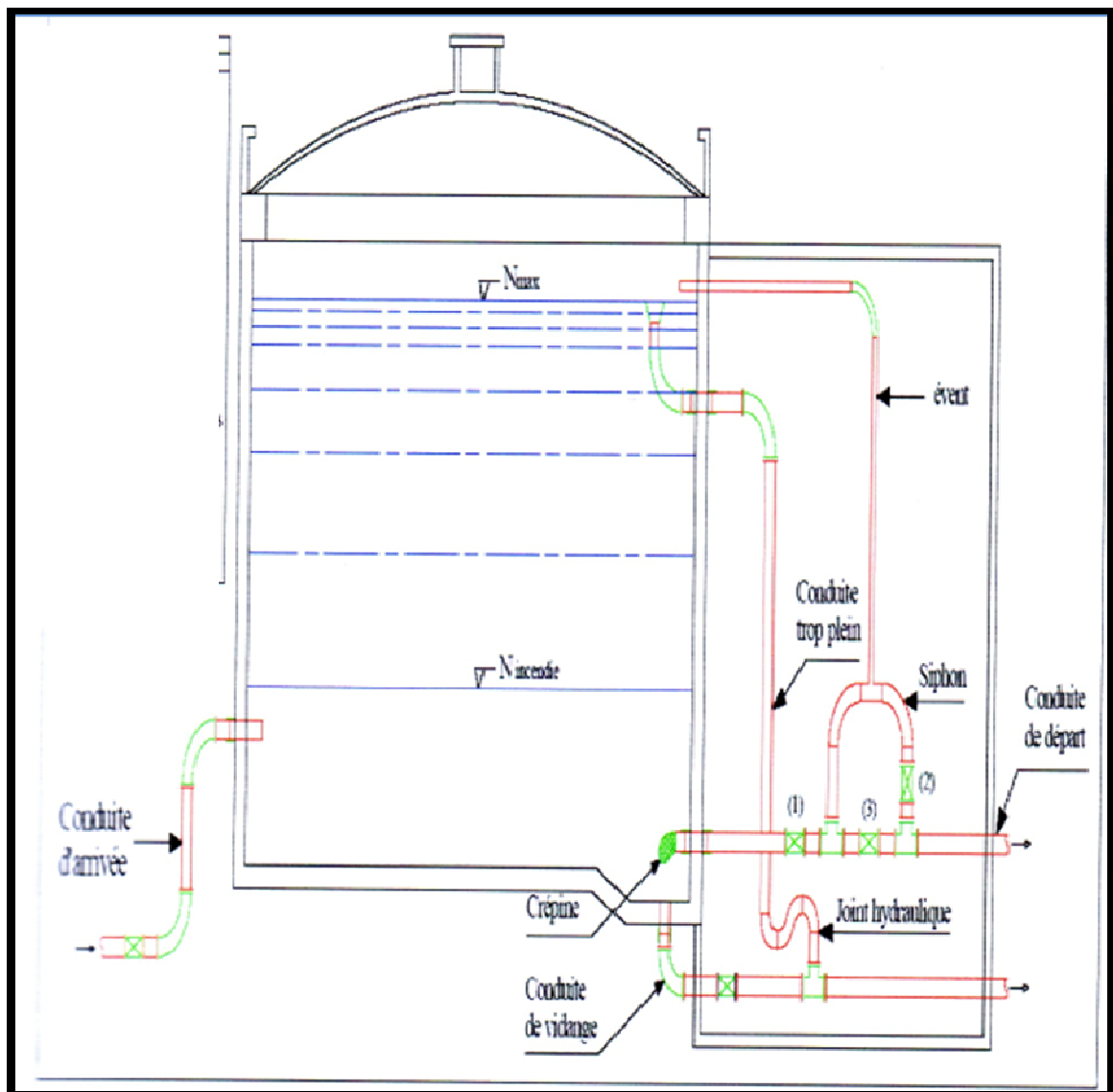


Figure 6.3. Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir

6.5.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci.

La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

- Par Le haut : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- Par le bas: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier

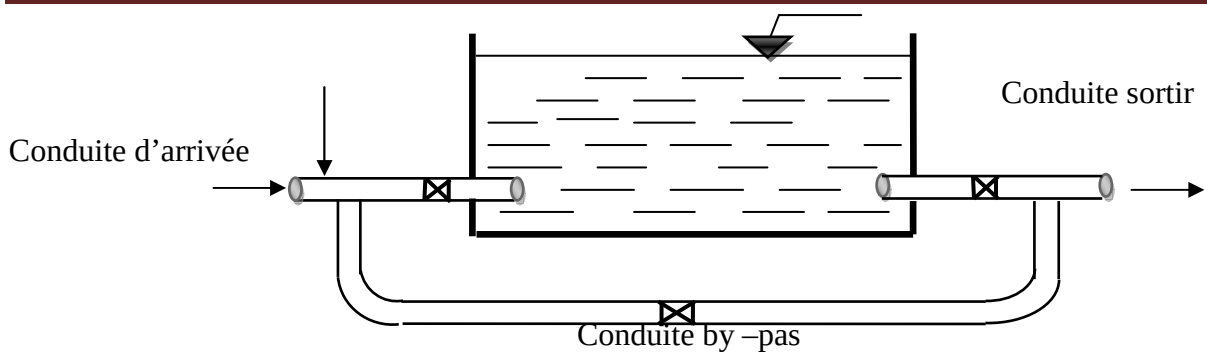


Figure 6.4 : Conduite d'arrivée

6.5.2. Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réserverons un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite. Aussi, il y'a lieu de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

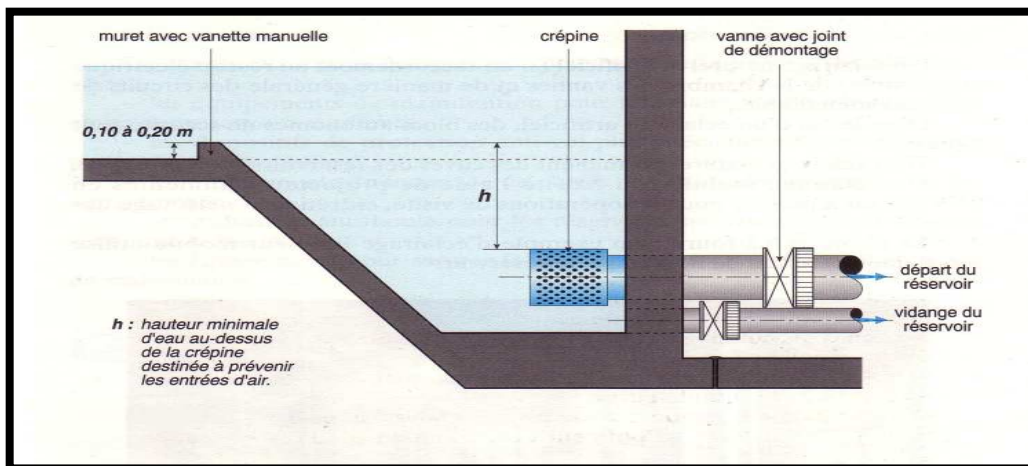


Figure 6.6. Conduite de la distribution et de vidange

6.5.3. Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de

robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

6.5.4. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, la radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite du trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière.

6.5.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction celle de distribution (figure 6-4).

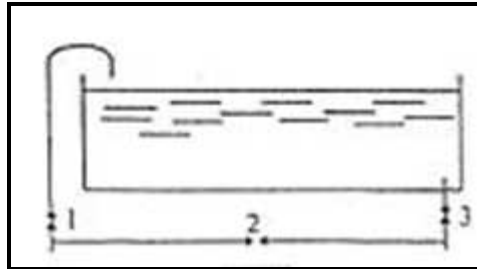


Figure 6.5 : By-pass

La communication entre ces deux conduites s'effectue selon le figure 6.5 en marche normale les vannes (1) et (3) sont ouvertes, la vanne (2) est fermée, en by-pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

6.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies).

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure 6.3 et qui fonctionne de la manière suivante :

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

6.6. Exigences techniques à satisfaire

6.6.1. Résistance

Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties (poids, effet climatique, effet dynamique,...etc.)

6.6.2. Etanchéité

Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.

6.6.3. Durabilité

Les matériaux constituant, tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec l'eau.

6.7. Entretien du réservoir

Le réservoir doit se faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : la corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation.

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- isolement et vidange de la cuve ;
- élimination des dépôts sur les parois ;
- examen de la paroi et réparations éventuelles ;
- désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- remise en service.

6.8. Hygiène et sécurité

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

- comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- être à l'abri des contaminations ;
- être aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;
- être parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- être muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation

6.9. Calcul de la capacité des réservoirs

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

- **Volume de modulation journalière** : Un réservoir de distribution remplit son rôle s'il est suffisamment grand pour amortir les variations de la demande tout en étant alimenté, de façon constante, selon le débit moyen du jour (réservoirs de stockages).
- **Volume de sécurité** : Un réservoir de distribution doit disposer d'une réserve de sécurité. Si le réservoir de distribution est à l'aval d'une station de pompage, il faut prévoir une réserve de sécurité suffisante pour assurer la distribution pendant la durée d'une défaillance de la station de pompage (durée de la pompe de fréquence annuelle). Cette durée considérée en général 2 heures.

Le calcul du volume du réservoir se fait par trois méthodes

- ❖ Méthode simplifiée
- ❖ Méthode graphique
- ❖ Méthode analytique

6.9.1. Méthode simplifiée

Le calcul de la capacité du réservoir doit tenir compte des facteurs suivants :

- ❖ la capacité de stockage du réservoir ;
- ❖ en admettant que le volume de transit et de refoulement est de deux heures de réserve ;
- ❖ le volume de stockage est de **120 m³** de réserve ;
- ❖ la consommation maximale horaire en **m³/h** ;
- ❖ la réserve d'incendie est de 120 m³ ;

6.9.1.1. Réservoir de stockage:

$$CRS = Q_{max/j} * 50\% \quad \text{Ou bien} \quad CRS = Q_{max/h} * 12h \quad (6---1)$$

avec :

CRS : capacité du réservoir de stockage ;

Q_{max} /h : débit horaire maximal ;

Q_{max}/j : débit journalier maxima ;

6.9.1.2. Réservoir de transit

$$CRS = Q_{max/j} * 8.33\% \quad \text{Ou bien} \quad CRS = Q_{max/h} * 2h \quad (6---2)$$

avec :

CRT : capacité du réservoir de transit ;

$Q_{max/h}$: débit horaire maximal ;

$Q_{max/j}$: débit journalier maximal ;

6.9.1.3. Réservoir de transit et de stockage

$$CRTS = (Q_{maxht} * 2h) + (Q_{maxhs} * 12h) \quad (6---3)$$

6.9.2. Méthode graphique

Il est indispensable de connaître les variations du futur débit entrant et du futur débit sortant soit par estimation, soit de préférence par dépouillement de mesures effectuées au point approprié du réseau sur une longue période, notamment pendant la saison de plus haute consommation. Représente les courbes d'apport et de consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue. la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à :

$$|\Delta V^+_{max}| + |\Delta V^-_{max}| \quad (6---4)$$

A cette somme, on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume du réservoir à projeté (Dupont ; 1979).

6.9.3. Méthode analytique

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

$$V_u = \frac{p(\%) * Q_{max, j}}{100} \quad (m^3) \quad (6-7)$$

V_u : volume utile (m^3)

$P(\%)$: fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

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

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

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (6-8)$$

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

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

6 .10. Calcul des capacités des réservoirs

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **53 330.4 m^3/j** . Ce débit est refoulé successivement par **quatre stations de reprise** pour atteindre le réservoir distribution projeté sur la commune de Timezrit. les stations de reprise sont équipées pour un régime de fonctionnement de 20h/24 et ce pour éviter le coup élevé de l'énergie durant les heures de pointe

REMARQUE :

- arrivée permanente sur vingt quatre heures (gravitairement), donc le pourcentage du débit entrant sera égale à 4,17 % pour toutes les tranches horaires (100 /24).
- pour la duré de pompage on prend 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaires de 5% (100/20).

6.10.1. Réservoirs transit

a).Station de reprise N°1 (SP01) (CTN=140m)

La station de reprise N°1 sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant gravitairement de la station de dessalement (réservoir de $40\,000 m^3$) de débit $617 l/j$ avant d'être refoulée vers le réservoir de transit de la station de reprise N°2. La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de reprise N°1 et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement.

Pour notre étude le calcul de la capacité du réservoir de transit SP01 s'effectue avec deux méthodes

1^{er} méthode :**Tableau 6.2: Evaluation du volume résiduel de Réservoir (SP01)**

<i>Heures</i>	<i>Apports</i>	<i>sorties (%)</i>	<i>Surplus</i>	<i>Déficit (%)</i>	<i>Résidu (%)</i>
00 - 01	4,17	5	-	0,83	0,83
01-02	4,17	5	-	0,83	1,67
02-03	4,17	5	-	0,83	2,5
03-04	4,17	5	-	0,83	3,33
04-05	4,17	5	-	0,83	4,17
05-06	4,17	5	-	0,83	5
06-07	4,17	5	-	0,83	5,83
07-08	4,17	5	-	0,83	6,67
08-09	4,17	5	-	0,83	7,5
09-10	4,17	5	-	0,83	8,33
10-11	4,17	5	-	0,83	9,17
11-12	4,17	5	-	0,83	10
12-13	4,17	5	-	0,83	10,83
13 - 14	4,17	5	-	0,83	11,67
14 - 15	4,17	5	-	0,83	12,5
15 - 16	4,17	5	-	0,83	13,33
16 - 17	4,17	5	-	0,83	14,17
17 - 18	4,17	5	-	0,83	15
18 - 19	4,17	5	-	0,83	15,83
19 - 20	4,17	5	-	0,83	16,67
20 - 21	4,17	-	4,17	-	12,5
21 - 22	4,17	-	4,17	-	8,33
22 - 23	4,17	-	4,17	-	4,17
23 - 24	4,17	-	4,17	-	0
Total	100%	100%	--	--	--

❖ Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{16,67 * 53332}{100} \Rightarrow V_r = 8890.45 \text{ m}^3$

❖ La capacité totale sera : $V_t = 8890.45 + 120 \Rightarrow V_t = 9010.445 \text{ m}^3$

❖ La capacité normalisée sera : $V_n = 10\,000 \text{ m}^3$.

On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité de $2 * 5000 \text{ m}^3$ chacun.

❖ Dimensions du réservoir

La hauteur optimale d'eau utile « h » est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

❖ Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (6---7)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: $h = 6$ m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 5000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 32.58\text{m, on prend: } \mathbf{D = 33\ m}$$

❖ Réévaluation de la hauteur d'eau h

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (6---8)$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 5000}{3,14 * 33^2} \Rightarrow \mathbf{h = 5.84\ m \text{ on prend: } h = 6.00\ m}$$

❖ La section de la cuve :

$$S_{cuv} = \frac{V_n}{h} \quad (6---9)$$

$$\text{AN: } S_{cuv} = \frac{5000}{6} \Rightarrow \mathbf{S_{cuv} = 833.34\ m^2}$$

❖ La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (6---10)$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: $R = 0,50\text{m}$

$$\text{AN: } H = 6.00 + 0,50 \Rightarrow \mathbf{H = 6.50\ m}$$

❖ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

Les réservoirs étant jumelés, la réserve d'incendie est alors divisée par deux :

$$A.N : V_{inc} = \frac{600}{2} \Rightarrow V_{inc} = 300m^3$$

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{Scuv} \quad (6---11)$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m)

$$AN : h_{inc} = \frac{300}{833.34} \Rightarrow h_{inc} = 0,40 \text{ m}$$

2^{er} méthode :

Tableau 6.3 Récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir transit SP01

<i>tempe</i>	<i>débit entrant (m³/h)</i>	<i>volume entrant partiel (m³)</i>	<i>volume entrant cumule (m³)</i>	<i>débit sortant (m³/h)</i>	<i>volume sortant partiel (m³)</i>	<i>volume sortant cumule (m³)</i>	ΔV^+ (m³)	ΔV^- (m³)
1-2	2221	2221	2221	2665.44	2665.44	2462.4		241.4
2-3	2221	2221	4442	2665.44	2665.44	5127.84		685.84
3-4	2221	2221	6663	2665.44	2665.44	7793.28		1130.28
4-5	2221	2221	8884	2665.44	2665.44	10458.7		1574.72
5-6	2221	2221	11105	2665.44	2665.44	13124.2		2019.16
6-7	2221	2221	13326	2665.44	2665.44	15789.6		2463.6
7-8	2221	2221	15547	2665.44	2665.44	18455		2908.04
8-9	2221	2221	17768	2665.44	2665.44	21120.5		3352.48
9-10	2221	2221	19989	2665.44	2665.44	23785.9		3796.92
10-11	2221	2221	22210	2665.44	2665.44	26451.4		4241.36
11-12	2221	2221	24431	2665.44	2665.44	29116.8		4685.8
12-13	2221	2221	26652	2665.44	2665.44	31782.2		5130.24
13-14	2221	2221	28873	2665.44	2665.44	34447.7		5574.68
14-15	2221	2221	31094	0	0	34447.7		3353.68
15-16	2221	2221	33315	0	0	34447.7		1132.68

16-17	2221	2221	35536	0	0	34447.7	1088.3
17-18	2221	2221	37757	0	0	34447.7	3309.3
18-19	2221	2221	39978	2665.44	2665.44	37113.1	2864.9
19-20	2221	2221	42199	2665.44	2665.44	39778.6	2420.4
20-21	2221	2221	44420	2665.44	2665.44	42444	1976
21-22	2221	2221	46641	2665.44	2665.44	45109.4	1531.6
22-23	2221	2221	48862	2665.44	2665.44	47774.9	1087.1
23-24	2221	2221	51083	2665.44	2665.44	50440.3	642.68
24-00	2221	2221	53304	2665.44	2665.44	53105.8	198.24

Le volume du réservoir :

$$|\Delta V^{+}_{\max}| + |\Delta V^{-}_{\max}| = 5574.68 + 3309.30 = 8883.98 \text{ m}^3$$

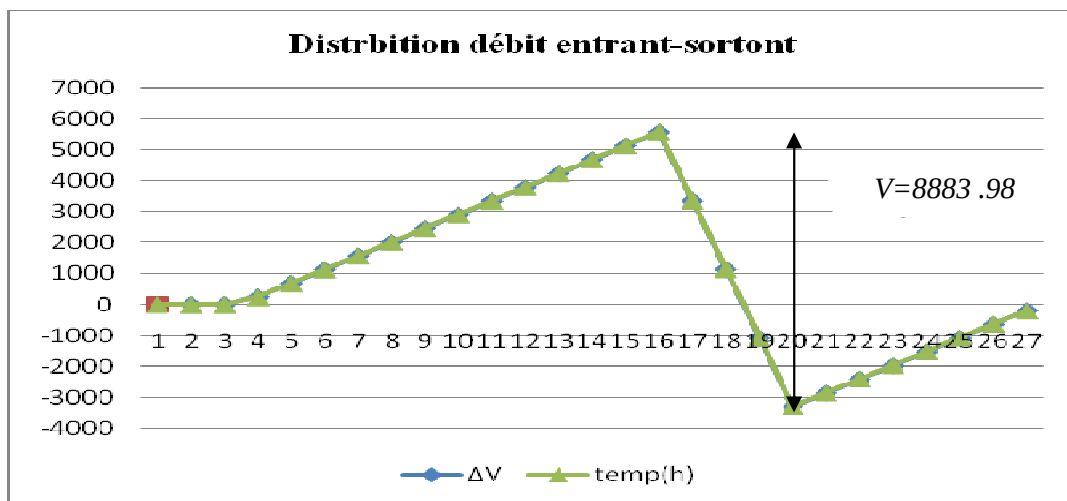


Figure6.5 : Capacité de stockage calculé à différentes heures de la journée.

Dans le tableau 6.3 on représente le récapitulatif des capacités de réservoir comme suit

Tableau 6.4 : Récapitulatif de la capacité du réservoir de transit SP01

Désignation	Horizon 2044	Unité
Débit entrant	53 330	m ³ /j
Adduction	24	h
Excédent de stockage	5574.68	m ³
Déficit de stockage	-3309.3	m ³
La réserve d'incendie	120	m ³
La capacité totale calculée	9003.98	m ³
La capacité du réservoir projeté	10000	m ³

b) Station de reprise N°2 (SP02) (CTN=330m)

Cette station se trouve à l'extrémité de la conduite gravitaire principale, et démarrage de conduite de refoulement. Cette station est composée de deux bras de refoulement le première bras vers le réservoir de station (SP03) avec un débit de 555 l/s. La deuxième vers le réservoir de 1000m³ avec un débit de 47 l/s (pour alimentée SUD de la commune Bordj Menaiel) Le débit sortant de la Bâche «SP03» ca sera **47 952 m³/j** .Donc la capacité de la bâche est déterminée de la même façon que le précédent (méthode analytique) (Plon Géniale)

Tableau 6.4. Evaluation du volume résiduel de Réservoir (SP02)

<i>Heures</i>	<i>Apports</i>	<i>sorties (%)</i>	<i>Surplus</i>	<i>Déficit (%)</i>	<i>Résidu (%)</i>
00 - 01	5	0	5	0	5
01-02	5	0	5	0	0
02-03	5	5	-	0	0
03-04	5	5	-	0	0
04-05	5	5	-	0	0
05-06	5	5	-	0	0
06-07	5	5	-	0	0
07-08	5	5	-	0	0
08-09	5	5	-	0	0
09-10	5	5	-	0	0
10-11	5	5	-	0	0
11-12	5	5	-	0	0
12-13	5	5	-	0	0
13 - 14	5	5	-	0	0
14 - 15	5	5	-	0	0
15 - 16	5	5	-	0	0
16 - 17	5	5	-	0	0
17 - 18	5	5	-	0	0
18 - 19	5	5	-	0	0
19 - 20	5	5	-	0	0
20 - 21	0	5	5	5	5
21 - 22	0	5	5	5	10
22 - 23	0	0	0	0	10
23 - 00	0	0	0	0	10
Total	100%	100%		--	--

❖ Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 \times 47952}{100} \Rightarrow V_r = 4795.2 \text{ m}^3$

❖ La capacité totale sera : $V_t = 4795.2 + 120 \Rightarrow V_t = 4915.2 \text{ m}^3$

❖ La capacité normalisée sera : $V_n = 5000 \text{ m}^3$.

On opte un réservoir simple de capacité de 5000 m^3 chacun.

❖ Dimensions du réservoir

La hauteur optimale d'eau utile « h » est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

❖ Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (6---7)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: $h = 6 \text{ m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 5000}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 23.02\text{m, on prend: } D = 32 \text{ m}$$

❖ Réévaluation de la hauteur d'eau h

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (6---8)$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 5000}{3,14 * 32^2} \Rightarrow h = 6.22\text{m on prend: } h = 6.25 \text{ m}$$

❖ La section de la cuve :

$$S_{cuv} = \frac{V_n}{h} \quad (6---9)$$

$$\text{AN: } S_{cuv} = \frac{5000}{6.25} \Rightarrow S_{cuv} = 800 \text{ m}^2$$

❖ La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (6---10)$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: $R = 0,50\text{m}$

AN: $H = 6.25 + 0,50 \Rightarrow H = 6.75 \text{ m}$

❖ La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{Scuv} \quad (6---11)$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m)

AN : $h_{inc} = \frac{600}{800} \Rightarrow h_{inc} = 0,75 \text{ m}$

c) Station de reprise N°3 (SP03) (CTN=520m)

La station de reprise (SP03) sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant par refoulement de la station de reprise (SP02) avant d'alimenter par refoulement la station de reprise (SP04) avec un débit de 47 952 m³ /j. Le régime de travail de la station de reprise (SP03) elle du même régime de travail de (SP02) est tel que le montre le tableau (6.2) Alors le volume de Réservoir de (SP3) est déterminé par la méthode analytique de même caractéristique de Réservoir (SP02) « **R5000m3** »

d) Station de reprise N°4 (SP04) (CTN=725m)

La station de reprise (SP04) sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant par refoulement de la station de reprise (SP03) .le régime de travail cette station elle de même régime de (SP03) ; alors la capacité de Réservoir de transit elle de « **R5000m3** »

e) Réservoir de Timezrit (CTN=854m)

Le réservoir de tête de Timezrit, reçoit l'eau refoulée par la station de reprise SP04 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable de Quatre localités à savoir **Isser, Nacirai, Cabet El Amure, Timezrit**, La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la station de reprise SP04 (remplissage) et sa restitution progressive pendant les quatre heures de son arrêt (vidange directe). Le régime de travail du réservoir de tête est tel que le montre la Tableau suivant

Tableau 6.5. Evaluation du volume résiduel de Réservoir (SP04)

<i>Heure</i>	<i>Arrivée au réservoir de tête %</i>	<i>Départ du réservoir de tête %</i>	<i>Surplus %</i>	<i>Déficit %</i>	<i>Cumul %</i>
00-01	5	4,17	0,83	--	3,32
01-02	5	4,17	0,83	--	4,15
02-03	5	4,17	0,83	--	4,98
03-04	5	4,17	0,83	--	5,81
04-05	5	4,17	0,83	--	6,64
05-06	5	4,17	0,83	--	7,47
06-07	5	4,17	0,83	--	8,3
07-08	5	4,17	0,83	--	9,13
08-09	5	4,17	0,83	--	9,96
09-10	5	4,17	0,83	--	10,79
10-11	5	4,17	0,83	--	11,62
11-12	5	4,17	0,83	--	12,45
12-13	5	4,17	0,83	--	13,28
13-14	5	4,17	0,85	--	14,13
14-15	5	4,17	0,85	--	14,98
15-16	5	4,17	0,85	--	15,83
16-17	5	4,17	0,85	--	16,68
17-18	0	4,17	--	4,17	12,51
18-19	0	4,17	--	4,17	8,34
19-20	0	4,17	--	4,17	4,17
20-21	0	4,17	--	4,17	0,00
21-22	5	4,17	0,83	--	0,83
22-23	5	4,17	0,83	--	1,66
23-24	5	4,17	0,83	--	2,49
Total	100%	100%	16,68%	16,68%	--

❖ Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{16.67 * 47952}{100} \Rightarrow V_r = 7993.59 \text{ m}^3$

❖ La capacité totale sera : $V_t = 7993.59 + 480 \Rightarrow V_t = 8473.59 \text{ m}^3$

❖ La capacité normalisée sera : $V_n = 8500 \text{ m}^3$.

On opte pour un réservoir simple de capacité de **8500 m³**

❖ Dimensions du réservoir

La hauteur optimale d'eau utile « h » est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

❖ Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (6---7)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: h = 6 m.

AN: $D = \sqrt{\frac{4 * 8500}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 23.02\text{m}$, on prend: **D = 42 m**

❖ Réévaluation de la hauteur d'eau h

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (6---8)$$

AN: $h = \frac{4 * 8500}{3,14 * 42^2} \Rightarrow h = 6.13\text{m}$ on prend: **h = 6.20 m**

❖ La section de la cuve :

$$S_{cuv} = \frac{V_n}{h} \quad (6---9)$$

AN: $S_{cuv} = \frac{8500}{6.20} \Rightarrow S_{cuv} = 1370.96 \text{ m}^2$

❖ La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (6---10)$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: $R = 0,50\text{m}$

$$\text{AN: } H = 6.20 + 0,50 \Rightarrow H = 6.70 \text{ m}$$

❖ La hauteur de la réserve d'incendie

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{Scuv} \quad (6---11)$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m)

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{600}{1370 .9} \Rightarrow h_{inc} = 0,45\text{m}$$

6.11. Caractéristiques géométriques des réservoirs

- Enrobage en béton sur armature : Contre terre : 3 cm

Contre eau : 3 cm

- Zone sismique : **IIa**
- Béton utilisé : Béton Armé
- Dosage du béton :
 - 150 kg/m³ Béton propre
 - 250 kg/m³ Béton de Pente
 - 400 kg /m³ Réservoir
- Épaisseur du radier au-dessus des voiles et piliers : 40-50cm

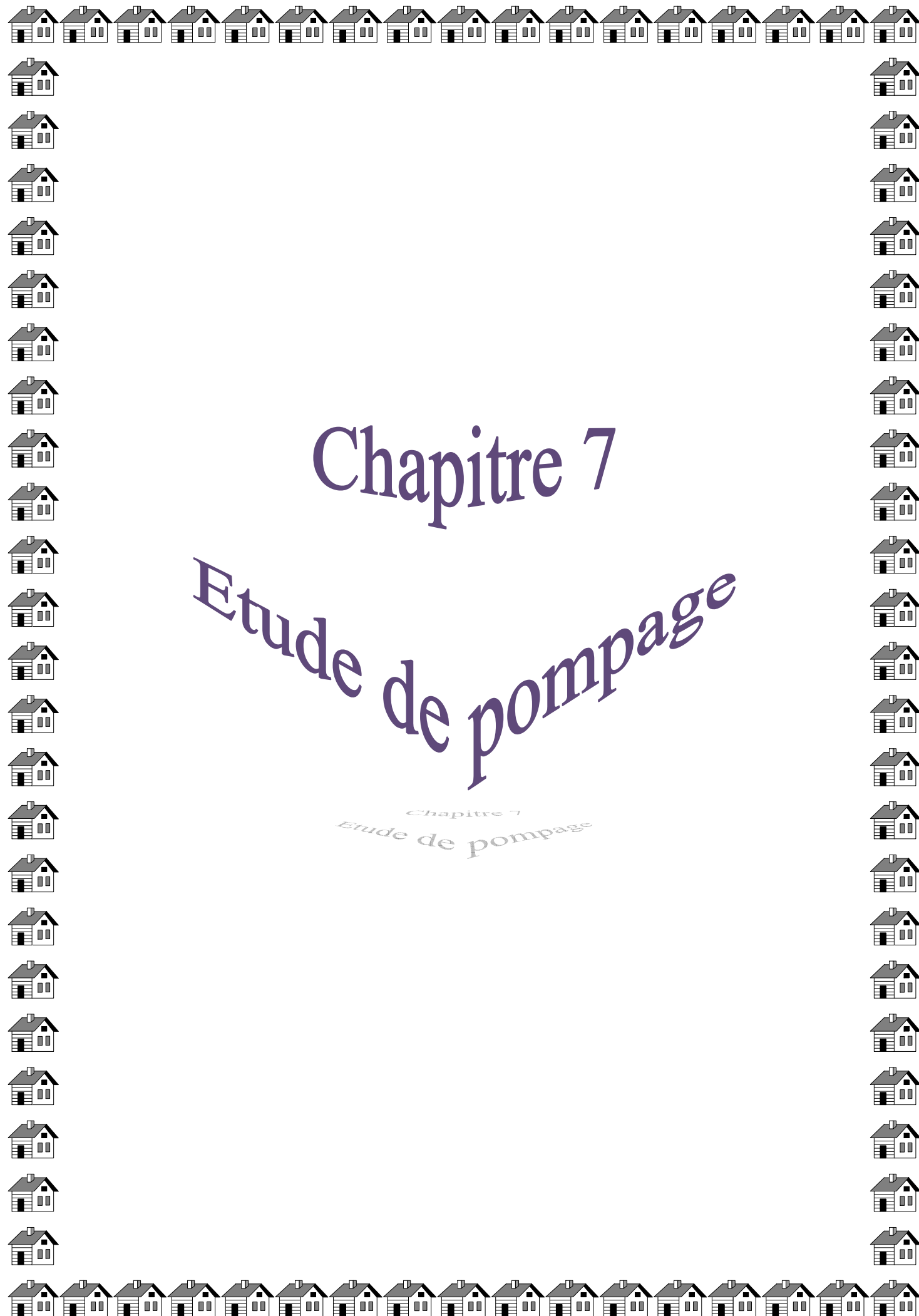
- Étanchéité : de bas en haut
- Béton caverneux
- Mortier fini lisse 2 cm
- 02 feuilles en polyéthylène au-dessus de radier
- Membrane d'étanchéité
- Sur piliers et voiles : mortier d'étanchéité

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé la capacité et la dimension des différents types de réservoir, qui permettent le bon fonctionnement du réseau adduction et garantissant l'alimentation en eau potable des localités au cours de la journée. Les ci sont récapitulées comme suit ;

Tableau 6.6. Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs

<i>Réservoir</i>	<i>type</i>	<i>capacité</i>	<i>H</i>	<i>h</i>	<i>h_{inc}</i>	<i>D</i>	<i>DN entrée</i>	<i>DN sortie</i>
		(m ³)	(m)	(m)	(m)	(m)	(mm)	(mm)
SR N°1	<i>jumelés</i>	2*5000	6.75	6.25	0.75	2*32	900	900
SR N°2	<i>simple</i>	5000	6.75	6.25	0.75	32	900	900
SR N°3	<i>simple</i>	5000	6.75	6.25	0.75	32	900	900
SR N°3	<i>simple</i>	5000	6.75	6.25	0.75	32	900	900
Timezrit	<i>simple</i>	8500	6.70	6.20	0.45	42	900	900



Chapitre 7

Etude de pompage

*Chapitre 7
Etude de pompage*

Introduction

Le but de ce chapitre est, l'étude et le choix de la pompes adaptées à l'usage de notre projet qui permettent d'assurer le débit appliqué et la hauteur manométrique totale au niveau des quatre stations de pompage projetées le long de l'adduction.

7.1. Définition de la pompe

Dans le domaine du pompage des eaux, les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges. Ce sont des machines élévatoires qui utilisent la force centrifuge pour rejeter l'eau à la périphérie de la roue. Les pompes centrifuges sont donc des machines génératrices qui transforment l'énergie mécanique en énergie hydraulique causée par la rotation de la roue.

Ces pompes sont utilisées dans l'alimentation en eau potable, irrigation et drainage, traitement et évacuation des eaux usées.

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- ❖ horizontal
- ❖ vertical
- ❖ oblique

7.2. Les différents types de pompe

Les pompes se classent en deux catégories ;

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

7.2.1. 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.

7.2.2. Les pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine d'hydraulique dont les avantages sont les suivantes :

- C'est des groupes légers, peu encombrants (environ 8 fois moindre que ceux des pompes volumétriques), et d'un grand rendement. et surtout peu coûteux relativement aux autres types de pompes.

- Accouplées aux moteurs électriques

Le Principe de fonctionnement est constitué par une roue à aubes tournant au tour de son axe.

Un distributeur dans l'axe de la roue est un collecteur de section croissante, en forme de spirale appelée volute.

Le liquide (l'eau) arrive dans l'axe de l'appareil par le distributeur et la force centrifuge le projette vers l'extérieur de la turbine. Il acquiert une grande énergie cinétique qui se transforme en énergie de pression dont le collecteur où la section est croissante, le sont les plus employées. On distingue:

- les pompes centrifuges à écoulement radial (à basse et haute pression) ;
- les pompes hélices à écoulement radial ;
- les pompes hélico-centrifuge à écoulement mixte ;

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

Les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètres). Cependant, les pompes hélices élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles.

Tableau 7.1. Hauteurs d'élévation admissibles selon le type de roue des pompes dynamiques

<i>Type de la roue</i>	<i>Hauteur par roue</i>
<i>Centrifuge</i>	<i>25 à 120m</i>
<i>Hélico-centrifuge</i>	<i>8 à 35m</i>
<i>Hélice</i>	<i>2 à 10m</i>

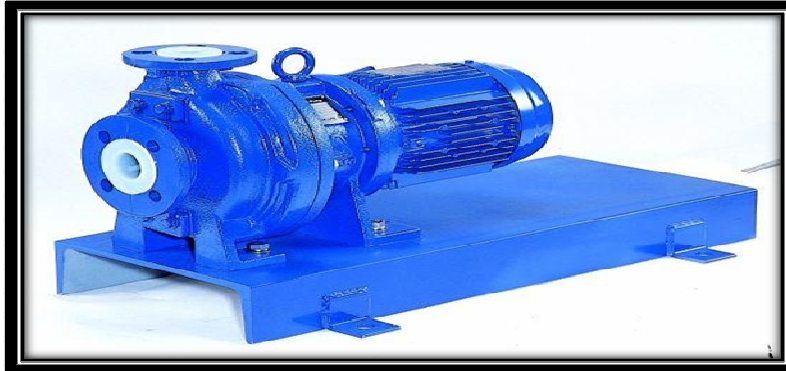


Figure 7.1 Accouplement d'une pompe centrifuge à un moteur

7.2.2.1. Classification des pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont classées en plusieurs catégories selon certains critères :

A/. Selon le nombre de cellules

Vu que les pompes pouvaient comporter une ou plusieurs cellules ayant pour objectif d'augmenter la hauteur d'élévation, nous aurons en principe :

A-1. Des pompes monocellulaires

Pour les pressions moyennes de 15m à 80m ; Les pompes de grande hauteur d'élévation, auront une vitesse spécifique d'autant plus faible que le débit sera petit et la largeur de la turbine sera par ailleurs relativement faible. Les pompes de faible hauteur d'élévation auront une vitesse spécifique d'autant plus grande que le débit sera grand et présentant un diamètre D_2 de sortie voisin à D_1 et très proche de D_0 leur largeur sera relativement grande.

A-2. Des pompes multicellulaires

On fait appel aux pompes multicellulaires quand la hauteur d'élévation relèvement sera très grande et que pour des raisons de fabrication, les dimensions des pompes monocellulaires auxquelles on aboutirait seraient très importantes. Pour ce type de pompe, la hauteur d'élévation augmente d'une même quantité chaque fois qu'une roue est montée à la suite d'une autre, il suffit de disposer en série le nombre voulu de roue pour atteindre la hauteur « H » désirée, nous appelons que le débit à relever est égale à celui qui passe dans une roue,

c'est-à-dire que si r est le nombre de roues en série, chacune fonctionnera avec un débit « Q » et une hauteur d'élévation « H/r » et le rendement de la pompe multicellulaire sera beaucoup plus petit que celui de chaque roue isolée.

B/. Selon la position de l'axe de rotation

Les pompes monocellulaire peuvent être soit à ;

- **Axe horizontal** : correspondant au type le plus répandu ;
- **Axe verticale** : ce type de pompe est destiné à équiper les puits et forages, où elle fonctionne noyée ou dénuyée quand il est équipé d'un collecteur d'aspiration.

C/. Selon le nombre d'entrée

Il existe deux catégories:

- les pompes à une seule entrée ;
- les pompes à double entrées ;

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

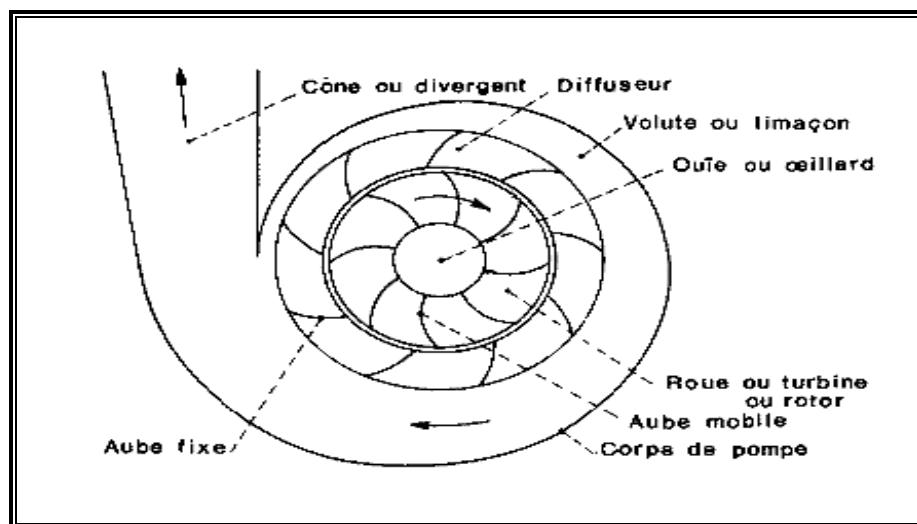


Figure. 7.2 : Constitution d'une pompe centrifuge

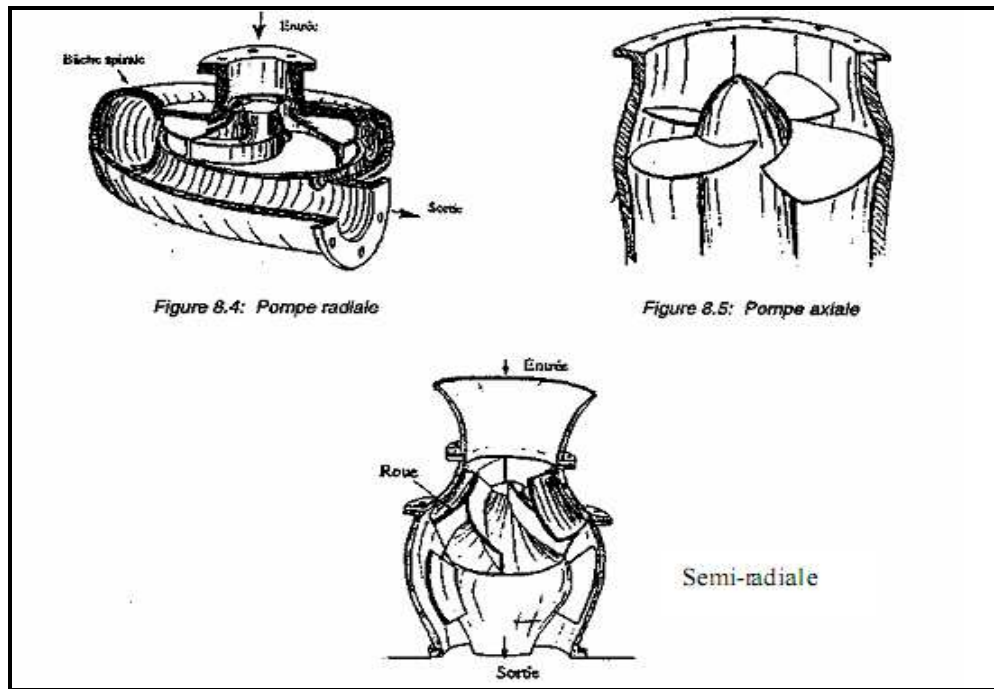


Figure 7.3. Classification des pompes centrifuges

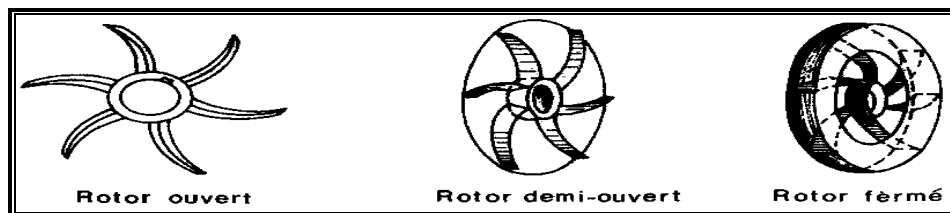


Figure 7.4. Types de rotors

Autres pompes

- ❖ les éleveurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- ❖ le pompage par émulsion ou air lift ;

7.3. Critères généraux des pompes

7.3.1. La vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée par « N », unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute Le déplacement angulaire (ω) qu'effectue une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire.

$$W = 2 \pi N / 60 = \pi N / 30 \quad (\text{tr/min}) \quad (7.1)$$

7.3.2. Le débit « Q » d'une pompe

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps. Ce débit est noté « Q ».

- La notion de débit précédente est utilisée surtout dans le cas des turbopompes.

Dans le cas des pompes volumétriques, on utilise beaucoup plus la notion de cylindre noté « Ci », c'est le volume que débite une pompe par un tour de rotation :

$$Ci = Q / N \quad (\text{m}^3/\text{tr}) \quad (7.2)$$

7.3.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en (m.c.e) entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (Jasp + Jref)

$$Hmt = Hg + Jasp + Jref \quad (7.3)$$

7.3.4. Les puissances (utiles et absorbées)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. La puissance transmise à l'eau par la pompe est appelé puissance hydraulique utile **Pu** :

$$Pu = \rho * g * Q * Hmt \quad (7.4)$$

Le rapport de la puissance utile Pu à la puissance absorbée est le rendement de la pompe η_P , qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_P = Pu / Pa = \rho * g * Q * Hmt / Pa \quad (7.5)$$

avec :

ρ (Kg / m^3): masse volumique

Q (m^3/s): débit maximal /j

H_{mt} (m) : hauteur manométrique ;

η_p (%): rendement total de l'installation avec : η_p : f (η_h , η_t , η_m)

η_h : Rendement hydraulique de la pompe ;

η_t : Rendement de la transmission ;

η_m : Rendement du moteur ;

7.4. Choix des pompes

Les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- assurer un débit Q et la hauteur H_{mt} ;
- meilleur rendement ;
- vérifier la condition de non cavitation ;
- un poids faible, une anticorrosion, non encombrement ;
- assurer une capacité d'aspiration forte ;
- vitesse de rotation la plus élevée ;
- puissance absorbée minimal ;
- exploitation simple ;
- répandre à la construction économique du bâtiment ;

7.5. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

- le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

7.6. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- nombre de pompes n minimal ;
- meilleur rendement ;
- charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- nombre d'étage minimal ;
- puissance absorbée minimal ;

7.7. Courbes caractéristiques des pompes

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois (03) :

- **Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$**

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. La courbe consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximum) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

- **La courbe de rendement : $\eta = f(Q)$**

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

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

- **La courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$**

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.

7.8. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale (Hmt) nécessaire à l'installation en fonction du débit(Q). Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) dépendante du débit.
- La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q).

La caractéristique d'un réseau, ramenée à une cote de référence, sera ainsi du type :

$$H_{mt} = H_g + j_t \quad (7.6)$$

Avec :

Hmt : la hauteur manométrique totale (m)

Hg : la hauteur géométrique (m) ;

J_t : perte de charge totale dans la conduite ;

Avec :

$$J_t = 1.15 \cdot L \cdot J_u \quad (7.7)$$

D'où :

$$J_u = \lambda \cdot v^2 / 2gD \quad (7.8)$$

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

$$Q = V_m \cdot S \quad \text{avec :} \quad S = \pi \cdot D^2 / 4 \quad \implies V = 4Q / \pi D^2$$

En remplaçant la relation (7.8) dans l'expression (7.7)

$$J_t = (1.15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8 / \pi^2 D^5 Q^2) = K \cdot Q^2$$

Avec:

$$K = 1.15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8 / \pi^2 D^5 \cdot g \quad (7.9)$$

Donc :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad (7.10)$$

Où :

L : longueur de la canalisation [ml] ;

D : diamètre de la conduite [m] ;

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

λ : coefficient de perte de charge sans dimension ;

g : accélération de la pesanteur [m^2/s] ;

7.9. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement **F** d'une pompe débitante dans une conduite définie par un débit **Q**, et une hauteur **H** est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe **Ccp** dite caractéristique débitante (figure 7.5) et la courbe caractéristique de la conduite **Ccc** dite caractéristique résistante

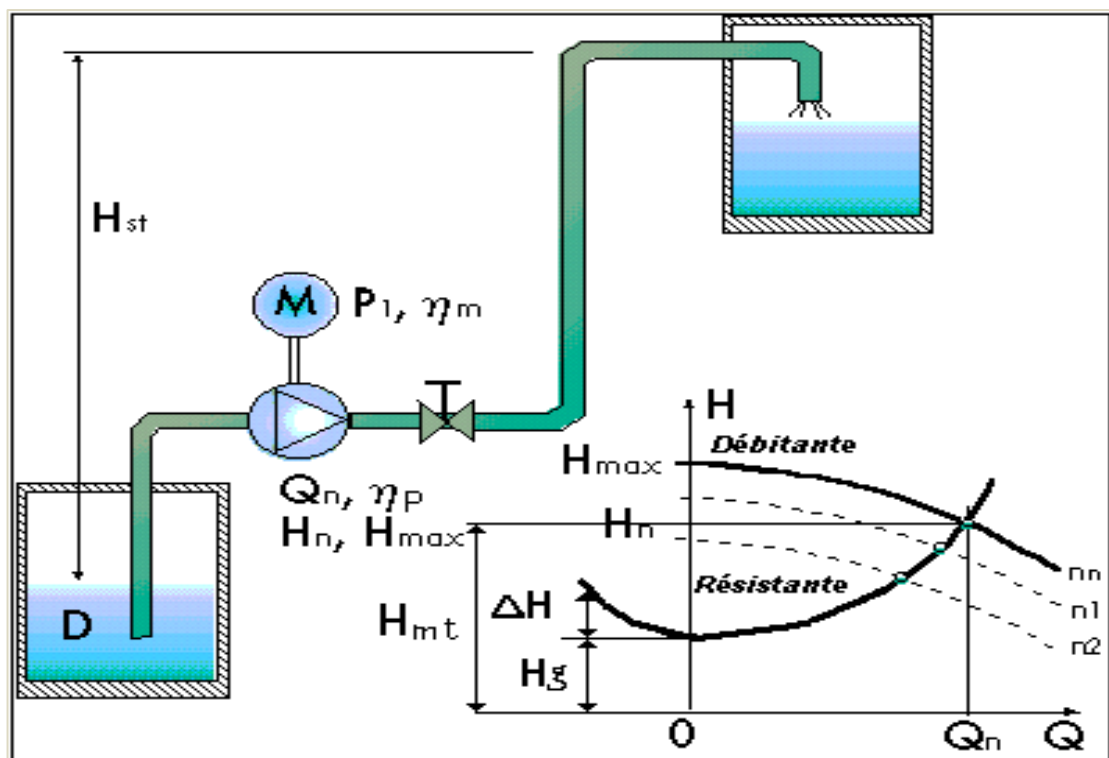


Figure. 7.5. Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite

7.10. Point de fonction pour les pompes couplées

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit.

Les différentes combinaisons possibles doivent être étudiées sur le plan économique et hydraulique.

7.10.1. Pompes en série

Les deux pompes sont couplées hydrauliquement en série, les débits qui les traversent sont les mêmes. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant la hauteur de refoulement pour chaque valeur du débit. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

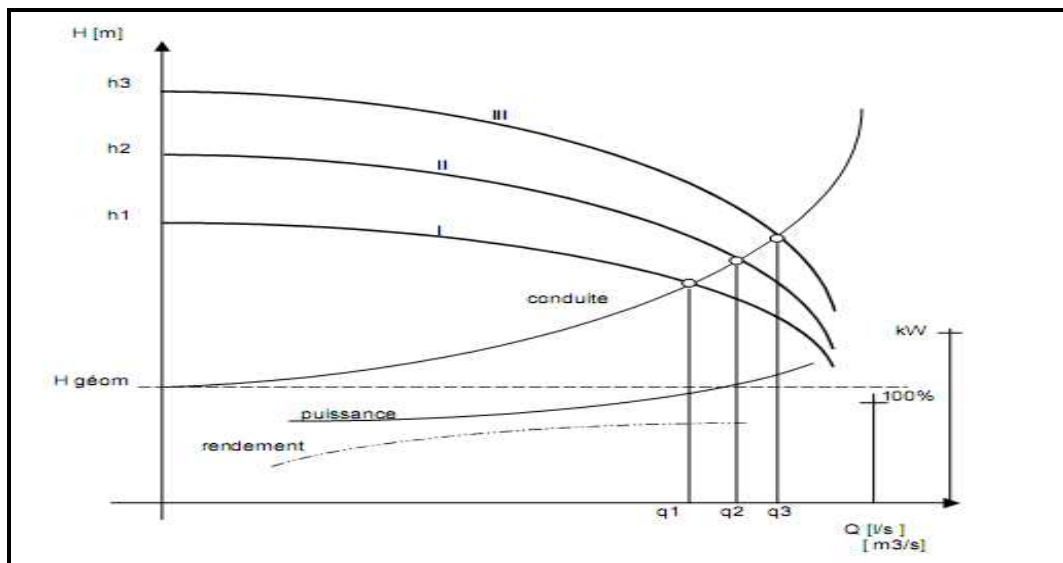


Figure 7.6. Pompes en série

Dans tous les cas, la hauteur résultant du couplage est inférieure à la somme des hauteurs créées pour chaque pompe fonctionnant seule sur la même canalisation.

7.10.2. Les pompe en parallèle

Si deux pompes sont couplées hydrauliquement en parallèle, les hauteurs qu'elles fournissent sont nécessairement égales. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant les débits pour une même hauteur fournie

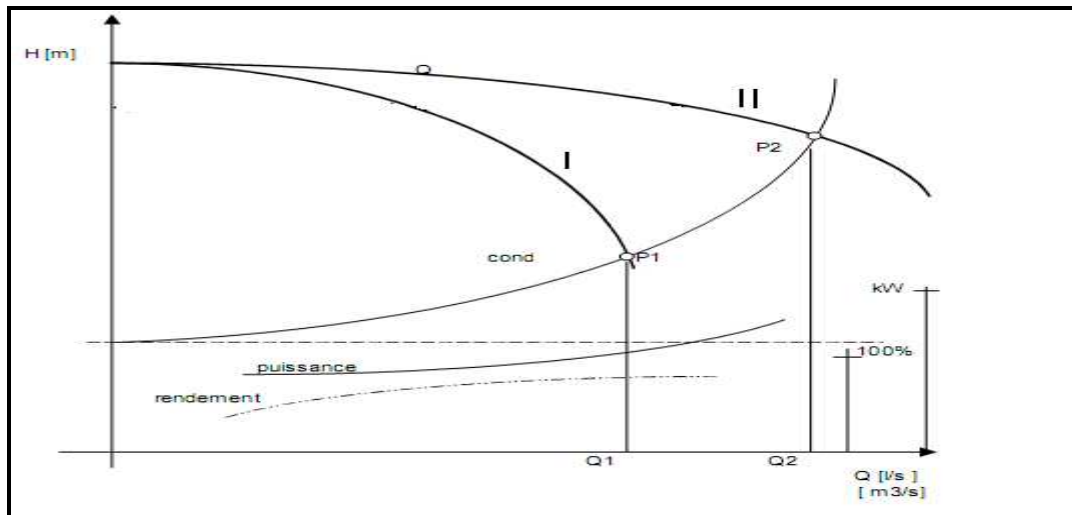


Figure 7.7. Pompes en parallèle

La courbe de I est la courbe $Q(H)$ commune à chaque pompe. La courbe II est obtenue en doublant à chaque fois pour une même hauteur, les abscisses de la première courbe.

7.11. Réglage du fonctionnement des pompes

La courbe $H=f(Q)$ de la pompe ne passe pas toujours par ce point P. Il va falloir passer la courbe caractéristique $H=f(Q)$ de la pompe par ce point P. Donc il faut ajuster cette courbe pour qu'elle coupe la courbe (Ccc) au point P. Pour ce faire, plusieurs procédés de réglage sont utilisés.

7.11.1. Diminution du temps de pompage

Les coordonnées du point P désiré au départ sont Q et H. Avec la pompe installée, on obtient le point P' de coordonnées H' et Q'. Avec la relation 7.11 ; suivant on obtient le temps de pompage réduit et comme indiqué sur la figure 7.8.

$$t = V/Q_2 \quad (7.11)$$

Avec :

Q_2 : le débit correspond au point de fonctionnement ;

V : volume restant dans le réservoir calculé par la relation suivante :

$$V = Q_1 * t \quad (7.12)$$

D'où :

Q_1 : le débit du point de fonctionnement ;

t : le temps de pompage fixé au départ égal à 20h ;

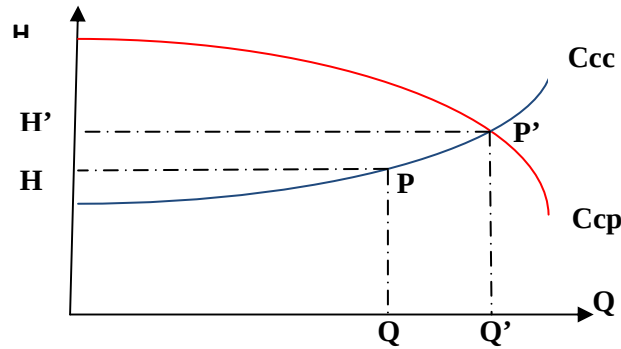


Figure 7.8. Réduction du temps de pompage

7.11.2. Réglage du débit

7.11.2.1. Vannage sur la canalisation de refoulement

Le réglage par vannage est le plus simple, mais le moins économique. Par vannage on introduit une perte de charge supplémentaire (perte de charge singulière J).

$$J = H_3 - H_1 \quad (7.13)$$

avec :

H_1 : hauteur manométrique total d'élévation du point désirer ;

H_3 : hauteur manométrique du point donnant

7.11.2.2. Modification du nombre de tours

Si la pompe est à vitesse variable on peut, en réduisant cette dernière, diminuer le débit et la hauteur.

Soient N_1 , P_1 et Q_1 les caractéristiques originales. Par modification du nombre de tours à N_2 , on doit créer un nouveau point de fonctionnement P_2 correspondant au débit demandé Q_2 (figure 7.6). A travers le point de fonctionnement P_2 , on peut tracer une parabole d'affinité PA.

Les points P'_1 et P'_2 et $\frac{Q'_1}{Q'_2} = \frac{N_1}{N_2}$ d'où l'on tire N_2 . La puissance absorbée diminue aussi :

$$P_{a1} / P_{a2} = (N_1 / N_2)^3 \quad (7.14)$$

D'où l'on tire P_{t2} .

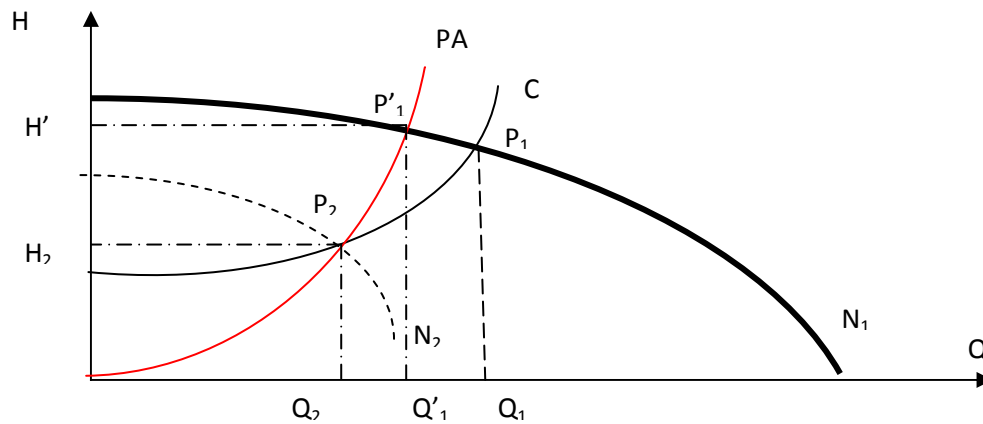


Figure 7.9. Modification du nombre de tours N

7.11.2.3. Utilisation d'un by-pass

Dans le cas des machines à vitesse spécifique très élevée, qui, à vitesse constante, présentent une puissance absorbée plus élevée pour les faibles débits que pour le débit nominal, on peut être amené à utiliser une autre méthode de réglage. Celle-ci consiste à utiliser un by-pass entre le refoulement et l'aspiration.

7.11.3. Réglage des pompes sur un réseau

Pour adopter une série discontinue de pompes à des débits et de hauteurs demandés par le réseau, on peut utiliser, selon le besoin, le rognage ou l'affutage.

7.11.3.1. Rognage

Le rognage, ou coupure de roue, consiste à réduire le diamètre de roue pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée. Mais la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante de rendement.

Pour déterminer le débit de rognage à partir du graphe on trace d'abord l'équation de la droite de rognage avec la relation suivante :

$$H = H_d / Q_d * Q \quad (7.15)$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\text{On pose : } d = m.D \quad Q_f / Q_1 = H_f / H_1 = (1/m)^2 \quad (7.16)$$

avec :

d : diamètre de la conduite rognée

Donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_f}{Q_s}} = \sqrt{\frac{H_s}{H_f}} \quad (7.17)$$

Caractéristique après rognage suit donc une droite. Autrement dit, la courbe d'affinité est une droite.

7.11.3.2. Affûtage

Quand l'adaptation de la pompe demande une augmentation de la hauteur et du débit, on peut appliquer l'affûtage des aubes au voisinage du bord de fuite. L'affûtage se fait par l'enlèvement d'une certaine partie du métal sur l'extrados de l'aube au voisinage de son bord de fuite.

La modification de l'angle de sortie β_2 va augmenter la hauteur (enlèvement sur la face concave) ou diminuer la hauteur (enlèvement du métal sur la face convexe). L'affûtage diminue l'épaisseur du sillage et par conséquent les pertes hydrauliques, ce qui veut dire que dans le cas de l'affûtage sur la face concave, l'augmentation de la hauteur réelle (utile) est plus importante que théorique.

Enfin, l'affûtage sur la face convexe (extrados) n'a pas d'importance pratique, étant donné que la diminution de la hauteur ($\beta_2 \downarrow$) est opposée à la diminution des pertes de charge (épaisseur $\downarrow$, $H \uparrow$).

7.12. Phénomène de cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à

$T = 20^\circ\text{C}$ à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et des rendements. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.

La baisse de pression qui produit le phénomène de cavitation peut être dû :

- ❖ À l'élévation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- ❖ Aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- ❖ À l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.



Figure. 7.10. Photos illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

$NPSH_d$: charge nette d'aspiration disponible définie par l'utilisateur

Le $NPSH_d$ sera donné comme suit :

La relation de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration (Z_0, P_0), et l'entrée de la pompe (Z_1, P_1) et en considérant J_a la perte de charge à l'aspiration :

$$Z_0 + \frac{P_0}{\rho g} = \left(Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} \right) + J_a \quad (7.18)$$

$$\frac{P_1}{\rho g} = \frac{P_0}{\rho g} + (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (7.19)$$

Sachant déjà que $NPSH_d$ est la valeur de la pression absolue $\frac{P_1}{\rho g}$ diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau h_v donc :

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\varpi} - h_v = \frac{P_0}{\varpi} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v \quad (7.20)$$

Le terme $(Z_0 - Z_1)$ est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression.

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a , $(Z_0 - Z_1)$ est négative et l'on a :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v) - \frac{v_m^2}{2g} \quad (7.21)$$

Avec :

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en m.c.e au plan d'aspiration;

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m);

J_a : Perte de charge d'aspiration (m) ;

h_v : Tension de la vapeur pour la température d'eau pompée (m.c.e);

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\varpi} - h_v \quad (7.22)$$

Où : $\frac{P_1}{\varpi}$: pression en mètre colonne d'eau à la bride d'aspiration.

$$NPSH_d = 10 + H_a - J_a \quad [m] \quad (7.24)$$

(on prend $\frac{P_0}{\varpi} - h_v = 10m$)

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes $NPSH_d$ et $NPSH_r$, celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes $NPSH$, se trouve à droite du point **I**, il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par **I**, afin d'obtenir $NPSH_d > NPSH_r$ c'est à dire on évite la cavitation.

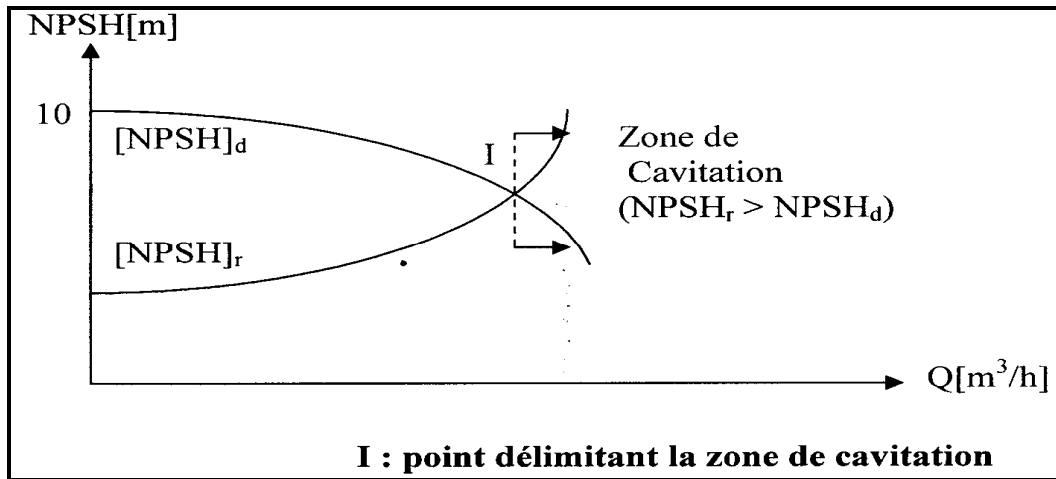


Figure 7.11 .Graphe des courbes NPSH

7.13. Montage des pompes- pompe à axe horizontal ou vertical

a / Pompe à axe horizontal

Cette disposition est la plus classique. Elle est adoptée généralement pour les pompes de surface. L'entretien et le démontage de la pompe sont simplifiés. Il faut évidemment tenir compte des sujétions relatives à la hauteur d'aspiration et à l'amorçage.

b/ pompe à axe vertical- pompe immergées

Ces pompes sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profonds. Nous citerons les principaux types suivants :

➤ Pompe immergée à axe vertical commandée par un moteur placé en surface

La pompe est entraînée par un arbre commun au moteur et qui passe dans l'axe de la canalisation de refoulement. Ce type de pompe présente plusieurs avantages: hauteur manométrique d'aspiration diminuée par la suppression des pertes de charge dues aux coudes, encombrement réduit, travaux de génie civil moins onéreux pour la station de pompage, moteur éloigné de l'ambiance humide de la pompe, visite et entretien très faciles, pas de problème d'amorçage (la pompe étant immergée).

➤ Pompe à moteur immergé

La pompe (généralement multicellulaire) est accouplée à un moteur électrique (placé au dessous de la pompe) et l'ensemble est immergé dans le puits ou le forage. L'installation est

très simplifiée, le groupe étant simplement suspendu à la canalisation de refoulement qu'il suffit de fixer au dessus du forage.

D'une manière générale, ces groupes motopompes à moteur immergé donnent satisfaction à condition que leur construction soit très soignée et qu'ils ne soient pas soumis à des conditions pénibles de marche (tension insuffisante, surcharge, etc).

7.14. Amorçage des pompes centrifuges

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau. L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants (Bouslimi ; 2004) ;

- ❖ a la première mise en marche des pompes ;
- ❖ après une réparation ;
- ❖ a l'occasion d'arrêt prolongé par suite de mauvais fonctionnement des clapets ou en raison de la présence d'un peu d'air dans la canalisation.

On distinguera quatre types d'amorçages:

7.14.1. Cas des pompes à axe horizontal

a-Amorçage par remplissage

Si la pompe n'est pas maintenue en charge du côté de son refoulement, la présence d'un clapet disposé après la pompe peut ne pas suffire à assurer son amorçage à tout instant, surtout si l'on prévoit de longue période d'arrêt.

On peut remédier à cet inconvénient, en amenant à la pompe l'eau nécessaire à son remplissage et à celui de la conduite d'aspiration soit à partir d'un petit réservoir auxiliaire rempli lors du fonctionnement, soit lorsque c'est possible, en utilisant le réseau de distribution. Les pompes comportent normalement des orifices munies des robinets et parfois d'entonnoirs permettant l'introduction de l'eau et la purge d'air manuellement. Cette opération de remplissage ne peut être utilisée pour les installations importantes en raison du volume d'eau qui serait nécessaire.

b- Amorçage par le vide

Ce type d'amorçage consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration à l'aide d'une pompe spéciale indépendante de la pompe de relèvement de l'eau qu'on appelle pompe à vide, qui est une machine qui fonctionne comme un compresseur en aspirant l'air dans la chambre où on désire réaliser le vide, pour le refouler à l'atmosphère .

Pour éviter que l'eau ne pénètre dans la pompe à vide, celle-ci aspire l'air dans un réservoir de petite capacité (quelques dizaine de litres pour les petites installations) où s'opère le dégazage de ce vide de l'eau aspirée, des contacts électriques (bougies) matérialisent le niveau maximal et minimal de l'eau dans le réservoir, et sont utilisés pour commander la mise en route et l'arrêt de la pompe à vide.

c- Amorçage sous pression

Dans ce type d'amorçage, on crée une certaine pression au dessus de la pompe qui maintiendra toujours, même à l'arrêt, la pompe et la canalisation pleine.

d- Pompes auto-amorçages

Elles sont rarement utilisées vu leur double fonction qui engendre de faible puissance et donc un rendement inférieur à celui d'une pompe normale.

7.15. Etude et choix des pompes**NB**

L'étude de choix de pompe sur fait par logiciel Caprari pompe

7.15.1. Refoulement SP01 – SP02

Le débit à refoulée dans cette station $Q=617 \text{ l/s} = 2221 \text{ m}^3/\text{h}$, la solution propose si que on partagé Q en 3 bloc identique $Q/3=740.33 \text{ m}^3/\text{h}$ c'est-à-dire que chaque bloc refoulée $740.33 \text{ m}^3/\text{h}$ avec 3 pompes pour chacune .l'étude fait pour une bloc

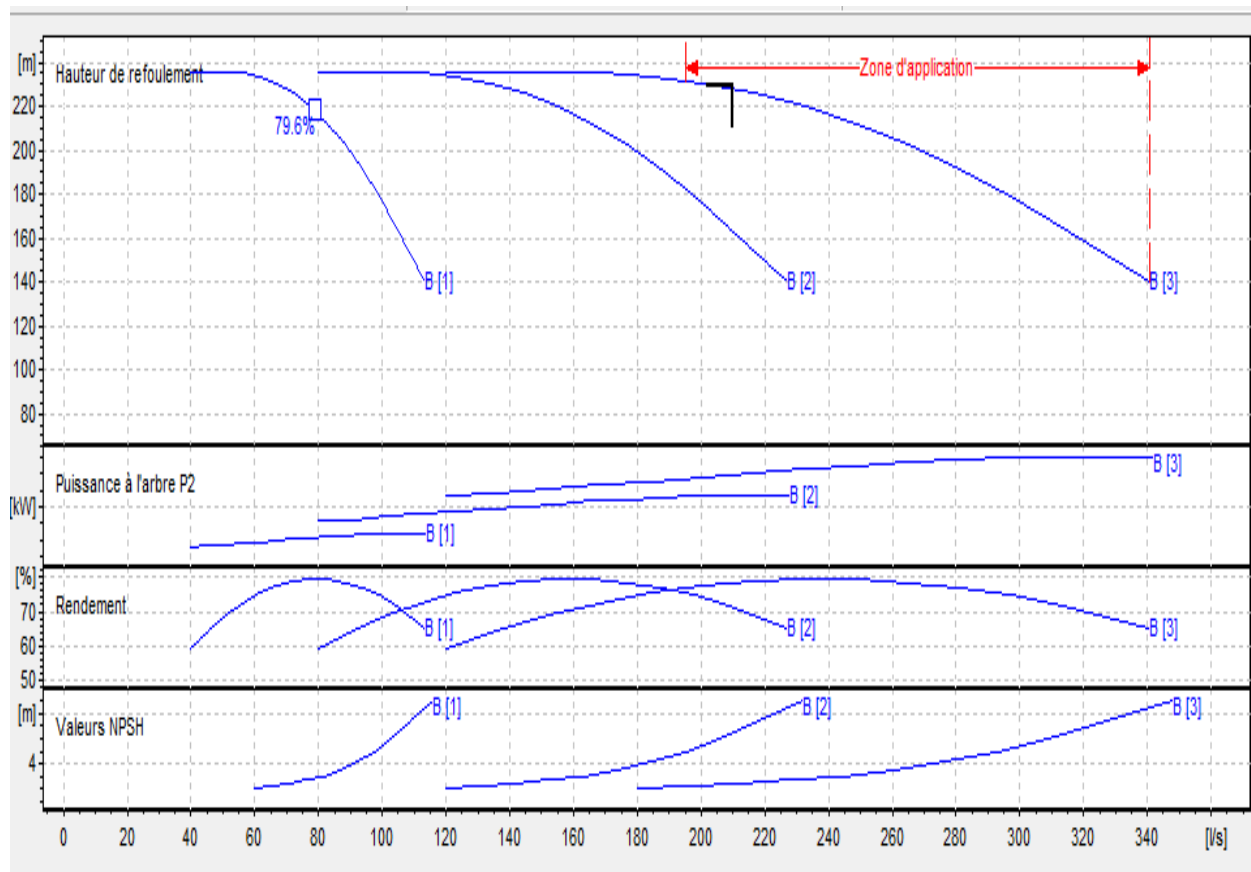
Tableau 7.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

<i>Nombre de bloc</i>	<i>Q appelé (m³/h)</i>	<i>HMT appelée (m)</i>	<i>Type de pompe</i>	<i>HMT (m)</i>	<i>η (%)</i>	<i>Vitesse (tr/min)</i>	<i>Puissance absorbée</i>	<i>(NPSH)r (m)</i>
1	2221.2	205.5	-	-	-	-	-	-
3	740.33	205.5	PM 150/8B	228	78	1450	197	2.43

A partir du tableau (7-2), on déduit que la variante de (0 3) bloc est la meilleure du point de vue **rendement**, **puissance absorbée** et **nombre de pompes en parallèle**.

On opte pour un nombre de pompe de (09) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces quatre (09) pompes sont identiques **de type PM150/ 8B**

**Figure 7.12 :** Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM150/8B

7.15.2. Refoulement SP02 – SP03

Un débit de $Q = 570 \text{ l/s} = 2052 \text{ m}^3/\text{h}$ refoulée par (6) pompes dans 2 bloc de 3 pompes pour chacune

Tableau 7.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

Nombre de bloc	Q appelé (m^3/h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance absorbée	(NPSH)r (m)
1	2052	181.38	-	-	-	-	-	-
2	1026	181.38	PM 150/8A	200	76.9	1450	241	4.58

A partir du tableau (7-3), on déduit que la variante de (02) bloc est la meilleure du point de vue **rendement**, **puissance absorbée** et **nombre de pompes en parallèle**.

On opte pour un nombre de pompe de (06) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces quatre (06) pompes sont identiques **de type PM150/ 8A**

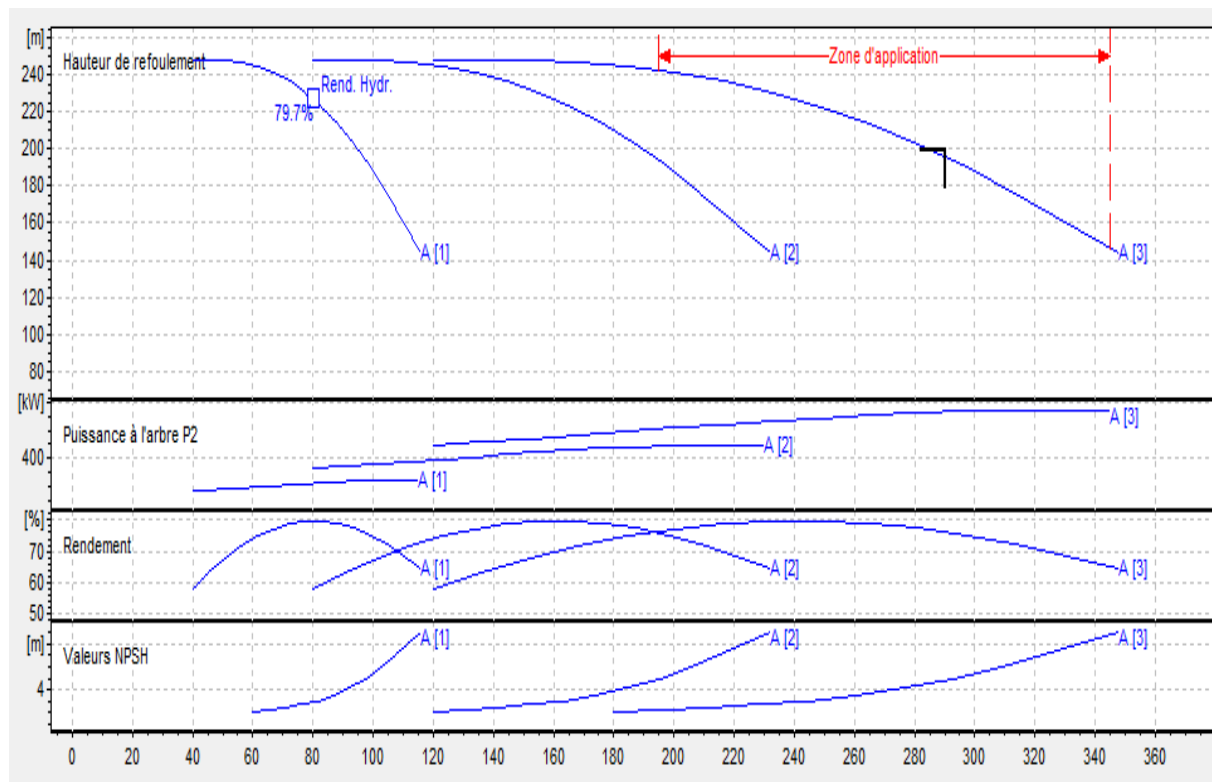


Figure 7.13: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM150/8A

7.15.3. Refoulement SP03 – SP04

Remarque : la station de Reprise (SP03—SP04) est de même caractéristique que de station de Reprise (SP02—SP03) (de même Hmt ; Hg ; Q ;) a partir de cela nous adoptons la même pompe

7.15.4. Refoulement SP04 – Réservoir Timezrit

Un débit de $Q = 570 \text{ l/s} = 2052 \text{ m}^3/\text{h}$ refoulée par (6) pompes dans 2 bloc de 3 pompes pour chacune

Tableau 7.4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

<i>Nombre de bloc</i>	<i>Q appelé (m³/h)</i>	<i>HMT appelée (m)</i>	<i>Type de pompe</i>	<i>HMT (m)</i>	<i>η (%)</i>	<i>Vitesse (tr/min)</i>	<i>Puissance absorbée</i>	<i>(NPSH)_r (m)</i>
1	2052	120.57	-	-	-	-	-	-
2	1026	120.57	PM 150/6B	140	76.1	1450	173	4.7

A partir du tableau (7-4), on déduit que la variante de (02) bloc est la meilleure du point de vue **rendement**, **puissance absorbée** et **nombre de pompes en parallèle**.

On opte pour un nombre de pompe de (06) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces quatre (06) pompes sont identiques **de type PM 150/ 6B**

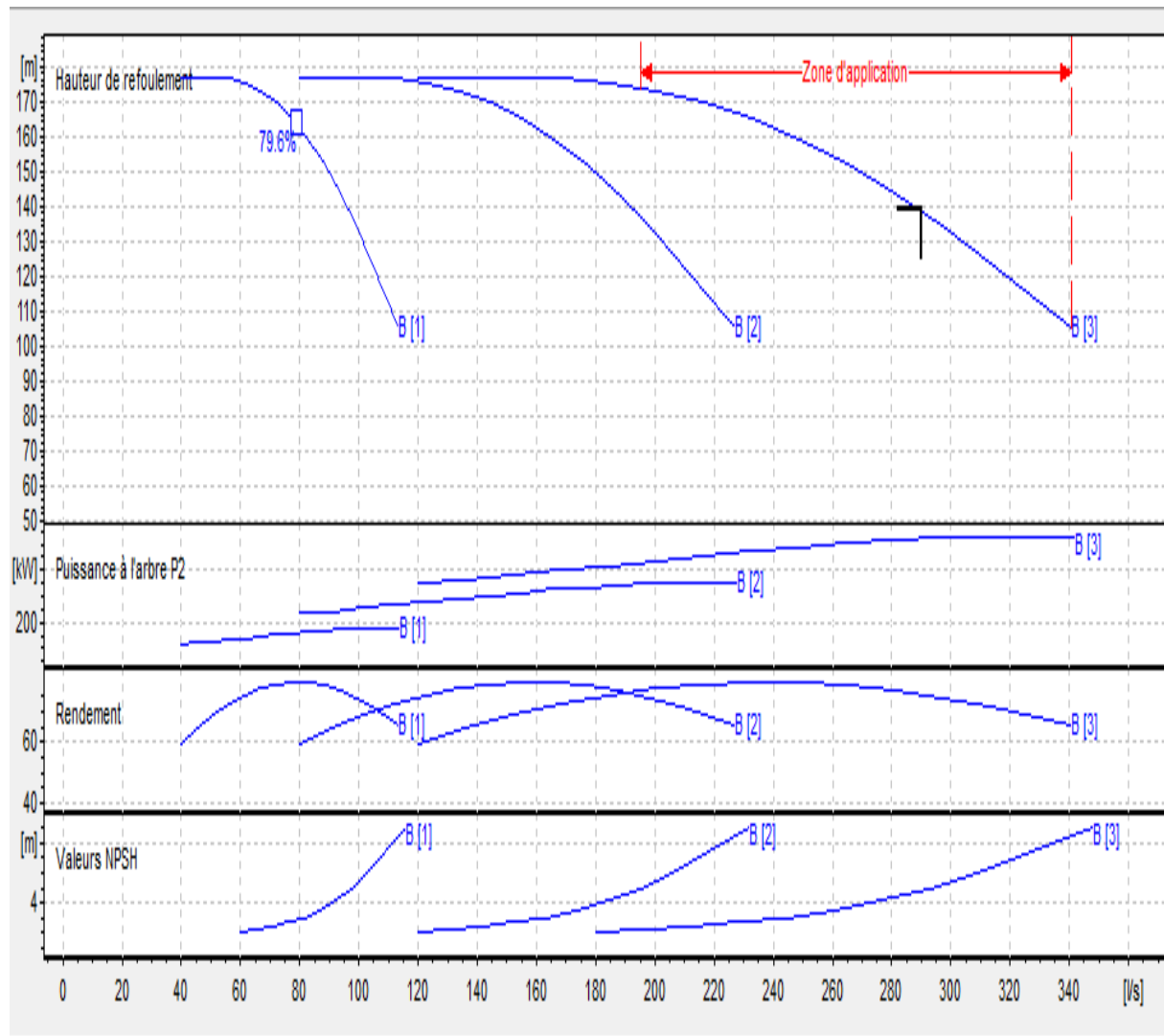


Figure 7.14: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP4) de type PM150/ 6B

7.16. Point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement $[H-Q]$ et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement $[H_c-Q]$.

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (7.25)$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

- Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad (7.26)$$

- Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = 1.15 * \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (7.27)$$

- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;

- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

- Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

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

7.16.1. Refoulement SP01 – SP02

Tableau 7.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	Dec (mm)	λ	(m)	(m)	H _c (m)
1	0	0	200	5900	900	0.041	0	0	200.00
2	33.33	100	200	5900	900	0.041	0.026	0.030	200.03
3	66.67	200	200	5900	900	0.041	0.105	0.120	200.12
4	100.00	300	200	5900	900	0.041	0.235	0.271	200.27
5	133.33	400	200	5900	900	0.041	0.418	0.481	200.48
6	166.67	500	200	5900	900	0.041	0.654	0.752	200.75
7	200.00	600	200	5900	900	0.041	0.941	1.082	201.08
8	233.33	700	200	5900	900	0.041	1.281	1.473	201.47
9	266.67	800	200	5900	900	0.041	1.673	1.924	201.92
10	300.00	900	200	5900	900	0.041	2.118	2.435	202.44
11	366.67	1100	200	5900	900	0.041	3.163	3.638	203.64
12	500.00	1500	200	5900	900	0.041	5.883	6.765	206.76

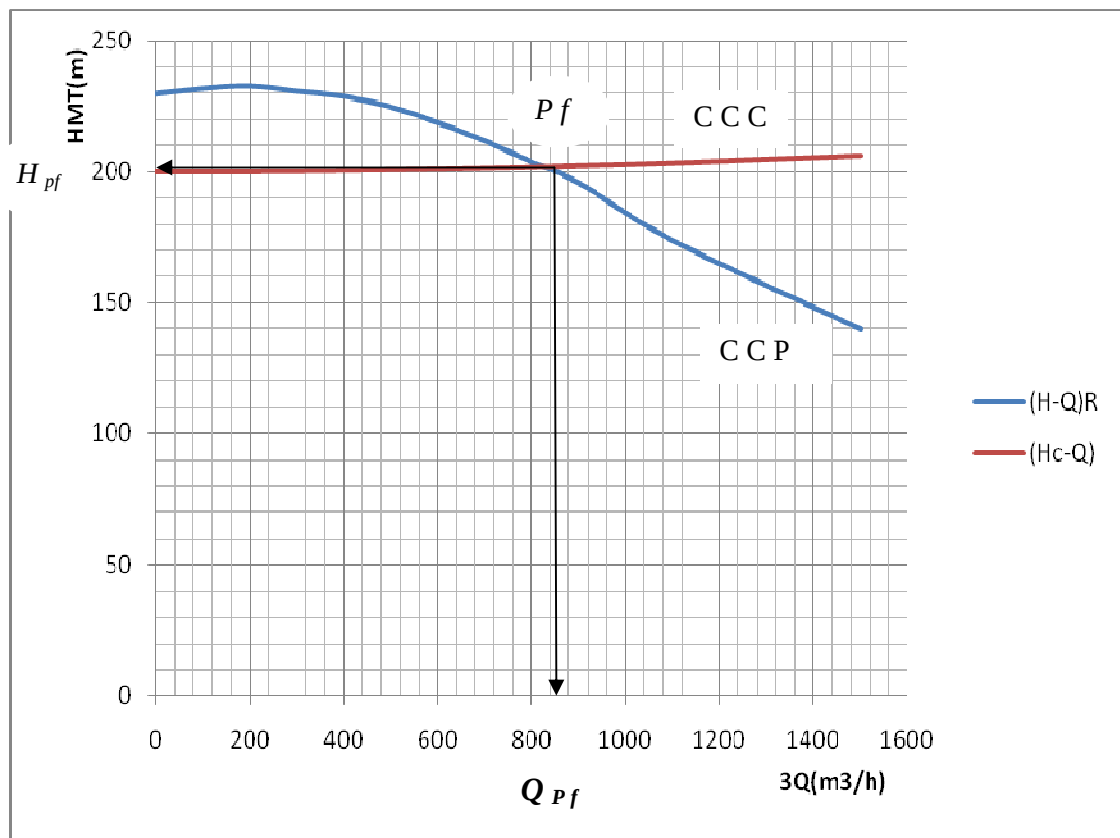


Figure 7.15. Point de fonctionnement de la pompe (SP 01)

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 820 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 740.4 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 206 \text{ m} \approx H_{app} = 205.5 \text{ m} \end{cases}$$

7.16.2. Refoulement SP02 – SP03

Tableau 7.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	λ	(m)	Δh _t (m)	Hc (m)
1	0	0	180	1700	900	0.041	0.000	0	180.00
2	50.00	150	180	1700	900	0.041	0.031	0.035	180.125
3	100.00	300	180	1700	900	0.041	0.122	0.141	180.231
4	150.00	450	180	1700	900	0.041	0.275	0.316	180.406
5	200.00	600	180	1700	900	0.041	0.489	0.562	180.652
6	250.00	750	180	1700	900	0.041	0.764	0.878	180.968
7	300.00	900	180	1700	900	0.041	1.100	1.265	181.355
8	350.00	1050	180	1700	900	0.041	1.497	1.721	181.811
9	400.00	1200	180	1700	900	0.041	1.955	2.248	182.338
10	450.00	1350	180	1700	900	0.041	2.474	2.845	182.935
11	500.00	1500	180	1700	900	0.041	3.054	3.513	183.603
12	0.00	0.00	180	1700	900	0.041	0.000	0.000	180.090

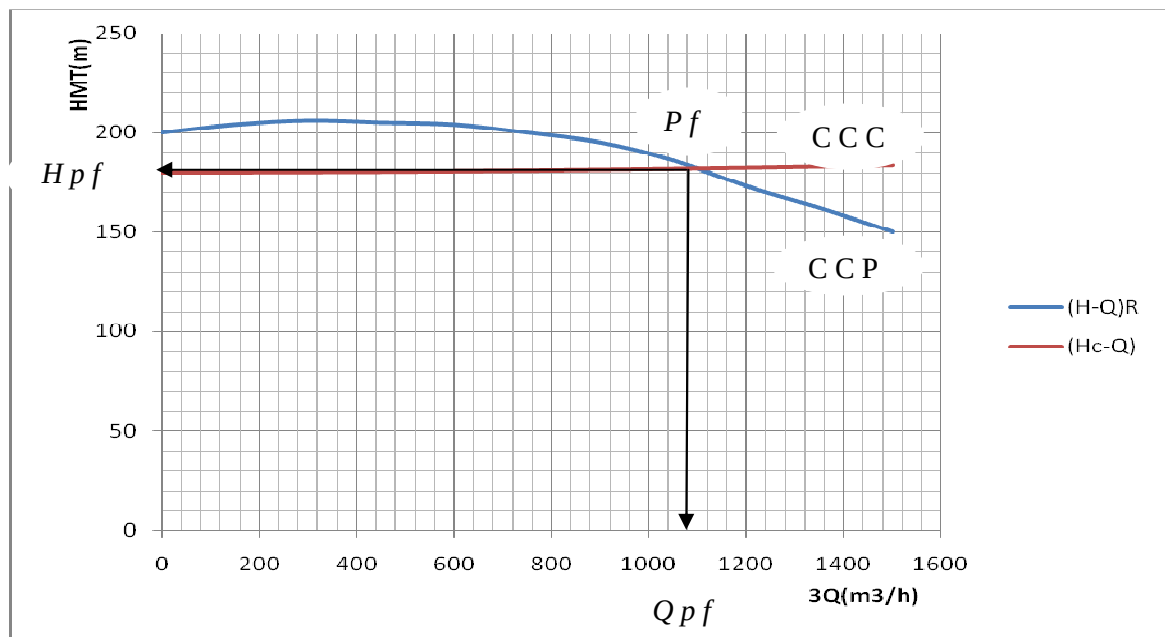


Figure 7.16. Point de fonctionnement de la pompe (SP02)

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 1080 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1026 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 182 \text{ m} \approx H_{app} = 181.38 \text{ m} \end{cases}$$

7.16.3. Refoulement SP04 – R Timzerit

Tableau 7.7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m3/h)	3Q (m3/h)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	λ	(m)	(m)	Hc (m)
1	0	0	120	700	900	0.041	0.000	0	120.00
2	50.00	150	120	700	900	0.041	0.013	0.014	120.014
3	100.00	300	120	700	900	0.041	0.050	0.058	120.072
4	150.00	450	120	700	900	0.041	0.113	0.130	120.202
5	200.00	600	120	700	900	0.041	0.201	0.231	120.434
6	250.00	750	120	700	900	0.041	0.314	0.362	120.795
7	300.00	900	120	700	900	0.041	0.453	0.521	121.316
8	350.00	1050	120	700	900	0.041	0.616	0.709	122.025
9	400.00	1200	120	700	900	0.041	0.805	0.926	122.951
10	450.00	1350	120	700	900	0.041	1.019	1.172	124.122
11	500.00	1500	120	700	900	0.041	1.258	1.446	125.568

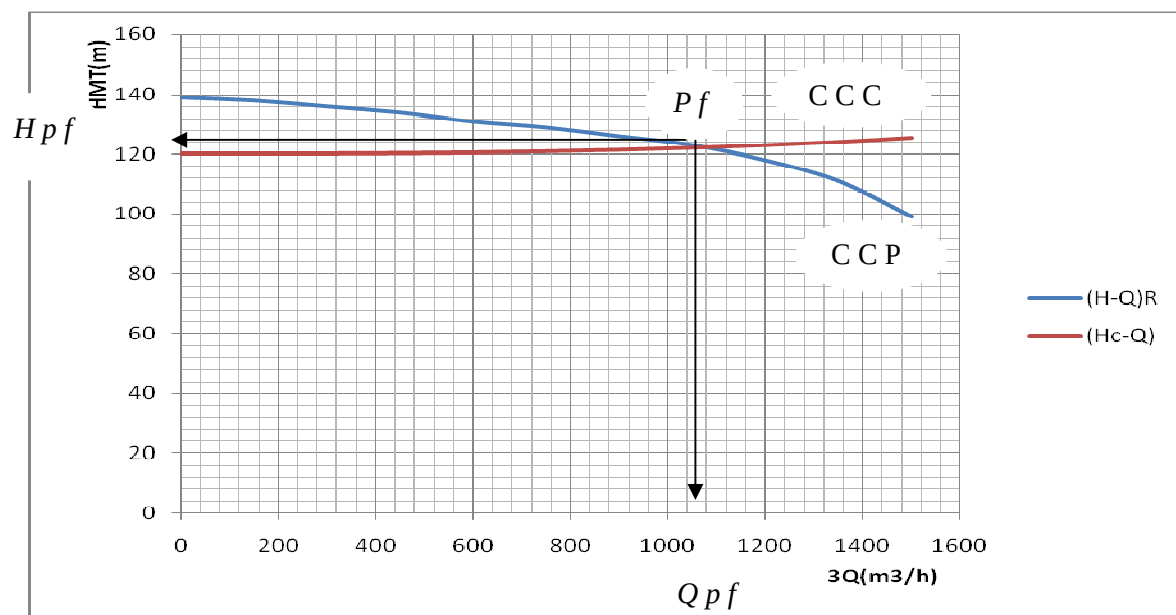


Figure 7.17. Point de fonctionnement de la pompe (SP04)

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 1060 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1026 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 122 \text{ m} \approx H_{app} = 120.57 \text{ m} \end{cases}$$

7.17. Modes de réglage

Plusieurs modes sont possibles pour faire un réglage si le débit pompé est supérieur à la demande, parmi ces modes :

7.17.1. Réglage qualitatif

C'est la diminution de la vitesse de rotation de la pompe. Cependant, la régulation électrique du moteur via un variateur de fréquences engendre une consommation d'énergie supplémentaire dont il faut tenir compte.

7.17.2. Réglage quantitatif

Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}} = \eta_{\text{av,van}}^{\text{inst}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (7.28)$$

- $\eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;

- $\eta_{\text{av,van}}^{\text{inst}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

$$h_v = H' - H_{app} \quad (7.29)$$

- H' : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R (m).

7.17.3. Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{Pf}} * t \quad (7.30)$$

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h)

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage.

Refoulement : SP01-----SP02**1^{ème} possibilité****a) Vannage**

$$\eta_{inst_{av,van}} = 78\%$$

- $H' = 206 \text{ m}$
- $h_v = 206 - 205.5 \longrightarrow h_v = 0.5 \text{ m}$.
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 78\% \cdot \frac{205.5}{205.5 + 0.5} \longrightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 77\%$
- la nouvelle puissance absorbée:

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{740.4}{3} \Rightarrow Q = 246.8 m^3 / h . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 \cdot 246.8 \cdot 205.5}{0.77 \cdot 3600} \Rightarrow P_{abs} = 179.48 \text{ Kw.}$$

2^{ème} possibilité**b) Diminution du temps de pompage**

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{740.4}{820} \cdot 20 \Rightarrow t' = 18.05 \text{ h} = 18 \text{ h } 5 \text{ min}$

- Le rendement correspondant au débit $Q_A=820\text{m}^3/\text{h}$ est : **78%** Moyennant la formule 4.24

(Chapitre 4), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{740.4}{3} \Rightarrow Q = 246.8\text{m}^3/\text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 246.8 * 205.5}{0,78 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 177.18\text{Kw}$$

On opte un réglage par la diminution de la durée de pompage car elle donne un rendement plus élevé et puissance absorbée faible par rapport au réglage par vannage.

Refoulement : SP02-----SP03

1^{ème} possibilité

a) Vannage

$$\eta_{inst_{av,van}} = 76.9\%$$

- $H' = 182\text{ m}$

- $h_v = 182 - 181.38 \longrightarrow h_v = 0.62\text{m}.$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 76.9 * \frac{181.38}{181.38 + 0.62} \longrightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 76.63\%$$

- la nouvelle puissance absorbée:

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{1026}{3} \Rightarrow Q = 342\text{m}^3/\text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 342 * 181.38}{0,7663 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 220.50\text{ Kw}.$$

2^{ème} possibilité

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{1026}{1080} * 20 \Rightarrow t' = 19\text{h}$

- Le rendement correspondant au débit $Q_A=1080\text{m}^3/\text{h}$ est : **76.9%** Moyennant la formule

4.24 (Chapitre 4), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{1026}{3} \Rightarrow Q = 342 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 342 * 181.38}{0,769 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 219.81 \text{ Kw}$$

On opte un réglage par diminution du temps de pompage car elle donne un rendement plus élevé et puissance absorbée faible par rapport au réglage par vannage

Refoulement : SP04-----Réservoir de Timzerit

1^{ème} possibilité

a) Vannage

$$\eta_{inst_{av,van}} = 76.1\%$$

- $H' = 122 \text{ m}$
- $h_v = 122 - 121.27 \longrightarrow h_v = 0.73 \text{ m}.$
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 76.1 * \frac{121.27}{121.27 + 0.73} \longrightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 75.64\%$
- la nouvelle puissance absorbée:

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{1026}{3} \Rightarrow Q = 342 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 342 * 121.27}{0,756 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 149.49 \text{ Kw}.$$

2^{ème} possibilité

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{1026}{1060} * 20 \Rightarrow t' = 19.35 \text{ h} = 19 \text{ h } 35 \text{ min}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_A = 1060 \text{ m}^3 / \text{h}$ est : **76.1%** Moyennant la formule 4.24 (Chapitre 4), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{1026}{3} \Rightarrow Q = 342 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 342 * 121.27}{0,761 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 148.51 \text{ Kw}$$

On opte un réglage par la diminution de la durée de pompage car elle donne un rendement plus élevé et puissance absorbée faible par rapport au réglage par vannage.

7.18. Choix du moteur électrique

7.18.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimal ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

Refoulement : SP01 --SP02

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominal : 400V
- vitesse nominale : 1440 tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 250 Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

Refoulement : SP04 - Réservoir Timezrit

Caractéristiques du moteur

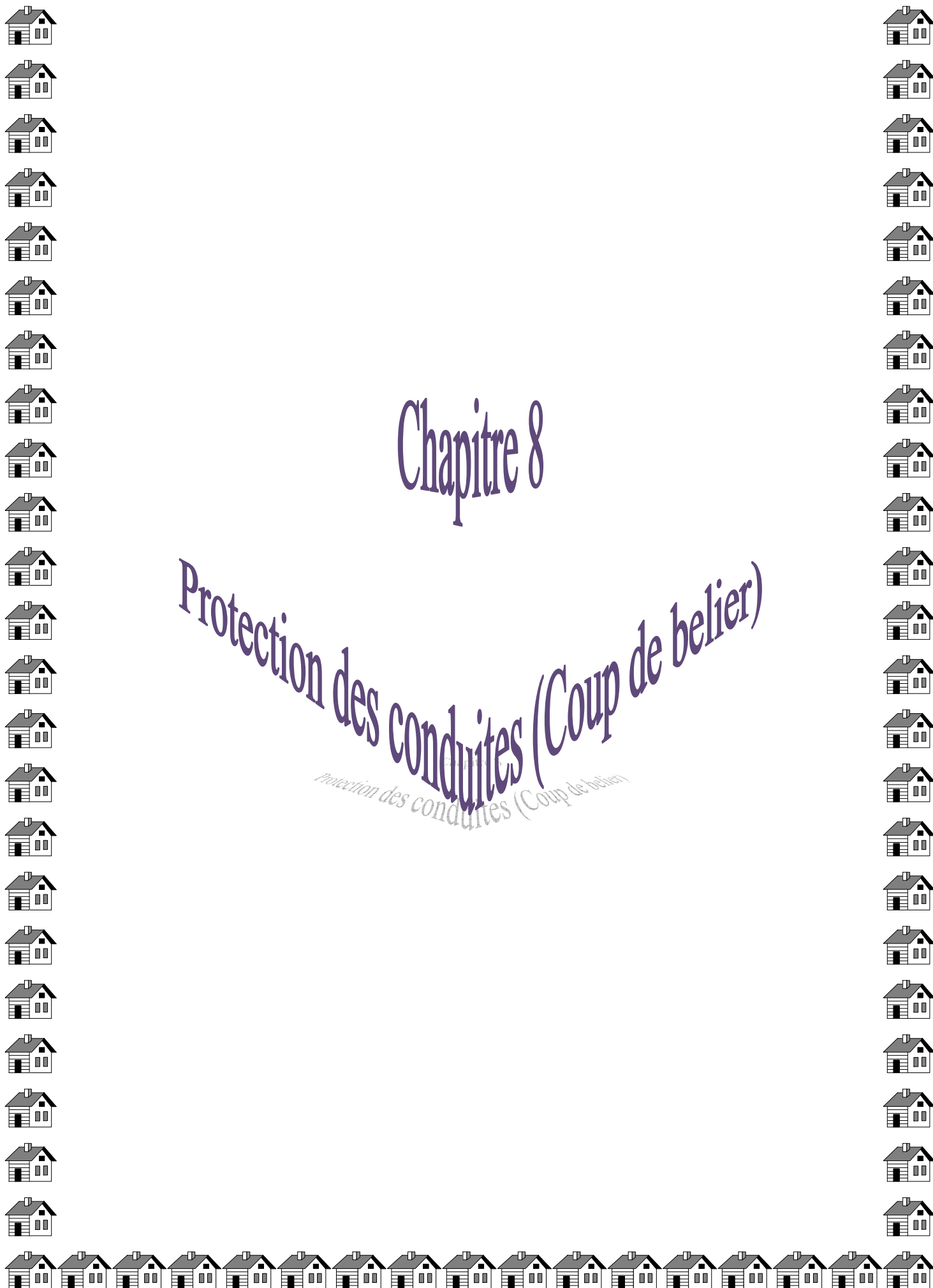
- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1450 tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 200 Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

Conclusion.

Pour assurer l'alimentation en eau potable des points les plus hauts de la région d'étude, nous avons choisi les pompes suivantes :

- (9) pompes centrifuges multicellulaires axe horizontales type PM 150 /8B pour station de pompage (SP01) avec 3 pompes de secours et un débit de $Q=617$ l/s à refoulée vers station(SP02)
- (6) pompes centrifuges multicellulaires axe horizontales type PM 150 /8A pour les stations de pompage (SP02) et (SP03) avec 3 pompes de secours et un débit de $Q=570$ l/s refoulée à station(SP04)
- (6) pompes centrifuges multicellulaires axe horizontales type PM 150 /6B pour stations de pompage (SP04) avec 3 pompes de secours et un débit de $Q=570$ l/s refoulée à réservoir de Timezrit.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque,



Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoutent algébriquement à la pression nominale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions ou des dépressions dangereuses pour la conduite et son équipement (Michel, 1994).

dans ce chapitre nous avons amené à étudier ce phénomène afin de réduire leurs effets qui peuvent survenir sur les canalisations et causer des innombrables dégâts pour les installations hydrauliques.

8.1. Analyse physique du phénomène

En régime transitoire, il y a variation des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le temps et en tout point de la conduite. Dans ce paragraphe on essayera d'explicitier le phénomène durant la période d'oscillation de l'onde de pression.

Prenons le cas d'une pompe (figure 8.1) refoulant un débit donné dans une conduite de longueur L , qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées :

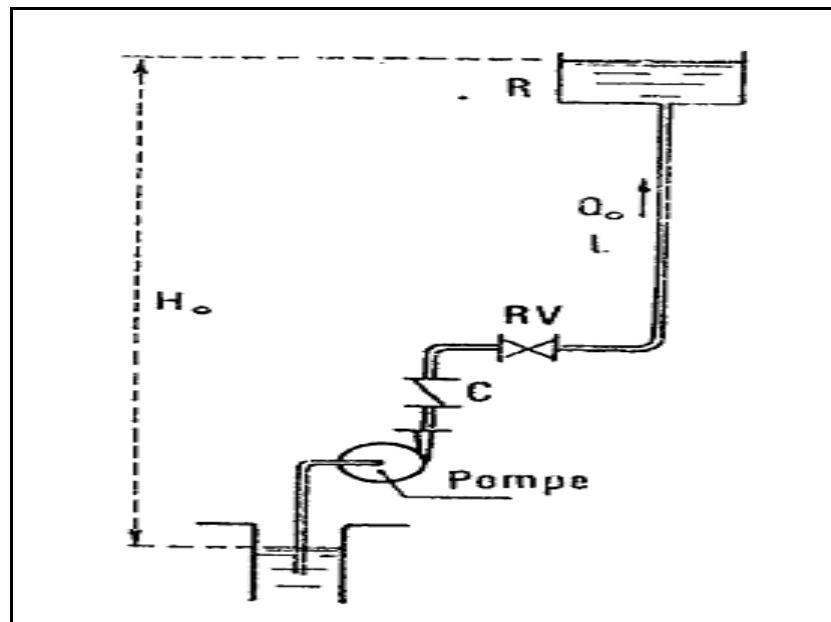


Figure 8.1 : Coup de bélier dans une conduite de refoulement

✚ Première phase

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « a ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a

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

✚ Deuxième phase

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

✚ Troisième phase

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe- réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

✚ Quatrième phase

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

Remarque

L'analyse du phénomène dans le cas d'un arrêt brusque (fermeture rapide d'une vanne) dans un écoulement gravitaire d'eau, dans une conduite d'adduction provenant d'un réservoir, est exactement la même que celle de refoulement sauf cette fois qu'elle commence par une surpression puis se termine par une dépression (3ème phases). Il suffit donc de reprendre la même explication donnée ci-

dessus, en commençant par la troisième phase, puis la quatrième puis la première phase et enfin la deuxième phase

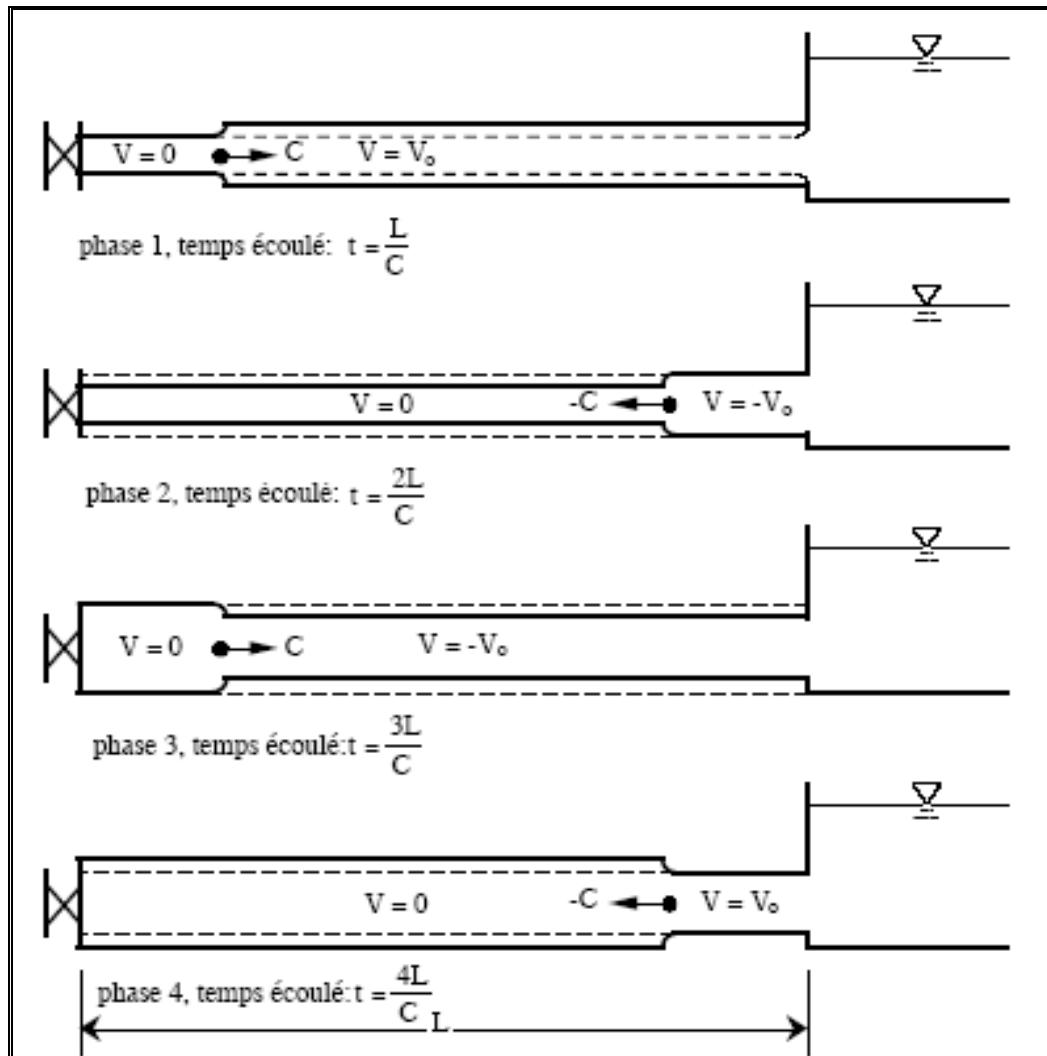


Figure 8.2: Étapes d'un cycle de variation de pression

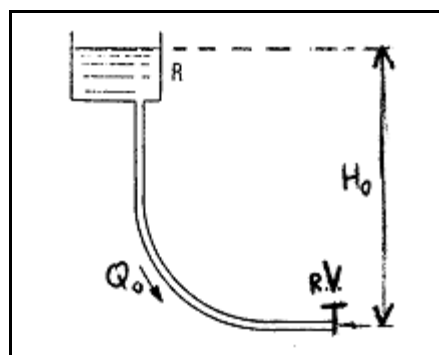


Figure 8.3 : Coup de bélier dans une conduite gravitaire

8.2. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants : (Dupond ; 1979) ;

- ❖ les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- ❖ les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- ❖ les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions ;

8.2.1. Volants d'inertie

Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. Les caractéristiques géométriques du volant ($R_1 > R_2$, f. et la masse) sont déterminées en fonction de la puissance de la pompe et du temps d'arrêt minimum pour limiter suffisamment la valeur du coup de bélier

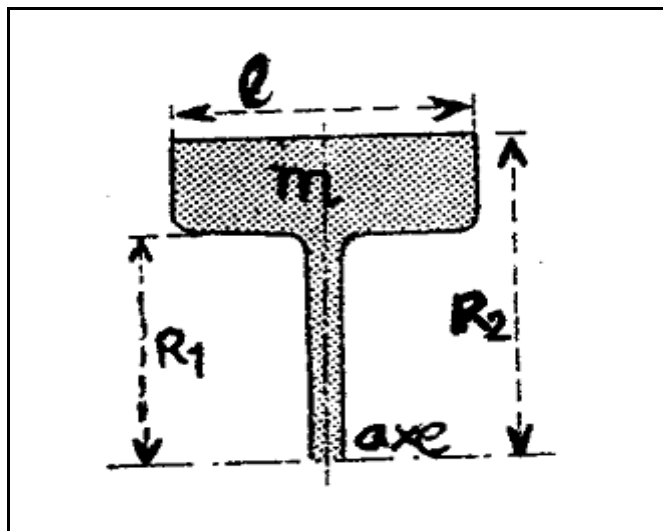


Figure 8.4 : Volants d'inertie

8.4.2. Soupape de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur

de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduit dépasse de 5 % la pression maximale de fonctionnement normal.

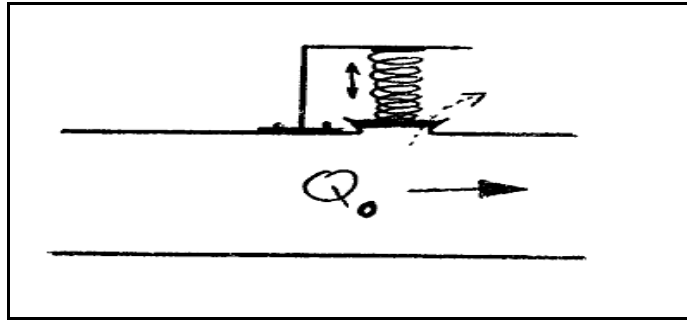


Figure 8.5 : Soupape de décharge

8.2.3. Cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air. Elles sont très rarement utilisées, puisque leur hauteur devrait être énorme. Par contre, elles peuvent trouver leur emploi sur le tracé de la conduite si celui-ci comporte des points hauts

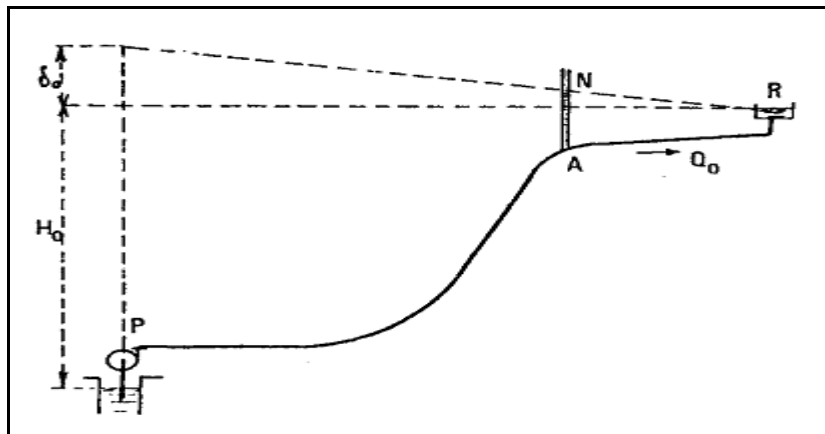


Figure8.6: Cheminées d'équilibre

8.2.4. Le réservoir d'air

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression.

A cause de sa simplicité et de son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau.

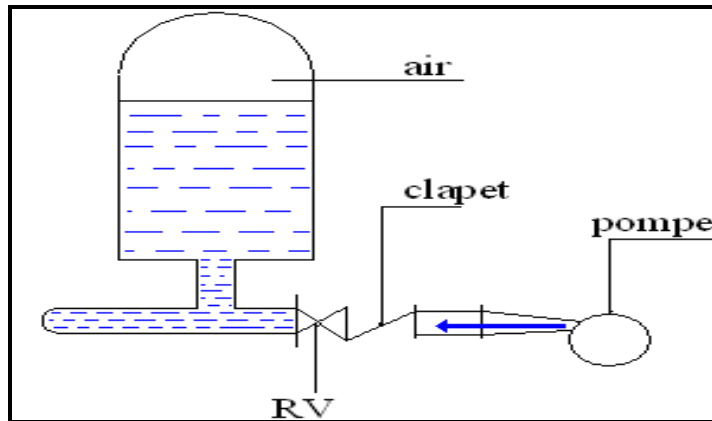


Figure8.7 : installation du réservoir d'air

8.3. Protection des conduites contre le coup de bélier

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

8.5.1 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 (**$Q \leq 30$ l/s, $L \leq 1200$ 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.

8.4 .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 :

$$\text{Formule de JUKOWSKI} \quad b = \frac{aV_0}{g} \quad (8-1)$$

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 $t > \frac{2L}{a}$

$$\text{Formule de MICHAUD} \quad b = \frac{2LV_0}{gt} \quad (8-2)$$

avec :

L : longueur de la conduite (m).

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

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g} \quad (8-3)$$

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

$$P = H_0 - \frac{aV_0}{g} \quad (8-3)$$

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

$$H_0 = H_g + 10$$

(8-4).

8.4.1. 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>
$H_0 + B$	$H_0 + b$
$H_0 + (a*V_0/g)$	$H_0 + (2*L*V_0 / t_f*g)$

8.4.2. 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 :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \times D}{e}}} \quad (8.5)$$

K : Coefficient qui dépend de la nature de la conduite (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

$$B_0 = \frac{a \times V_0}{g} \quad (8.6)$$

a : Célérité des ondes ;

g : Accélération ;

V₀ : Vitesse d'écoulement dans la canalisation ;

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

$$P_R = Hg + B_0 \quad (8.7)$$

Si P_R > pression de conduite

8.5. Organigramme de calcul de coup de bélier

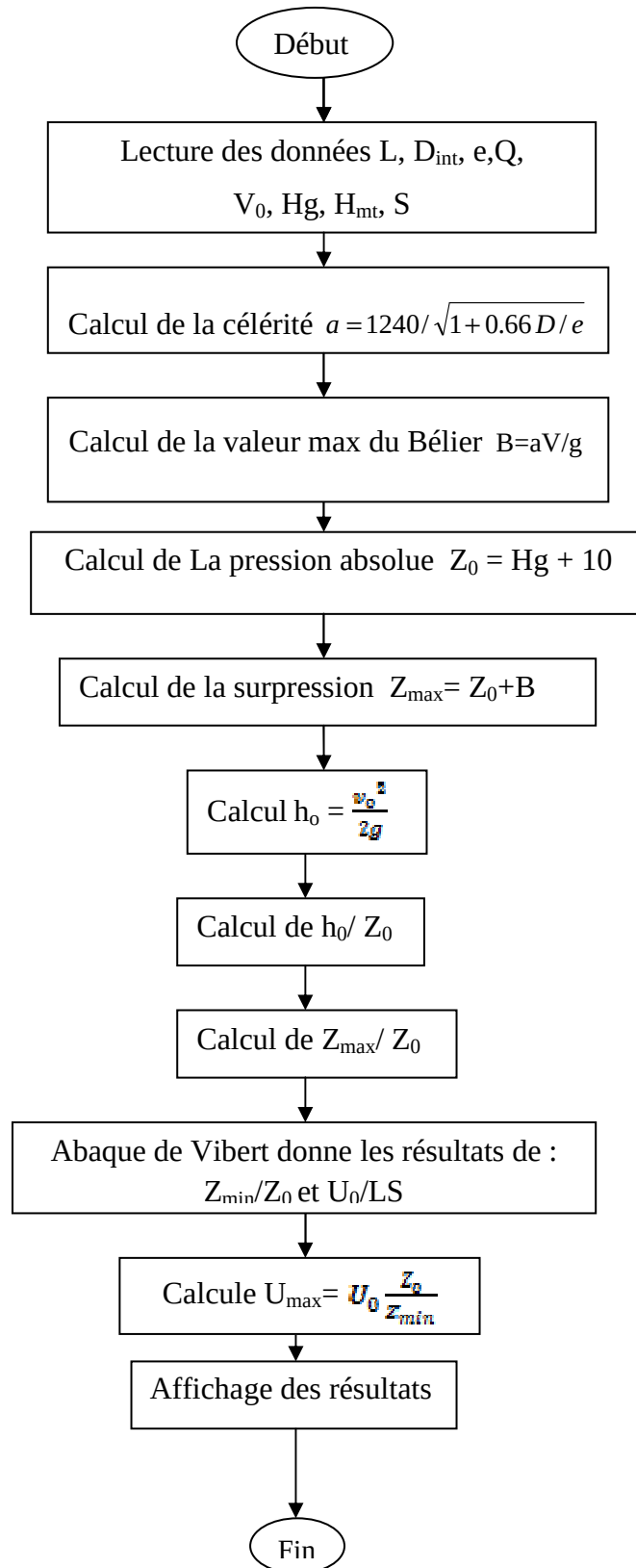


Tableau 8.1. Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

<i>N° de station</i>	<i>Type de matériau</i>	<i>D (mm)</i>	<i>S (m²)</i>	<i>V (m/S)</i>	<i>L (m)</i>	<i>Hg (m)</i>
SP1	Font	900	0.634	0.94	5900	200
SP2	Font	900	0.634	0.86	1700	180
SP3	Font	900	0.634	0.86	1200	180
SP4	Font	900	0.634	0.86	700	120

8.6. Dimensionnement des protections

Etant donné que le principe de calcul du réservoir d'air est le même pour les quatre stations de reprise, ce calcul ne sera appliqué qu'à la deuxième station de reprise.

* Tronçon : Station de reprise SP02 --- station de reprise SP03

Les données de base de ce tronçon de l'adduction sont

$$Q = 5.70 \cdot 10^{-1} \text{ m}^3/\text{s}; \quad L = 1700 \text{ m}; \quad V_0 = 0.97 \text{ m/s};$$

$$e = 17 \text{ mm} \quad \varnothing = 900 \text{ mm}; \quad H_g = 180 \text{ m}.$$

8.6.1. Dépression

La méthode de Puech et Meunier utilise trois nombre adimensionnels :

- K : qui caractérise les pertes de charge
- A : qui caractérise la conduite de refoulement ;
- B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes au profil en long.

Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

Nous avons affaire à une conduite en Font , on calcule la célérité « a » :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 1 \cdot \frac{900}{17}}} = 983.91 \text{ m/s}$$

A/. Caractéristiques de la conduite .

$$A = \frac{aV_0}{gH_0}$$

On calcule d'abord la hauteur géométrique d'élévation : $H_0 = Hg + 10$

$$H_0 = 180 + 10 = 190 \text{ m.}$$

$$H_0 = 190 \text{ m.}$$

$$A = \frac{983.91 \times 0.97}{9,81 \times 190} = 0.60 \quad \longleftrightarrow A=0.53$$

B/. Caractéristiques de la perte de charge (K)

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$H_{abs} = Hmt + 10 = 200 + 10 = 210\text{m} \quad \longleftrightarrow \quad H_{abs}=210\text{m}$$

H_{abs} : hauteur manométrique totale absolue.

$$K = \frac{210 - 190}{190} = 0.11 \quad \longleftrightarrow K=0.11$$

C/. Caractéristiques du réservoir (B)

Nous devons considérer la famille de courbes B pour $A = 0,53$ et $K = 0,11$, mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes : $K = 0.2$ et $A = 1$

Tableau 8.2. Profil en long de la conduite

PROFIL EN LONG										
POINT	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00
Z(m)	158,62	165,78	164,97	157,47	178,08	208,83	272,85	319,58	278,83	358,62
X(m)	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4200	5900
DZ	0,00	7,16	6,35	-1,15	19,46	50,21	114,23	160,96	120,21	200,00
Pmin/Ps	0,05	0,08	0,08	0,04	0,14	0,29	0,59	0,81	0,62	1,00
X/L	0,08	0,17	0,25	0,34	0,42	0,51	0,59	0,68	0,71	1,00

Nous superposons ce profil en long absolu aux familles des courbes B sélectionnées. Le graphe de MEUNIER et PUECH nous montre les zones à risque et nous pouvons considérer un point.

En effet un petit carré dans le sens vertical représente une protection de :

$P = 0,01 \times H_0 \rightarrow P = 0,01 \times 190 = 1.9$ Il suffit qu'un carreau pour avoir la sécurité de 3 m néanmoins pour protéger la partie terminale nous prendrons :

$B=0,2$ avec $A=1$.

La conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil 10 m une pression absolue de 1.9 m

Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot s}{B} = \frac{(0.97)^2}{9,81 \times 210} \times \frac{1700 \times 0.634}{0,2} = 2.46 \text{ m}^3 \quad \longleftrightarrow \quad U_0 = 2.46 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la faible pression, nous lisons sur le graphe

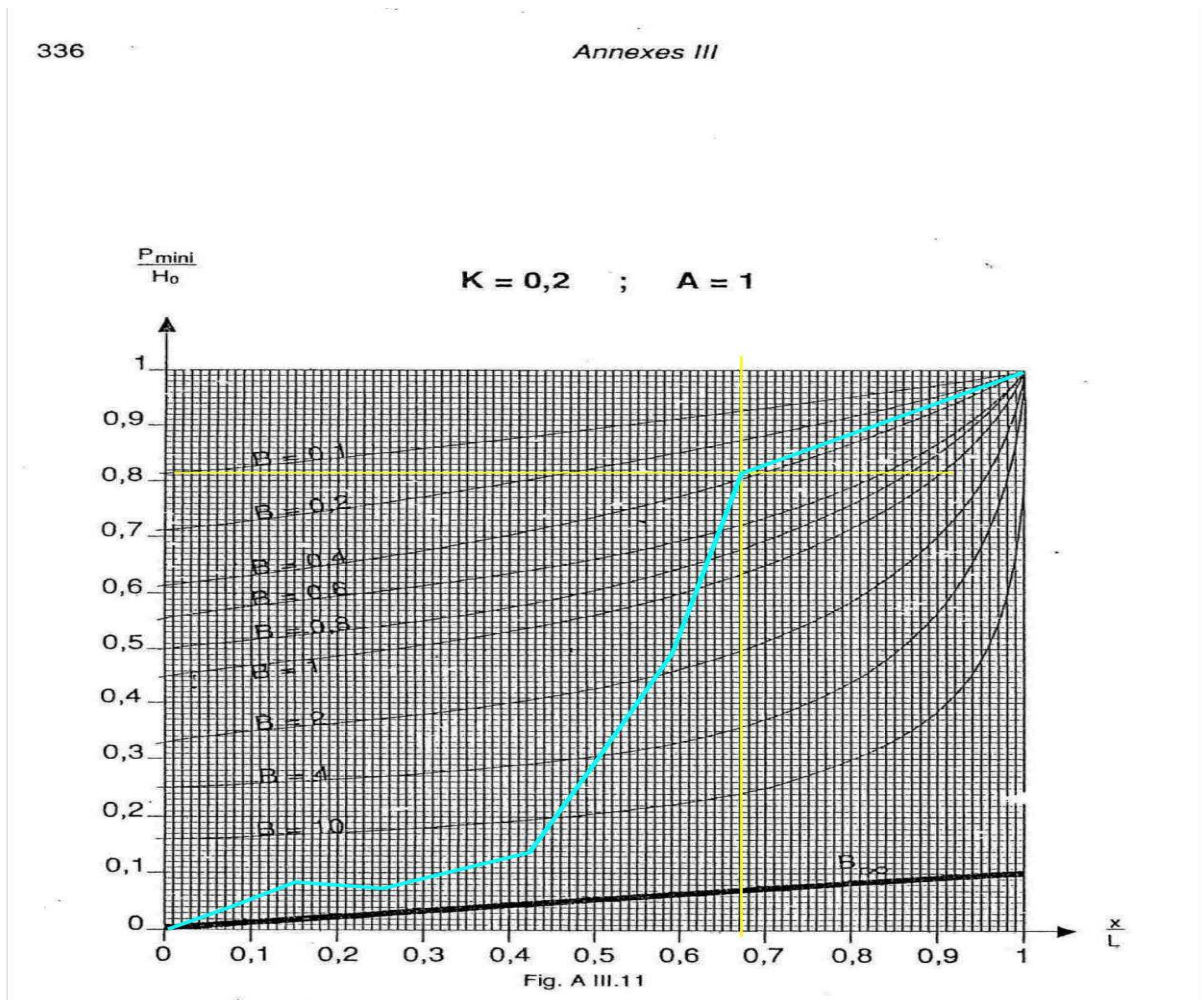


Figure 8.8 Etude de dépression ABAQUES DE PUECH ET MEUNIER

Le volume maximal de l'air comprimé est :

$$K = \frac{P_{\min}}{H_0} = 0,81 \Rightarrow P_{\min} = 0,81 \times 190 = P_{\min} = 153.9 \text{ m.c.e.} \quad (8-9)$$

L'évolution du volume d'air est :

$$P_{\min} \times U_{\max}^{1,2} = H_{\text{abs}} \times U_0^{1,2}$$

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 2.5 \left(\frac{210}{153.9} \right)^{\frac{1}{1,2}} \longrightarrow U_{\max} = 3.24 \text{ m}^3 \quad (8-9)$$

Par mesure de sécurité, et pour garder 20 % d'eau dans le réservoir, il faut prévoir un réservoir anti-bélier d'un volume égale à :

$$V_{R.A.B} = V_{\text{MAX}} + 20\%(V_{\text{MAX}}) = 1,20 \times V_{\text{MAX}} \quad (8-10)$$

$$V_{R.A.B} = 3.24 \times 1.20 = 4 \text{ m}^3$$

8.6.2. Surpression

A partir du l'abaque de Dubin et Guéneau (voir annexe), nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme pour A = 1 et B = 0.2 on a

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 1.7 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0.6 * d^2} - 1 \right]^2 \dots \dots \dots (8-11) \\ \frac{P_{\max}}{H_0} = 1.069 \dots \dots \dots (8-12) \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 1.7 \Rightarrow \alpha = 1.7 \frac{H_0}{V_0^2} = 1.7 \frac{190}{(0.97)^2} = 343.28^\circ$$

A partir de la formule(8-11) on peut tirer le diamètre « d » :

$$\frac{D^2}{0.6d^2} = \sqrt{2g\alpha} + 1$$

$$d^2 = \frac{D^2}{0,6(\sqrt{2g\alpha} + 1)} \quad (8-13)$$

$$d^2 = \frac{(900)^2}{0,6(\sqrt{2 * 9,81 * 343.28} + 1)}$$

d =127 mm représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule (8-9) on peut tirer le « $P_{\max}$ » :

$$\frac{P_{\max}}{H_0} = 1,069 \Rightarrow P_{\max} = 1.069 \times 190 \Rightarrow P_{\max} = 203.11 \text{ m}$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue, $H_0 = 190\text{m}$ est :

$$\text{Surpressions} / H_0 = 203.11 - 190 = 13.11\text{m}$$

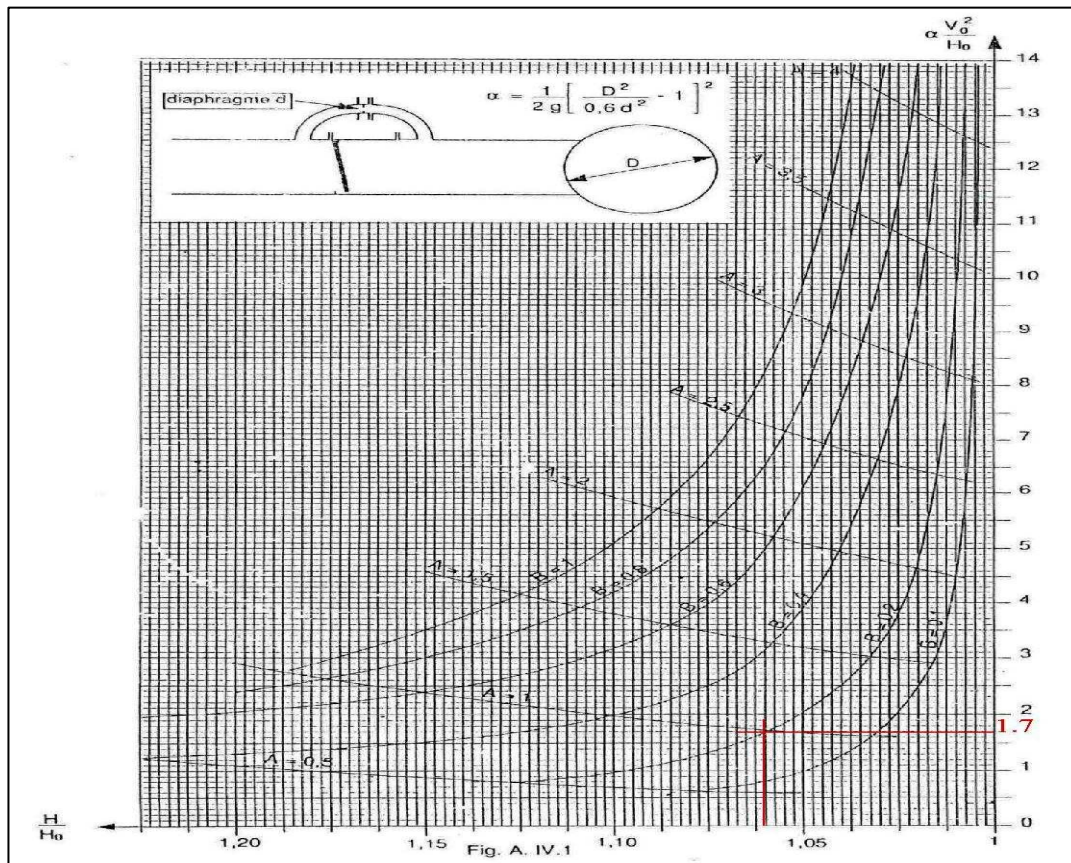


Figure 8.9. Etude de la surpression abaques de DUBINET ET GUENEAU

8.7. Tracé de l'épure de Bergeron

Dans cette méthode nous devons agir par tâtonnement qui restera très limité, mais d'une bonne précision

.

8.7.1. Calculs préliminaires

- Valeur de la célérité (a)

$$a = 983.91 \text{ m/s}$$

- Valeur du coup de bélier (b)

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{983.91 \cdot 0.97}{9.81} = 97.287 \text{ m}$$

➤ **Valeur maximale de la pression dans la conduite :**

$$H_{\max} = H_g + b = 190 + 97.287 = 287.287 \text{ m}$$

➤ **Valeur minimale de la pression dans la conduite :**

$$H_{\min} = H_g - b = 190 - 97.287 = 92.713 \text{ m}$$

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

$U_0 = 2.46 \text{ m}^3$ et d'autre part, que l'on dispose de diaphragme de diamètre $d = 127 \text{ mm}$.

a) variation du volume d'air dans le réservoir

Les temps se suivent selon des valeurs :

$$\vartheta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 1700}{983.91} = 3.455 \text{ s}$$

Pour le premier intervalle ϑ on aura :

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$$

Pour les autres :

$$V_{\text{moy}} = \frac{(V_F)_{i-1} + (V_F)_i}{2}$$

Où :

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

$(V_F)_i$: La nouvelle vitesse finale choisie pour l'intervalle considéré.

$$\Delta U = \vartheta \times S \times V_{\text{moy}} = 3.455 \times 0.635 \times V_{\text{moy}}$$

$$\Delta U = 2.19 V_{\text{moy}}$$

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 :

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

b) la nouvelle pression dans le réservoir (Z)

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

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

Où :

H_{abs} : Hauteur manométrique totale absolue (Hmt +10).

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

donc :

$$Z = \frac{210 \times (2.46)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{618.5}{U^{1,2}} \Rightarrow Z = \frac{618.5}{U^{1,2}}$$

c) pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite

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

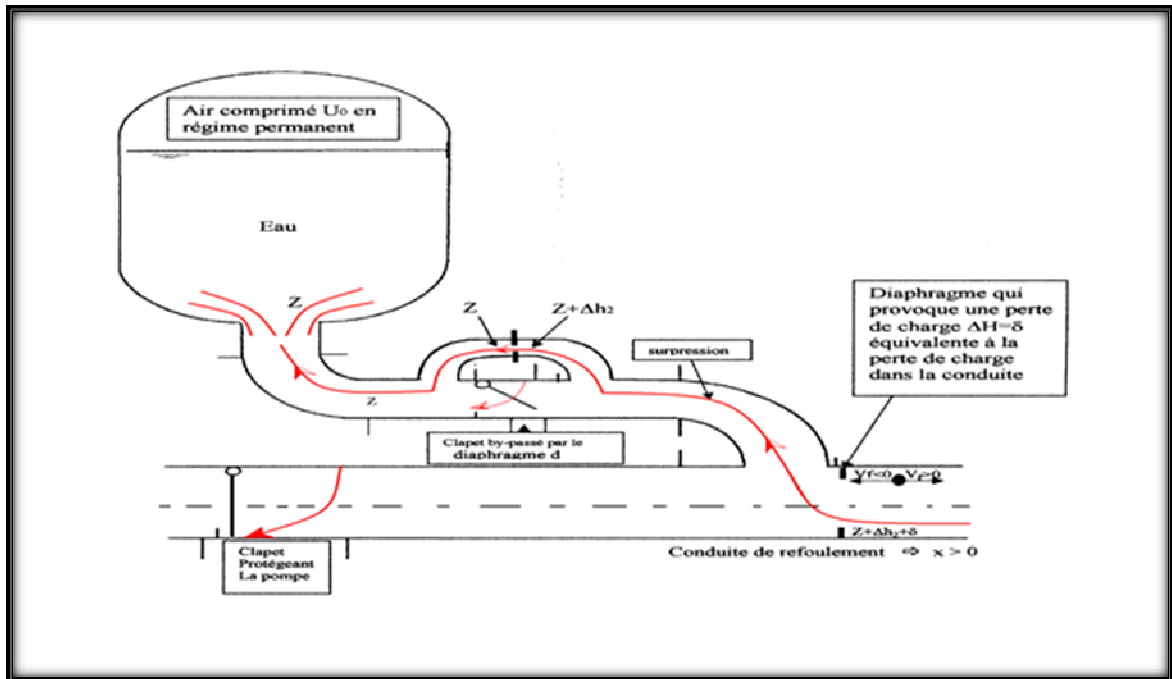


Figure 8.10 Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite

d) perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air, est calculée par la formule suivante :

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

$$\Delta h_2 = \left[\left(\frac{(900)^2}{0,6.(127)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81} = 348.5 V_F^2$$

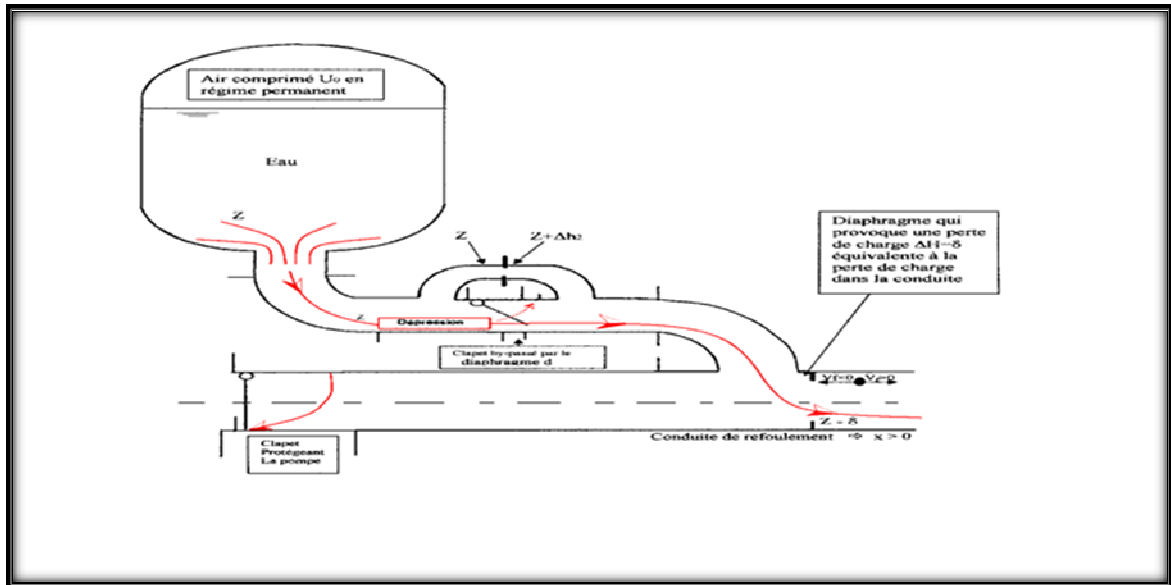


Figure 8.11 Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite

e) calcul de la perte de charge au refoulement

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\delta_r = \frac{1,15L\lambda V_F^2}{2gD} = \frac{1,15 \times 1700 \times 0,041 \times V_F^2}{2,9,81 \times 0,900} \Rightarrow \delta = 4,54V_f^2$$

f) Epure du Bergeron

Détermination de la pente de la droite :

Etape de calcul

$$\frac{a}{g \times S} = \frac{983,91}{9,81 \times 0,635} = 157,94$$

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

♦ Echelle des pressions :

$$1\text{cm} \longrightarrow 30\text{m} \quad B = 5,26\text{cm}$$

$$X \longrightarrow 157,94$$

♦ Echelle des débits :

Pour $V = 0,97 \text{ m/s}$, le débit $Q = 0,570 \text{ m}^3/\text{s}$; on a alors :

$$Q = 0,570 \longrightarrow 10\text{cm} \quad A = 17,54 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m}^3/\text{s} \longrightarrow y$$

$$\text{Donc, la pente de la droite sera : } \tan \alpha = \frac{B}{A} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{5,26}{17,54} = 0,30$$

donc, $\alpha = 16.70^\circ$ (angle d'inclinaison).

g) Explication du tableau

1. on choisit la vitesse finale (V_F) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale (V_0) et on l'inscrit dans la ligne (09).
2. On calcule la vitesse moyenne $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$ et on l'inscrit dans la ligne (10).
3. On 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 projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).
7. Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie (V_F), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse V_F choisie est égale à la vitesse V_F lue). Dans ce cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (11) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse V_F toujours, légèrement inférieure à la vitesse précédente et on répète les mêmes calculs.
8. Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse (V_F). De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

Tableau .8.3. Calcul du réservoir d'air pour le tronçon SP01----- SP02

1	Intervalle de temps(s)	0	$\vartheta=3.54s$	$2\vartheta=6.9s$
2	Variation du volume d'air (m ³) $\Delta U = 2.19 V_{moy}$	0	1.664	-0.383
3	Volume d'air (m ³) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	2.46	4.124	3.741
4	Pression d'air (m) $Z = \frac{618.5}{U^{1.2}}$	209.99	112.96	126.985
5	Perte de charge (m) Aller: $\Delta h_1 = 0$. Retour : $\Delta h_2 = 348.5 V_F^2$	0	0	282.28
6	Pression dans la conduite (m) Aller = $Z - \Delta h_1$ Retour = $Z + \Delta h_2$	209.99	112.63	409.26
7	Perte de charge δ (m) $\delta = 4.54 V_f^2$	4.274	1.37	3,645
8	Pression dans la conduite sans δ (m) Aller = $Z - \Delta h_1 - \delta$. Retour = $Z + \Delta h_2 + \delta$.	205.716	114	412.91
9	Vitesse finale choisie (m/s)	0.97	0.55	-0.90
10	Vitesse moyenne V_{moy} (m/s)	/	0,76	-0.175
11	Vitesse lue sur le graphe (m/s).	0.97	0.45	-0.90
12	Désignation des points	1R	2P	4P

h) .Caractéristiques du réservoir d'air

L'examen de la quatrième colonne du Tableau 8.3, montre que l'air peut occuper un volume maximal d'environ $4.125m^3$, 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 $4.53 m^3$ (10% de 4.125), dans laquelle l'air en marche normale n'occupera que $2.46m^3$. 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 $112.63 m$. En phase de surpression, la pression dans la conduite est de $190 m$.

i. Précaution à prendre pour le réservoir d'air

Par suite du contact permanent entre l'air et l'eau dans le réservoir, l'air se dissout peu à peu dans l'eau. Il est donc indispensable de compenser sa dissipation par des injections régulières d'air dans le réservoir. Il existe aussi des réservoirs équipés d'une vessie en caoutchouc dans laquelle est stockée l'eau (l'air est donc séparé de l'eau). Après une période de fonctionnement, il est nécessaire de vidanger entièrement le réservoir pour enlever les dépôts se trouvant au fond de celui-ci.

8.7.2. Interprétation des résultats

Selon l'épure de Bergeron (figure IX.7), on a les faits suivants :

- Pendant la phase de dépression, le volume d'air $U_0 = 2.46 m^3$ passe à $4.125m^3$ à la fin, avec une dépression maximale de $114 m$.
- Pendant la phase de surpression, le volume d'air passe à $3.741m^3$, avec une surpression maximale de $412.91m$.

Les résultats trouvés avec les différentes méthodes de dimensionnement des protections sont illustrés dans le tableau 8.4 :

Tableau 8.4 : Résultats des différentes méthodes de dimensionnement des protections

	<i>Meunier et Puech</i>	<i>Dubin et Guéneau</i>	<i>Bergeron</i>
Pression minimale (m)	153.9	/	112.63
Surpression/H_0 (m)	/	13.11	207.2
U_{max} (m^3)	3.240	/	4.53

Pour que la conduite soit protégée sur toute sa longueur il faut l'équiper d'un réservoir d'air d'un volume $U=4500$ litres avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0=2500$ litres

8.8. Installation du réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

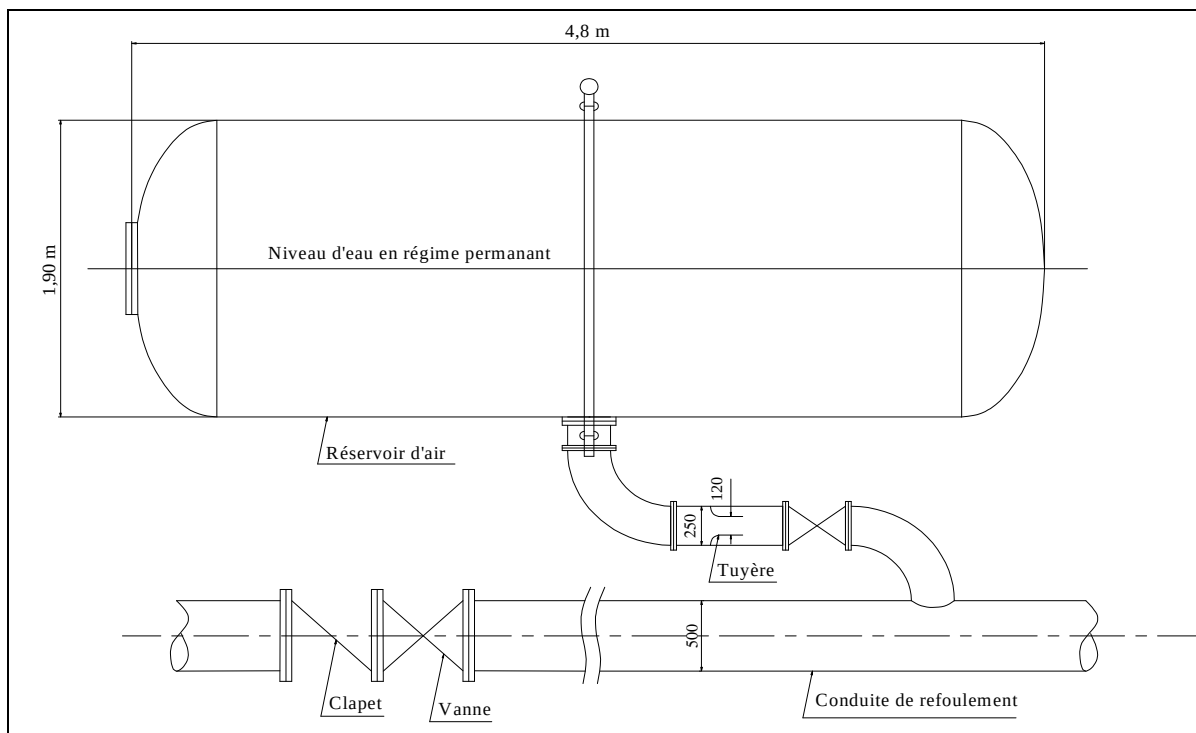


Figure 8.12. Schéma d'installation du réservoir d'air

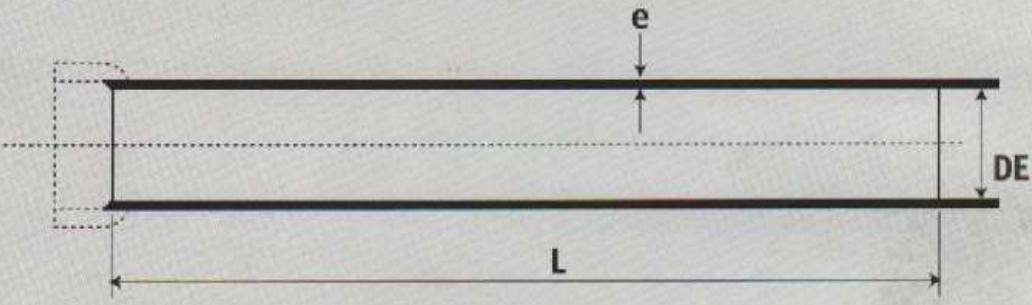
Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant la SR2 à la SR3 contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à l'aval de la conduite de refoulement de la SR2 qui aura un volume total de 4500 litres.

Annexe 3

Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)

•• (Tuyaux fonte ductile - AEP (EN 545
ISO 2531



DN	Diamètre extérieur DE		Epaisseur Fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Epaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à -2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à -2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à -3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à -3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à -3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à -3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à -3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à -3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à -3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à -4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à -4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à -4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à -4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à -5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9.
Ainsi les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2002.

ELECTROSTEEL peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12.
L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule : $e = K(0.5 + 0.001 DN)$.

Annexe 2

Paramètres physicochimiques (OMS 1986).

Paramètre	Unités	Niveau de guide	Concentration maximale admissible
Température	0°C	12	25
pH	Unité PH	6,5<PH<8,5	9,5
Conductivité	Us /cm	400	1250
Chlorure	mg/l	25	200
Sulfates	mg/l	25	250
Calcium	mg/l	100	/
Magnésium	mg/l	30	50
Sodium	mg/l	20	100
Potassium	mg/l	10	12
Ammonium	mg/l	0,05	0,5
Nitrite	mg/l	0,01	0,1
Nitrate	mg/l	25	50
Fer	mg/l	50	200
Fluor	mg/l	400	5000
Chlore résiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphore	mg/l	700	1500
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F Mg/l CaCO_3	35 350	/

Paramètres bactériologiques (OMS 1986)

Paramètres	Eau non traitée	Eau à la distribution
Germes totaux à 37°C	5mg/l	2
Germes totaux à 22°C	100	200
Coliformes	3	0/100
Escherichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Colistridiumsulfo réducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrions chlérique	0	0

Annexe 1

Description de la station de dessalement Cap Djinet

Introduction

Un diagramme en bloc résumant chacune des étapes du procédé de traitement de l'eau de l'usine de dessalement donné par le présent protocole.

1.1. Description du système de traitement de l'usine

1.1.1. Système de Captage

Le système de captage est commun pour toutes les unités de dessalement. l'eau de mer est captée à une **profondeur** de 13 m environ au moyen d'une tour de prise immergée et raccordée au réservoir de captage, à travers un tuyau en polyéthylène d'une longueur approximative de **1700m et de 1800mm de Diamètre**.

1.1.2. Système de prétraitement

Le système de prétraitement se compose d'une seule ligne qui a la prétraiter le 100% de l'eau de mer nécessaire pour produire le 51% de l'au commercialisable produite par l'usine de dessalement, et les 49% restante seront évacuer à la mère.

Le système de prétraitement est composé de :

- ❖ un (1) groupe à vide pour les pompes d'eau de mer (pompe de captage) ;
- ❖ quatre (4) pompes d'eau mer fonctionnant en parallèle ;
- ❖ une (1) pompe d'eau de mer de réserve ;
- ❖ Douze(12) filtres à pression de première étape à sable et à anthracite, fonctionnant en parallèle ;
- ❖ huit(8) filtres à pression de deuxième étape à sable fonctionnant en parallèle. Ces filtres de 2 étapes peuvent être « by-basse »
- ❖ neuf (9) microfilme fonctionnant en parallèle dont un de réserve.

1.1.3. Système de pompage à haute pression

Le système de pompage à haute pression est composé de (Figure 1.2) :

❖ quatre(4) pompe d'haute pression (une par unité de dessalement) permettant de refouler environ la moitié du débit d'eau de mer micro filtrée, nécessaire pour l'alimentation des châssis d'osmose inverse. L'autre moitié de ce débit est véhiculé à travers des système de récupération d'énergie (échangeurs de pression ERI) puis les pompes booster avant qu'elle n'atteigne les châssis d'osmose inverse.

❖ une(1) pompe de haute pression de réserve ;

❖ huit(8) pompes Booster à raison de deux pompes pour chaque unité de dessalement. ces pompes permettent de compenser les pertes de rendement au niveau des ERI et également les pertes de charge au niveau des tubes de pression ; de manière à ce que la pression nécessaire pour le procédé d'osmose inverse soit égale à celle livrée par les pompes de haut pression .

❖ le système de prétraitement alimente quatre(4) pompes de huit pression et huit(8) pompes booster. Or le système de pompage à haute pression n'est pas en fait divisé en deux lignes ; car l'impulsion de toute les pompes est raccordée à un seul collecteur permettant à travers d'un jeu de vanne :

- de faire travailler chaque pompe de haute pression et chaque parie de pompes booster avec l'unité de dessalement à laquelle elles y sont associées
- de diriger l'impulsion de toutes les pompes du système vers un seul collecteur commun qui aliment toutes les unités de dessalement en service une seul ligne de pompage travaillant vers un collecteur commun.



Figure 1.1 Salle des machines

1.1.4. Système d'osmose inverse

Le système d'osmose inverse est divisé en (figure 1.2) :

Quatre(4) unités de dessalement avec une capacité de production de **25 000 m³/j**

Chaque unité est composée de :

- ❖ 304 tubes de pression contenant 7 membranes chacun ;
- ❖ un groupe de 26 échangeurs de pression chargés de l'impulsion de l'eau micro filtrée vers la pompe booster et éléments associés ;
- ❖ **Le permet** de toutes les unités est rassemblé dans un seul collecteur commun, le conduisant vers le post-traitement. D'autre part, le rejet de toutes les unités de dessalement est rassemblé dans un seul collecteur (après circulation par les échangeurs de pression) et envoyé vers la bache de rejet auquel est raccordé l'émissaire de saumure.

Figure 1.2. Membranes (osmose inverse).



1.1.5. Système de ré minéralisation

Le système de ré minéralisation est alimenté par les unités du système d'osmose inverse. Ce système est composé :

- ❖ d'un équipement d'injection de CO₂ ;
- ❖ de 32 lits à calcite, chacun d'eux avec une surface de 14m² et 1.6m de hauteur. L'eau osmose réagit avec la calcite en présence du CO₂ dosé et ce selon la réaction chimique suivant :

❖ $CO_2 + H_2O + CaCO_3 \longrightarrow Ca(HCO_3)_2 \longrightarrow Ca^{+2} + 2HCO_3^-$ Par cette réaction, l'eau osmose se voit enrichie avec la dureté, le pH et l'alcalinité nécessaires. Le

développement de cette réaction dépend du temps de contact avec la calcite ; en d'autres termes pour une surface et une hauteur des lits le rendement augmente lorsque le débit d'eau osmose se trouve réduit.

1.1.6. Système de pompage de l'eau produite

Le système de pompage de l'eau produite est composée :

- ❖ D'un réservoir d'eau produite de $2\,300\text{m}^3$;
- ❖ De deux (2) pompes de refoulement ;
- ❖ D'une (1) pompe de réserve ;
- ❖ D'un débitmètre qui mesure la quantité d'eau commercialisable livrée ;
- ❖ et d'un système d'échantillonnage situé au point de livraison

Les débits distribués par cette station de dessalement sont résumés dans le tableau ci après

Tableau 3.2 : Débits distribués par la station de dessalement de Cap Djinet

<i>Désignation</i>	<i>L/s</i>	<i>M³/j</i>
<i>Carrière</i>	<i>87</i>	<i>7 516.80</i>
<i>Ouled Ali</i>	<i>6</i>	<i>518.4</i>
<i>Ghaicha (R 10 000 m3)</i>	<i>642</i>	<i>55 468.80</i>
<i>Koudiet</i>	<i>150</i>	<i>12 960.00</i>
<i>Zemmouri</i>	<i>93</i>	<i>8 035.20</i>
<i>Couloir Ouest</i>	<i>97.8</i>	<i>8449.92</i>
<i>Sahel Boubarek</i>	<i>6</i>	<i>518.4</i>
<i>Sp.Touabet</i>	<i>124</i>	<i>10 713.60</i>
<i>Sp. projet</i>	<i>50</i>	<i>4 320.00</i>
<i>Couloir Est</i>	<i>180</i>	<i>15 552.00</i>
<i>Total</i>	<i>1158</i>	<i>100 051.20</i>

Le débit à prélever pour combler le déficit (**617.25 l/s**) de notre zone d'étude du Sud Est de Boumerdés est celui qui transite par le réservoir d'équilibre **El Ghaicha (642 l/s)** (figure 1.3).



Figure 3.3 Réservoir d'équilibre 10000 m3 El Ghaicha



Figure 3.4 Réservoir d'équilibre 10000 m3 El Ghaicha (façade postérieure)

Conclusion

La station de dessalement d'eau de mer de Cap Djinet est la source utilisée pour le renforcement du système d'alimentation en eau potable de notre la région du Sud- Est de Boumerdés. Le débit à prélever pour combler le déficit (**617.25 l/s**) transite par le réservoir d'équilibre **El Ghaicha (642 l/s)**.

Références bibliographiques

- BONIN J.** Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, 1986.
- BONIN J.** Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, **1986**.
- Bonvin J.** Hydraulique urbaine I « captage-réseaux d'adduction- Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements-pompes-petites centrales hydrauliques, Vd école d'ingénieur du canton de Vaud, **2005**.
- DUPONT A.** Hydraulique Urbaine, Tome 1 ; Hydrologie - captage et traitement des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 1981.
- DUPONT A.** Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- EUNIER M.** Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression", Edition Dunod, Paris 1980.
- MOREL Michel A.** Exercice de mécanique des fluides. Turbomachines-constructions graphiques. Phénomènes transitoires. Edition Eyrolles, Paris **1994**.
- MOUSSA M.** : polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, Tunisie, **2002**.
- OUHADJ L. ABERKANE K.** Étude du renforcement de l'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune d'ait toudert à partir des forages Thèse de master en constructions hydrauliques et aménagements (UMMTO), **2013**.
- PLAN NATIONALE DE L'EAU**, **2010**.
- TEMAL T.** Étude du renforcement de l'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune des ouacifs à partir des trois forages Thèse d'ingénieur d'Etat en Agronomie (UMMTO), **2013**.