

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction en eau potable de la ville de Tissemsilt est des localités environnantes à partir du barrage de Kodiet Rosfa Tronçon Nord-Sud.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0031-11

APA Citation (توثيق APA):

Sameur, Abdelhafidh (2011). Etude de l'adduction en eau potable de la ville de Tissemsilt est des localités environnantes à partir du barrage de Kodiet Rosfa Tronçon Nord-Sud[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

OPTION : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME:

**Etude de l'adduction en eau potable de la ville de
TISSEMSILT est des localités environnantes à Partir
du barrage de KODIET ROSFA
Tronçon NORD -SUD**

**Présenté par :
M^r SAMEUR ABDELHAFIDH**

**Promotrice :
M^{me} S. BERBACHE**

Devant le jury composé de :

President: M^r O. KHODJET-KESBA

**Examineurs: M^r M.S. BENHAFID
M^r A. AYADI
M^{me} L. TAFAT
M^r R. KERID**

Octobre 2011

Remerciements

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- Ma chère famille de leurs aides morale et financière
- Ma promotrice M^{me} : *berbache .S* pour ses conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé à la réalisation de mon projet.
- Tout le corps enseignant et personnel de L'*ENSH* qui ont contribué de près où de loin a ma formation.
 - Je remercie également les membres du jury pour avoir pris la peine d'évaluer ce modeste travail.
- Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui ont participé avec un geste, morale ou physique, pour achever ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail d'abord à mes très chers parents « *BENAOUDA* et *HOURIA* » pour tout leurs sacrifices corps et âme afin de m'offrir le repos et le bonheur. Pour l'éducation qu'ils m'ont inculquée, pour leur soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai en besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés. Très chers parents, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.

Ensuite à mes adorables sœurs, *Soumia, Chaimaa Et Nour El Houda.*

Sans oublier mes amis *Seif Eddine, Lahcen, Mohamed, Ibrahim, Bachir*, et toute ma famille de *E.N.S.H.*

ملخص :

بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان بينهما.
في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ والخزانات المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه .
بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية,بالإضافة إلى ظاهرة والتآكل.

Résumé

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier et en plus de la corrosion.

Abstract

We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which will have to be established our mixed adduction (gravitary-repression) from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together.

In the repression pipe, waters are raised by pumping plants, we will study, their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain.

We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer and corrosion.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

INTRODUCTION	1
I.1. L'AIRE DE L'ETUDE	1
I.2. ENTITES ET ORGANISMES ADMINISTRATIFS CONCERNES	1
I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE	1
I.4. GEOLOGIE	3
I.5. CLIMATOLOGIE	3
I.5.1. Températures	3
I.5.2. Humidité	3
I.5.3. Pluviométrie	3
I.5.4. Vents	3
I.5.6. Neige	3
I.6. LA COUVERTURE VEGETALE	3
I.7. VOCATION DE LA REGION	4
I.8. POPULATION	4
I.9. RESSOURCES ET ADDUCTIONS EXISTANTES	5
a) La localité de AMMARI	6
b) La localité de TEMELAHT	6
c) La localité de MAACEM	6
d) La localité de LARDJEM	6
e) La localité de SIDI ANTRI	6
f) La ville de TISSEMSILT	6
CONCLUSION	7

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION	8
II.1. L'EVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE	8
II.1.1. Besoins domestique	8
II.1.2. Les besoins scolaires	9
II.1.3. Besoins sanitaires	10
II.1.4. Besoins administratifs	10
II.1.5. Besoins socioculturels	12
II.1.6. Besoins du bétail	13
II.1.7. Besoins industrielles	13
II.2. DETERMINATION DU DEBIT MAXIMAL ET MINIMAL JOURNALIER	14

II.2.1. Introduction	14
II.2.2. La Variation Annuelle	14
II.2.3. La Variation Hebdomadaire	14
II-2-3- 1- Débit maximal journalier	15
II.2.3.2. Débit minimal journalier	15
II.2.4. La variation journalière	16
II.3. CALCUL DE DEFICIT DE CONSOMMATION	17
CONCLUSION	17

CHAPITRE III: DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

INTRODUCTION	18
III.1. ROLE DES RESERVOIRS	18
III.2. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS	18
III.3. CLASSIFICATIONS DES RESERVOIRS	18
III.3.1. Classification selon le matériau de construction	18
III.3.2. Classification selon la situation des lieux	19
III.3.3. Classification selon l'usage	19
III.3.4. Classification selon la forme géométrique	19
III.4. LES DIFFERENTES TYPES DE RESERVOIRS A PROJETES	19
III.4.1. Les réservoirs terminaux	19
III.4.2. Les bâches de reprise	19
III.5. DETERMINATION DE LA CAPACITE	19
III.5.1.Principe de calcul	19
III.5.1.1. La méthode analytique	20
III.5.1.2. la méthode graphique	20
III.6. DIMENSIONNEMENT DES BACHES DE REPRISES DES DIFFERENTES STATIONS DE POMPAGE	20
III.6.1.Bâche de reprise " SIDI LANTRI "	20
III.6.2. Bâche de la station de pompage MAACEM	22
III.6.3. Bâche de la station de pompage intermédiaire « MAACEM »	22
III.6.4. Bâche de la station de pompage AMMARI	22
III.7. DIMENSIONNEMENT DE RESERVOIR TAMPON DU BORDJ BOU-NAËMA	23
III.8. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS DE BRISE CHARGE	23
III.8.1.Brise charge 01(BC1)	23
III.8.2. Brise charge 02	24
III.9.DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS TERMINAUX	24
III.10. FORME DES RESERVOIRS	31
III.11. ÉQUIPEMENTS DU RESERVOIR	33
III.11.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction	33
III.11.2. Conduite de départ ou de distribution	33
III.11.3. Conduite du trop-plein	33
III.11.4. Conduite de vidange	33
III.11.5 Conduite by-pass	34
III.11.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie	34
III.12. SYSTEME DE CANALISATION	34
III.13. TRAVERSEE DES CONDUITES DANS LES PAROIS DU RESERVOIR	34

CONCLUSION	36
-------------------------	----

CHAPITRE IV: ETUDE DE L'ADDITION

INTRODUCTION	37
IV.1.CHOIX DU TRACE	37
IV.1.1.Généralités	37
IV.2. ETUDES TECHNICO-ECONOMIQUE	37
IV.3. DESCRIPTION GENERALE DU TRACE DE L'ADDITION	37
IV.4. CHOIX DE TYPE DE CANALISATION	38
IV.5. ADDUCTION PAR REFOULEMENT	38
IV.6. ADDUCTION GRAVITAIRE	38
IV.7. CALCUL DES DIAMETRES AVANTAGEUX DE LA CONDUITE GRAVITAIRE	39
IV.7.1. Détermination des diamètres avantageux de la conduite principale (RTBB-SP MAACEM)	39
IV.7.1.1. Calcul des longueurs des différents tronçons	40
IV.7.1.2. Les caractéristiques des différents points	40
IV.7.1.3. Calcul de la charge disponible	40
IV.7.1.4. Calcul du gradient hydraulique	40
IV.7.1.5. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction	40
IV.7.1.6. Normalisation des diamètres avantageux	41
IV.7.1.7. L'emplacement des brises charges	42
IV.7.2. Ré-étude de tronçon (BC02-SP01)	42
IV.7.2.1. Calcul de la charge disponible	42
IV.7.2.2. Calcul du gradient hydraulique	42
IV.7.2.3. Calcul des diamètres avantageux des tronçons BC02-SP01	42
IV.7.2.4. Normalisation des diamètres avantageux	43
IV.8. CALCUL DE LA PRESSION MAXIMALE DE SERVICE DE CHAQUE TRONÇON DE L'ADDITION (PMS)	43
• Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval	44
IV.9. CALCUL DES DIAMETRES ECONOMIQUES DES CONDUITES DE REFOULEMENTS	44
IV.9.1. Frais d'amortissement	45
IV.9.2. Frais d'exploitation	45
IV.9.3. Calcul des pertes de charge	45
IV.9.3.1. pertes de charge linéaires	45
IV.9.3.2 Pertes de charges singulières	46
IV.9.3.3. Pertes de charges totales	46
IV.9.4. Calcul de la hauteur manométrique totale	46
IV.9.5. Puissance absorbée par la pompe	46
IV.9.6. Energie consommée par la pompe	46
IV.9.7. Frais d'exploitation	46
IV.9.8. Détermination des diamètres économiques	47
IV.9.8.1. Présentation des différents tronçons	47
CONCLUSION	53

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

INTRODUCTION	54
V.1. LES POMPES CENTRIFUGES	54
V.1.1. Principe de fonctionnement	54

V.2. CRITERES DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE	54
V.3. CRITERES DU CHOIX DU TYPE DE POMPE	55
V.4. ASSOCIATION DES POMPES	55
V.5.CRITERES DE CHOIX DU NOMBRE DE POMPE	55
V.5.1. Station de pompage SIDI ANTRI	55
V.5.2.Refoulement SP1-SP2	56
V.5.3.Refoulement SP1-SPIM	56
V.5.4. Refoulement SPIM-RESERVOIR MAACEM	57
V.5.5.Refoulement SP2-RESERVOIR AMMARI	57
V.5.6.Refoulement SP2-RESERVOIR TISSEMSILT	57
V.6.COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES	58
V.6.1. SP1-SP2	59
V.7. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES	59
V.7.1. Point de fonctionnement de STP SIDI ANTRI	60
V.7.2. Refoulement : SP1-SP2	61
V.7.3.Refoulement :SP1-SPIM	61
V.7.4.Refoulement : SPIM-RESERVOIR MAACEM	62
V.7.5.Refoulement SP2-RESERVOIR AMMARI	63
V.7.6.Refoulement SP2-RESERVOIR TISSEMSILT	63
V.8.REGULATION DU DEBIT	71
A) Débit disponible (débit de point de fonctionnement) > Débit appelé	71
✓ Réglage qualitatif	71
✓ Réglage quantitatif	71
✓ Rognage	71
✓ Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement	72
✓ Diminution de temps de pompage	72
✓ Réglage par By-pass	72
✓ Introduction d'air	72
B) Débit disponible < Débit appelé	72
✓ Qualitatif	72
✓ Changement de type de pompe	72
V.8.1.Station de pompage SIDI ANTRI	72
V.8.2.Refoulement : SP1-SP2	73
V.8.3.Refoulement :SP1-SPIM	74
V.8.4.Refoulement : SPIM-RESERVOIR MAACEM	74
V.8.5.Refoulement :SP2-RESERVOIR AMMARI	74
V.8.6. Refoulement : SP2-RESRVOIR TISSEMSILT	74
V.9. ETUDE DE LA CAVITATION	80
V.9.1.Définition de la cavitation	80
V.9.2.Les effets de la cavitation	80
V.9.3.La hauteur d'aspiration admissible	80
➤ Calage de la pompe	81
V.9.3 .1. Station de pompage SIDI ANTRI	81
V.9.3.2. Refoulement : SP1-SP2	82
V.9.3.3. Refoulement : SP1-SPIM	82
V.9.3.4. Refoulement : SPIM-RESERVOIR MAACEM	83
V.9.3.5. Refoulement SP2-RESERVOIR TISSEMSILT	84
V.9.3.6. Refoulement : SP2-RESERVOIR AMMARI	84
V.10.CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE	85

V.10.1. Critères de choix du moteur électrique	85
V.10.2. Vitesse de rotation du moteur	85
V.10.3. Puissance fournie par le moteur	85
A- Station de pompage SIDI ANTRI	86
B-Refoulement : SP1-SP2	86
C-Refoulement : SP1-SPIM	86
D-Refoulement : SPIM-RESERVOIR MAACEM	87
E-Refoulement : SP2-RESERVOIR AMMARI	87
F-Refoulement SP2-RESERVOIR TISSEMSILT	88
V.11. COSIGNES D'EXPLOITATION DES STATIONS DE POMPAGES	88
V.11.2. Mise en service de la station	88
V.11.3. Carnet de bord de la station de pompage	88
V.11.4 Personnel de service de station de pompage	89
V.11.5. La relève des équipes	89
V.11.6. Entretien des stations de pompage	89
V.11.7. Mise en marche	89
V.11.8. Précaution à prendre au cours de services	89
V.11.9 Arrêts des pompes	89
CONCLUSION	89

CHAPITRE VI: PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

INTRODUCTION	90
VI.1. LES CAUSE DE COUP DE BELIER	90
VI.2. LES RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER	90
VI.3. ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE DU COUP DE BELIER	90
VI.4. LE CALCUL DU COUP DE BELIER	91
VI.4.1.La valeur numérique de coup de bélier	91
VI.5.LES MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS CONTRE LE COUP DE BELIER	92
✓ Les volants d'inertie	93
✓ Les soupapes de décharge	93
✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre	93
VI.6. LES RESERVOIRS D'AIR	93
VI.6.1. Principe de fonctionnement	93
VI.6.2. Méthodologie de calcul des réservoirs d'air	93
1) Calcul de la célérité on utilise la formule (VI-1) de SALAH.B.	93
2) Calcul de la charge absolue en m.c.e	93
3) Calcul de La charge maximale.	93
☛ Application	94
✓ Les données de base	94
✓ Calcul de la célérité d'onde C	94
✓ Calcul des capacités des différents réservoirs d'air	95
VI.6.3. Installation du réservoir d'air	95
VI.6.3.1. Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement	95
VI.7. LES TECHNIQUES POUR PREVENIR LES COUPS DE BELIER	96
CONCLUSION	97

CHAPITRE VII: PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

INTRODUCTION	98
VII.1 .DEFINITION DE LA CORROSION	98
A) - corrosion sèche	98
B) - corrosion humide	98
VII.2. CLASSIFICATION DE LA CORROSION	98
VII.2.1. Aspects morphologique de la corrosion	98
• Corrosion uniforme	98
• Corrosion par piquûre	98
• Corrosion inter granulaire	99
• Corrosion transgranulaire	99
VII.2.2. Modes de formation de la corrosion	99
• Corrosion électrochimique	99
• Corrosion biochimique	99
a) Dépôt microbien	99
b) Libération d'agents chimiques Agressifs	99
c) L'activation anodique	99
VII.3. PROBLEMES DE CORROSION	99
VII.3.1 La corrosion externe	100
VII.3.2 La corrosion interne	100
VII.4. PROTECTION CONTRE LA BASSE RESISTIVITE DES SOLS	100
a) Revêtement zingué complété par un vernis bituminé	100
b) Revêtement avec manche en polyéthylène	100
VII.5. PROTECTION DES CONDUITES A PROXIMITE DES VOIES FERREES ET DES LIGNES A HAUTES TENSION EN COURANT CONTINU	101
VII.6. PROTECTION CONTRE L'AGRESSIVITE DES FLUIDES VEHICULES	101
CONCLUSION	102

CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

INTRODUCTION	103
VIII .1 POSE DE LA CONDUITE EN TRANCHEE	103
a) Ouverture de la tranchée	103
b) Profondeur de la tranchée	103
c) Lit de pose	103
d) Remblayage de la tranchée	103
e) Ancrage de la conduite	103
VIII.1.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	104
VIII.1.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain	104
a) Cas d'un terrain peu consistant	104
b) Cas d'un terrain agressif	105
VIII.1.3. Pose de canalisation en galerie	105
VIII.1.4. Traversée d'une rivière	106
VIII.1.5. Assemblage par emboîtement	106
a) Nettoyage des tulipes	106
b) Positionnement de la bague de joint	107
c) Application de la pâte lubrifiante	107
d) Nettoyage du bout uni de la partie lisse du tuyau	107
e) Assemblage entre deux tuyaux	107

VIII .1.6. Les déviations angulaires	107
VIII.2. ACCESSOIRES	108
VIII.2.1. Robinets vannes	108
a) Robinet vanne à coin (à opercule)	108
b) Vannes papillons	109
VIII.2.2. Vannes de décharge	109
VIII.2.3. Ventouses	109
a) ventouse simple	109
b) ventouse à deux orifices	109
VIII.2.4. By-pass	110
VIII.2.5. Crépines	110
VIII.2.6. Joints de raccordement	110
VIII.2.7. Organes de mesure	112
a) Mesure de débit	112
b) Mesure de pression	112
✓ Le manomètre à tube de Bourdon	112
VIII.3. ORGANES DE RACCORDEMENT	113
VIII.3.1. Coudes	113
VIII.3.2. Cônes	113
VIII.3.3. Tés	113
VIII.3.4. Les manchons	113
CONCLUSION	114

CHAPITRE IX : TRAITEMENT DES EAUX POTABLE.

INTRODUCTION	115
IX.1. CARACTERISATION DE L'EAU POTABLE	115
• Température	115
• Ph	115
• Turbidité	115
• Couleur	115
• Odeur	115
• Saveur	115
• conductivité électrique	115
• Taux alcalimétrique complet TAC	115
• Taux hydrométrique TH	116
• Indice permanganate	116
• Carbone organique total COT	116
• Oxygène dissous	116
• Résidus secs	116
• Matières en suspension MES	116
IX.2. PROCEDES DE TRAITEMENT DES EAUX DE SURFACE	116
IX.2.1. le prétraitement	116
IX.2.2. préoxydation	116
IX.2.3 .Coagulation	117
IX.2.4. Flocculation	117
IX.2.4.1.Mise en œuvre de la coagulation-flocculation	117
IX.2.4.2.Le jar-test	117
IX.2.5. Décantation	117
IX.2.6. Filtration	118

IX.2.6.1. Filtration lente	118
IX.2.6.2. Filtration rapide	118
IX.2.6.3. Colmatage des filtres	118
IX.2.6.4. Lavage des filtres	119
a) Lavage à l'eau et à l'air	119
b) Lavage à l'eau seule	119
IX.2.7. Désinfection	119
IX.2.7.1. Principe de désinfection	119
IX.2.7.2. Choix du désinfectant	119
a) Désinfection par le chlore	119
IX.3. ADSORPTION SUR CHARBON ACTIF	120
IX.3.1. Phénomène d'adsorption	120
IX.3.2. Isotherme d'adsorption	120
IX.3.3. Charbon actif en poudre (CAP)	120
IX.3.4. Charbon actif en grains (CAG)	121
IX.3.5. Régénération du charbon actif	121
IX.4. EQUILIBRE CALCO-CARBONIQUE	121
IX.4.1. Equilibre CO ₂ -eau	121
IX.4.2. Traitement des eaux agressives	122
IX.4.2.1. Neutralisation	122
1) l'aération	122
2) la neutralisation chimique par addition de chaux vive	122
IX.4.3. Traitement des eaux incrustantes	122
IX.4.3.1. Réduction de l'alcalinité	122
IX.4.3.2. Adoucissement par décarbonatation	122
CONCLUSION	122

CONCLUSION GÉNÉRALE

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Tableau I-1: Tableau de répartition de la population	4
Tableau I -2: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet.....	5
Tableau I.3 : batterie de forages alimentant la ville de TISSEMSILT.....	7

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II-1 : tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	9
Tableau II-2: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	9
Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	10
Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	11
Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	12
Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins du bétail	13
Tableau II-7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	14
Tableau II-08: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; Q_{\max}	15
Tableau II-09 : tableau de variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II-10: Tableau des déficits à combler à l'an 2025	17

CHAPITRE III: DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Tableau III-1 : Détermination de la capacité de la bache de reprise « SIDI LANTRI »	21
Tableau III-2 : Détermination de la capacité du réservoir de « AMMARI »	25
Tableau III-3 : Détermination de la capacité du réservoir de «MAACEM».	26
Tableau III-4 : Détermination de la capacité du réservoir de «LARDJEM»	27
Tableau III-5 : Détermination de la capacité du réservoir de «SIDI LANTRI».	28
Tableau III-6 : Détermination de la capacité du réservoir de «TAMELAHT».	29
Tableau III-7 : Détermination de la capacité du réservoir de «TISSEMSILT VILLE».	30
Tableau III-8 : volume des réservoirs terminaux calculé pour chaque localité	31
Tableau III-9 : tableau donnant la capacité des réservoirs jumelés.	32
Tableau III-10: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.....	32
Tableau III-11: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise	32
Tableau III-12: Tableau donnant les dimensions de réservoirs tampon et brises charges	33

CHAPITRE IV: ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	39
Tableau IV-2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.	40
Tableau IV-3: Les côtes du terrain s des différents points de l'adduction	40
Tableau IV-4: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.	41
Tableau IV-5: Diamètres normalisé pour les tronçons de l'adduction	41
Tableau IV.6. Diamètres calculés pour les tronçons BC2-SP1	42
Tableau IV.7.diamètres normalisés finales pour tous les tronçons de l'adduction	43
Tableau IV.8.vérification de condition de la PMS pour les différents tronçons de l'adduction	44
Tableau IV.9 .caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement	47
Tableau IV-10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2	47
Tableau IV-11: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2	48
Tableau IV-12: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2	48
Tableau IV-13: Bilan du tronçon SP1-SP2	48
Tableau IV-14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 –SPIM	48
Tableau IV-15: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SPIM	49

Tableau IV-16: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SPIM	49
Tableau IV-17: Bilan du tronçon SP1-SPIM	49
Tableau IV-18: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SPIM-RESERVOIR MAACEM	49
Tableau IV-19: Calcul de la HMT du tronçon SPIM-RESERVOIR MAACEM	50
Tableau IV-20: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SPIM-RESERVOIR MAACEM	50
Tableau IV-21: Bilan du tronçon SPIM-RESERVOIR MAACEM	50
Tableau IV-22: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-RESERVOIR AMMARI	50
Tableau IV-23: Calcul de la HMT du tronçon SP2-RESERVOIR AMMARI	51
Tableau IV-24: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-RESERVOIR AMMARI	51
Tableau IV-25: Bilan du tronçon SP2-RESERVOIR AMMARI	51
Tableau IV-26: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP SIDI ANTRI-RES SIDI ANTRI... ..	51
Tableau IV-27: Calcul de la HMT du tronçon SP SIDI ANTRI-RESERVOIR SIDI ANTRI	52
Tableau IV-28: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP SIDI ANTRI-RES SIDI ANT	52
Tableau IV-29: Bilan du tronçon SP SIDI ANTRI-RESERVOIR SIDI ANTRI	52
Tableau IV-30: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 –RESERVOIR TISSEMSILT	52
Tableau IV-31: Calcul de la HMT du tronçon SP2-RESERVOIR TISSEMSILT	53
Tableau IV-32: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-RES TISSEMSILT.	53
Tableau IV-33: Bilan du tronçon SP2-RESERVOIR TISSEMSILT	53

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

Tableau V-1-a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. (SP SIDI ANTRI)	55
Tableau V-1-b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1-SP2).....	56
Tableau V-1-c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1-SPIM)	56
Tableau V-1-d: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. (SPIM-MAACEM)	57
Tableau V-1-e: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP2-AMMARI)	57
Tableau V-1-f: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP2-TISSEMSILT)	57
Tableau V-2-a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (sp sidi antri-rese sidi antri) ..	60
Tableau V-2-b : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SP2)	61
Tableau V-2-c : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SPIM)	61
Tableau V-2-d : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (spim-reservoir maacem).....	62
Tableau V-2-e : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (sp2-reservoir ammari)	63
Tableau V-2-f : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (sp2-reservoir tissemsilt).....	63
Tableau V-3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	80
Tableau V-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance	85
Tableau V-5-a : Type et caractéristiques des moteurs de la STP SIDI ANTRI	86
Tableau V-5-b : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 1-SP2	86
Tableau V-5-c : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 1-SPIM	87
Tableau V-5-d : Type et caractéristiques des moteurs de la SPIM	87
Tableau V-5-e : Type et caractéristiques des moteurs de la SP2-RESERVOIR AMMARI	87
Tableau V-5-f : Type et caractéristiques des moteurs de la SP2-RESERVOIR TISSEMSILT	88

CHAPITRE VI: PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.	94
Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement	94
Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	95

CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Tableau VIII.1. Les déviations angulaires de conduites autorisées	107
---	-----

CHAPITRE IX : TRAITEMENT DES EAUX POTABLE.

Tableau IX.1 : Qualité de l'eau en fonction de la valeur du TH	116
--	-----

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'AGGLEMERATION

Figure I-1: plan de situation de la zone d'étude.....	2
---	---

CHAPITRE III: DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Figure III-2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)	34
Figure-III-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré35
Figure III-3: Traversée des conduites (Gaine en fonte)36

CHAPITRE IV: ETUDE DE L'ADDUCTION

Figure IV-1 : Détermination de la PMS	43
---	----

CHAPITRE V: ETUDE DE POMPAGE

Figure. V.1. Pompe centrifuge à axe horizontale avec vannes d'isolement	54
Figure V-1-a: Courbes caractéristiques de la pompe de type Mono 150 12.2	59
Figure V-2-a: Point de fonctionnement des pompes de SIDI ANTRI.	65
Figure V-2-b: Point de fonctionnement des pompes de la SP1-SP2.	66
Figure V-2-c: Point de fonctionnement des pompes de SP1-SPIM	67
Figure V-2-d: Point de fonctionnement des pompes de SPIM.	68
Figure V-2-e: Point de fonctionnement des pompes de SP2-RESERVOIR AMMARI.	69
Figure V-2-f: Point de fonctionnement des pompes de SP2-RESERVOIR TISSEMSILT.	70
Figure V-3-a: Modes de réglage de débit de STP SIDI ANTRI.	76
Figure V-3-b: Modes de réglage de débit de SP 1-SP2.	77
Figure V-3-C: Modes de réglage de débit de SPIM-RESERVOIR MAACEM.	78
Figure V-3-d: Modes de réglage de débit de SP2-RESERVOIR Tissemsilt	79

CHAPITRE VI: PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Figure VI-1: Schéma d'installation du réservoir d'air	96
---	----

CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Figure VII.1.1. Différentes type de butée.	104
Figure VIII.1.2.: Pose de conduites dans un terrain peu consistant	104
Figure VII.1.3. Positionnement de la manche en polyéthylène sur la conduite.	105
Figure VIII.1.4. : Pose de canalisation en galerie	106
Figure VIII.1.5.: traversée d'une rivière	106
Figure VI.1.6. Les déviations angulaires des conduites.	107
Figure VIII.2.a: Robinets vanne à opercule	109
Figure VIII.2.b : Robinets vanne papillon	109
Figure VIII.2.3: Ventouse	110
Figure VIII.2.4 : les différents type des joints verrouillé et à bride.	111
Figure VII.2.5 : Les différents types des débitmètres.	112
Figure VIII.2.6. : Le manomètre à tube de Bourdon	113

LISTES DES PLANCHES :

- Planche N°1 : Schéma des équipements d'une brise charge.
 - Planche N°2 : Equipements d'une station de pompage.
 - Planche N°3 : Profil en long de l'adduction (SP SIDI ANTRI-RESERVOIR SIDI ANTRI)
 - Planche N°4 : Profil en long de l'adduction (SP1-SPIM)
 - Planche N°5 : Profil en long de l'adduction (SP2-RESERVOIR AMMARI).
 - Planche N°6 : Profil en long et trace en plan de l'adduction (SPIM-RESERVOIR MAACEM) DU PK 00 AU PK 900.00
 - Planche N°7 : Profil en long et trace en plan de l'adduction (SPIM-RESERVOIR MAACEM) DU PK 900.00 AU PK 1800.00
 - Planche N°8 : Profil en long et trace en plan de l'adduction (SPIM-RESERVOIR MAACEM) DU PK 1800.00 AU PK 2099.36
- ✓ SHEMA SYNOPTIQUE DE L'ADDUCTION

LISTE DES ABREVIATIONS

R.G.P.H : Recensement générale de la population et de l'habitat.

D.P.A.T : Direction de la planification et de l'aménagement de territoire.

AFNOR : Association française de normalisation.

OMS : Organisation mondiale de la santé.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

Le problème de l'eau se limite à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivières, sources, lac,.....etc.). Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

A l'occurrence des changements annoncés dans le cadre des programmes destinés à transformer les réseaux d'adduction et de distribution à travers la wilaya de TISSEMSILT, les responsables concernés sont appelés à renforcer les parties Nord, Est, Ouest et la proche périphérie de la partie sud à partir du barrage de KOUDIET ROSFA et un autre transfert provenant en tout quatorze chefs lieux de commune à savoir TISSEMSILT ville, BORDJ BOUNAAMA, LARDJEM, SIDI SLIMANE, BENI CHAIB, BENI LAHCENE, SIDI ABED, TAMELAHT, BOUCAID, LAZHARIA, LARBAA, MAACEM, AMMARI et SIDI LANTRI

Notre étude comporte neuf chapitres qui peuvent être repartis sur quatre parties principales.

✓ La première partie peut contenir les deux chapitres suivants:

1- Une présentation globale du site: avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre de villages à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.

2- Estimation des besoins en eau: dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire, pour l'utilisateur, le réseau d'adduction. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

✓ La deuxième partie: l'étude vise ici, à définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal des centres urbains cités si avant. Elle englobe les trois chapitres suivants:

1- Les réservoirs: ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).

2- L'adduction: dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.

3- Pompes et stations de pompage: l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement ainsi que les éventuelles modifications. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.

✓ La troisième partie sera consacrée pour les protections nécessaires pour le réseau, à savoir:

1- Le coup de bélier: dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène: les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.

2- La protection des conduites contre la corrosion: la corrosion est la conséquence d'un processus chimique ou électrochimique des conduites; il est cependant nécessaire d'apporter une attention particulière. Pour y remédier quelques protections seront proposées durant cette étude.

✓ La dernière partie contient les chapitres suivant:

1-La pose des conduites: ce chapitre traite l'exécution et l'aménagement de la tranchée, la pose des conduites, le remplissage des conduites et l'essai hydraulique.

3-traitement des eaux potables : dans ce chapitre on doit avoir les différentes étapes nécessaires pour le traitement des eaux du barrage, pour mettre l'eau aux normes de potabilités.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique; et cela nous permet de mener à bien notre travail.

I.1. L'AIRE DE L'ETUDE :

L'aire de l'étude est définie comme étant la zone géographique et administrative englobant les agglomérations urbaines de la partie ouest de la wilaya de TISSEMSILT au nombre de six centres.

I.2. ENTITES ET ORGANISMES ADMINISTRATIFS CONCERNES :

L'organisation administrative de l'aire d'étude est donnée comme suit :

1. Chef - lieu de la Wilaya **TISSEMSILT VILLE**
2. Chef - lieu de la Daïra **LARDJEM**
3. Chef - lieu de la Daïra **AMMARI**
4. Chef-lieu de la Commune **SIDI LANTRI**
5. Chef- lieu de la Commune **MAÂCEM**
6. Chef- lieu de la Commune **TAMELAHT**

I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE :

Les localités de l'étude se trouvent dans un périmètre d'un rayon dépassant les 70km. Les communes concernées par l'étude forment une zone homogène et se trouvent dans la partie OUEST de la wilaya de TISSEMSILT. Elles sont situées sur l'axe Routier R.N. 19, allant de la ville de TISSEMSSILT jusqu'à la Ville de TENES via CHLEF. Elles sont limitées par :

- Les communes de BORDJ BOUNAAMA et LARBAA au Nord.
- La Wilaya de TIARET au Sud.
- Les Communes de BENI LAHCEN; OULED BESSEM, SIDI ABED et KHEMISTI à l'Est.
- La Commune de MELAAB et la Wilaya de RELIZANE à l'Ouest.

La Wilaya de TISSEMSILT s'apparente à la catégorie des wilayas montagneuses.

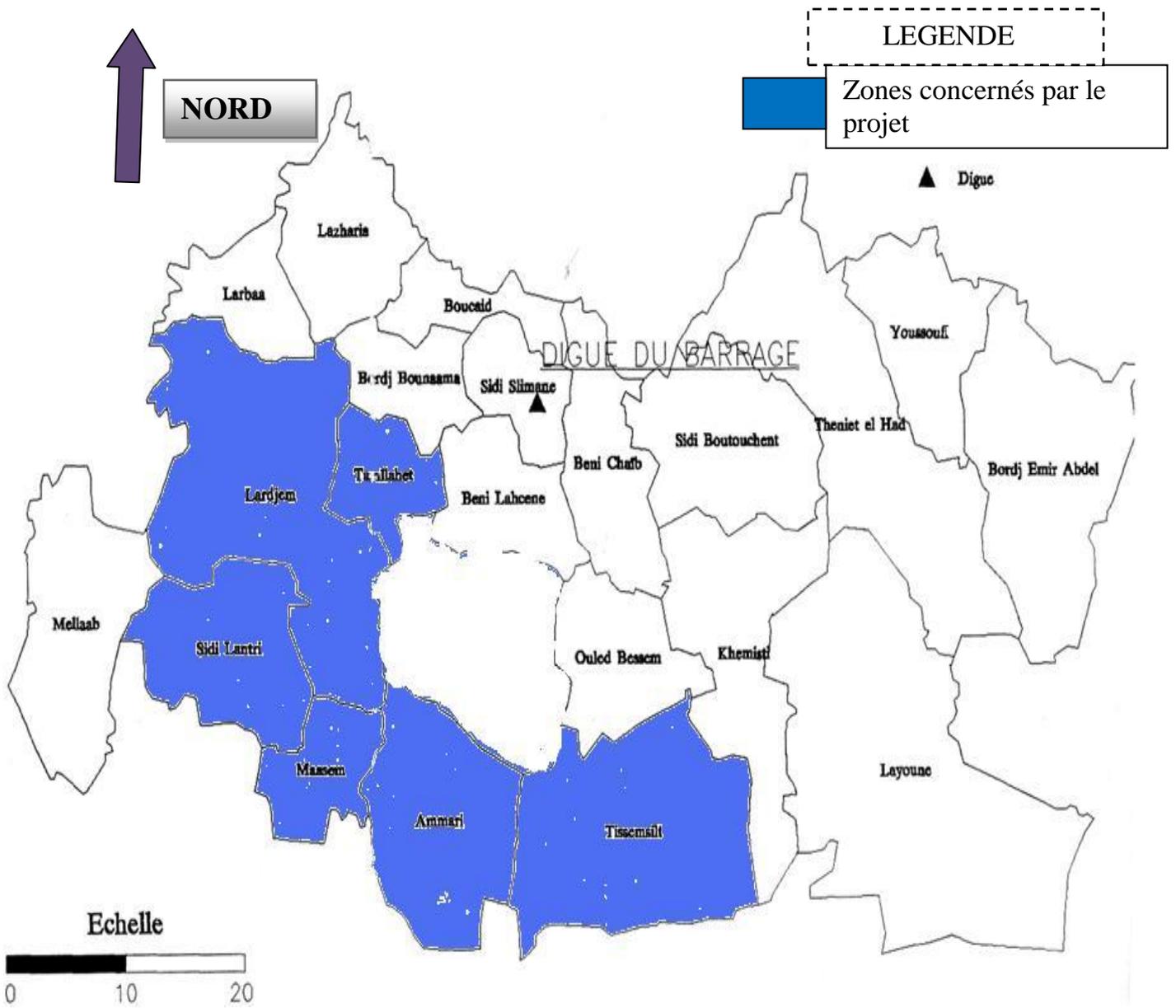


Figure I-1 : plan de situation de la zone d'étude

I.4. GEOLOGIE :

L'aire de l'étude présente des formations essentiellement calcaires, schisteuses et argileuses. Le massif de Ouarsenis est dominé par des séries argilo-gréseuses à schisteuses; c'est - à - dire, il y a dominance des roches tendres (marnes et argiles) et des roches relativement tendres (flysch), alors que les plus résistantes comme les grès et les calcaires sont rencontrées au niveau des crêtes.

I.5. CLIMATOLOGIE :

Le climat caractérisant l'aire de l'étude va du subhumide au Nord et au Centre, au semi-aride avec deux saisons dominantes (sans saisons intermédiaires) :

- Saison humide et froide allant du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril. Hiver froid avec gelée tardive et chutes de neige.
- Saison sèche et chaude du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre.
- Eté chaud et aride. Cette saison peut connaître des orages courts et intenses.

Nous remarquons que le volume des précipitations diminue du Nord au Sud.

I.5.1. Températures :

Les températures maximales sont atteintes durant le Mois d'Août (+ de 40°C) alors que les minimales sont observées entre le mois de Décembre et Février (inférieure à 0°). La température moyenne suit le sens inverse des altitudes.

I.5.2. Humidité :

Cette région connaît des taux d'humidité relativement élevés, surtout pour la période Novembre - Mars où ils atteignent 70 % à 83%. Ces taux varient de 40% à 63% entre Avril et Octobre. Cette humidité explique l'existence de deux saisons.

- Une saison humide : Automne et Hiver.
- Une saison sèche en Eté.

I.5.3 Pluviométrie :

La pluviométrie moyenne annuelle sur ensemble de l'aire de l'étude est 400 à 500mm. Les pluies sont irrégulières et souvent torrentielles en haute altitude. Elles sont plus importantes à l'Est de la Wilaya.

I.5.4. Vents :

Cette région est caractérisée par des vents chauds et secs en Eté; froids et secs en Hiver. La direction dominante des vents est l'ouest - nord - ouest entre Octobre et Mai et est - sud - est durant la période estivale.

I.5.6. Neige :

La majorité des localités situées dans l'aire d'étude connaissent une période d'enneigement, ainsi qu'une gelée d'une durée allant jusqu'à 08 jours par mois. La durée moyenne des neiges est de 09 jours.

I.6. LA COUVERTURE VEGETALE :

Les diverses associations végétales rencontrées dans l'aire de étude sont sous la dépendance des facteurs climatiques déjà cités.

Du point de vue phytogéographie, le massif de L'Ouarsenis est nettement privilégié. Il permet la croissance des essences. Aux basses altitudes, la végétation la plus répandue c'est la strate arborescente caractérisée par l'olivier, le caroubier et le pistachier.

Bien représentés aussi dans le parc national de l'Ouarsenis: la cédraie; le chêne vert; le pin d'Alep et le chêne liège. En dehors des secteurs montagneux, le sol est dépourvu de végétation. Les

diverses formations forestières jadis riches et diversifiées sont réduites sous l'effet de la dégradation à des maquis bas.

I.7. VOCATION DE LA REGION :

La surface agricole utile représente 50% de la superficie du territoire de la wilaya de TISSEMSILT. Ces terres agricoles se situent principalement dans la zone montagneuse et les piémonts du sud de la région. La céréaliculture étant dominante et est pratiquée de manière moins traditionnelle. D'après le Plan d'Aménagement de la Wilaya (P.A.W.), le bilan du potentiel agricole confirme la pauvreté des sols de la région. Cette dernière est caractérisée par des sols minces et érodables et par un déficit de ressources hydriques. Hormis l'agriculture, l'élevage du cheptel est bien développé surtout en zone de montagnes. La production animale la plus dominante est l'ovin. D'après le P.A.W., l'élevage ovin dans la Wilaya de TISSEMSILT représente environ 25% de la production du pays.

I.8. POPULATION :

Les chiffres du « tableau I-1 » sont puisés de R.G.P.H et les statistiques données par la D.P.A.T de la wilaya de TISSEMSILT.

Tableau I-1: Tableau de répartition de la population.

localité	Nombre d'habitants 2008	Le taux d'accroissement (t)
AMMARI	5835	2,8
MAACEM	2665	2,35
LARDJEM	10329	2,8
SIDI LANTRI	2484	2,35
TAMELAHT	2443	2,35
TISSEMSILT	101862	4

D'après les chiffres des populations de chaque localité citée précédemment et leurs taux d'accroissement, on peut prévoir le nombre d'habitants de chaque localité concernée par le réseau d'adduction, à l'horizon du projet, c'est-à-dire pour l'année 20205, en appliquant la loi des intérêts composés:

$$P_n = P_0 (1 + t)^n \quad (I-1)$$

P_n : le nombre d'habitants à l'horizon 2025

P₀ : nombre d'habitants en 2008

t : le taux d'accroissement

n : la différence d'année entre 2008 et l'horizon 2025.

Tableau I-2: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet.

localité	Nombre d'habitants 2008	Le taux d'accroissement (t)	Nombre d'habitants 2015	Nombre d'habitants 2025
AMMARI	5835	2,8	7079	9330
MAACEM	2665	2,35	3136	3956
LARDJEM	10329	2,8	12532	16518
SIDI LANTRI	2484	2,35	2922	3687
TAMELAHT	2443	2,35	2874	3626
TISSEMSILT	101862	4	134044	198418

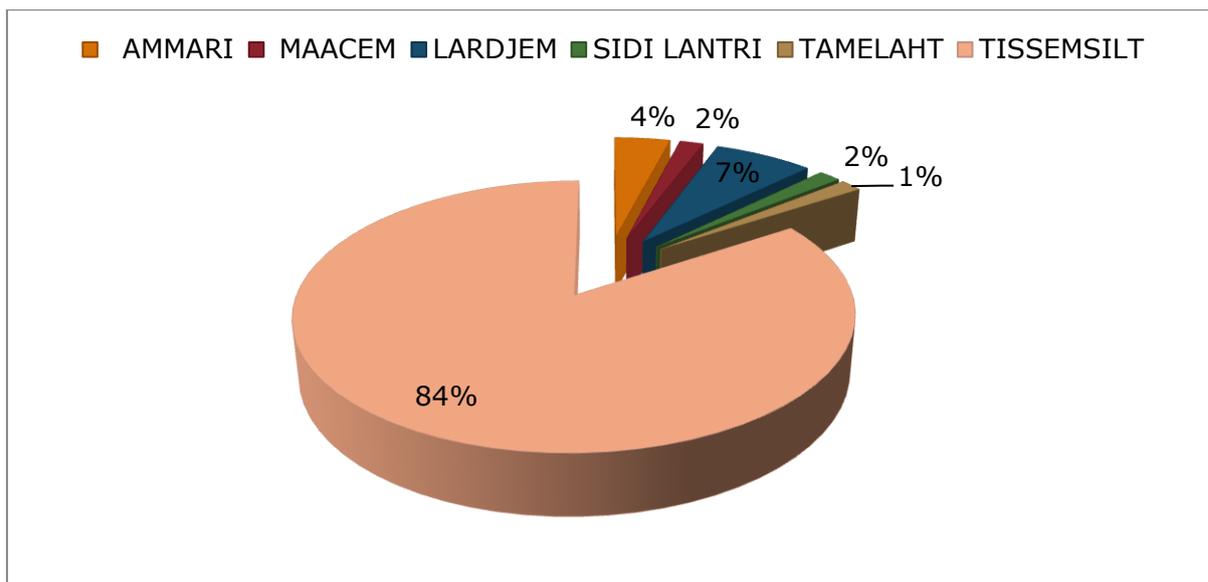


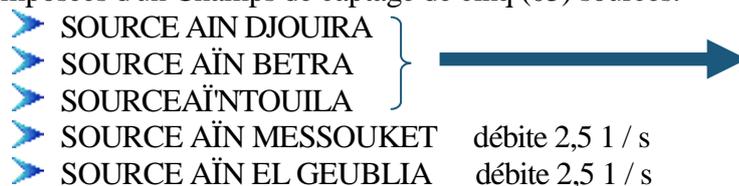
FIGURE I-2 : la répartition des habitants dans la zone d'étude à horizon 2025.

I.9. RESSOURCES ET ADDUCTIONS EXISTANTES:(Situation hydraulique actuelle)

La zone est alimentée actuellement par différentes sources qui sont réparties comme suite:

a) LA LOCALITE DE AMMARI : (Chef Lieu De Daïra)

Composées d'un Champs de captage de cinq (05) sources.



• réalisée en 1994 et non encore mise en service

L'Eau arrive gravitaire ment des captages des deux sources vers la bêche de reprise (capacité 50 m³) par des conduites en P. v .C de diamètre 63 mm. La longueur de la conduite d'adduction de la source Ain Messouket est de 150 ml, tandis que celle de la source Ain Gueblia est de 1000 ml. La station de pompage refoule l'Eau vers le réservoir de stockage (capacité 500 m³) par une conduite en P.V.C de diamètre 80 mm sur une longueur de 300 ml.

b) **LA LOCALITE DE TEMELAHT:** (chef lieu de commune)

- ✓ **RESSOURCES:** Composées de deux sources:
- SOURCE AIN DOKAR débit 1,5 l / s
- SOURCE AIN NESSISSA débit 0,5 l / s

L'Eau s'écoule gravitairement du captage de la source d'Ain Dokar vers la bache de reprise par une conduite en P.V.C de diamètre 63 mm sur une longueur de 460 ml. La station de pompage refoule l'Eau vers le réservoir de stockage (capacité 250 m³) par une conduite en P. V.C de diamètre 80 mm sur une longueur de 470 ml.

c) **LA LOCALITE DE MAACEM :** (chef lieu de commune)

- ✓ **RESSOURCE:** Composées d'un captage de source et un forage.
- CAPTAGE DE SOURCES débit 2,00 L / s
- FORAGE BRAIK débit 4,00 l / s

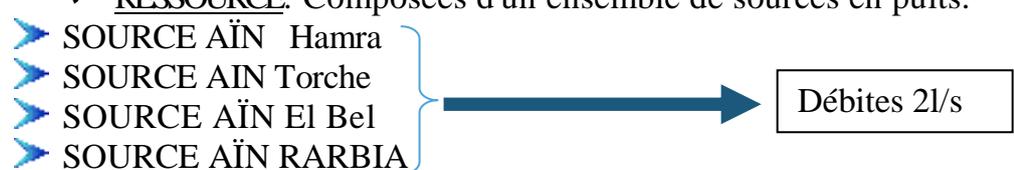
La pompe du forage refoule l'Eau directement vers le réservoir de stockage (capacité 200m³) par une conduite en P.V.C de diamètre 80 mm sur une longueur de 1500 ml.

d) **LA LOCALITE DE LARDJEM:** (chef lieu de Daïra)

- ✓ **RESSOURCES:** Le forage de ABBAÏS qui assure un débit de 04 l / s est à l'arrêt à cause de la salinité de ses eaux. Actuellement la ville de LARDJEM est alimentée par le champ de captage de RECHAÏGA, l'alimentation est assurée gravitairement par une conduite d'adduction en acier noir enrobé de diamètre 150 mm reliant le réservoir de TISSEMSILT au réservoir de stockage (capacité 1500 m³) sur une longueur de 37.446 ml. Cette conduite d'adduction est posée en longeant la RN 19, elle travail 09 / 24 h (de 21h à 6h), l'opération est commandée à partir de la chambre des vannes au niveau du réservoir de la Ville de TISSEMSILT.

Le long de l'adduction huit (08) bornes fontaines ont été réalisées pour desservir les populations éparses, dont uniquement cinq (05) sont opérationnelles.

e) **LA LOCALITE DE SIDI ANTRI :** (chef lieu de commune)

- ✓ **RESSOURCE:** Composées d'un ensemble de sources en puits.
 - SOURCE AÏN Hamra
 - SOURCE AIN Torche
 - SOURCE AÏN El Bel
 - SOURCE AÏN RARBIA
- 

L'Eau est acheminé des quatre (04) sources vers le réservoir principal (capacité 250 m³) gravitairement par des conduites parallèles de 60 mm de diamètre sur une longueur totale de 621 ml environ, ces conduites sont reliées deux à deux à des collecteurs de diamètre 80 mm (longueur totale 3039 ml), ces Collecteurs sont reliés au réservoir principal par une conduite de diamètre 100 mm sur une longueur 397 ml.

f) **LA VILLE TISSEMSILT : (CHEF - LIEU DE WILAYA)**

- ✓ **RESSOURCE:** Le champ de captage de RECHAÏGA, situé dans la Wilaya de TIARET, est composé d'une batterie de dix (10) forages. Il alimente les villes de TISSEMSILT et LARDJEM ainsi que les localités de BENI-MEIDA et AIN EL KERMA.

Les caractéristiques de la batterie sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : batterie de forages alimentant la ville de TISSEMSILT.

forages	Débit (L/s)	observations
E ₈	10	
H ₂₀	13	
H ₂₁	16	
H ₂₂	20	
H ₂₃	16	non fonctionnel
I ₁₉	8,2	
I ₂₀	18	non fonctionnel
RE ₄	92	
RE' ₄	50	
R E ₅	10	non fonctionnel
Débit total (l/s)	209,8	

On constate que la Wilaya de TISSEMSILT est déficitaire en ressources hydriques, mis à part l'exploitation de la nappe de RECHAÏGA (dans la Wilaya de TIARET) dont profite essentiellement le chef lieu de la wilaya(TISSEMSILT) des autres points d'eau est des sources et quelques autres forages dont le débit global ne dépassent pas les 350 l/s.

CONCLUSION:

D'après ce chapitre on peut conclure que :

- ✓ notre zone d'étude s'apparente à la catégorie des régions montagneuse, qui est caractérisée par un climat chaud surtout durant la saison d'hiver.
- ✓ La densité de la population est plus forte dans la ville de TISSEMSILT par rapport aux autres localités.
- ✓ D'après la vocation de l'agglomération on a constaté que notre région est une zone d'agriculture.
- ✓ Les localités concernées par l'étude se trouvent désavantagées dans l'exploitation des eaux de surface.

C'est pourquoi pour le moyen et la longue tenue. Le recours à un transfert deviendra impératif. L'analyse des ressources superficielles montre qu'un excédant en eau dans le Barrage du KOUDIAT ROSFA et qu'il serait possible d'envisager un transfert à partir de cette retenue.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION :

L'évolution de la demande en eau des six localités dans le temps est évaluée en tenant compte des catégories de consommateur potentiel en eau, à savoir :

- La consommation Domestique.
- La consommation Publique.
- La consommation Industrielle.
- La consommation Saisonnière.

L'importance de chaque type de consommateur dans une localité donnée est liée à :

- ✓ L'importance de la localité dans le découpage administratif (Chef lieu de Wilaya, de Daïra ou de Commune) et le plan D'aménagement de la Wilaya.
- ✓ La taille de l'agglomération résidant dans le centre urbain.
- ✓ La vocation économique (Touristique - Industrielle - Agricole).

II.1. L'EVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

II.1.1. Besoins domestique [2]

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et les objectifs à atteindre pour la distribution d'eau c'est à dire la dotation, ainsi que la vocation économique de cette agglomération.

Cette consommation varie comme suit :

Villes :

- de moins de 5000 habitants 33 à 140 l/j/hab
- de 5000 à 10000 habitants 65 à 170 l/j/hab
- de 10000 à 20000 habitants 82 à 205 l/j/hab
- de 20000 à 100000 habitants 115 à 265 l/j/hab

Elle est plus faible dans les régions pauvres que dans les régions riches (elle est due aux développements des installations sanitaires, de l'hygiène, et les habitudes de la population).

Pour notre projet et comme notre agglomération et varie d'une commune à autre, les besoins seront estimés sur la base de dotation de 200 l/j/hab, pour l'agglomération grande et de 150 l/j/hab pour les agglomérations petites.

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3 /j) \quad (II-1)$$

Avec :

dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Les besoins domestique pour chaque commune est résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : tableau récapitulatif des besoins domestiques.

localité	Nombre d'habitants 2025	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j) Q _{moy.j}
AMMARI	9330	150	1399,56
MAACEM	3956	150	593,33
LARDJEM	16518	190	3138,41
SIDI LANTRI	3687	150	553,00
TAMELAHT	3626	150	543,88
TISSEMSILT	198418	225	44643,96
TOTAL			50872,15

II.1.2. Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II-2: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Débit (m ³ /j)
AMMARI	03 Primaires	1800	10	18
	01 CEM	600	10	6
	01 Lycées	500	10	5
	01 CFPA	240	15	3,6
MAACEM	02 Primaires	650	10	6,5
	01 CEM	160	10	1,6
	01 Lycées	120	10	1,2
LARDJEM	05 Primaires	2800	10	28
	03 CEM	2300	10	23
	02 Lycées	1600	10	16
	01 Technicum	200	10	2
	01 CFPA	120	15	1,8
SIDI LANTRI	02 Primaires	400	10	4
	01 CEM	200	10	2
TAMELAHT	02 Primaires	800	10	8
	01 CEM	350	10	3,5
TISSEMSILT	13 Primaires	8000	10	80
	11 CEM	4000	10	40

	07 Lycées	2500	10	25
	01 Technicum	300	10	3
	02 CFPA	2500	15	37,5
	01 centre universitaire	6000	10	60
			TOTAL	375,7

II.1.3. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

localités	Type d'équipement	unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
		(m ²)	lits		
AMMARI	01 polyclinique	450		15	6,75
	01 salle de soin	150		15	2,25
MAACEM	01 salle de soin	100		15	1,5
LARDJEM	01 hôpital		80	250	20
	01 polyclinique	300		15	4,5
	02 salles de soin	150		15	2,25
SIDI LANTRI	01 salle de soin	100		15	1,5
TAMELAHT	01 salle de soin	100		15	1,5
TISSEMSILT	03 salles de soin	360		15	5,4
	02 polycliniques	1000		15	15
	01 hôpital		500	250	125
	01 maternité		30	250	7,5
	01 centre de santé	650		15	9,75
				TOTAL	203

II.1.4. Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
AMMARI	01 APC	70	15	1,05
	01 Daïra	50	15	0,75
	01 Garde communale	40	15	0,6
	01 Darak el Watani	30	15	0,45
	01 ADE	15	15	0,225
	01 Bureau de poste	20	15	0,3
MAACEM	01 APC	34	15	0,51
	01 Bureau de poste	8	15	0,12
	01 Darak el Watani	30	15	0,45
LARDJEM	01 APC	60	15	0,9
	01 Daïra	50	15	0,75
	01 ADE	20	15	0,3
	01 Agence SONELGAZ	30	15	0,45
	01 Bureau de poste	25	15	0,375
	01ptt	30	15	0,45
	01 protection civile	90	15	1,35
	01 sûreté de daïra	70	15	1,05
	01 Recette impôts	15	15	0,225
	01 Darak el Watani	45	15	0,675
	01 Garde communale	30	15	0,45
SIDI LANTRI	01 APC	20	15	0,3
	04 Agences postales	15	15	0,225
	01 Garde communale	30	15	0,45
	01 Darak el Watani	30	15	0,45
TAMELAHT	01 APC	30	15	0,45
	01 Garde communale	25	15	0,375
	01 Darak el Watani	30	15	0,45
	01 caserne	200	150	30
TISSEMSILT	04 APC	300	15	4,5
	01 Daïra	80	15	1,2
	01 Poste	35	15	0,525
	04 Bureau de poste	100	15	1,5
	01 CNAS	70	15	1,05
	03 Banques	180	15	2,7
	01 SAA	30	15	0,45
	01 Complexe d'impôts	180	15	2,7
	04 sûretés de daïra	300	15	4,5
	01 Garde communale	80	15	1,2

	03 Darak el Watani	350	15	5,25
	01 caserne	250	150	37,5
	01 ADE	20	15	0,3
	01 Agence SONELGAZ	30	15	0,45
	01 Justice	30	15	0,45
	01ptt	25	15	0,375
	01 tribunal	400	70	28
	01wilaya	300	15	4,5
	01 cité universitaire	4000	70	280
	01 protection civile	250	15	3,75
TOTAL				425.03

II.1.5. Besoins socioculturels

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant:

Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
AMMARI	01 Mosquée	500	5	2,5
	01 Stade	200	70	14
	01 Maison de jeunes	200	10	2
	01 Centre culturel	120	5	0,6
MAACEM	01 Mosquée	300	5	1,5
LARDJEM	02 Mosquée	800	5	4
	01 Stade	120	70	8,4
	01 Maison de jeunes	100	10	1
	01 centre culturel	120	10	1,2
	01 salle de sport	300	50	15
SIDI LANTRI	01 Mosquée	300	5	1,5
TAMELAHT	01 Mosquée	300	5	1,5
TISSEMSILT	07 Mosquée	6000	5	30
	01 Stade	400	70	28
	01 Maison de jeunes	120	10	1,2
	01 centre culturel	200	10	2
	02salle de sport	400	50	20
TOTAL				134,4

II.1.6. Besoins du bétail

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes. Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès des services d'agriculture des localités concernées par notre étude. Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.

localités	Bovins		Ovins		Caprins		Débit (m ³ /j)
	têtes	Dotation (l/j/tête)	têtes	Dotation (l/j/tête)	têtes	Dotation (l/j/tête)	
AMMARI	1975	80	8500	10	2500	10	268
MAACEM	340	80	3200	10	1200	10	71,2
LARDJEM	830	80	5000	10	1800	10	134,4
SIDI LANTRI	200	80	3000	10	800	10	54
TAMELAHT	690	80	4000	10	1600	10	111,2
TISSEMSILT	1200	80	1500	10	900	10	120
						TOTAL	758,8

II.1.7. Besoins industrielles

Le potentiel industriel de la wilaya de TISSEMSILT est très limité à l'heure actuelle, il peut être résumé comme suit :

1. Unité de couverture et textiles à TISSEMSILT.

Les zones d'activité industrielle proposées dans le S.R.A.T sont concentrées dans les régions de :

- ❖ TISSEMSILT.
- ❖ AMMARI.

C'est deux régions sont inclus dans l'aire de l'étude, ce qui fait que la totalité de la demande en eau industrielle à l'horizon 2025 sera prise en charge.

Dans l'étude proposée par S.R.A.T. la consommation industrielle en eau sera projetée d'une façon équitable entre les deux régions, ce qui nous permettra d'insérer la demande en eau industrielle dans la demande totale de ces centres.

Le débit industriel estimé par S.R.A.T. Pour les deux régions (AMMARI ET TISSEMSILT) est de l'ordre de **1301,66 m³/j** pour chaque localité concernée.

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II-7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

localité	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins administratifs	Besoins socioculturels	Besoins industriels	Besoins du bétail	Total Q _{moy,j} (m ³ /j)
AMMARI	1399,56	32,6	9	3,375	19,1	1301,66	268	3033,30
MAACEM	593,33	9,3	1,5	1,08	1,5	-	71,2	677,91
LARDJEM	3138,41	70,8	26,75	6,975	29,6	-	134,4	3406,94
SIDI LANTRI	553,00	6	1,5	1,425	1,5	-	54	617,42
TAMELAHT	543,88	11,5	1,5	31,275	1,5	-	111,2	700,86
TISSEMSILT	44643,9	245,5	162,65	380,9	81,2	1301,66	120	46935,87
TOTAL	50872,2	375,7	202,9	425,03	134,4	2603,32	758,8	55372,38

- ✓ Les résultats présentés dans le tableau (II-7) donnent la demande journalière en eau potable des différents consommateurs potentiels pour chaque agglomération chef lieu dans l'aire d'étude et cela pour horizon d'étude (2025) et selon une évolution forte de la dotation.

II.2. DETERMINATION DU DEBIT MAXIMAL ET MINIMAL JOURNALIER [1]

II.2.1. Introduction

On distingue essentiellement trois (03) natures de variations en matière de régime de consommation, correspondant à trois (03) ordres de phénomène distincts, dont les effets se superposent et donnent des indications de portée différente tant au service d'exploitation qu'aux projeteurs. Ces variations sont:

- La variation annuelle.
- La variation hebdomadaire.
- La variation journalière.

II.2.2. La Variation Annuelle

C'est à dire dans le cours d'une année moyenne, on tiendra compte notamment des changements des conditions météorologiques, et en particulier de la température. Selon les saisons leurs amplitudes se révèlent de ce fait plus accusé sous les climats à prédominance continentale où l'on observe des écarts de température importants entre l'été et l'hiver (cas de la région d'étude).

II.2.3. La Variation Hebdomadaire

C'est à dire au cours d'une semaine moyenne, aux différentes villes, suivant les habitudes de leur population. On observe généralement une consommation plus forte les derniers jours de la semaine.

Bien entendu, la répartition habituelle se trouvera occasionnellement perturbée par la succession de quelques journées de forte chaleur, au cours desquelles la consommation s'élèvera progressivement, ou de quelques journées particulièrement fraîches, au cours desquelles elle

tendra à s'abaisser d'une manière notable. Cette variation s'exprime avec le coefficient d'irrégularité journalière K_j .

$$K_{\max j} = \frac{\text{débit maximale journalier}}{\text{débit moyen journalier}}$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{débit minimale journalier}}{\text{débit moyen journalier}}$$

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximal journalier.

$K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimal journalier.

II-2-3- 1- Débit maximal journalier : ($Q_{\max j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{\max j} = K_{\max j} Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II-2})$$

Où

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalier, il prend des valeurs comprises entre 1,1 et 1,3 .Il est inversement proportionnel à la taille de l'agglomération considérée.

On prendra : $K_{\max j} = 1,3$

D'où :

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy } j}$$

II.2.3.2. Débit minimal journalier : ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en effectuant le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy } j}$) d'un coefficient d'irrégularité $K_{\min j}$ qui varie entre 0,7 et 0,9

Pour les villes de faible importance, il est estimé à 0,9

$$Q_{\min j} = 0,9 * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II-3})$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau II-08: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; Q_{\max}

LOCALITE	$Q_{\text{moy } j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} (\text{m}^3/\text{j})$
AMMARI	3033,30	0,9	2729,97	1,3	3943,29
MAACEM	677,91	0,9	610,12	1,3	881,28
LARDJEM	3406,94	0,9	3066,24	1,3	4429,02
SIDI LANRI	617,42	0,9	555,68	1,3	802,65
TAMELAHT	700,86	0,9	630,77	1,3	911,12
TISSEMSILT	46935,87	0,9	42242,28	1,3	61016,63
TOTAL	55372,3	0,9	49835,07	1,3	71983,99

II.2.4. La variation journalière

C'est à dire au cours d'une journée de 24 h. Cette variation témoigne d'une certaine régularité de consommation, à peu près nulle pendant la nuit (sauf le cas de fuites excessives). Elle passe d'ordinaire par deux maxima pendant la journée. Le premier se situant entre 7 et 9h du matin et le second entre 18 et 20h. Au moment des pointes, la consommation est susceptible d'atteindre

et même dépasser le double de sa valeur moyenne, selon le type de l'agglomération (rurale ou urbaine). De même cette variation s'exprime avec les coefficients d'irrégularité horaire K_h . ($K_{\max h}$ et $K_{\min h}$).

$$K_{\max h} = \frac{\text{débit maximal horaire}}{\text{débit moyen horaire}}$$

$$K_{\min h} = \frac{\text{débit minimal horaire}}{\text{débit moyen horaire}}$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{\max h}$ est défini par :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{II-4})$$

D'où :

α_{\max} : Paramètre qui prend en considération la structure de l'habitat, le développement industriel et les habitudes de la population. Ce paramètre prend des valeurs entre 1,2 et 1,4. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$

β_{\max} : varie en fonction du nombre d'habitants, il est donné par le tableau suivant :

Tableau II-09 : tableau de variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

-Dans notre projet, pour la détermination de débit maximum horaire on doit utiliser la formule suivante :

$$Q_{\max h} = \frac{(\alpha \%) \cdot Q_{\max j}}{100} \quad (\text{II-5})$$

$\alpha \%$: la fraction horaire maximale du débit maximal journalier qui est déterminé à partir de l'annexe N° (II-1) en fonction de nombre d'habitant de chaque agglomérations.

Etant donné que la zone d'étude comprend six localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

La répartition du débit horaire au cours de la journée, pour chaque localité est présentée dans les annexes (II-2).

NB:

-La détermination du débit moyen journalier permettrait le calcul hydraulique des ouvrages de la station de traitement.

-La détermination du débit maximal journalier permettrait le calcul hydraulique du réseau d'adduction et des ouvrages hydrauliques de cette dernière.

-La détermination du débit maximal horaire permettra le calcul hydraulique des réseaux de distribution.

II.3. CALCUL DE DEFICIT DE CONSOMMATION

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2025), il nous convient de nous déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions.

Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier pour chaque localité :

Tableau II-10: Tableau des déficits à combler à l'an 2025.

localité	$Q_{\max J}$ (m ³ /j)	production en eau existante (m ³ /j)	déficit (m ³ /j)
AMMARI	3943,29	432	3511,29
MAACEM	881,28	518,4	362,88
LARDJEM	4429,02	823	3606,02
SIDI LANTRI	802,65	172,8	629,85
TAMELAHT	911,12	138	773,12
TISSEMSILT	61016,63	18126,72	42889,91
TOTAL	71983,98	20210,92	51773,06

Donc le débit total de dimensionnement de notre réseau est de **51773,06 m³/J** soit (599,23 l/s).

CONCLUSION

D'après les calculs effectués au dessus, on remarque qu'il ya un déficit d'eau important (51773,06 m³/j), car les débits d'exploitation des forages et des sources est très faibles (20746,6 m³/j), donc pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2025), il est nécessaire de transférer la quantité qui manque a partir de barrage de KODIET ROSFA, car les sources hydriques dans l'ensemble des localités est presque inexistante.

Le transfert de cette quantités d'eau à partir de barrage vers les localités concernés par le projet, nécessite plusieurs ouvrages (stockages, brise charge, station de pompage,.....etc.), qui sont l'objectif de notre travail.

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

INTRODUCTION

Outre la sécurité qu'ils assurent en cas de défaillance momentanée de la production, les réservoirs sont susceptibles d'intervenir dans l'exploitation courante comme régulateurs à la fois du débit et de la pression. Avec les progrès enregistrés dans les techniques de pose et les techniques de protection automatique des conduites d'adduction et de distribution, les réservoirs d'eau assurent les fonctions suivantes:

- Réservoirs de stockage dans les systèmes de distribution.
- Bâches de reprise dans les stations de pompage.
- Réservoirs tampon de régularisation de pression dans les systèmes d'adduction.
- Réservoirs d'eau traitée au niveau des stations de traitement.
- Matérialisation des réserves stratégique dans les métropoles.

III.1. ROLE DES RESERVOIRS

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés, de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies en plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

III.2. EMLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
 - Simplicité de réalisation du coffrage.
 - Etanchéité plus facile à réaliser.

III.3. CLASSIFICATIONS DES RESERVOIRS [2]

Les réservoirs peuvent être classes de diverses façons selon les critères pris en considération :

III.3.1. Classification selon le matériau de construction

- Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs
 - Réservoir métalliques.
 - Réservoir en maçonnerie.
 - Réservoir en béton armé.

III.3.2. Classification selon la situation des lieux

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

III.3.3. Classification selon l'usage

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

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- brise charge.

III.3.4. Classification selon la forme géométrique

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire (carré).
- d'une forme quelconque.

III.4. LES DIFFERENTES TYPES DE RESERVOIRS A PROJETES

Pour notre réseau les réservoirs qui seront projetés est :

III.4.1. Les réservoirs terminaux : distribués comme suit

- 1) réservoir de TAMELAHT est alimenté gravitairement à partir du piquage « P1 »
- 2) réservoir de LARDJEM est alimenté gravitairement à partir du piquage « P2 »
- 3) réservoir de SIDI LANTRI est alimenté par refoulement à partir de station de pompage intermédiaire de SIDI LANTRI.
- 4) réservoir de MAACEM est alimenté par refoulement à partir de station de pompage intermédiaire de MAACEM.
- 5) réservoir de AMMARI est alimenté par refoulement à partir de station de pompage de AMMARI.
- 6) réservoir de la ville de TISSEMSILT est alimenté par refoulement à partir de station de pompage de AMMARI.

III.4.2. Les bâches de reprise

- 1) bâche de reprise de station de pompage intermédiaire de SIDI LANTRI, qui est alimenté gravitairement.
- 2) bâche de reprise de station de pompage MAACEM .qui alimenté gravitairement.
- 3) bâche de reprise de station de pompage intermédiaire MAACEM, qui est alimenté par refoulement.
- 4) bâche de reprise de station de pompage AMMARI qui alimenté par refoulement.

III.5. DETERMINATION DE LA CAPACITE

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la Répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

III.5.1.Principe de calcul : deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

III.5.1.1. La méthode analytique

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

$$V_u = \frac{P(\%) * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III-1})$$

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 :

$$V_T = V_u + V_{\text{inc}} \quad (\text{III-2})$$

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

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

III.5.1.2. la méthode graphique

la méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

III.6. DIMENSIONNEMENT DES BACHES DE REPRISES DES DIFFERENTES STATIONS DE POMPAGE

III.6.1. Bâche de reprise « SIDI LANTRI » : ce bache est alimenté gravitairement a partir d'un piquage au niveau de la conduite gravitaire principale.

Le débit sortant de la station de pompage « SIDI LANTRI » est de **629,85 m^3/j**

Alors le volume de la bache de « SIDI LANTRI » est déterminé par la méthode analytique.

REMARQUE :

1-Arrivée permanente sur vingt quatre heures (gravitairement), donc le pourcentage du débit entrant sera égale à 4,16 % pour toutes les tranches horaires (100 /24).

2-pour la durée de pompage on prend 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaires de 5% (100/20).

Tableau III-1 : Détermination de la capacité de la bache de reprise « SIDI LANTRI »

Heures	Apports (%)	refoulement d'eau (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	5	-	0,84	13,32
01-02	4,16	5	-	0,84	12,48
02-03	4,16	5	-	0,84	11,64
03-04	4,16	5	-	0,84	10,8
04-05	4,16	5	-	0,84	9,96
05-06	4,17	5	-	0,83	9,13
06-07	4,17	5	-	0,83	8,3
07-08	4,17	5	-	0,83	7,47
08-09	4,17	5	-	0,83	6,64
09-10	4,17	5	-	0,83	5,81
10-11	4,17	5	-	0,83	4,98
11-12	4,17	5	-	0,83	4,15
12-13	4,17	5	-	0,83	3,32
13 - 14	4,17	5	-	0,83	2,49
14 - 15	4,17	5	-	0,83	1,66
15 - 16	4,17	5	-	0,83	0,83
16 - 17	4,17	5	-	0,83	0
17 - 18	4,17	0	4,17	-	4,17
18 - 19	4,17	0	4,17	-	8,34
19 - 20	4,17	0	4,17	-	12,51
20 - 21	4,17	0	4,17	-	16,68
21 - 22	4,16	5	-	0,84	15,84
22 - 23	4,16	5	-	0,84	15
23 - 00	4,16	5	-	0,84	14,16
Total	100	100	16,68	16,68	-

DONC :

$$V_{bache} = \frac{p(\%)*Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$$

V_{bache} : capacité de la bache (m^3),

$P\%$: fraction horaire maximum du débit maximum journalier. ($P\%=16,68\%$)

$Q_{max j}$: La consommation maximale journalière ($629,85m^3/j$).

$$V_{bache} = \frac{16,68 * 629,85}{100} = 105,06 \quad (m^3)$$

En choisi un volume normalise de **250 m^3** .

III.6.2. Bâche de la station de pompage MAACEM : cette station se trouve à l'extrémité de la conduite gravitaire principale, cette station est composée de deux lignes de refoulement, La première vers la station de pompage intermédiaire de MAACEM. La deuxième vers la station de pompage AMMARI.

Le débit sortant de la station de pompage MAACEM ca sera **46764,08 m³/j**

Donc la capacité de la bâche est déterminée de la même façon que le précédent (méthode analytique) :

$$V_{bache} = \frac{P(\%) * Q_{max,j}}{100}$$

V_{bache} : volume de la bâche (m³),

$P\%$: fraction horaire maximum du débit maximum journalier.

A partir de tableau (III-1) $P = 16,68 \%$

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j). $Q_{max,j} = 46764,08 \text{ m}^3/\text{j}$

$$V_{bache} = \frac{16,68 * 46764,08}{100} = 7800,25 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalise de **8000 m³**.

III.6.3. Bâche de la station de pompage intermédiaire « MAACEM »

La bâche de reprise de cette station joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bâche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * t}{T} \quad (III - 3)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier de la commune de MAACEM. ($Q_{max,j} = 362,88 \text{ m}^3/\text{j}$)

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0,25\text{h}$)

Donc le volume de la bâche de reprise est :

$$V.bache = \frac{362,88 * 0,25}{20} = 4,54 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalise de **125 m³**.

III.6.4. Bâche de la station de pompage AMMARI

La station de pompage AMMARI se situé à **10134 m** de station de pompage MAACEM.

La bâche de reprise de la première est alimentée par une conduite de refoulement qui provient de la station de pompage de MAACEM,

La station de pompage AMMARI est composée de deux lignes de refoulement, La première vers le réservoir de AMMARI et la deuxième constituera le prolongement du tronçon « SUD - NORD » vers le réservoir de TISSEMSILT ville.

Le débit sortant de la station de pompage AMMARI est de **46401,2 m³/j**.

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{T}$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier. ($Q_{\text{max.j}}=46401,2\text{m}^3/\text{j}$)

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$)

$$V.\text{bache} = \frac{46401,2 * 0,25}{20} = 580,02 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalisé de **700 m³**.

III.7. DIMENSIONNEMENT DE RESERVOIR TAMPON DU BORDJ BOU-NAÂMA

Le réservoir de BORDJ BOU-NAÂMA joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP4) garvitaires de six localités à étudier, jusqu'à la station de pompage « MAACEM ».

La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'entrée de brise charge 01. En vue de limiter les effets du coup de bélier de fermeture.

Le volume sera déterminé selon la formule suivante:

$$V_{\text{rp}} = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{2} \quad (\text{III-4}) \quad (\text{fermeture linéaire})$$

Q_{tr} : Débit transit : est le débit entrant dans la « brise charge 01 » qui est

$$Q_{\text{tr}}=Q_{\text{max.j}}=51773,06 \text{ m}^3/\text{j}= \mathbf{2157,21 \text{ m}^3/\text{h}}$$

t : temps de fermeture de la vanne télécommandée située à l'arrivée de la brise charge 01.

Donc :

$$V_{\text{RTBB}} = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{2} = \frac{2157,21 * 2,5}{2} = 2696,51(\text{m}^3)$$

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon de BORDJ BOU-NAÂMA (RTBB) sera **3000 m³** pour tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.

III.8. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS DE BRISE CHARGE : d'après l'étude qui a été faite au chapitre d'adduction (chapitre 04), l'installation des brises charges est indispensable.

Permet la méthode utilisée pour dissiper l'énergie de la meilleure manière possible est l'utilisation d'un obturateur à disque auto centreur sous capot, ces appareils nécessitent la réalisation des réservoirs.

Ces réservoirs jouent le rôle de mise en charge, donc la formule utilisée pour déterminer la capacité des brises charges est :

$$V_{\text{BC}} = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{2}$$

Q_{tr} : débit transite. (m^3/h)

t : le temps de fermeture de la vanne située à l'aval ($t = 2\text{h } 30 \text{ mn}$)

III.8.1. Brise charge 01(BC1)

$$Q_{\text{tr}}=Q_{\text{max.j}}=51773,06 \text{ m}^3/\text{j}= \mathbf{2157,21 \text{ m}^3/\text{h}}$$

$$t= 2\text{h } 30\text{mn}$$

$$V_{\text{BC1}} = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{2} = \frac{2157,21 * 2,5}{2} = 2696,51(\text{m}^3)$$

En choisi un volume normalisé de **3000 m³**.

III.8.2. Brise charge 02

Le débit transit est celle qui entrée dans la bache de reprise de « MAACEM »

$$Q_{tr} = 46764,08 \text{ m}^3/\text{j} = 1948,50 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$t = 2\text{h } 30\text{mn}$$

$$V_{BC2} = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{1848,5 \times 2,5}{2} = 2435,63(\text{m}^3)$$

En choisi un volume normalisé de **2500 m³**.

III.9.DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS TERMINAUX

La capacité théorique des réservoirs est déterminée par la méthode analytique. Cette méthode base sur la répartition horaire du débit entrant et du débit sortant du réservoir pendant vingt-quatre heures (24h) de consommation. Ces débits sont exprimés en pourcentage de la consommation maximal journalière.

La répartition des pourcentages de consommation (débit sortant) sur les vingt-quatre (24h) heures sont déterminées a partir de (l'annexe II)

La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'arrivée.

- Arrivée gravitairement permanente sur vingt-quatre heures (24h/24h). Le pourcentage du débit entrant sera égal à 4,16% pour toutes les tranches horaires (100/24).
- Arrivée permanente sur un temps de pompage, ce temps prendra la valeur de 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaire de 5% (100/20).

La capacité du sept réservoirs terminaux est déterminée par la formule suivante :

$$V_u = \frac{P(\%)*Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_u : volume utile (m³),

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

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

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

$$V_T = V_u + V_{inc}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³

Les résultats des calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

III-2 : Détermination de la capacité du réservoir de « AMMARI »

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	1	4	-	13
01-02	5	1	4	-	17
02-03	5	1	4	-	21
03-04	5	1	4	-	25
04-05	5	2	3	-	28
05-06	5	3	2	-	30
06-07	5	5	0	-	30
07-08	5	6,5	-	1,5	28,5
08-09	5	6,5	-	1,5	27
09-10	5	5,5	-	0,5	26,5
10-11	5	4,5	0,5	-	27
11-12	5	5,5	-	0,5	26,5
12-13	5	7	-	2	24,5
13 - 14	5	7	-	2	22,5
14 - 15	5	5,5	-	0,5	22
15 - 16	5	4,5	0,5	-	22,5
16 - 17	5	5	0	-	22,5
17 - 18	0	6,5	-	6,5	16
18 - 19	0	6,5	-	6,5	9,5
19 - 20	0	5	-	5	4,5
20 - 21	0	4,5	-	4,5	0
21 - 22	5	3	2	-	2
22 - 23	5	2	3	-	5
23 - 00	5	1	4	-	9
Total	100	100	31	31	-

- Le volume utile sera : $V_u = \frac{3511,29 \times 30}{100} = 1053,387 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 1053,387 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 1053,387 + 120 = 1173,387 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 1173,387 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 1200 \text{ m}^3$

Tableau III-3 : Détermination de la capacité du réservoir de «MAACEM».

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	1	4	-	13
01-02	5	1	4	-	17
02-03	5	1	4	-	21
03-04	5	1	4	-	25
04-05	5	2	3	-	28
05-06	5	3	2	-	30
06-07	5	5	0	-	30
07-08	5	6,5	-	1,5	28,5
08-09	5	6,5	-	1,5	27
09-10	5	5,5	-	0,5	26,5
10-11	5	4,5	0,5	-	27
11-12	5	5,5	-	0,5	26,5
12-13	5	7	-	2	24,5
13 - 14	5	7	-	2	22,5
14 - 15	5	5,5	-	0,5	22
15 - 16	5	4,5	0,5	-	22,5
16 - 17	5	5	0	-	22,5
17 - 18	0	6,5	-	6,5	16
18 - 19	0	6,5	-	6,5	9,5
19 - 20	0	5	-	5	4,5
20 - 21	0	4,5	-	4,5	0
21 - 22	5	3	2	-	2
22 - 23	5	2	3	-	5
23 - 00	5	1	4	-	9
Total	100	100	31	31	-

-Le volume utile sera : $V_u = \frac{362,88 \times 30}{100} = 108,864 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 108,864 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 108,864 + 120 = 228,864 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 228,864 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 250 \text{ m}^3$.

Tableau III-4 : Détermination de la capacité du réservoir de «LARDJEM»

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	1,5	2,66	-	8,81
01-02	4,16	1,5	2,66	-	11,47
02-03	4,16	1,5	2,66	-	14,13
03-04	4,16	1,5	2,66	-	16,79
04-05	4,16	2,5	1,66	-	18,45
05-06	4,17	3,5	0,67	-	19,12
06-07	4,17	4,5	-	0,33	18,79
07-08	4,17	5,5	-	1,33	17,46
08-09	4,17	6,25	-	2,08	15,38
09-10	4,17	6,25	-	2,08	13,3
10-11	4,17	6,25	-	2,08	11,22
11-12	4,17	6,25	-	2,08	9,14
12-13	4,17	5	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	0
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,16	3	1,16	-	1,33
22 - 23	4,16	2	2,16	-	3,49
23 - 00	4,16	1,5	2,66	-	6,15
Total	100	100	19,12	19,12	-

-Le volume utile sera : $V_u = \frac{3606,02 \times 19,12}{100} = 689,47 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 689,47 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 689,47 + 120 = 809,47 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 809,47 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

Tableau III-5 : Détermination de la capacité du réservoir de «SIDI LANTRI».

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	1	4	-	13
01-02	5	1	4	-	17
02-03	5	1	4	-	21
03-04	5	1	4	-	25
04-05	5	2	3	-	28
05-06	5	3	2	-	30
06-07	5	5	0	-	30
07-08	5	6,5	-	1,5	28,5
08-09	5	6,5	-	1,5	27
09-10	5	5,5	-	0,5	26,5
10-11	5	4,5	0,5	-	27
11-12	5	5,5	-	0,5	26,5
12-13	5	7	-	2	24,5
13 - 14	5	7	-	2	22,5
14 - 15	5	5,5	-	0,5	22
15 - 16	5	4,5	0,5	-	22,5
16 - 17	5	5	0	-	22,5
17 - 18	0	6,5	-	6,5	16
18 - 19	0	6,5	-	6,5	9,5
19 - 20	0	5	-	5	4,5
20 - 21	0	4,5	-	4,5	0
21 - 22	5	3	2	-	2
22 - 23	5	2	3	-	5
23 - 00	5	1	4	-	9
Total	100	100	31	31	-

-Le volume utile sera : $V_u = \frac{629,85 \times 30}{100} = 188,96 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 188,96 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 188,96 + 120 = 308,96 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 308,96 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 400 \text{ m}^3$.

Tableau III-6 : Détermination de la capacité du réservoir de «TAMELAHT».

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	1	3,16	-	9,64
01-02	4,16	1	3,16	-	12,8
02-03	4,16	1	3,16	-	15,96
03-04	4,16	1	3,16	-	19,12
04-05	4,16	2	2,16	-	21,28
05-06	4,17	3	1,17	-	22,45
06-07	4,17	5	-	0,83	21,62
07-08	4,17	6,5	-	2,33	19,29
08-09	4,17	6,5	-	2,33	16,96
09-10	4,17	5,5	-	1,33	15,63
10-11	4,17	4,5	-	0,33	15,3
11-12	4,17	5,5	-	1,33	13,97
12-13	4,17	7	-	2,83	11,14
13 - 14	4,17	7	-	2,83	8,31
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,98
15 - 16	4,17	4,5	-	0,33	6,65
16 - 17	4,17	5	-	0,83	5,82
17 - 18	4,17	6,5	-	2,33	3,49
18 - 19	4,17	6,5	-	2,33	1,16
19 - 20	4,17	5	-	0,83	0,33
20 - 21	4,17	4,5	-	0,33	0
21 - 22	4,16	3	1,16	-	1,16
22 - 23	4,16	2	2,16	-	3,32
23 - 00	4,16	1	3,16	-	6,48
Total	100	100	22,45	22,45	-

-Le volume utile sera : $V_u = \frac{773,12 \times 22,45}{100} = 173,57 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 173,57 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 173,57 + 120 = 293,57 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 293,57 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 300 \text{ m}^3$.

Tableau III-7 : Détermination de la capacité du réservoir de «TISSEMSILT VILLE».

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	3,35	1,65	-	5,45
01-02	5	3,25	1,75	-	7,2
02-03	5	3,3	1,7	-	8,9
03-04	5	3,2	1,8	-	10,7
04-05	5	3,25	1,75	-	12,45
05-06	5	3,4	1,6	-	14,05
06-07	5	3,95	1,05	-	15,1
07-08	5	4,45	0,55	-	15,65
08-09	5	5,25	-	0,25	15,4
09-10	5	5,25	-	0,25	15,15
10-11	5	4,85	0,15	-	15,3
11-12	5	4,6	0,4	-	15,7
12-13	5	4,6	0,4	-	16,1
13 - 14	5	4,55	0,45	-	16,55
14 - 15	5	4,75	0,25	-	16,8
15 - 16	5	4,7	0,3	-	17,1
16 - 17	5	4,65	0,35	-	17,45
17 - 18	0	4,45	-	4,45	13
18 - 19	0	4,4	-	4,4	8,6
19 - 20	0	4,3	-	4,3	4,3
20 - 21	0	4,3	-	4,3	0
21 - 22	5	3,75	1,25	-	1,25
22 - 23	5	3,75	1,25	-	2,5
23 - 00	5	3,7	1,3	-	3,8
Total	100	100	17,95	17,95	-

-Le volume utile sera : $V_u = \frac{42889,91 \cdot 17,45}{100} = 7484,29 \text{ m}^3 \Rightarrow V_u = 7484,29 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 7484,29 + 120 = 7604,29 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 7604,29 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 8000 \text{ m}^3$

Le tableau suivant donne les valeurs des volumes de stockage des réservoirs estimées à l'horizon de l'étude :

Tableau III-8 : volume des réservoirs terminaux calculé pour chaque localité.

Localités	volume utile (m ³)	volume d'incendie (m ³)	volume total (m ³)	volume normalisé (m ³)
AMMARI	1053,39	120,00	1173,39	1200,00
MAACEM	108,86	120,00	228,86	300,00
LARDJEM	689,47	120,00	809,47	1000,00
SIDI LANRI	188,96	120,00	308,96	400,00
TAMELAHT	173,57	120,00	293,57	300,00
TISSEMSILT	7484,29	120,00	7604,29	8000,00

III.10. FORME DES RESERVOIRS [1]

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres. Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

➤ Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

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

V_n : Volume normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (\text{III-5})$$

➤ La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } S = \frac{V}{h} \quad (\text{III-6})$$

➤ La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad (\text{III-7})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

➤ La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$AN : h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (III-8)$$

REMARQUE: pour les réservoirs ayant une capacité importante, il est nécessaire d'opter des réservoirs jumelés.

Le tableau suivant résume la capacité des réservoirs terminaux jumelés :

Tableau III-9 : tableau donnant la capacité des réservoirs jumelés.

LOCALITES	volume normalisé (m ³)	Nombre de réservoirs jumelés	Capacités des réservoirs (m ³)
AMMARI	1200	2	600
MAACEM	300	1	300
LARDJEM	1000	2	500
SIDI LANRI	400	1	400
TAMELAHT	300	1	300
TISSEMSILT	8000	2	4000

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau suivant:

Tableau III-10: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.

Réservoirs	Nombre de réservoirs jumelés	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)	H (m)
AMMARI	2	600	13	132,67	4,52	0,90	0,48	5,00
MAACEM	1	300	9	63,59	4,72	1,89	0,78	5,5
LARDJEM	2	500	12	113,04	4,42	1,06	0,58	5
SIDI LANRI	1	400	10	78,50	5,10	1,53	0,40	5,5
TAMELAHT	1	300	9	63,59	4,72	1,89	0,78	5,5
TISSEMSILT	2	4000	30	706,50	5,66	0,17	0,34	6

Les dimensions des baches de reprise sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau III-11: Tableau donnant les dimensions des baches de reprise.

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP SIDI LANTRI	250	8	50	5	0,25	5,25
SP INTER MAACEM	125	1,5	1,77	2,83	0,17	3
SP MAACEM	2*4000	30	706,50	5,66	0,34	6
SP AMMARI	700	13	132,67	4,52	0,48	5

Les dimensions de réservoir tampon et brises charges sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III-12: Tableau donnant les dimensions de réservoirs tampon et brises charges.

RESERVOIR TAMPON ET BRISE CHARGE	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
BC 01	2*1500	20	314,00	4,78	0,72	5,5
BC 02	2*1250	18	254,34	5,90	0,60	6,5
RTBB	2*1500	20	314,00	4,78	0,72	5,5

III.11. ÉQUIPEMENTS DU RESERVOIR [2]

Le réservoir doit être équipé :

1. D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
2. Une conduite de départ ou de distribution.
3. Une conduite de vidange.
4. Une conduite de trop-plein.
5. Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
6. Conduite by-pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

III.11.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

Si l'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

III.11.2. Conduite de départ ou de distribution

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15 à 20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension (sables ou boues). L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

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

III.11.3. Conduite du trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

III.11.4. Conduite de vidange

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

III.11.5 Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage

III.11.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (III-1) présente un système en siphon à évent :

Son fonctionnement est le suivant :

- ✓ Normal : 1 et 2 ouverts, le 3 est fermé.
- ✓ Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 3.

C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies sont atteints.

III.12. SYSTEME DE CANALISATION

Conduite : Les conduites sont de forme circulaire en fonte ductile, caractérisée par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).

Coudes et TE : Elles sont placées dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.

Vannes : On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.

Robinet flotteur : Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint. (Arrivée gravitairement).

Les différents types de conduites sont représentés dans la figure (III-1)

III.13. TRAVERSEE DES CONDUITES DANS LES PAROIS DU RESERVOIR [1]

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

➤ **1^{er} cas** : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure III.2).

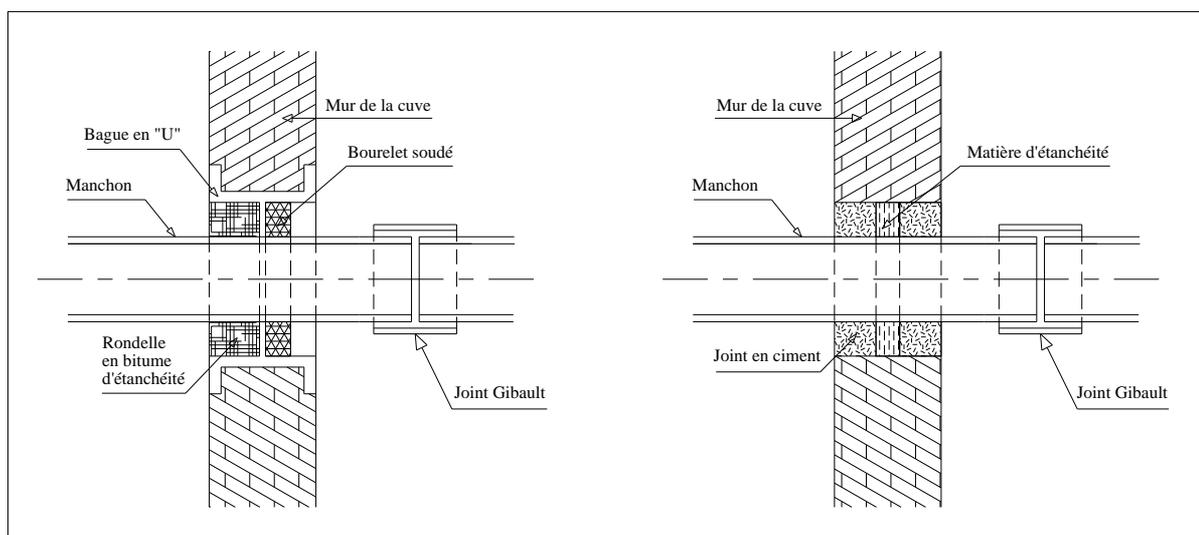


Figure III-2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **2^{ème} cas** : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure III-3).

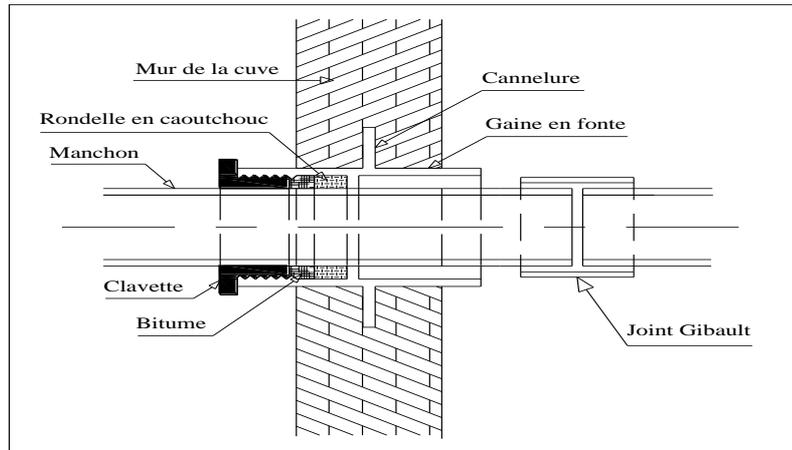
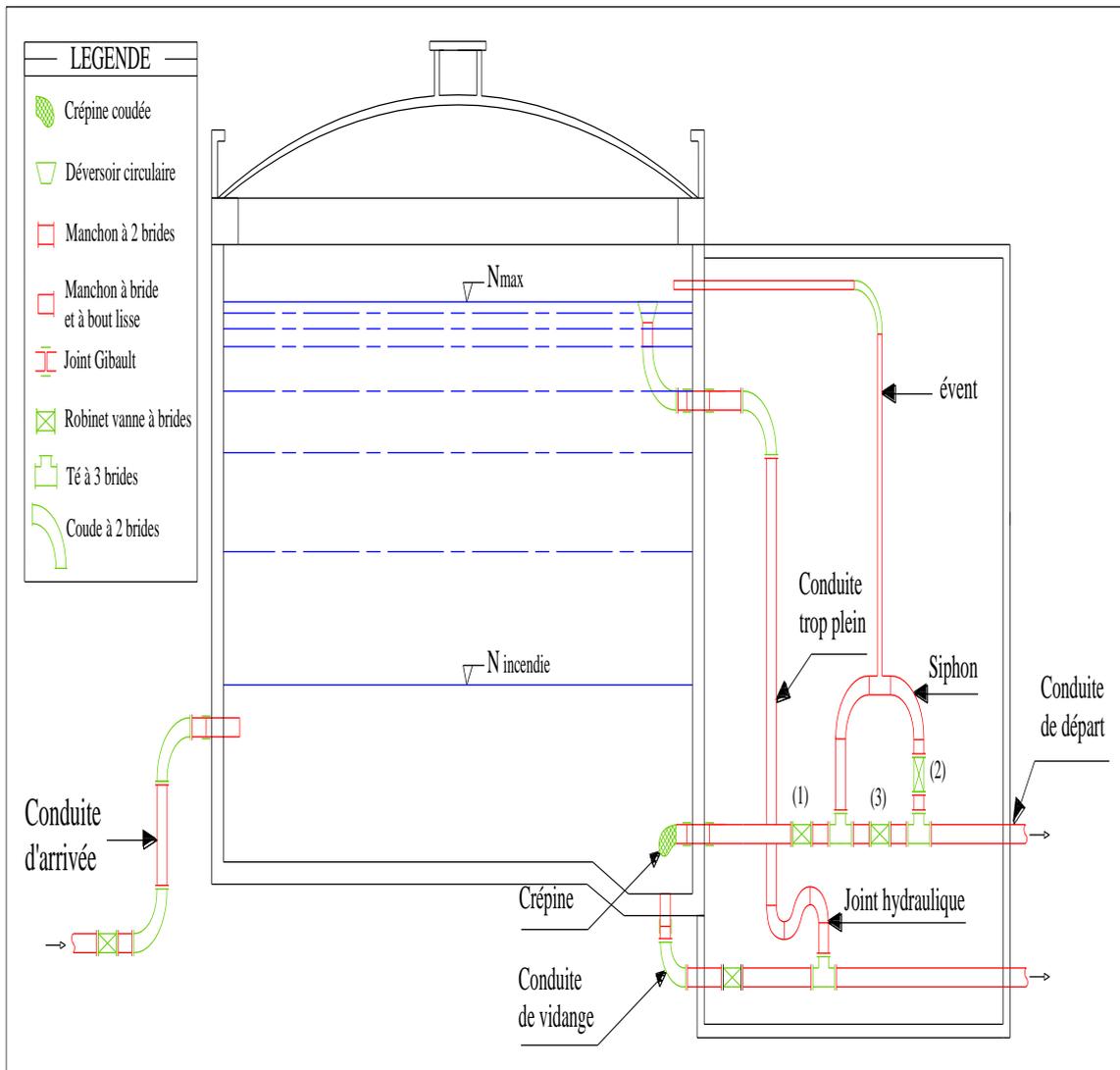


Figure III-3: Traversée des conduites (Gaine en fonte).

CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé la capacité et le dimensionnement 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.

Figure-III-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré



CHAPITRE IV

ETUDE DE L'ADDITION

CHAPITRE IV: ETUDE DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION

Le présent chapitre a pour objet de l'élaboration du schéma de l'adduction du Barrage aux réservoirs de distribution des centres urbains précités.

Ce chapitre sera joint des tableaux de calcul, ainsi que les profils du terrain naturel du tracé et les profils en long de l'ensemble de l'adduction.

Le but recherché dans ce chapitre est d'établir un tracé qui répandra aux recommandations de pose usuelles et permettra la plus adéquate exploitation, en prenant en considération la nature du relief très accidenté de la région d'étude.

Les ouvrages hydrauliques tel que les réservoirs tampon, brises charge et stations de pompage seront projetés pour acheminer l'eau aux réservoirs des différents centres dans les meilleures conditions de pression et vitesse; en exploitant au maximum les conditions que présente le profil des tracés des différents tronçons.

IV.1.CHOIX DU TRACE

IV.1.1.Généralités

Le but de l'étude d'adduction en eau potable à partir du barrage de KODIET ROSFA est de trouver un palliatif au déficit en eau qu'enregistrent les centres urbains se trouvant dans la partie nord de la Wilaya de TISSEMSILT, ainsi que son chef lieu de Wilaya.

Le relief de l'aire de l'étude est très accidenté. Mis à part TISSEMSILT ville, AMMARI et MAACEM qui se trouvent sur la pleine du Sersou, les autres agglomérations sont éparpillées sur le piémont du Mont de l'Ouarsenis.

Le relief très accidenté de l'aire d'étude nous oblige à emprunter les accotements des axes routiers dans la projection du trace de l'adduction vers les différents centres urbains.

IV.2. ETUDES TECHNICO-ECONOMIQUE

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction mixte et cela au vu de la topographie de la zone du projet qui relie le réservoir tampon BORDJ BOU-NAÂMA et le réservoir 2*4000 de la ville de TISSEMSILT.

IV.3. DESCRIPTION GENERALE DU TRACE DE L'ADDUCTION

Le point de départ de l'adduction est la station de pompage principale « SPP », qui se trouve dans l'aire d'implantation de la station de traitement des eaux du barrage « KODIET ROSFA ».

Un tronçon prendra la direction EST-OUEST, du barrage jusqu'à au réservoir tampon de BORDJ - BOUNAÂMA

La conduite gravitaire qui sortira du réservoir tampon de BORDJ BOUNAÂMA prendra la direction Sud vers le réservoir 2 x 4000 m³ de TISSEMSILT. Elle longera la route nationale N°19 (**RN19**) en passant par les localités de TAMELAHT et LARDJEM. Elle constitue le tronçon « SUD - NORD ». Ce tronçon de la conduite d'adduction véhiculera les débits de TAMELAHT, LARDJEM, SIDI LANTRI, MAACEM, AMMARI et TISSEMSILT ville.

L'écoulement dans ce tronçon sera gravitaire jusqu'à l'intersection de la **RN19** avec le chemin de wilaya de MAACEM. A ce niveau, il sera projeté la première station de pompage (composé de deux lignes de refoulement). La première vers le réservoir de la localité de MAACEM. La deuxième constituera le prolongement du tronçon « **SUD - NORD** » vers la deuxième station de pompage qui sera implantée au niveau de l'intersection de la **RN19** avec le chemin de wilaya de AMMARI.

De même, la deuxième station de pompage sera composée de deux lignes de refoulement.

La première vers le réservoir d'AMMARI et la deuxième constituera le prolongement du tronçon « **SUD - NORD** » vers le réservoir 2 x 4000 m³ de TISSEMSILT ville.

IV.4. CHOIX DE TYPE DE CANALISATION

Le choix du matériau de la canalisation est fonction du degré de l'agressivité du milieu où elle doit être posée (milieu externe) et le degré d'agressivité du fluide à véhiculer (milieu interne), la pression à supporter, le diamètre, le prix et la disponibilité sur le marché.

D'après le « chapitre 0I » Nous avons constaté que le terrain de l'aire de l'étude est très agressif, cela a été constaté sur l'état de la canalisation des réseaux existants (adduction et distribution). Cet état de fait; nous a conduit à préconiser un matériau de la canalisation résistant à cette agressivité (fonte, béton et acier enrobé avec protection cathodique). Et afin de palier à toute surprise due à l'agressivité de l'eau; On préconise une canalisation à revêtement interne en ciment.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en FONTE DUCTILE avec un revêtement extérieure de ZINC et d'une couche de peinture bitumineuse permet de protéger la conduite pendant un temps de service assez long pour tous les tronçons du projet.

Un revêtement extérieur a pour fonction d'assurer une protection durable contre la corrosivité des sols.

La protection intérieure des tuyaux est constituée d'un mortier de ciment appliqué par centrifugation assurant:

- d'excellentes conditions d'écoulement hydraulique,
- le maintien de la qualité de l'eau potable transportée,
- une protection efficace de la paroi du tuyau.

Le choix de fonte ductile(GS), vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrain,..) presque des mêmes caractéristiques de l'acier,
- résistance à la corrosion et à la déformation à chaud,
- disponibilité dans le marché avec une gamme de diamètre,
- les tuyaux en fonte ductile sont conçus pour résister à des pressions élevées.
- Durée de vie importante (environs de 75 ans).

IV.5. ADDUCTION PAR REFOULEMENT

Pour les conduites de refoulement, le diamètre et la station de pompage sont liés économiquement. En effet, plus le diamètre de la conduite n'est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée seront importantes.

Le diamètre économique optimal pour la conduire de refoulement correspond au minimum des:

- .charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite,
- .charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

IV.6. ADDUCTION GRAVITAIRE

Pour les conduites gravitaires, le diamètre est dimensionné de telle sorte qu'à l'extrémité aval de la conduite, la charge résiduelle soit positive c'est-à-dire que la charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charge totales le long de la conduite, soit supérieure à la cote géographique à l'extrémité aval de la conduite

IV.7. CALCUL DES DIAMETRES AVANTAGEUX DE LA CONDUITE GRAVITAIRE

IV.7.1. Détermination des diamètres avantageux de la conduite principale (RTBB-SP MAACEM)

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV-1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (IV-2)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau IV-1

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV-3)$$

Dans notre cas, on prend : **K'= 0,00179** ; **β = 2** ; **m = 5,3**

IV.7.1.1. Calcul des longueurs des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV-2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

TRONCONS	Débit (m3/s)	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente (m)
Du Réservoir Tampon au Piquage "P1" de TAMELAHT	0,599	3914	4501,1
Du Point de Piquage "P1" de TAMELAHT au Point de Piquage "P2" de LARDJEM	0,59	11977	13773,55
Du Point de Piquage "P2" de LARDJEM au Point de Piquage "P3" de SIDI LANTRI	0,549	3074	3535,1
Du Point de Piquage "P3" de SIDI LANTRI à la Première Station de Pompage	0,541	6267	7207,05

IV.7.1.2. Les caractéristiques des différents points

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

Tableau IV-3: Les côtes du terrain s des différents points de l'adduction.

Point	Cote de terrain naturel (m)
RTBB	1054,43
« P1 » TAMELAHT	716,04
« P2 » LARDJEM	605,72
« P3 » SIDI LANTRI	574,59
Bâche de reprise «SP MAACEM »	644

IV.7.1.3. Calcul de la charge disponible

Pour calculer la charge disponible on prend toujours le point le plus défavorable, dans notre cas la bâche d'eau de station de pompage MAACEM est le point le plus défavorable.

DONC :

$$\Delta H_d = CTP_{RTBB} - CTP_{spl} = (1054,43 + 5) - (644 + 6) = 409,43 \text{ m}$$

IV.7.1.4. Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I_1 = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{409,43}{29016,8} = 0,014 \text{ m/m}$$

IV.7.1.5. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}}$$

Avec

$$\Delta H_i = J * L_{eq.i}$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m;

$L_{eq,i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.
On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (IV-4)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-4: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.

TRONCONS	Débit (m3/s)	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	$D_{calculé}$
RTBB-P1	0,599	3914	4501,1	0,014	63,02	559
P1-P2	0,59	11977	13773,55	0,014	192,83	556
P2-P3	0,549	3074	3535,1	0,014	49,5	541
P3-SP1	0,541	6267	7207,05	0,014	100,9	538

IV.7.1.6. Normalisation des diamètres avantageux

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-5: Diamètres normalisé pour les tronçons de l'adduction.

TRONCONS	Débit (m3/s)	D (mm)	V (m/s)
RTBB-P1	0,599	700	1,56
P1-P2	0,59	700	1,53
P2-P3	0,549	700	1,43
P3-SP1	0,541	700	1,41

Vue le profile en long de terrain est très accidenté, elle est indispensable de vérifier à ce que on a besoin d'installer des brises charges au non.

Pour cela on porte sur le profil en long, établi selon le tracé de la canalisation, le profil piézométrique correspondant, qui sera une droite joignant les plans de départ et d'arrivée de la conduite (RTBB et bache de reprise de MAACEM)

Cette ligne piézométrique est correspondante à un diamètre constant d'une extrémité à l'autre, On examine dans ces conditions, si certains tronçons du tracé ne supportent pas de pressions exagérées. Si cela existe on était obligé d'installer un ou plusieurs brises charges.

En suivre cette ligne piézométrique on remarque qu'il ya plusieurs tronçons qui ne support pas des pressions exagérées (dépasse **50 bars**), ces tronçons nécessites des conduites spéciales. Pour cela elle est nécessaire d'installer des brises charges.

IV.7.1.7. L'emplacement des brises charges

La brise de charge sera installée à la côte de point défavorable, augmente de la pression susceptible d'être supportée par la conduite concernée.

On obtient l'emplacement :

- de la première brise charge qui sera projetés à la côte **926 m** NGA et à **506 m** de RTBB.
- La deuxième brise charge qui sera projetés à la côte **813 m** NGA et à **778 m** de la première brise charge(BC1)

IV.7.2. RE-ETUDE DE TROCON (BC02-SP01)

IV.7.2 .1. Calcul de la charge disponible

$$\Delta H_{d2} = CBc01 - CTPsp1 = (813) - (644 + 6) = 163m$$

IV.7.2.2. Calcul du gradient hydraulique (2)

$$I_2 = \frac{\Delta H_{d2}}{L_{eq}} = \frac{163}{27540,2} = 0,006 \quad \text{m/m}$$

IV. 7.2.3. Calcul des diamètres avantageux des tronçons BC02-SP01

D'après la formule (VI-1), le diamètre de chaque tronçon sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Diamètres calculés pour les tronçons BC2-SP1.

TRONÇONS	Débit (m3/s)	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔHi(m)	D _{calculé}
BC02-P1	0,599	2630	3025	0,006	18,15	652
P1-P2	0,59	11977	13773,55	0,006	100,8	648
P2-P3	0,549	3074	3535,1	0,006	21,21	631
P3-SP1	0,541	6267	7207,05	0,006	43,24	628

IV.7.2.4. Normalisation des diamètres avantageux

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.7.diamètres normalisés finales pour tous les tronçons de l'adduction.

TRONÇONS	Débit (m ³ /s)	D (mm)	V (m/s)	Longueur équivalente (m)	Δhi (m)	C _p (m)	C _T (m)	P (m)
RTBB-BC1	0,599	700	1,56	582	2,4	1052,03	926	126,03
BC1-BC2	0,599	700	1,56	894,7	3,69	922,31	813	109,31
BC2-P1	0,599	700	1,56	3025	12,47	800,53	716,04	84,49
P1-P2	0,59	700	1,53	13773,35	55,08	745,45	605,72	139,73
P2-P3	0,549	700	1,42	3535,1	12,24	733,21	574,59	158,62
P3-SP1	0,541	700	1,41	7207	24,23	708,98	644	64,98

IV.8. CALCUL DE LA PRESSION MAXIMALE DE SERVICE DE CHAQUE TRONÇON DE L'ADDUCTION (PMS)

C'est la pression dynamique la plus élevée en régime de fonctionnement permanent (sans coup de bélier). Son obtention est simple dans le cas du réseau gravitaire et du refoulement dans un réseau d'extrémité. Dans le cas d'un réseau qui fonctionne en refoulement –distribution sans réservoir d'extrémité.

La pression maximale de service est donnée, selon le fournisseur (SERTUBI); par la formule suivante:[7]

$$PEH = PMS + 5 \text{ bars (en général)}$$

$$PEH = 1,5 \times PFA \text{ si } PFA = 64 \text{ bar}$$

PMS: pression maximale de service (bar).

PEH: pression d'épreuve hydraulique (bar)

Lors du choix d'un composant d'une canalisation, il faut s'assurer que inégalité ci-contre soit respectée:

$$MDP \leq PMS \quad MDP = P = \text{pression maximale de calcul}$$

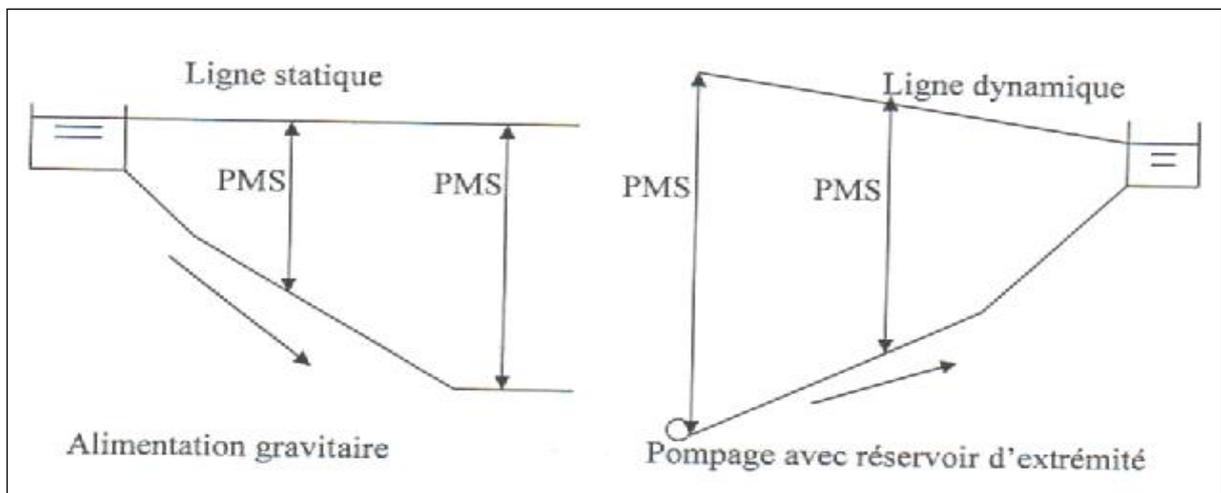


Figure IV-1 : Détermination de la PMS.

Tableau IV.8.vérification de condition de la PMS pour les différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	D (mm)	C _p (m)	C _T (m)	P (m)	Epaisseur (mm)	PN (bar)	PEH (bar)	PMS (bar)	Protection contre PMS
RTBB-BC01	700	1052,03	926	126,03	10,8	16	25	20	n'est pas nécessaire
BC01-BC02	700	922,31	813	109,31	10,8	16	25	20	n'est pas nécessaire
BC02-P1	700	800,53	716,04	84,49	10,8	25	35	30	n'est pas nécessaire
P1-P2	700	745,45	605,72	139,73	10,8	25	35	30	n'est pas nécessaire
P2-P3	700	733,21	574,59	158,62	10,8	25	35	30	n'est pas nécessaire
P3-SP01	700	708,98	644	64,98	10,8	25	35	30	n'est pas nécessaire

REMARQUE :

La pression dans les tronçons de cette partie d'adduction est inférieure à la pression maximale de service. Qui revient aux l'emplacement des brises charges.

La charge résiduelle à l'arriver de la station SP01 est très importante (65 m). A cet effet, on propose l'emplacement d'un régulateur de pression aval afin de résoudre ce problème.

- **Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval**

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quelque soit le débit et la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval par un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids.

IV .9. CALCUL DES DIAMETRES ECONOMIQUES DES CONDUITES DE REFOULEMENTS [1]

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées.

En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge, sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Par contre si le diamètre augmente, la vitesse diminue, les pertes de charges diminuent, l'énergie dépensée par la station diminue et le coût de la construction du tuyau augmente.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant en première approche à partir des relations suivantes :

-Formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (IV-5)$$

-Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (IV-6)$$

Q: débit à élever en m³/s.

D : diamètre économique en m.

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés, pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations.

IV.9.1. Frais d'amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité(A) d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (IV-7)$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA), (prix de la canalisation et la prix de tassement au m.L.)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV-8)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 15$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683 \%$$

IV.9.2. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (ΔH) engendrées dans les conduites, connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteur manométriques totales correspondant à chaque canalisation pour connaître la puissance absorbée par la pompe, donc les frais d'exploitations.

IV.9.3. Calcul des pertes de charge

IV.9.3.1. pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- diamètre D de la conduite en (m);
- débit Q en (m^3/s);
- la rugosité absolue (ε) exprimée en mm;
- la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (IV-9)$$

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

λ : coefficient de frottement.

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (IV-10) \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

v: viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$v = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (IV-11)$$

t: température de l'eau en degré;

A $t = 20^\circ C$: $v = 0,01$ Stocks = $10^{-6} m^2/s$

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T \quad (IV-12)$$

D'où :

ε_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,5 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT» (Annexe IV).

$\alpha = 0,03$ mm/an

T: temps de service, $T = 15$ ans.

Alors, $\varepsilon = 0,5 + 0,03 * 15 = 0,95$ mm.

IV.9.3.2 Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{IV-13})$$

IV.9.3.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{IV-14}) \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned}$$

IV.9.4. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV-15})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV.9.5. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{Kwatt}) \quad (\text{IV-16})$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)

Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g: pesanteur (9.81 m/s^2)

IV.9.6. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{IV-17})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20\text{h}$

P: puissance de la pompe en (kW)

IV.9.7. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{\text{ex}} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV-18})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw h donnée par la SONELGAZ. ($e=4,67\text{DA}$)

IV.9.8. Détermination des diamètres économiques

IV.9.8.1. Présentation des différents tronçons

Tableau IV.9 .caractéristiques des différents tronçons de l'adduction par refoulement.

Tronçons	Q (l/s)	longueur (m)	hauteur géométrique(m)
STATION DE POMPAGE SIDI ANTRI-RESERVOIR SIDI ANTRI	7,29	4470,66	136,6
STATION DE POMPAGE MAACEM(SP1)-STATION DE POMPAGE AMMARI(SP2)	537.05	10528,9	131,9
SP1-STATION DE POMPAGE MAACEM INTERMEDIAIRE (SPIM)	4,2	4182,82	123,95
SPIM-RESERVOIR MAACEM	4,2	2099,36	183
SP2-RESERVOIR AMMARI	40,64	9365,67	78,47
SP2-RESERVOIR TISSEMSILT	496,41	17337,60	180,23

REMARQUE.

La formule de BRESSE est utilisée dans le cas où la longueur de la conduite de refoulement est inférieure à 1 Km. (petites projets).

Par contre dans le cas où le débit et la longueur de refoulement est importantes on utilise la formule de BONNIN.

1) STATION DE POMPAGE MAACEM(SP1)-STATION DE POMPAGE AMMARI(SP2) :

- $Q = 537,05 \text{ l/s}$
- $L = 10528,9 \text{ m}$
- $H_g = 131,9 \text{ m}$
- $\text{Déc}_{\text{BONNIN}} = 0,733 \text{ m}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV-10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
500	17885.15	10528.90	21994719.64
600	22831.78	10528.90	28077964.12
700	27777.32	10528.90	34159868.15
800	31722.86	10528.90	39011996.65
900	35668.40	10528.90	43864125.16
1000	39613.94	10528.90	48716253.66

Tableau IV-11: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
500	2.74	0.0235	10528.90	216.82	348.72
600	1.90	0.0224	10528.90	83.09	214.99
700	1.40	0.0215	10528.90	36.96	168.86
800	1.07	0.0208	10528.90	18.34	150.24
900	0.84	0.0202	10528.90	9.88	141.78
1000	0.68	0.0197	10528.90	5.69	137.59

Tableau IV-12: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
500	348.72	2240.27	16353997.96	4.67	76373170.49
600	214.99	1381.20	10082751.23	4.67	47086448.25
700	168.86	1084.84	7919357.69	4.67	36983400.43
800	150.24	965.17	7045753.76	4.67	32903670.04
900	141.78	910.87	6649376.30	4.67	31052587.32
1000	137.59	883.92	6452626.28	4.67	30133764.71

Tableau IV-13: Bilan du tronçon SP1-SP2

Diamètre mm	500	600	700	800	900	1000
F _{explo} (DA)	76373170.49	47086448.25	36983400.43	32903670.04	31052587.32	30133764.71
F _{amort} (DA)	21994719.64	28077964.12	34159868.15	39011996.65	43864125.16	48716253.66
Bilan (DA)	98367890.13	75164412.37	71143268.58	71915666.69	74916712.47	78850018.38

Le diamètre économique de tronçon SP1-SP2 est **700** mm avec une vitesse **1,4** m/s.

2) SP1-STATION DE POMPAGE MAACEM INTERMIDIAIRE (SPIM)

- Q = 4,2 l/s
- L = 4182,82 m
- Hg = 123,95m
- Déc_{BONNIN} = 0,065m

Tableau IV-14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 –SPIM.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
60	2464.36	4182.82	10308004.13
80	3422.31	4182.82	1671981.10
100	66823.10	4182.82	3264665.11
125	7836.22	4182.82	3828411.74
150	8534.23	4182.82	4169426.88
200	10323.10	4182.82	5043385.36

Tableau IV-15: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SPIM.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
60	1.49	0.0452	4182.82	407.67	531.62
80	0.84	0.0408	4182.82	87.32	211.27
100	0.54	0.0378	4182.82	26.52	150.47
125	0.34	0.0351	4182.82	8.08	132.03
150	0.24	0.0331	4182.82	3.06	127.01
200	0.13	0.0303	4182.82	0.67	124.62

Tableau IV-16: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SPIM.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
60	531.62	26.71	194996.32	4.67	10089816.82
80	211.27	10.62	77492.55	4.67	361890.20
100	150.47	7.56	55191.19	4.67	257742.85
125	132.03	6.63	48426.73	4.67	226152.85
150	127.01	6.38	46588.06	4.67	217566.23
200	124.62	6.26	45708.76	4.67	213459.89

Tableau IV-17: Bilan du tronçon SP1-SPIM.

Diamètre mm	60	80	100	125	150	200
F _{explo} (DA)	10089516.82	361890.20	257742.85	226152.85	217566.23	213459.89
F _{amort} (DA)	10308004.13	16719811.04	32646651.10	3828411.74	4169426.88	5043385.36
Bilan (DA)	2114604.22	2033871.31	32904393.95	4054564.59	4386993.11	5256845.24

Donc le diamètre économique du tronçon SP1-SPIM est **80** mm avec une vitesse 0,84 m/s.

3) SPIM-RESERVOIR MAACEM :

- Q = 4,2 l/s
- L = 2099,36m
- Hg = 183 m
- Déc_{BONNIN} = 0,065 m

Tableau IV-18: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SPIM-RESERVOIR MAACEM

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
60	2464.36	2099.36	604274.00
80	3422.31	2099.36	839168.37
100	6682.31	2099.36	1638537.48
125	7836.22	2099.36	1921482.27
150	8534.23	2099.36	2092637.98
200	10323.10	2099.36	2531278.30

Tableau IV-19: Calcul de la HMT du tronçon SPIM-RESERVOIR MAACEM.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_f (m)	HMT (m)
60	1.49	0.0452	4182.82	407.67	590.67
80	0.84	0.0408	4182.82	87.32	270.32
100	0.54	0.0378	4182.82	26.52	209.52
125	0.34	0.0351	4182.82	8.08	191.08
150	0.24	0.0331	4182.82	3.06	186.06
200	0.13	0.0303	4182.82	0.67	183.67

Tableau IV-20: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SPIM-RESERVOIR MAACEM.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
60	590.67	29.68	216655.76	4.67	1011782.40
80	270.32	13.58	99151.99	4.67	463039.79
100	209.52	10.53	76850.63	4.67	358892.43
125	191.08	9.60	70086.17	4.67	327302.43
150	186.06	9.35	68247.50	4.67	318715.81
200	183.67	9.23	67368.19	4.67	314609.47

Tableau IV-21: Bilan du tronçon SPIM-RESERVOIR MAACEM.

Diamètre mm	60	80	100	125	150	200
F _{explo} (DA)	1011782.40	463039.79	358892.43	327302.43	318715.81	314609.47
F _{amort} (DA)	604274.00	839168.37	16385374.81	1921482.27	2092637.98	2531278.30
Bilan (DA)	1616056.41	1302208.16	1997429.91	2248784.70	2411353.80	2845887.76

Donc le diamètre économique ça sera 80 mm .mais due à l'importance de la hauteur géométrique (183m) elle est préférable d'avoir un diamètre de 100 mm avec une vitesse de 0,54 m/s.

4) SP2-RESERVOIR AMMARI :

- Q = 40,64l/s
- L = 9365,67 m
- H_g = 78,47 m
- Déc_{BONNIN} = 0,202 m
-

Tableau IV-22: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-RESERVOIR AMMARI.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	8534.23	9365.67	9335681.72
200	10323.10	9365.67	11292544.96
250	11542.36	9365.67	12626305.98
300	12336.05	9365.67	13494531.61
350	13521.23	9365.67	14791012.17
400	14910.06	9365.67	16310267.55

Tableau IV-23: Calcul de la HMT du tronçon SP2-RESERVOIR AMMARI

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
150	2.30	0.0331	9365.67	642.08	720.55
200	1.29	0.0303	9365.67	139.52	217.99
250	0.83	0.0284	9365.67	42.81	121.28
300	0.58	0.027	9365.67	16.33	94.80
350	0.42	0.0258	9365.67	7.24	85.71
400	0.32	0.0249	9365.67	3.58	82.05

Tableau IV-24: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-RESERVOIR AMMARI.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{exploit} (DA)
150	720.55	350.33	2557384.68	4.67	11942986.46
200	217.99	105.98	773686.50	4.67	3613115.95
250	121.28	58.96	430439.45	4.67	2010152.22
300	94.80	46.09	336461.02	4.67	1571272.97
350	85.71	41.67	304189.56	4.67	1420565.23
400	82.05	39.89	291206.45	4.67	1359934.13

Tableau IV-25: Bilan du tronçon SP2-RESERVOIR AMMARI.

Diamètre mm	150	200	250	300	350	400
F _{exploit} (DA)	11942986.46	3613115.95	2010152.22	1571272.97	1420565.23	1359934.13
F _{amort} (DA)	9335681.72	11292544.96	12626305.98	13494531.61	14791012.17	16310267.55
Bilan (DA)	21278668.18	14905660.91	14636458.20	15065804.59	16211577.40	17670201.68

Le diamètre économique du tronçon SP2-réservoir AMMARI est de **250** mm avec une vitesse de l'ordre de **0,83** m/s.

5) STATION DE POMPAGE SIDI ANTRI-RESERVOIR SIDI ANTRI :

- Q = 7,29 l/s
- L = 4470,66 m
- Hg = 136,6 m
- Dc_{BONNIN} = 0,085m

Tableau IV-26: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP SIDI ANTRI-RESERVOIR SIDI ANTRI

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
100	6682.31	4470.66	3489317.23
125	7836.22	4470.66	4091863.20
150	8534.23	4470.66	4456345.23
200	10323.10	4470.66	5390445.00
250	11542.36	4470.66	6027109.76

Tableau IV-27: Calcul de la HMT du tronçon SP SIDI ANTRI-RESERVOIR SIDI ANTRI

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
100	0.93	0.03778	4470.66	85.39	221.99
125	0.59	0.03512	4470.66	26.00	162.60
150	0.41	0.03314	4470.66	9.86	146.46
200	0.23	0.03034	4470.66	2.14	138.74
250	0.15	0.02841	4470.66	0.66	137.26

Tableau IV-28: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP SIDI ANTRI-RESERVOIR SIDI ANTRI

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
100	221.99	19.36	141329.36	4.67	660008.13
125	162.60	14.18	103522.57	4.67	483450.39
150	146.46	12.77	93246.13	4.67	435459.44
200	138.74	12.10	88331.67	4.67	412508.92
250	137.26	11.97	87385.96	4.67	408092.42

Tableau IV-29: Bilan du tronçon SP SIDI ANTRI-RESERVOIR SIDI ANTRI

Diamètre mm	100	125	150	200	250
F _{explo} (DA)	660008.13	483450.39	435459.44	412508.92	408092.42
F _{amort} (DA)	34893224.48	4091863.20	4456345.23	5390445.00	6027109.76
Bilan (DA)	35553232.61	4575313.58	4891804.67	5802953.93	6435202.19

Le diamètre économique est celui qui correspond au bilan le plus faible, donc le diamètre économique ca sera **125** mm avec une vitesse de **0,59** m/s.

6) SP2-RESERVOIR TISSEMSILT :

- Q = 496,41 l/s
- L = 17337,60 m
- Hg = 180,23 m
- Déc_{BONNIN} = 0,705 m

Tableau IV-30: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 –RESERVOIR TISSEMSILT.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
500.	17885.15	17337.60	36217995.35
600	22831.78	17337.60	46235077.81
700	27777.32	17337.60	56249952.99
800	31722.86	17337.60	64239796.48
900	35668.40	17337.60	72229639.97
1000	39613.94	17337.60	80219483.47

Tableau IV-31: Calcul de la HMT du tronçon SP2-RESERVOIR TISSEMSILT.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
500	2.53	0.0235	17337.60	305.09	485.32
600	1.76	0.0224	17337.60	116.93	297.16
700	1.29	0.0215	17337.60	52.01	232.24
800	0.99	0.0208	17337.60	25.80	206.03
900	0.78	0.0202	17337.60	13.91	194.14
1000	0.63	0.0197	17337.60	8.01	188.24

Tableau IV-32: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-RESERVOIR TISSEMSILT.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
500	485.32	2882.20	21040091.39	4.67	98257226.78
600	297.16	1764.73	12882563.38	4.67	60161570.97
700	232.24	1379.24	10068458.92	4.67	47019703.17
800	206.03	1223.57	8932090.21	4.67	41712861.27
900	194.14	1152.94	8416489.35	4.67	39305005.26
1000	188.24	1117.88	8160560.36	4.67	38109816.89

Tableau IV-33: Bilan du tronçon SP2-RESERVOIR TISSEMSILT.

Diamètre mm	500	600	700	800	900	1000
F _{explo} (DA)	98257226.78	60161570.97	47019703.17	41712861.27	39305005.26	38109816.89
F _{amort} (DA)	36217995.35	46235077.81	56249952.99	64239796.48	72229639.97	80219483.47
Bilan (DA)	134475222.13	106396648.79	103269656.16	105952657.75	111534645.23	118329300.36

Donc le diamètre économique du tronçon SP2-RESERVOIR TISSEMSILT est de **700 mm**, avec une vitesse moyenne de 1,29 m/s.

CONCLUSION

Dans ce chapitre on étudier les différentes type d'adduction (gravitaire et refoulement). Pour la partie gravitaire on a été obligé d'installer deux brise charges, et a la partie de refoulement on a implanté des stations de pompage principales et intermédiaires, d'où indispensabilité de bon sélectionnement des pompes assurant le débit et la hauteur manométrique demandée.

CHAPITRE V

ETUDE DE POMPAGE

CHAPITRE V: ETUDE DE POMPAGE

INTRODUCTION

Stations de pompage sont des installations, y compris les pompes et équipements pour le pompage de liquides d'un endroit à l'autre. Ils sont utilisés pour une variété d'infrastructures systèmes, tels que l'approvisionnement en eau de canaux, le drainage des terres basses, et l'élimination des eaux usées aux sites de transformation.

V.1. LES POMPES CENTRIFUGES : sont composées d'une roue à aubes qui tourne autour de son axe, d'un Stator constitué au centre d'un distributeur qui dirige le fluide de manière adéquate à l'entrée de la roue, et d'un collecteur en forme de spirale disposé en sortie de la roue appelé volute. Le fluide arrivant par l'ouïe est dirigé vers la roue en rotation qui sous l'effet de la force Centrifuge lui communique de l'énergie cinétique. Cette énergie cinétique est transformée en énergie de pression dans la volute.

Un diffuseur à la périphérie de la roue permet d'optimiser le flux sortant est ainsi de limiter les pertes d'énergie.

V.1.1. Principe de fonctionnement [5]

Les pompes centrifuges fonctionnent suivant le principe d'une mise en rotation du fluide à pomper dans une roue tournant à grande vitesse (~600 - 3500 tr.mn-1). En sortie de roue, le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute, et la pression dynamique acquise au niveau de la roue (énergie de vitesse ou cinétique) est transformée en pression statique (énergie de pression).

Le débit pompé est essentiellement fonction:

- de la différence de pression entre aspiration et refoulement (en m .C.I),
- de la vitesse de rotation de la roue,
- du diamètre de la roue (vitesse périphérique).



Figure. V.1. Pompe centrifuge à axe horizontale avec vannes d'isolement.

V.2. CRITERES DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

- Eviter les zones instables (sismiques et inondables),
- Il faut respecter les normes de distances (la distance minimale entre aéroport et une station de pompage et de 30 km),
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir d'accès pour tous les ouvrages.
 - b) Prévoir une plate forme avec un revêtement routier. (bitume),

- c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- d) Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate forme de 0,15 à 0,5m.
- e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.3. CRITERES DU CHOIX DU TYPE DE POMPE

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation (anticavitationnelle),
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorber minimal ;
- Etre fabriquée en séries.
- Devient répondre a la construction de bâtiment la plus économiques.

On opte pour les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB qui sont fabriquées en série.

Le choix de ce type de pompe à cause de leur disponibilité dans le marché algérienne, leur expérience dans la fabrication des pompes et vannes, et surtout de leurs avantages techniques et mécaniques.

V.4. ASSOCIATION DES POMPES

- Pompes en parallèle : Lorsque l'on met deux pompes en parallèle, les débits s'ajoutent. Ainsi, on peut reconstruire la caractéristique de l'ensemble des deux pompes en sommant le débit pour une hauteur manométrique donnée.
- Pompes en série : Lorsque les pompes sont en série, il faut ajouter la hauteur manométrique. On retrouve ce cas dans les pompes multicellulaires.

V.5. CRITERES DE CHOIX DU NOMBRE DE POMPE

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Puissance absorber minimal.
- Nombre de tour de la roue élevée.

V.5.1. Station de pompage SIDI ANTRI

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-1-a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. (SP SIDI ANTRI)

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	26.24	162.6	50 3.1	2950	205.5	64.8	6	22.39	2.17	170
2	13.12	162.6	50 3.1	2950	231	50	6	16.43	1.2	170
3	8.75	162.6	50 3.1	2950	236.4	38.1	6	14.3	1	170
4	6.56	162.6	50 3.1	2950	234.6	30.95	6	13.57	0.8	170

A partir du tableau (V-1-a), on déduit que la variante d'une seule pompe est la meilleure du point de vue rendement, nombre de pompe minimale.

Donc on prend une pompe principale plus d'une pompe de secours de type

Multitec A50/6B-3.1 11.65

- AVEC : A : variante,
 50 : diamètre nominal refoulement,
 6B : nombre d'étage est 06 (6 roues),
 3.1 : indice hydraulique,
 11.65 : code de la pompe.

V.5.2.Refoulement SP1-SP2

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-1-b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1-SP2).

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	1933.38	168.86	-	-	-	-	-	-	-	-
2	966.69	168.86	-	-	-	-	-	-	-	-
3	644.46	168.86	150 12.2	3500	386	79.2	1	430	10	337
4	483.35	168.86	150 12.2	3500	420	73	1	382	8.6	337
5	386.68	168.86	150 11.1	2900	283	75.2	4	1453	4.6	378

Donc on prend (03) pompes principales identique, et d'une pompe de secours de type **Multitec A150/1B- 12.2.**

V.5.3.Refoulement SP1-SPIM

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-1-c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1-SPIM).

on	n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)	Donc prend une seule
	1	15.12	211.27	50 3.1	2950	229.1	57.5	6	17.86	1.2	170	
	2	7.56	211.27	32 2.1	2940	226	40.48	9	11.16	0.6	142	
	3	5.04	211.27	32 2.1	2940	230	28.57	9	10.4	0.5	142	

pompe principale et une pompe de secours, les deux sont identique de type **Multitec A50/6B-3.1 11.65**

V.5.4. Refoulement SPIM-RESERVOIR MAACEM

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-1-d: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. (SPIM-MAACEM).

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	15.12	209.52	50 3.1	2950	229.1	54.76	6	17.86	1.2	170
2	7.56	209.52	32 2.1	2940	226.47	38.1	9	11.36	0.71	142
3	5.04	209.52	32 2.1	2940	230	30	9	10.38	0.6	142

Donc on prend une seule pompe principale et une pompe de secours, les deux sont identique de type **Multitec A50/6B-3.1 11.65**.

V.5.5. Refoulement SP2-RESERVOIR AMMARI

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-1-e: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP2-AMMARI).

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	146.3	121.28	100 8.1	2975	122.3	75.1	2	62.74	4.25	226
2	73.15	121.28	100 8.1	2975	133.85	56.25	2	48	1.88	226
3	48.77	121.28	65 6.1	1750	208	61.2	9	137	1.58	214
4	36.58	121.28	65 5.1	1750	208	67	11	142	1.33	193

Do
nc
on
pre
nd
une
seu
le

pompe principale et une pompe de secours, les deux sont identique de type **Multitec A100/2-8.1 22.65**.

V.5.6. Refoulement SP2-RESERVOIR TISSEMSILT

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-1-f: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP2-TISSEMSILT).

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	1787.08	232.24	-	-	-	-	-	-	-	-
2	893.54	232.24	-	-	-	-	-	-	-	-
3	595.7	232.24	150 12.2	3500	400	78.3	2	420	9.85	337
4	446.77	232.24	200/3B	1480	214.5	79	3	321		450
5	357.42	232.24	200/3B	1480	225	73	3	275		450

Donc on prend quatre pompes principale et une pompe de secours, les deux cinq sont identique de type **Multitec 200/3 B**.

V.6.COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES

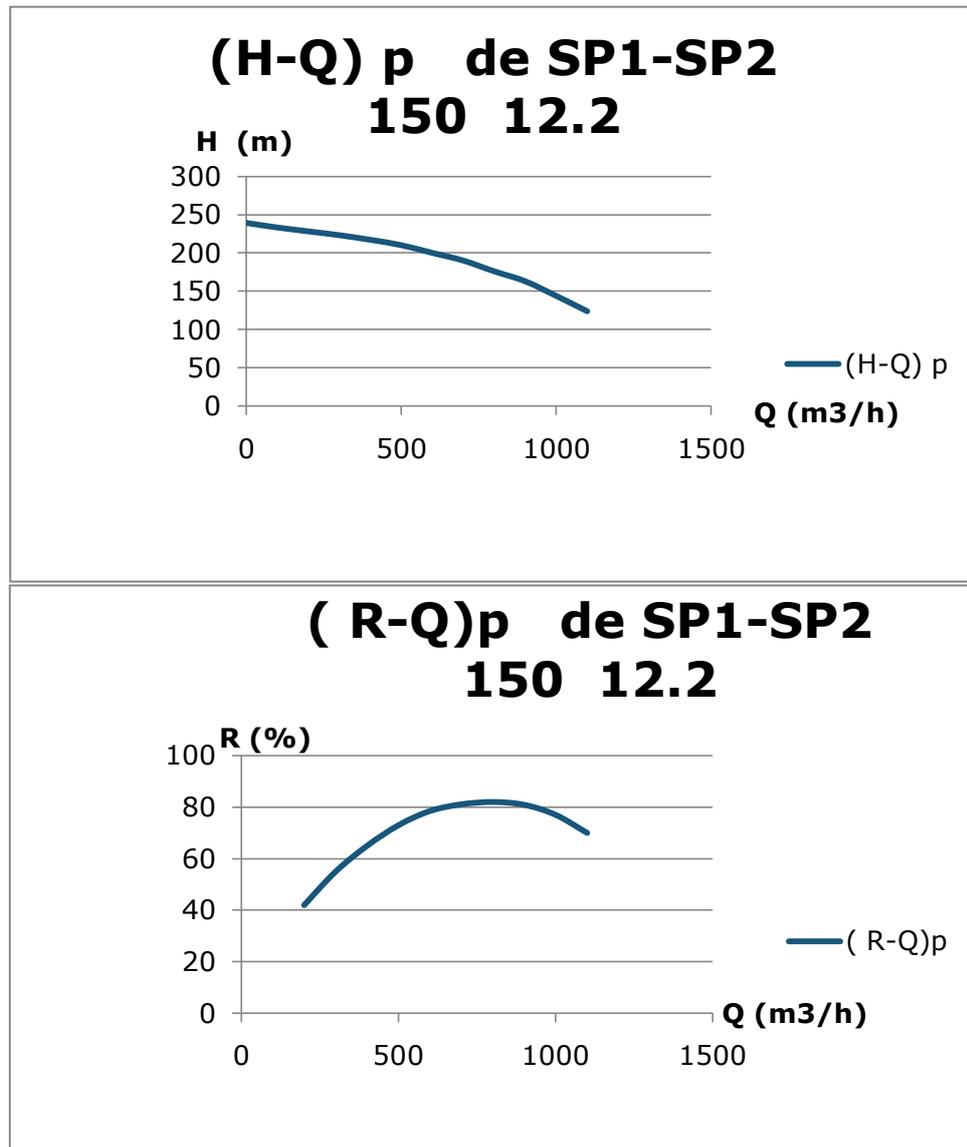
Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

Pour une vitesse de rotation donnée, diamètre de la roue, au nombre de quatre :

- la courbes débit-hauteur $[H-Q]$: qui exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.
- la courbes du rendement $[\eta_p - Q]$:qui exprime le rendement de la pompe pour différentes débits.
- La courbes des puissances absorbées pour les différents débits $[P_{abs} - Q]$.
- La courbes des $(NPSH)_r$ pour différents débits $[(NPSH)_r - Q]$.

Ces courbes caractéristiques sont données par le constructeur (KSB), (voir annexe V).

V.6.1. SP1-SP2 : cette station est caractérisée par **03** pompes monocellulaires (**Mono A150/1B- 12.2**), Les courbes caractéristiques des pompes sont obtenue partir de l'annexe (v.3) est représentées sur les graphes suivants :



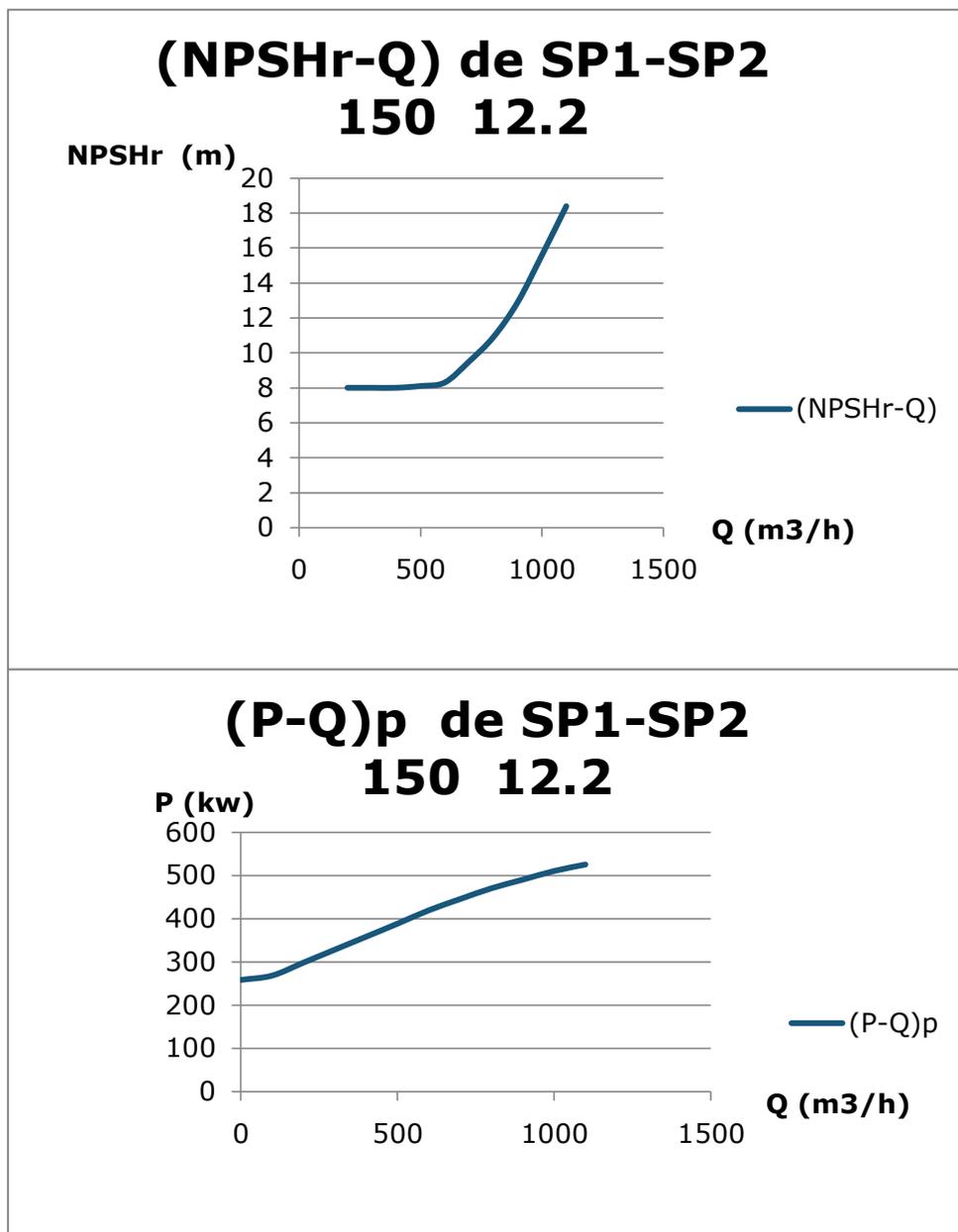


Figure V-1-a: Courbes caractéristiques de la pompe de type Mono 150 12.2

REMARQUE :

- la hauteur et la puissance absorbée totale sont respectivement égales à la hauteur et la puissance absorbée par étage multipliée par le nombre d'étage.
- Les courbes caractéristiques pour les autres stations de pompes sont représentées dans les annexes. (Annexe v).

V.7. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES

Le point de fonctionnement détermine exactement les caractéristiques de la pompe, Chaque station de pompage à un point de fonctionnement « A », le point « A » est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_p et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (réseau), (H-Q)_C avec :

(H-Q)_p : donnée par le constructeur de la pompe,

(H-Q)_C : déterminer par l'utilisateur, est déterminé par les calculs :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \tag{V-1}$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = (1,1 - 1,15) * \Delta h_p^{lin} \quad (V-2)$$

Avec :

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (V-3)$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, (voir chapitre IV) ;

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

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

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

g : accélération de la pesanteur ($9,81m/s^2$).

V.7.1. Point de fonctionnement de STP SIDI ANTRI

Tableau V-2-a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP SIDI ANTRI-Réservoir SIDI ANTRI)

La	N°	Q (m^3/h)	H_g (m)	L_{ref} (m)	D_{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H_c (m)
	0	0	136.6	4470.66	125	0.035	0.00	0.00	136.60
	1	5	136.6	4470.66	125	0.035	0.82	0.90	137.50
	2	10	136.6	4470.66	125	0.035	3.27	3.60	140.20
	3	15	136.6	4470.66	125	0.035	7.36	8.10	144.70
	4	20	136.6	4470.66	125	0.035	13.09	14.40	151.00
	5	25	136.6	4470.66	125	0.035	20.45	22.50	159.10
	6	30	136.6	4470.66	125	0.035	29.45	32.40	169.00
	7	35	136.6	4470.66	125	0.035	40.09	44.09	180.69
	8	40	136.6	4470.66	125	0.035	52.36	57.59	194.19

courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-2-a).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 33m^3 / h > Q_{app} = 26,24m^3 / h \\ H_{pf} = 177m > H_{app} = 162,6m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur au point de fonctionnement est supérieure au débit et la hauteur manométrique appelé, donc cette station de pompage nécessite une régulation de débit.

V.7.2. Refoulement : SP1-SP2

Tableau V-2-b : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SP2).

N°	Q (m3/h)	3Q (m3/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	0	0	131.9	10528.9	700	0.022	0.000	0.000	131.900
1	100	300	131.9	10528.9	700	0.022	0.792	0.871	132.771
2	200	600	131.9	10528.9	700	0.022	3.166	3.483	135.383
3	300	900	131.9	10528.9	700	0.022	7.125	7.837	139.737
4	400	1200	131.9	10528.9	700	0.022	12.666	13.932	145.832
5	500	1500	131.9	10528.9	700	0.022	19.790	21.769	153.669
6	600	1800	131.9	10528.9	700	0.022	28.498	31.348	163.248
7	700	2100	131.9	10528.9	700	0.022	38.789	42.668	174.568
8	800	2400	131.9	10528.9	700	0.022	50.663	55.730	187.630
9	900	2700	131.9	10528.9	700	0.022	64.121	70.533	202.433
10	1000	3000	131.9	10528.9	700	0.022	79.162	87.078	218.978

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-2-b).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 2300 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1933,38 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 180 \text{ m} > H_{app} = 168,86 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur au point de fonctionnement est supérieure au débit et la hauteur manométrique appelé, donc cette station de pompage nécessite une régulation de débit

V.7.3. Refoulement : SP1-SPIM

Tableau V-2-c : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SPIM).

N°	Q (m3/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	0	123.95	4182.82	80	0.041	0.00	0.00	123.95
1	5	123.95	4182.82	80	0.041	8.35	9.19	133.14
2	10	123.95	4182.82	80	0.041	33.40	36.74	160.69
3	15	123.95	4182.82	80	0.041	75.15	82.67	206.62
4	20	123.95	4182.82	80	0.041	133.60	146.96	270.91
5	25	123.95	4182.82	80	0.041	208.76	229.63	353.58
6	30	123.95	4182.82	80	0.041	300.61	330.67	454.62
7	35	123.95	4182.82	80	0.041	409.16	450.08	574.03
8	40	123.95	4182.82	80	0.041	534.42	587.86	711.81

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-2-c).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 16.5m^3 / h > Q_{app} = 15.12m^3 / h \\ H_{pf} = 220m > H_{app} = 211.27m \end{cases}$$

Conclusion

Pour cette station, on a obtenue de débit et la hauteur manométrique voulus, donc on à opte pas pour un réglage de débit.

V.7.4.Refolement : SPIM-RESERVOIR MAACEM

Tableau V-2-d : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SPIM-RESERVOIR MAACEM).

N°	Q (m3/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lm} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
0	0	183	2099.36	100	0.038	0.00	0.00	183.00
1	5	183	2099.36	100	0.038	1.27	1.40	184.40
2	10	183	2099.36	100	0.038	5.09	5.60	188.60
3	15	183	2099.36	100	0.038	11.46	12.60	195.60
4	20	183	2099.36	100	0.038	20.37	22.40	205.40
5	25	183	2099.36	100	0.038	31.82	35.00	218.00
6	30	183	2099.36	100	0.038	45.82	50.40	233.40
7	35	183	2099.36	100	0.038	62.37	68.61	251.61

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-2-d).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 23m^3 / h > Q_{app} = 15.12m^3 / h \\ H_{pf} = 210.3m > H_{app} = 209.52m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur au point de fonctionnement est supérieure au débit et la hauteur manométrique appelé, donc cette station de pompage nécessite une régulation de débit

V.7.5.Refolement SP2-RESERVOIR AMMARI

Tableau V-2-e : Courbe caractéristique de la conduite de refolement (SP2-RESERVOIR AMMARI).

N°	Q (m3/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	78.47	9365.67	250	0.028	0.00	0.00	78.47
2	20	78.47	9365.67	250	0.028	0.69	0.75	79.22
3	40	78.47	9365.67	250	0.028	2.74	3.02	81.49
4	60	78.47	9365.67	250	0.028	6.17	6.79	85.26
5	80	78.47	9365.67	250	0.028	10.97	12.06	90.53
6	100	78.47	9365.67	250	0.028	17.14	18.85	97.32
7	120	78.47	9365.67	250	0.028	24.68	27.15	105.62
8	140	78.47	9365.67	250	0.028	33.59	36.95	115.42
9	160	78.47	9365.67	250	0.028	43.87	48.26	126.73
10	180	78.47	9365.67	250	0.028	55.53	61.08	139.55
11	200	78.47	9365.67	250	0.028	68.55	75.41	153.88
12	215	78.47	9365.67	250	0.028	79.22	87.14	165.61

La courbe caractéristique de la conduite de refolement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-2-e).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 147m^3 / h \approx Q_{app} = 146.3m^3 / h \\ H_{pf} = 122m \approx H_{app} = 121.28m \end{cases}$$

Conclusion

Pour cette station, on a obtenue de débit et la hauteur manométrique voulus, donc on à opte pas pour un réglage de débit.

V.7.6.Refolement SP2-RESERVOIR TISSEMSILT

Tableau V-2-f : Courbe caractéristique de la conduite de refolement (SP2-RESERVOIR TISSEMSILT).

N°	Q (m3/h)	4Q (m3/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
0	0	0	180.23	17337.6	700	0.0215	0.00	0.00	180.23
1	100	400	180.23	17337.6	700	0.0215	2.26	2.49	182.72
2	200	800	180.23	17337.6	700	0.0215	9.06	9.96	190.19
3	300	1200	180.23	17337.6	700	0.0215	20.38	22.42	202.65
4	400	1600	180.23	17337.6	700	0.0215	36.24	39.86	220.09
5	500	2000	180.23	17337.6	700	0.0215	56.62	62.28	242.51
6	600	2400	180.23	17337.6	700	0.0215	81.53	89.68	269.91
7	700	2800	180.23	17337.6	700	0.0215	110.97	122.07	302.30
8	800	3200	180.23	17337.6	700	0.0215	144.94	159.44	339.67
9	900	3600	180.23	17337.6	700	0.0215	183.44	201.79	382.02
10	1000	4000	180.23	17337.6	700	0.0215	226.47	249.12	429.35

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-2-f).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 1542m^3 / h < Q_{app} = 1787,08m^3 / h \\ H_{Pf} = 218m < H_{app} = 232m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur au point de fonctionnement est inférieure au débit et la hauteur manométrique appelé, donc cette station de pompage nécessite une régulation de débit

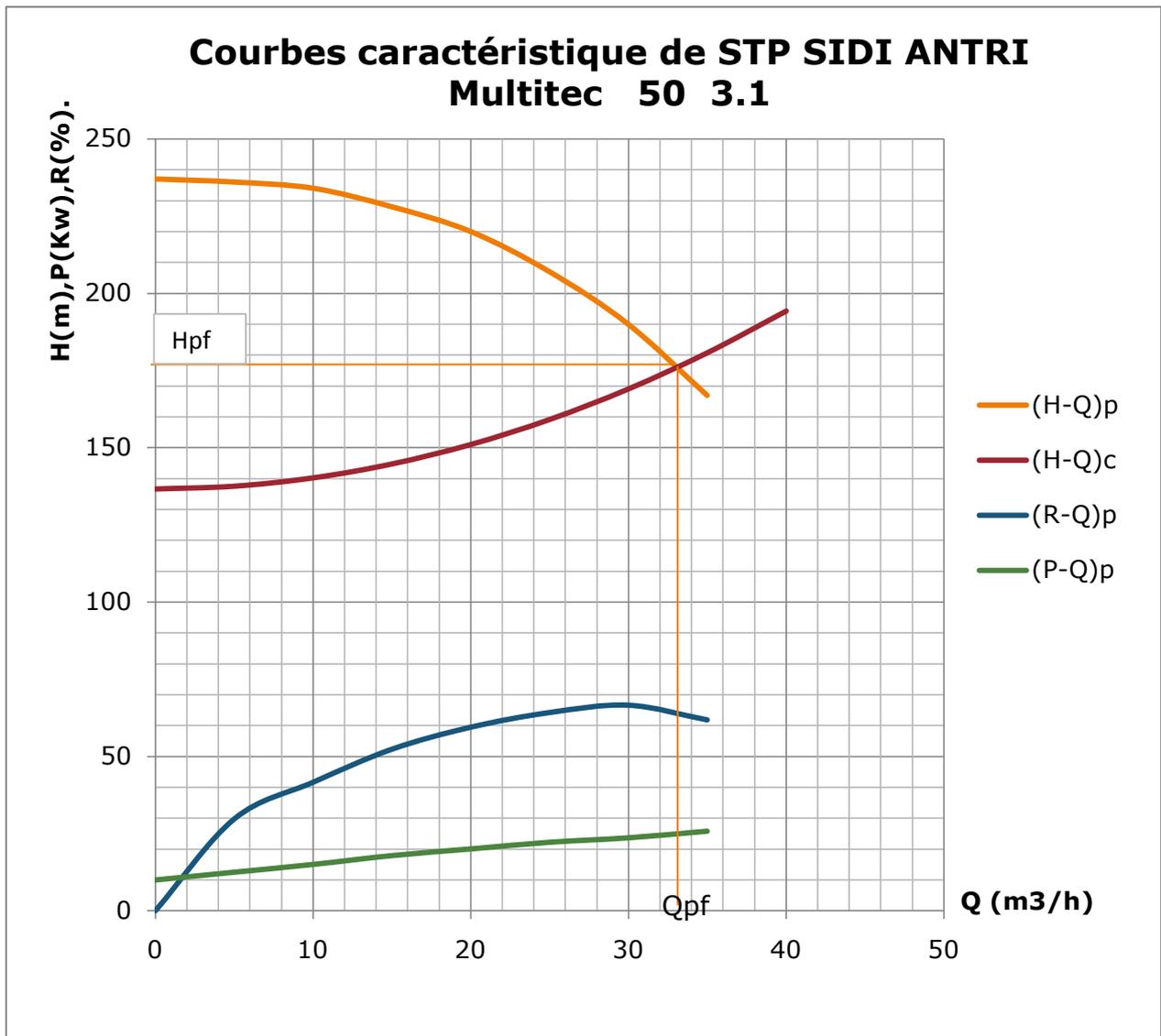


Figure V-2-a: Point de fonctionnement des pompes de SIDI ANTRI.

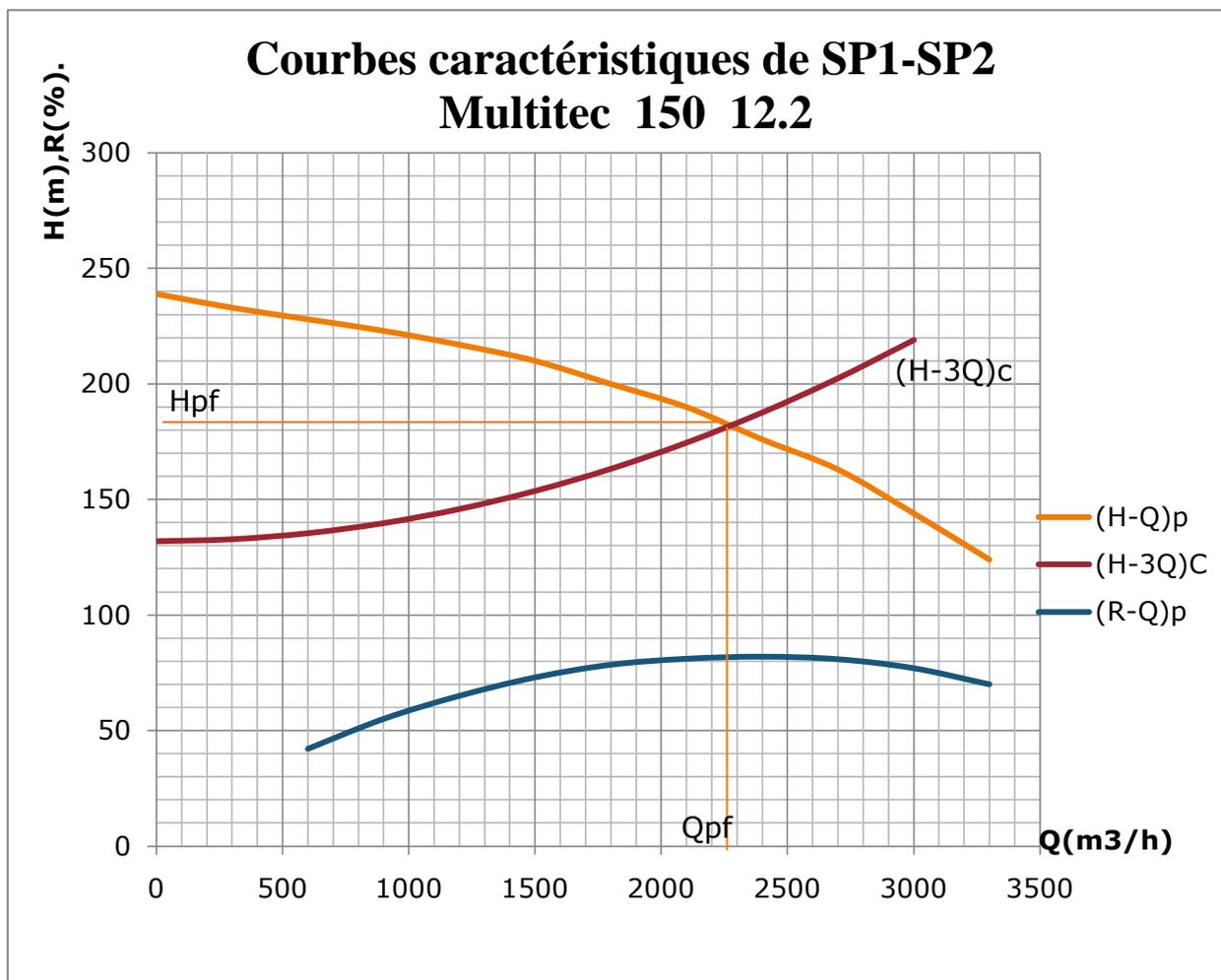


Figure V-2-b: Point de fonctionnement des pompes de la SP1-SP2.

Courbes caractéristiques de SP1-SPIM Multitec 50 3.1

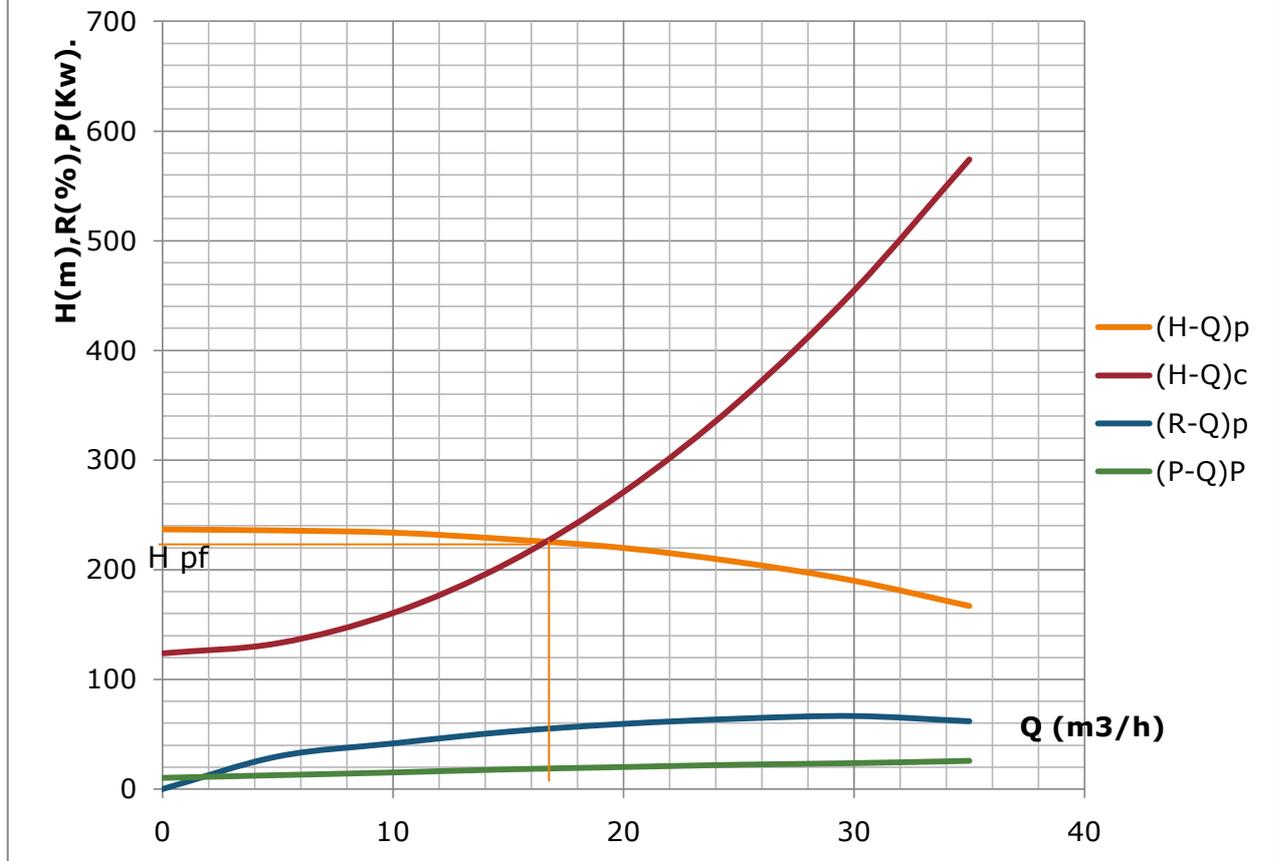


Figure V-2-c: Point de fonctionnement des pompes de SP1-SPIM.

Courbes caractéristiques de SPIM Multitec 50 3.1

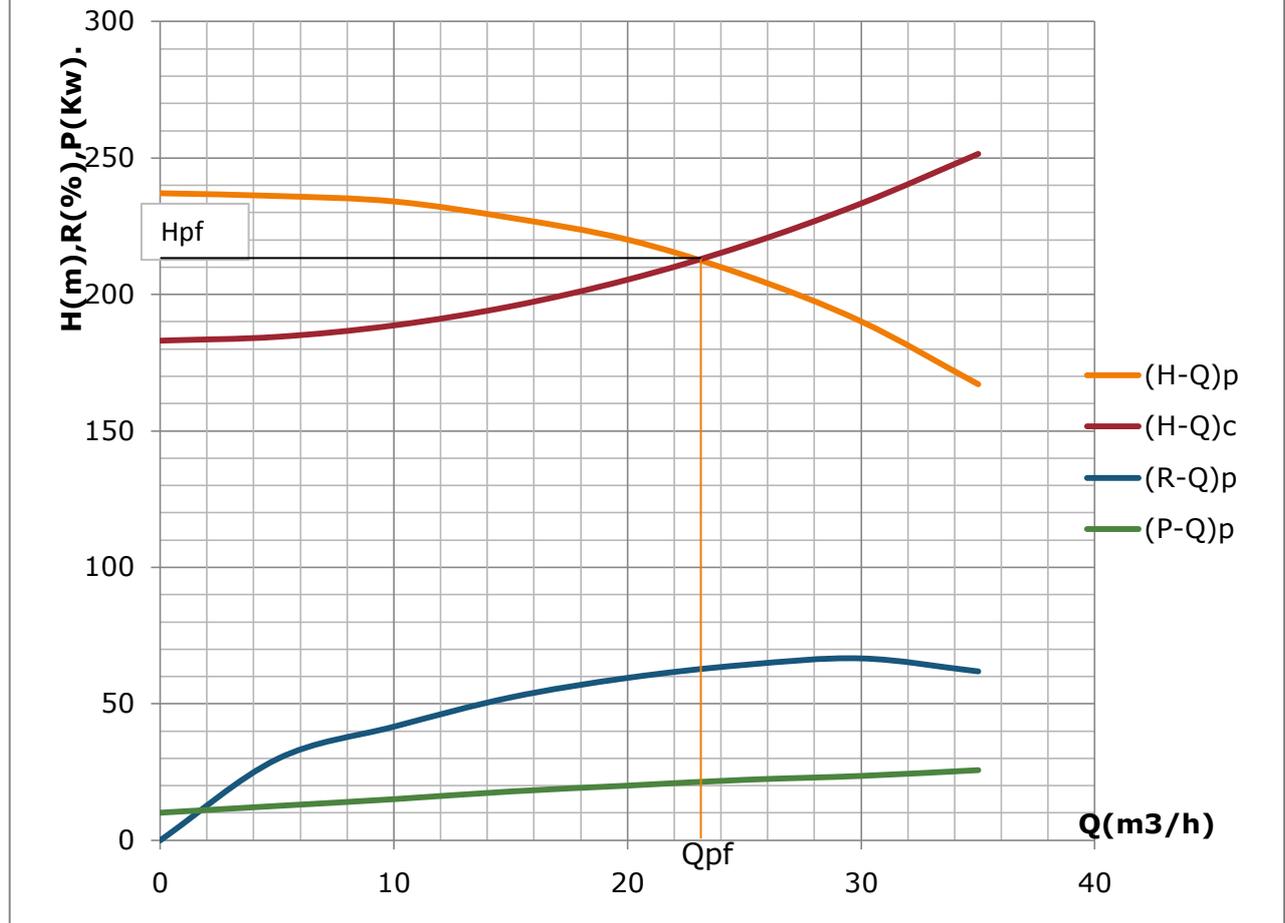


Figure V-2-d: Point de fonctionnement des pompes de SPIM.

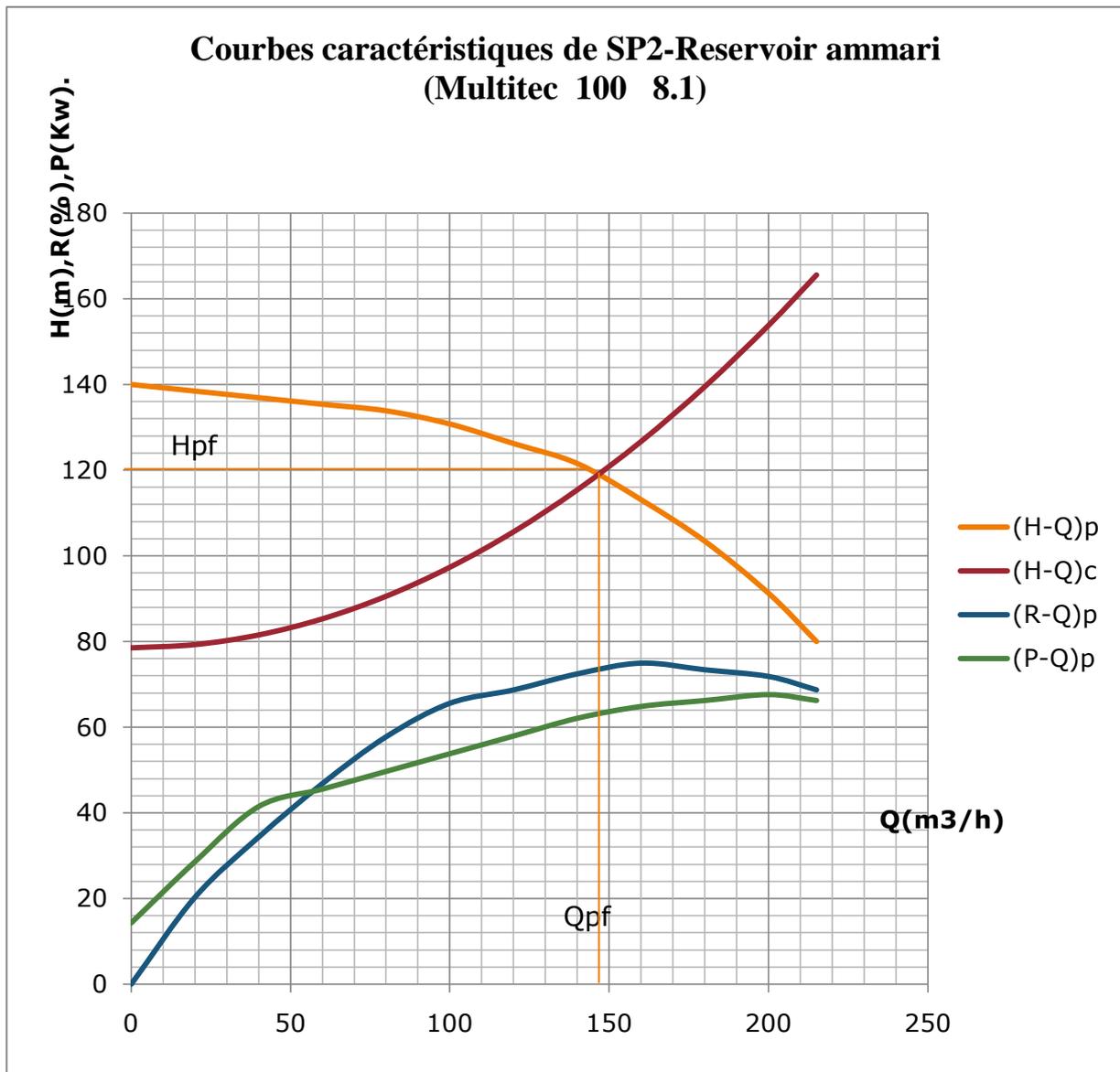


Figure V-2-e: Point de fonctionnement des pompes de SP2-RESERVOIR AMMARI.

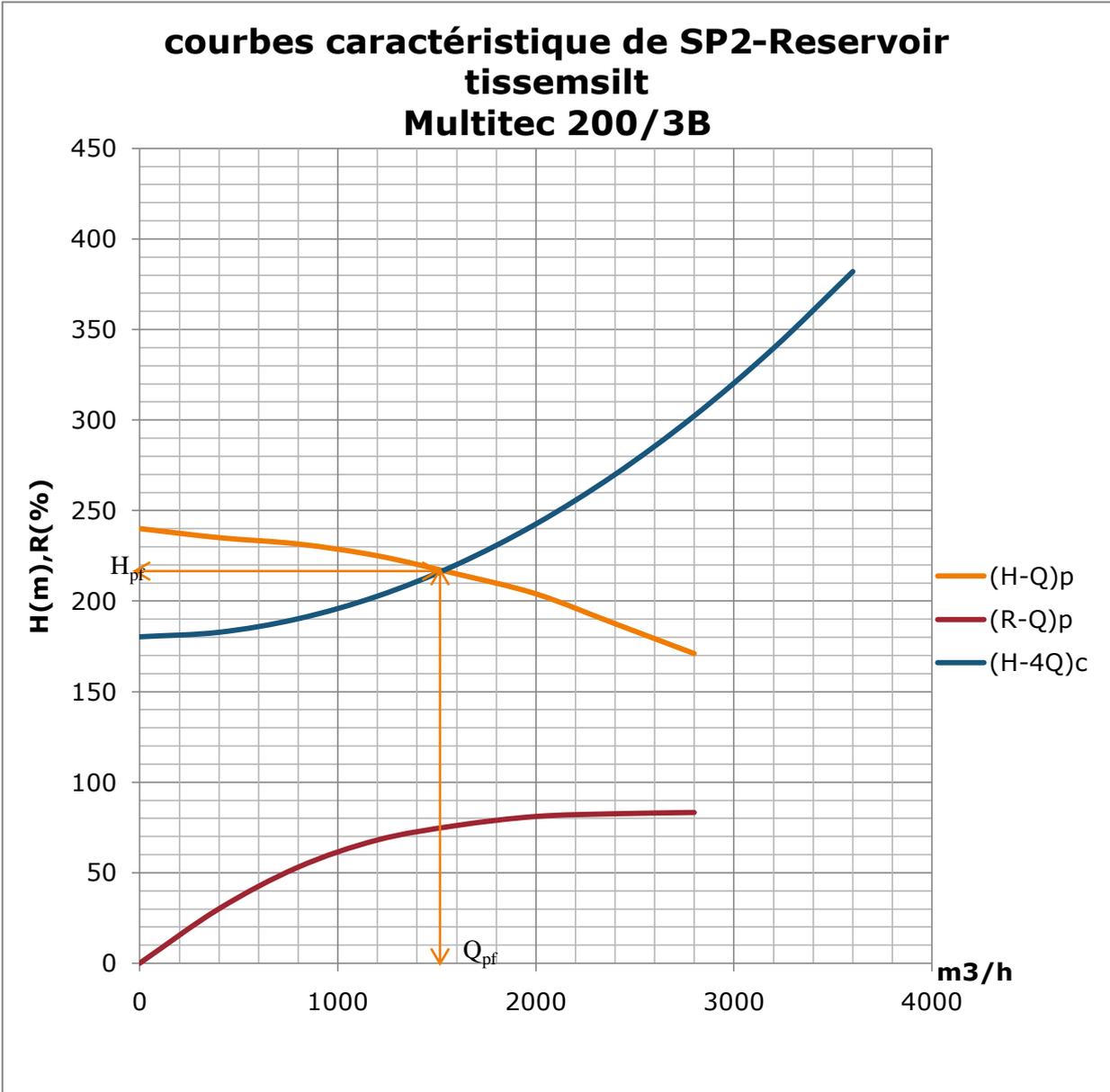


Figure V-2-f: Point de fonctionnement des pompes de SP2-RESERVOIR TISSEMSILT.

V.8. REGULATION DU DEBIT

Plusieurs méthodes sont possibles pour changer le débit.

A- Débit disponible (débit de point de fonctionnement) > Débit appelé

- ✓ **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.
- ✓ **Réglage quantitatif** : c'est la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement, ce qui engendre des pertes de charges singulières qui vont déplacées la caractéristique de la conduite vers les faibles débits. Cette méthode est très coûteuse d'un point de vue énergétique.

Le rendement après vannage ça sera :

$$\eta_{ap,van} = \eta_{av,van} * \frac{H_{avant,vannage}}{H_{aprèsvannage}} \quad (V-4)$$

$\eta_{ap,van}$: Rendement après le vannage (%) ;

$\eta_{av,van}$: Rendement avant le vannage (%) ;

$H_{avant vannage}$: la hauteur manométrique avant vannage (m) ;

$H_{près vannage}$: la hauteur manométrique après vannage, avec :

$$H_{après vannage} = H_{avant vannage} + h_v \quad (V-5)$$

h_v : perte de charge engendré par la fermeture de la vanne de refoulement,

$$h_v = H'_c - H_{avant,vannage} \quad (V-6)$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit demandé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_p$ en (m).

- ✓ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue (D_2) de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé, cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

Le taux de rognage dépend de la vitesse spécifique :

$$N_s=60-120 \rightarrow r=(15-20)\%$$

$$N_s=120-200 \rightarrow r=(10-15)\%$$

$$N_s=200-300 \rightarrow r=(5-10)\%$$

$$N_s : \text{la vitesse spécifique. } N_s = n \frac{\sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}} \quad (V-7)$$

r : le taux de rognage.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V-8)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

☛ le pourcentage de rognage :

$$R = (1-m)*100 \quad (V-9)$$

R : pourcentage de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \quad (V-10)$$

Q_E : débit donnée par l'intersection de la droite de rognage avec la courbe $(H-Q)_p$ de la pompe.

Le diamètre de la roue rognée sera «**d**» est devra notamment correspondre au débit appelée.

Avec :
$$\mathbf{d=m*D_2} \quad (V-11)$$

D_2 : diamètre extérieure de la roue initiale.

La nouvelle courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_P$ pourra être facilement tracé par points, puisque $Q' = m^2 Q$.

- ✓ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- ✓ **Diminution de temps de pompage :** est le meilleur, à condition que la pompe refoule directement dans le réservoir, et que l'offre bien supérieure à la demande.

On détermine le volume d'eau refoulé dans le réservoir pendant un temps de 20 heures de fonctionnement :

$$V = Q_d * T \quad (m^3). \quad (v-12)$$

Le temps de pompage sera réduit de quelques heures est égale à :

$$T_1 = \frac{V}{Q_{pf}} \quad (\text{heures}) \quad (V-13)$$

Q_{pf} : débit au point de fonctionnement.

Q_d : débit demandé ou appelée.

- ✓ **Réglage par By-pass :** Le principe du réglage de débit par By-pass consiste à dériver une partie du débit au refoulement pour le réinjecter à l'aspiration. Cette méthode est d'un point de vue énergétique pas très rationnelle.
- ✓ **Introduction d'air :** à la côté d'aspiration, mais à condition que la pompe ne Cavite pas.

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- ✓ **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe
- ✓ **Changement de type de pompe**

V.8.1.Station de pompage SIDI ANTRI: cette station est refoule directement dans le réservoir de Sidi Antri, le type des pompes est multicellulaires, donc les méthodes préférables de réglage de débit ça sera soit par vannage ou diminution du temps de pompage.

a) Vannage:

- $H_c = 202 \text{ m}$ (figure V-2-a).
- $h_v = 202 - 160 \Rightarrow h_v = 42 \text{ m}$.
- $\eta_{av,van} = 63\%$ (Figure V-2-a).

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 63 * \frac{160}{202} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = \mathbf{49.91\%}$$

Donc la puissance absorbée par la pompe : $P_{abs} = \frac{9,81 * 26.24 * 202}{0,4991 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{28,94 \text{ Kw}}$.

b) Diminution du temps de pompage :

Le volume d'eau à refouler : $V = Q_d * T = 26,24 * 20 = 524,8 \text{ m}^3$

Donc le temps de pompage $T_1 = \frac{V}{Q_D} = \frac{524,8}{33} = 15h54 \text{ min}$

La puissance absorbée par la pompe ça sera : $P_{abs} = \frac{9,81 * 33 * 177}{0,63 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{25,26 \text{ Kw}}$

Conclusion : 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.

V.8.2.Refolement : SP1-SP2

a) Vannage:

- $H_c = 195 \text{ m}$ (figure V-2-b).
- $h_v = 195 - 170 \Rightarrow h_v = 25 \text{ m}$.
- $\eta_{av,van} = 82\%$ (Figure V-2-b).

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 82 * \frac{170}{195} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{71,49 \%}$$

Donc puissance absorbé par une pompe, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1933,38}{3} \Rightarrow Q = 644,46 \text{ m}^3/\text{h} \text{ Ainsi: } P_{abs} = \frac{9,81 * 644,46 * 195}{0,7149 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{479,02 \text{ Kw.}}$$

b) Rognage:

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{168,86}{1933,38} * Q \Rightarrow H = 0,0873 * Q$

- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{1933,38}{2140}} \Rightarrow m = 0,95$.

*Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 337 * 0,95 = \mathbf{320,15 \text{ mm}}$

*LA vitesse spécifique : $N_s = 3500 \frac{\sqrt{0,179}}{168,86^{\frac{2}{3}}} = 31,61$

- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,95) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 05\% < 15\%}$.
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace
- Le rendement après rognage est : $\mathbf{80,5 \%}$ (figure V-3-b).
- La puissance absorber: $P_{abs} = \frac{9,81 * 644,46 * 168,86}{0,805 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{368,38 \text{ Kw.}}$

Conclusion:

On opte pour le réglage par rognage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V.8.3.Refolement :SP1-SPIM

Pour cette station de pompage on remarque que le débit demandé est très proche au débit au point

$$\text{de fonctionnement: } \begin{cases} Q_{pf} = 16.5m^3 / h > Q_{app} = 15.12m^3 / h \\ H_{pf} = 220m > H_{app} = 211.27m \end{cases}$$

Donc la régulation du débit n'est pas nécessaire.

V.8.4.Refolement : SPIM-RESERVOIR MAACEM

a) Vannage:

- $H_c = 228$ m (figure V-2-d).
- $h_v = 228 - 195,6 \Rightarrow h_v = 32,4$ m.
- $\eta_{av, van} = 63\%$ (Figure V-2-d).

$$\eta_{inst\ ap, van} = 63 * \frac{195,6}{228} \Rightarrow \eta_{inst\ ap, van} = 54,05\%$$

$$\text{Donc la puissance absorbée par la pompe : } P_{abs} = \frac{9,81 * 15,12 * 228}{0,54 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 17,4 \text{ KW.}$$

b) Diminution du temps de pompage :

$$\text{Le volume d'eau à refouler : } V = Q_d * T = 15,12 * 20 = 302,4 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc le temps de pompage } T_1 = \frac{V}{Q_D} = \frac{302,4}{23} = 13h \ 09min$$

$$\text{La puissance absorbée par la pompe ça sera : } P_{abs} = \frac{9,81 * 23 * 210,3}{0,63 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 20,92 \text{ KW}$$

Conclusion : on opte un réglage par la diminution de la durée de pompage car elle donne un rendement plus élevé est énergie consommée faible par rapport au réglage par vannage.

V.8.5. Refoulement :SP2-RESERVOIR AMMARI

$$\begin{cases} Q_{pf} = 147m^3 / h \approx Q_{app} = 146.3m^3 / h \\ H_{pf} = 122m \approx H_{app} = 121.28m \end{cases}$$

Conclusion

Pour cette station de pompage, on a obtenue le débit et la hauteur manométrique voulus, donc on à opte pas pour un réglage de débit.

V.8.6. Refoulement : SP2-RESRVOIR TISSEMSILT

On a $Q_{app} > Q_{Pf}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

- L nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_E}{Q_D} = \frac{n}{n_x} \quad \text{ainsi que} \quad \frac{H_E}{H_D} = \left(\frac{n}{n_x} \right)^2 \quad (V-14)$$

n: la vitesse initiale de la pompe.

n_x : la nouvelle vitesse de la pompe

Q_E : donnée par l'intersection de la courbe de proportionnalité avec la courbe $(H-Q)_p$ de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est donnée par $H = a \cdot Q^2$

Avec :

$$a = \frac{H_D}{Q_D^2} = \frac{232,24}{1787,08^2} = 7,27 \cdot 10^{-5} \quad (\text{V-15})$$

D'après le graphe (V-3-f) on a $Q_E = 1700 \text{ m}^3/\text{h}$.

Donc :

$$n_x = n \frac{Q_d}{Q_E} = 1480 \frac{1787,08}{1700} = 1555,81 \cdot \text{tr} / \text{mn}$$

Donc on prend $n_x = 1556 \text{ tr/mn}$

- Le rendement après la similitude est : **80 %** (figure V-3-d).
- La puissance absorber: $P_{abs} = \frac{9,81 * 446,77 * 232,24}{0,80 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{353,43 \text{ Kw}}$.

Courbes caractéristique de STP SIDI ANTRI Multitec 50 3.1

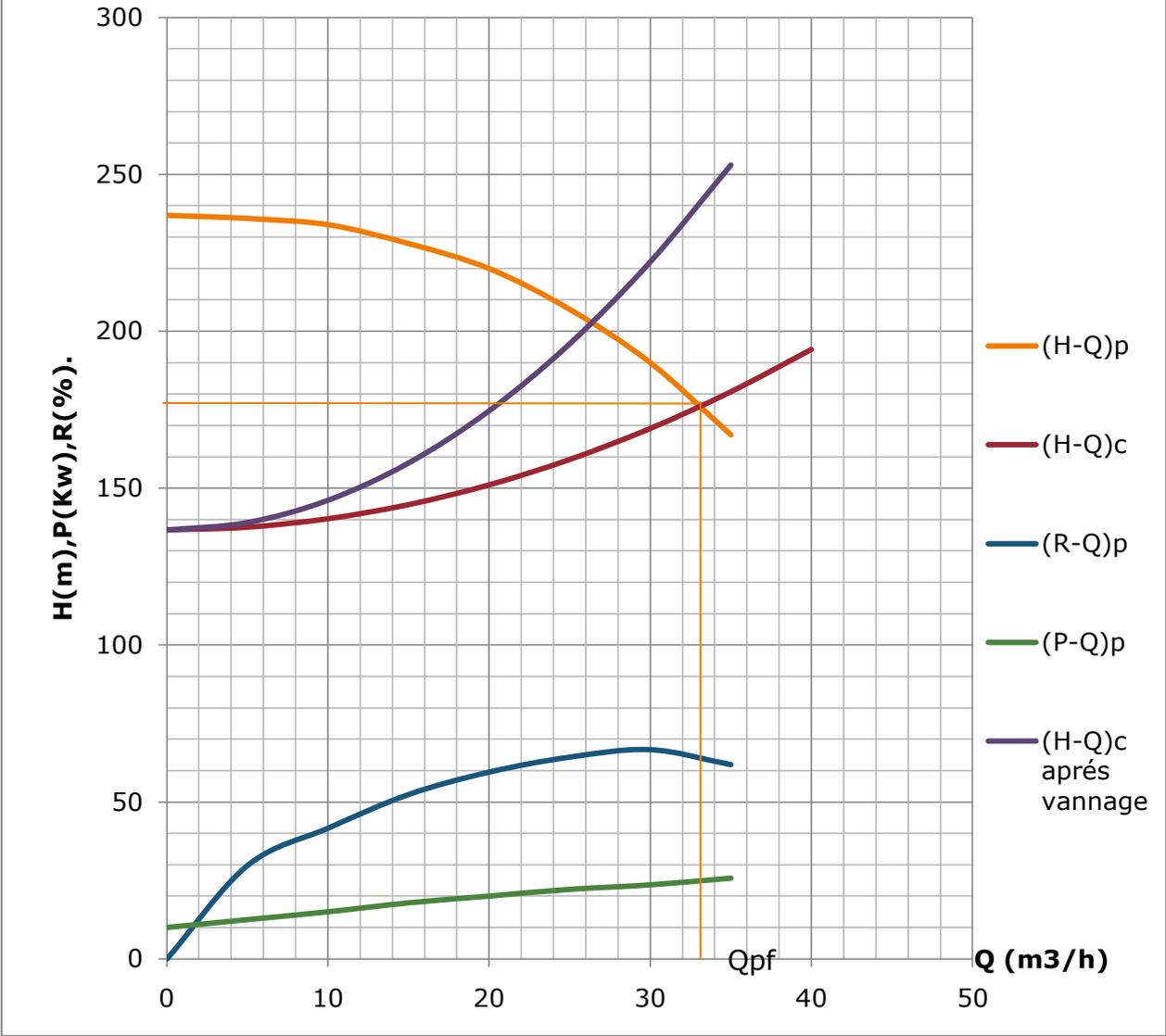


Figure V-3-a: Modes de réglage de débit de STP SIDI ANTRI.

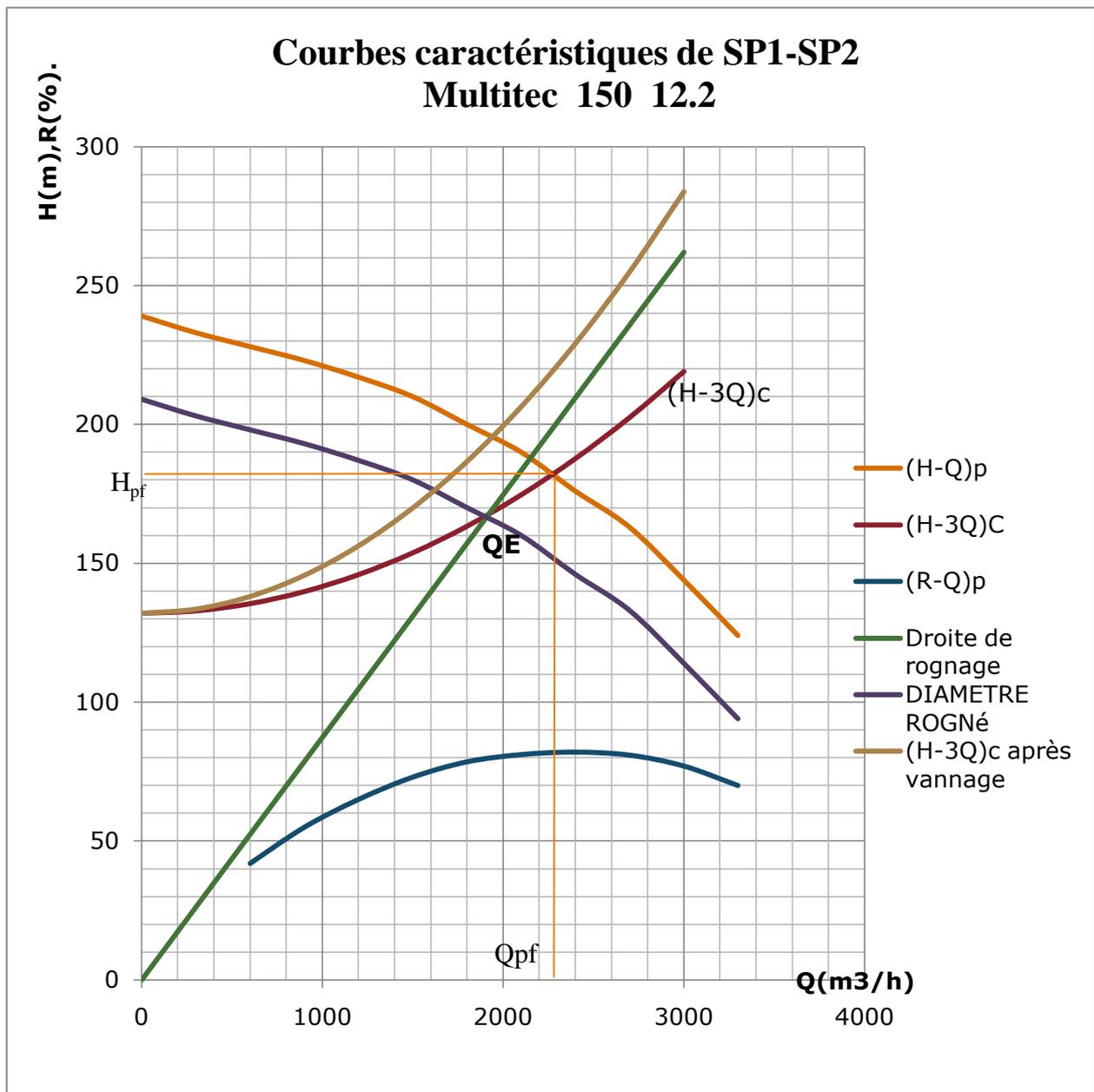


Figure V-3-b: Modes de réglage de débit de SP 1-SP2.

Courbes caractéristiques de SPIM Multitec 50 3.1

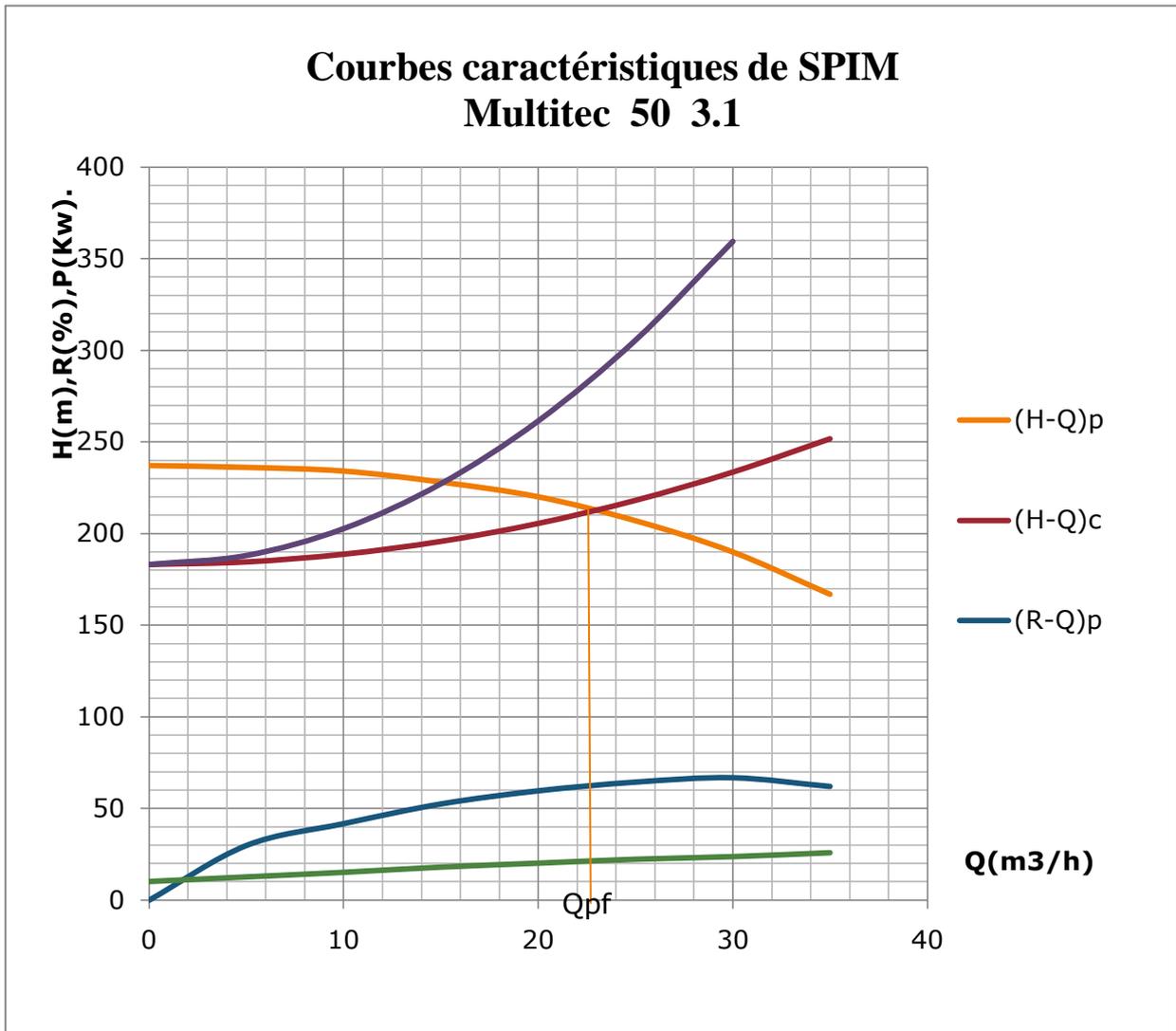


Figure V-3-C: Modes de réglage de débit de SPIM-RESERVOIR MAACEM.

Courbes caractéristique de SP2-Reservoir TISSEMSILT Multitec 200 /3 B

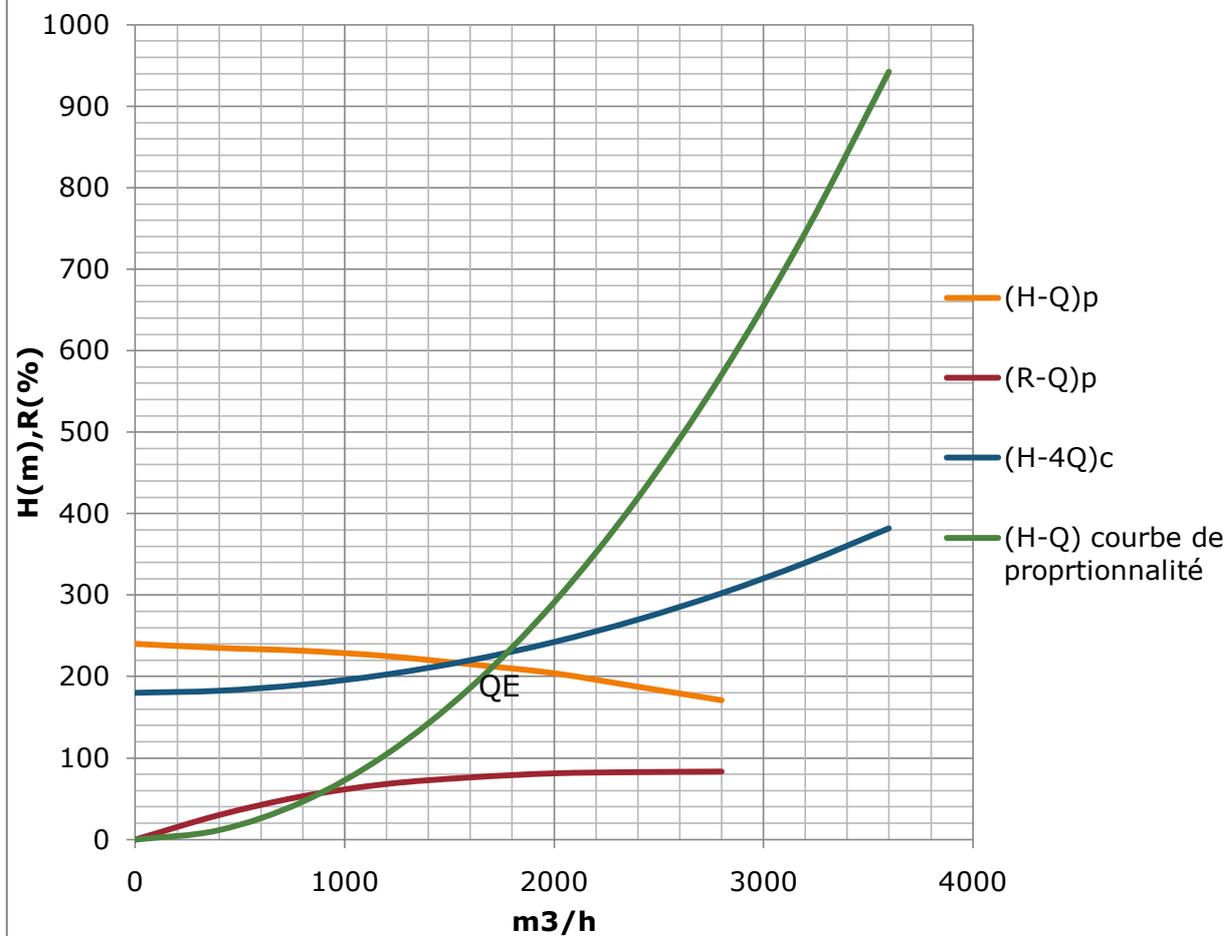


Figure V-3-d: Modes de réglage de débit de SP2-RESERVOIR TISSEMSILT.

V.9. ETUDE DE LA CAVITATION

V.9.1. Définition de la cavitation : c'est la perturbation de l'écoulement de liquide, c'est-à-dire la formation des cavités ou de poches ou bulles de vapeur, ou gaz dissout dans l'eau.

- l'aspiration de liquide est effectuée sous l'effet de la différence entre la pression atmosphérique qui agit sur la surface libre de liquide est la pression absolue à l'entrée de la pompe qui est inférieure à la pression atmosphérique.

- si la diminution de la pression absolue à l'entrée de la pompe est dessous d'une limite bien déterminée peut entraîner la cavitation, qui se développe à l'intérieur d'une pompe c'est-à-dire la pression absolue devient inférieure à la tension de vapeur de liquide.

- cette cavitation dure dans le temps, peut entraîner des endommagements de certaine partie de la pompe.

V.9.2. Les effets de la cavitation

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,
- bruit anormal,
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation (chute de performance)
- détérioration de la pompe.

V.9.3. La hauteur d'aspiration admissible

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R$$

$(NPSH)_R$: Charge nette d'aspiration requise, elle est donnée par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_R + r \quad (V-16)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend: $r = 0,3$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_R + r - P_{at} + h_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V-17)$$

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V-18)$$

Avec : H : altitude de la station.

h_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau V-3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
h_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V-19)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule IV-17 (chapitre IV).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V-20)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration principale ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration secondaire ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V-21)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration principale (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V-22)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration, donné en première approximation :

$$D_a = (1,2 - 1,5) * da \quad (V-23)$$

Avec : da : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

➤ Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration afin d'éviter la cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-24)$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_R + h_{inc} \quad (V-25)$$

C_p : côte du radier de réservoir (mNGA) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, r = (0,1 - 0,3) m.

V.9.3 .1. Station de pompage SIDI ANTRI

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,6$ m (annexe V-2-a)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 624 \Rightarrow P_{at} = 09,46$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * da$

da = 100 mm (annexe V-2-B)

Donc : $D_a = 1,25 * 100 \Rightarrow D_a = 125$ (mm)

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 32,3}{3,14 * 0,125^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,73$ (m/s)

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{0,001735 \times 2 \times 32,3^2}{(0,125)^{5,3} \times (3600)^2} = 0,02m \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,02m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,02 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,023m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2,6 + 0,3 - 9,46 + 0,24 + \frac{0,73^2}{2 * 9,81} + 0,023 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 6,26 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 624 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 624,6mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 624,6 - (-6,26) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 631,16m$

V.9.3.2. Refoulement : SP1-SP2

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,6 m$ (figure V-1-a)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 645 \Rightarrow P_{at} = 9,53 mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * da$

$da = 250 mm$ (annexe V-3).

$$\text{Donc : } D_a = 1,4 * 250 \Rightarrow D_a = 350mm$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 644,46}{3,14 * 0,35^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,86m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1948,5}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,678m$$

$$\text{On pose } D_c = 0,7m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1948,5}{3,14 * 0,7^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,41m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 700mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{1948,5}{3600}\right)^2}{0,7^{5,3}} + \frac{2 * \left(\frac{644,46}{3600}\right)^2}{0,35^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,2m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,2 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,23m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 8,6 + 0,3 - 9,53 + 0,24 + \frac{1,86^2}{2 * 9,81} + 0,23 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,02 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 645 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 645,6mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 645,6 - (0,02) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 645,88(m)$

V.9.3.3. Refoulement : SP1-SPIM

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,3 m$ (annexe V-2-a)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 645 \Rightarrow P_{at} = 9,53 mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * da$

$da = 100 mm$ (annexe V-2-b).

$$\text{Donc : } D_a = 1,25 * 100 \Rightarrow D_a = 125mm$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 16,5}{3,14 * 0,125^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,38m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1948,5}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,678m$$

On pose $D_c = 0,7m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1948,5}{3,14 * 0,7^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,41m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 700mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{1948,5}{3600}\right)^2}{0,7^{5,3}} + \frac{2 * \left(\frac{16,5}{3600}\right)^2}{0,125^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,17m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,17 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,2m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1,3 + 0,3 - 9,53 + 0,24 + \frac{0,38^2}{2 * 9,81} + 0,2 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -7,48 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 645 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 645,6mNGA$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 645,6 - (-7,48) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = \mathbf{653,38(m)}$

V.9.3.4. Refoulement : SPIM-RESERVOIR MAACEM

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2 m$ (annexe V-2-a)

- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 769,32 \Rightarrow P_{at} = 9,26 mce$

- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * da$

$da = 100 mm$ (annexe V-2-b)

Donc : $D_a = 1,25 * 100 \Rightarrow D_a = 125mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 23}{3,14 * 0,125^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,52m/s$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{0,001735 * 3 * (23)^2}{(0,125)^{5,3} * (3600)^2} = 0,013m \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,013m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,013 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,015m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2 + 0,3 - 9,26 + 0,24 + \frac{0,52^2}{2 * 9,81} + 0,015 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,69 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 769,32 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 769,92mNGA$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 769,92 - (-6,69) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = \mathbf{776,91(m)}$

V.9.3.5. Refoulement SP2-RESERVOIR TISSEMSILT

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,6 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 780 \Rightarrow P_{at} = 9,25 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * da$

$da = 250 \text{ mm}$ (annexe V-5).

Donc : $D_a = 1,4 * 250 \Rightarrow D_a = 350 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 446,77}{3,14 * 0,35^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,29 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1787,08}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,649 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0,7 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1787,08}{3,14 * 0,7^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,29 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 700 \text{ mm}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{1787,08}{3600}\right)^2}{0,7^{5,3}} + \frac{2 * \left(\frac{446,77}{3600}\right)^2}{0,35^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,17 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,17 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,20 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 8,6 + 0,3 - 9,25 + 0,24 + \frac{1,29^2}{2 * 9,81} + 0,20 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,17 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 780 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 780,6 \text{ mNGA}$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 780,6 - (0,17) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 780,73 \text{ (m)}$

V.9.3.6. Refoulement :SP2-RESERVOIR AMMARI

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4,25 \text{ m}$ (annexe V-4-a)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 780 \Rightarrow P_{at} = 9,25 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * da$

$da = 150 \text{ mm}$ (annexe V-4-b)

Donc : $D_a = 1,4 * 150 \Rightarrow D_a = 200 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 147}{3,14 * 0,2^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,3 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1787,08}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,649 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0,7 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1787,08}{3,14 * 0,7^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,29 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 700 \text{ mm}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{1787,08}{3600}\right)^2}{0,7^{5,3}} + \frac{2 * \left(\frac{147}{3600}\right)^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,17m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,17 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,2m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 4,25 + 0,3 - 9,25 + 0,24 + \frac{1,3^2}{2 * 9,81} + 0,2 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,17 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 780 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 780,6mNGA$
La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 780,6 - (-4,17) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 785,07(m)$

V.10. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE

V.10.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur.

V.10.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (V-26)$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

V.10.3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{max} * HMT_{min} * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (V-27)$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

$Q_{max} = Q_{app}$: débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 92 \%$.

K : coefficient de correction de puissance, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

A- Station de pompage SIDI ANTRI

a) Puissance du moteur :

- Le rendement après réglage est : 63 %.

- La hauteur manométrique totale est : 177 m.
- Le débit d'une pompe est : 33 m³/h.
- Nombre de tour de la pompe : N_p=2950 tr/min
- La puissance absorbée de la pompe est : 25,26 KW ⇒ K = 1,25.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9,81 * 33 * 177 * 1,25}{0,63 * 0,93 * 0,92 * 3600} \Rightarrow P_m = 36,91 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur :

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (annexe V-7).[10]

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V-5-a).

Tableau V-5-a : Type et caractéristiques des moteurs de la STP SIDI ANTRI.

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
PLS180L	50	37	2920	89	0,81	155

B-Refoulement : SP1-SP2

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 80,5 %.
- La hauteur manométrique totale est : 180 m.
- Le débit d'une pompe est : 766,67 m³/h.
- Nombre de tour de la pompe : N_p=3500 tr/min
- La puissance absorbée de la pompe est : 368,38 Kw ⇒ K = 1,05.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9,81 * 766,67 * 180 * 1,05}{0,805 * 0,93 * 0,92 * 3600} \Rightarrow P_m = 573,28 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (annexe V-7).[10]

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V-5-b).

Tableau V-5-b : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 1-SP2.

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB355LR	50	560	2963	95	0,88	1750

C-Refoulement : SP1-SPIM

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 58 %.
- La hauteur manométrique totale est : 220 m.
- Le débit d'une pompe est : 16,5 m³/h.
- La puissance absorbée de la pompe est : 17,05 Kw ⇒ K = 1,28.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9,81 * 16,5 * 220 * 1,28}{0,58 * 0,93 * 0,92 * 3600} \Rightarrow P_m = 25,51 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (annexe V-7). [10]

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V-5-c).

Tableau V-5-c : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 1-SPIM.

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB355LR	50	22	2925	87	0,78	100

D-Refoulement : SPIM-RESERVOIR MAACEM

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 63 %.
- La hauteur manométrique totale est : 210,3 m.
- Le débit d'une pompe est : 23 m³/h.
- La puissance absorbée de la pompe est : 20,92 Kw ⇒ K = 1,29.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9,81 * 23 * 210,3 * 1,29}{0,63 * 0,93 * 0,92 * 3600} \Rightarrow P_m = 31,54 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (Annexe V-7).[10]

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V-5-d).

Tableau V-5-d : Type et caractéristiques des moteurs de la SPIM.

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
PLS180MT	50	30	2905	89	0,80	135

E-Refoulement : SP2-RESERVOIR AMMARI

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 73,5 %.
- La hauteur manométrique totale est : 122 m.
- Le débit d'une pompe est : 147 m³/h.
- La puissance absorbée de la pompe est : 66,5 Kw ⇒ K = 1,19.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9,81 * 147 * 122 * 1,29}{0,735 * 0,93 * 0,92 * 3600} \Rightarrow P_m = 100,25 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (annexe V-7). [10]

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V-5-e).

Tableau V-5-e : Type et caractéristiques des moteurs de la SP2-RESERVOIR AMMARI.

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB355LR	50	110	2930	90,5	0,76	430

F-Refoulement SP2-RESERVOIR TISSEMSILT

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 80 %.
- La hauteur manométrique totale est : 232,24 m.

- Le débit d'une pompe est : 446,77 m³/h.
- La puissance absorbée de la pompe est : 353,43 Kw ⇒ K = 1,05.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9,81 * 446,77 * 232,24 * 1,05}{0,8 * 0,93 * 0,92 * 3600} \Rightarrow P_m = 433,73 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (annexe V-7). [10]

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V-5-f).

Tableau V-5-f : Type et caractéristiques des moteurs de la SP2-RESERVOIR TISSEMSILT.

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPC8155M	50	450	2958	94,6	0,88	1570

V.11. COSIGNES D'EXPLOITATION DES STATIONS DE POMPAGES

V.11.1 Recommandation générale pour le meilleur fonctionnement des stations

La station de pompage, ensemble des équipements mécanique et électrique doit exploité conformément à l'instruction technique de fonctionnement fournie par l'entreprise qui a effectuée le montage et la mise en service de la station.

V.11.2. Mise en service de la station

Avant la mise en service de la station; il faudra procéder au contrôle des appareils mécanique et électriques, conformément à l'instruction d'exploitation de la station.

V.11.3. Carnet de bord de la station de pompage

La station de pompage doit posséder un carnet de bord se composant de la partie générale concernant les données de base des appareils, de fonctionnement et de la partie concernant le personnel.

Par les données de base, on comprend :

- Numéro de série des pompes, moteurs et autre appareils mécaniques et électriques.
- Date de fabrication et date de la mise en exploitation.
- Dates et types de réparations.
- Dates et type des pièces de rechange.
- Dates de remplacement des appareils.

Dans la partie de fonctionnement doivent être notées toutes les lectures des appareils de contrôle et de mesure, en particulier :

- Temps de fonctionnement des pompes.
- Remarques sur le fonctionnement des groupes (défauts, anomalie),

Une autre partie du carnet de bord comprendra les données concernant le personnel :

- Noms.
- Heures de travail,
- Fiche de relève des équipes.

V.11.4 Personnel de service de station de pompage

Le personnel de la station est formé des personnes ayant suivi un stage de formation pour l'exploitation et maintenance des appareils de la station de pompage et informés des impératifs de sécurité dans leurs secteurs.

La personne est chargé;

- 1) De surveiller et entretenir tous les appareils conformément aux prescriptions techniques de l'instruction.
- 2) De surveiller et maintenir l'ordre dans les bâtiments et à l'extérieur.
- 3) De surveiller la commande automatique des groupes, et en cas de besoin de passer à la commande manuelle.
- 4) De tenir à jour le carnet de bord.

V.11.5. La relève des équipes

Chaque équipe avant de quitter son poste doit vérifier l'état de tous les appareils et installations et présenter un bref rapport à l'équipe qui la relève.

L'équipe de relève doit vérifier le fonctionnement des appareils et signaler toutes les anomalies au chef d'exploitation.

En cas d'absence de l'équipe de relève, l'équipe de service doit assurer le fonctionnement des stations. Le bâtiment de la station de pompage et son équipement doivent être maintenus en ordre et propreté.

V.11.6. Entretien des stations de pompage

L'exploitant devra se soucier du fonctionnement de l'entretien, afin que l'installation travaille sans difficultés et qu'aucun dérangement du fonctionnement n'apparaisse.

Si les pompes sont soigneusement contrôlées et entretenues, on minimise les frais de fonctionnement.

V.11.7. Mise en marche

- 1) Démarrer la vanne de refoulement fermé
- 2) Amorcer la pompe pour cette installation qui est en charge, ouvrir complètement la vanne d'aspiration,
- 3) Mettre en marche le moteur électrique, dès que le moteur atteint son régime, ouvrir le robinet de vanne de refoulement progressivement en surveillant le manomètre tout en fixant le débit demander.

V.11.8. Précaution à prendre au cours de services

- Vérifier la température des paliers.
- Vérifier le niveau d'huile dans le carter.
- Vérifier le débit de fuite.

V.11.9 Arrêts des pompes

- 1) Fermer la vanne de refoulement progressivement avant l'arrêt.
- 2) Arrêter le moteur suivant les instructions données par l'électricien.

CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on peut conclure les points suivants :

- ✓ Le calage des pompes est un point très important pour protéger la pompe et assurer son fonctionnement pour une longue durée c'est-à-dire augmenter la durée de vie de la pompe.
- ✓ Le contrôle et l'entretien fréquents des installations de la station de pompage et des ouvrages secondaires (les vannes, réservoir d'air, les manomètres,...ect) sont très important pour avoir une gestion aisée de pompage.

CHAPITRE VI

PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

CHAPITRE VI: PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

INTRODUCTION

Le coup de bélier est un étape de régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression, vitesse) sont rapidement variables dans le temps et dans l'espace.

Il se produit un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement, il a pour conséquences un déboîtement des conduites et détérioration de robinetterie ou appareils de comptage, il peut entraîner des dégâts considérables sur les appareils de pompes.

Donc elle est important de protéger les équipements contre les conséquences néfastes de ce phénomène, cela par des appareils qui auront pour rôle l'atténuation et la limitation des variations brusques de pression (surpression et dépression).

VI.1. LES CAUSES DE COUP DE BELIER

Les causes les plus fréquentes de coup de bélier sont les suivantes :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électro-pompes.
- Démarrages d'un ou plusieurs groupes électro-pompes,
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.

VI.2. LES RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER

- **Fortes pressions** : Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.
- **Pression négatives** : apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à 10 m.c.e entraîne une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI.3. ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE DU COUP DE BELIER

Prenons le cas d'une pompe, refoulant un débit donné dans une conduite de longueur L , qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées:

1^{re} phase : Par suite de son inertie, la colonne d'eau va poursuivre son chemin ascendant, mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter une **dépression** (l'eau se déprime).

Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend alors naissance au départ de la pompe -et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse c . Pour atteindre le réservoir, l'onde met un temps égal à " L/c " au bout duquel **la conduite est en dépression** sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

2^e phase : Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps L/c (soit $2L/c$ à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

3^e phase : A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde de pression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps L/c (soit $3L/c$ à partir du début du phénomène) toute **la conduite sera dilatée** avec une eau **surpressée** et immobile.

4^e phase : Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/c

(soit $4L/c$ à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc de " $T = 4L/c$ ". Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une **dépression**, puis par une **surpression**.

L'analyse du phénomène, dans le cas d'une **fermeture rapide** d'une vanne située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une **surpression** puis une **dépression** (phases 3e, 4e ensuite 1re et 2e).

VI.4. LE CALCUL DU COUP DE BELIER

Les hypothèses dans le calcul de coup de bélier :

- 1) Les paramètres de la conduite (diamètre, épaisseur) sont constants.
- 2) Le niveau de l'eau dans le réservoir est invariable.
- 3) La conduite d'arrivé vers le bas dans le réservoir.
- 4) L'eau supposée compressible mono phasique.

VI.4.1. La valeur numérique de coup de bélier : Pour déterminer la vitesse de propagation de l'onde de surpression (dépression) ou la célérité « c », celle-ci fonction de fluide véhiculer et des caractéristiques de la conduite et de sol de recouvrement, selon la formule de **SALAH.B** :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (VI-1)$$

Cette formule est trouvée par monsieur **SALAH.B**, elle est plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installations.

Avec : C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 * 10^{11}$ pour l'acier.

$E_m = 3 * 10^9$ pour le PVC.

$E_m = 17 * 10^{10}$ pour la fonte ductile

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier et fonte), $\nu_m = 0,46$ (PVC)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

On détermine ensuite la durée du phénomène, c'est-à-dire le temps nécessaire par l'onde de surpression(ou dépression) pour faire l'aller et le retour sur la totalité du tronçon, ce temps est calculé selon la formule suivante :

$$T = \frac{2L}{c} \quad (VI-2)$$

Soit :

L : longueur de la conduite en mètre.

T : durée de l'aller et retour de l'onde en seconde.

C : la célérité (m/sec).

On fait la comparaison entre la durée de la surpression (dépression), et le temps de la manœuvre de fermeture normale de robinet de vanne t :

$t < T$ la fermeture est brutale

$t > T$ la fermeture est progressive

Si la manœuvre de fermeture en situation normale et brutale, le coup de bélier sera plus élevé et son calcul ne dépendra pas du temps de fermeture.

Si la manœuvre de fermeture normale est progressive, le coup de bélier sera moins élevé et son calcul dépendra effectivement du temps nécessaire à effectuer la manœuvre.

On détermine la valeur de coup de bélier selon les formules suivantes et pour les cas examinés :

➤ Formule de JOUKOSWSKI (manœuvre brutale)

$$b = \frac{cV_0}{g} \quad (\text{VI- 3})$$

➤ Formule de MICHAUD –ALLIEVI (manœuvre lente)

$$b = \frac{2LV_0}{tg} \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

V_0 : la vitesse initiale de l'eau dans la conduite (en régime permanent)

Remarque : pour les conduites de refoulement, le temps «t» signifie le temps mis par le groupe électropompe pour s'arrêter.

Par ailleurs, nous constatons que le coup de bélier est :

- Proportionnel à la vitesse de l'eau dans la conduite ;
- Proportionnel à la longueur de la conduite.

Il est donc possible, d'avoir, comme valeur maximale de la pression dans une conduite, exprimé en mètres colonne d'eau, si H_0 est la pression avant l'apparition du coup de bélier :

$$H_{max} = H_0 + \frac{cV_0}{g} \quad (\text{Cas de la surpression}) \quad (\text{VI-5})$$

Est comme valeur minimale :

$$H_{min} = H_0 - \frac{cV_0}{g} \quad (\text{Cas de dépression}) \quad (\text{VI- 6})$$

Les maximum et minimum ci-dessus ont lieu, soit au droit du robinet de réglage (conduite gravitaire), soit au droit de la pompe (conduite de refoulement).

VI.5.LES MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS CONTRE LE COUP DE BELIER [2]

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets de coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier devront donc pour effet :

- De limiter la surpression ;
- De limiter la dépression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- **Les volants d'inertie**, qui interviennent dans la protection contre les dépressions, elle est déconseillée grâce à leur encombrement.
- **Les soupapes de décharge**, qui interviennent dans la protection contre les surpressions, elle est aussi déconseillée, car elle conduit à des pertes d'eaux. (utilisé dans le domaine de l'irrigation).
- **Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre**, qui interviennent, à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.6. LES RESERVOIRS D'AIR

VI.6.1. Principe de fonctionnement : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

VI.6.2. Méthodologie de 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.

Comme méthode de calcul, on distingue la méthode de VIBERT, BERGERON, méthode des caractéristiques,.....etc.

Pour notre cas on utilise la méthode de VIBERT, car elle donne des résultats majorantes, plus c'est une méthode simplifiée.

VIBERT arrive à une expression relativement simple qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 , Z_0 étant la pression absolue exprimée en mètres d'eau. C'est à dire pratiquement égale, si l'on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite, à la hauteur géométrique de refoulement plus 10m.

Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air :

- 1) Calcul de la célérité on utilise la formule (VI-1) de SALAH.B.
- 2) Calcul de la charge absolue en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10$$

H_g : étant la hauteur géométrique (m).

- 3) Calcul de La charge maximale absolue (au moment de retour de l'onde):

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI-1})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

- En tenant compte de la sécurité le volume de réservoir est $U_{\max}+100L$.

☛ Application

✓ Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
STP SIDI ANTRI	Fonte ductile	125.00	0.01	0.59	4470.66	136.60
SP1-SP2	Fonte ductile	700.00	0.38	1.40	10528.90	131.90
SP1-SPIM	Fonte ductile	80.00	0.01	0.84	4182.82	123.95
SPIM	Fonte ductile	100.00	0.01	0.54	2099.36	183.00
SP2-TISSEMSILT	Fonte ductile	700.00	0.38	0.83	17337.60	180.23
SP2-AMMARI	Fonte ductile	250.00	0.05	1.29	9365.67	78.47

✓ Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹⁰)	e _m (mm)	C (m/s)
STP SIDI ANTRI	2.07	1000	0.0625	0.3	0.33	2	17	6.2	1302.659
SP1-SP2	2.07	1000	0.35	0.3	0.33	2	17	10.8	1109.087
SP1-SPIM	2.07	1000	0.04	0.3	0.33	2	17	6	1343.872
SPIM	2.07	1000	0.05	0.3	0.33	2	17	6.1	1324.869
SP2-TISSEMSILT	2.07	1000	0.35	0.3	0.33	2	17	10.8	1109.087
SP2-AMMARI	2.07	1000	0.125	0.3	0.33	2	17	6.8	1217.815

✓ Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$ *10 ⁻⁴	$\frac{U_0}{L * S}$ *10 ⁻³	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} +100L (L)	Volume normalisé (l) (Litre)
STP SIDI ANTRI	146.6	224.945	0.59	0.018	1.21	1.50	0.690	0.082	219.207	300
SP1-SP2	141.9	300.179	1.4	0.100	7.04	4.00	0.56	16.2	29028.57	30000
SP1-SPIM	133.95	249.022	0.84	0.036	2.68	1.70	0.608	0.036	158.758	200
SPIM	193	265.929	0.54	0.015	0.77	1.60	0.746	0.026	135.346	200
SP2-TISSEMSILT	190.23	284.067	0.83	0.035	1.85	2.30	0.70	15.338	22012.126	22000
SP2-AMMARI	88.47	248.611	1.29	0.085	9.59	4.50	0.54	2.068	4235.529	5000

VI.6.3. Installation du réservoir d'air

Le réservoir d'air sera installé après le clapet (la pompe), à une distance « L » fonction du temps de fermeture de clapet et la célérité d'onde,

Elle est préférable de 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.

VI.6.3.1. Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement

Le fait de raccorder la cloche à air sur le refoulement sans interposer d'organe de freinage entrainerait une succession d'oscillation qui ne serait pas, ou que très peu amorties.

Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué :

- Soit par un diaphragme,
- Soit par une tuyère ;
- Soit par un battant à clapet percé.

Dans notre cas on utilise des tuyères, parce quelle donne une plus grande perte de charge au retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller, dans le cas réservoir d'air-conduite.

La tuyère fonctionnant au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA, permet, théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller.

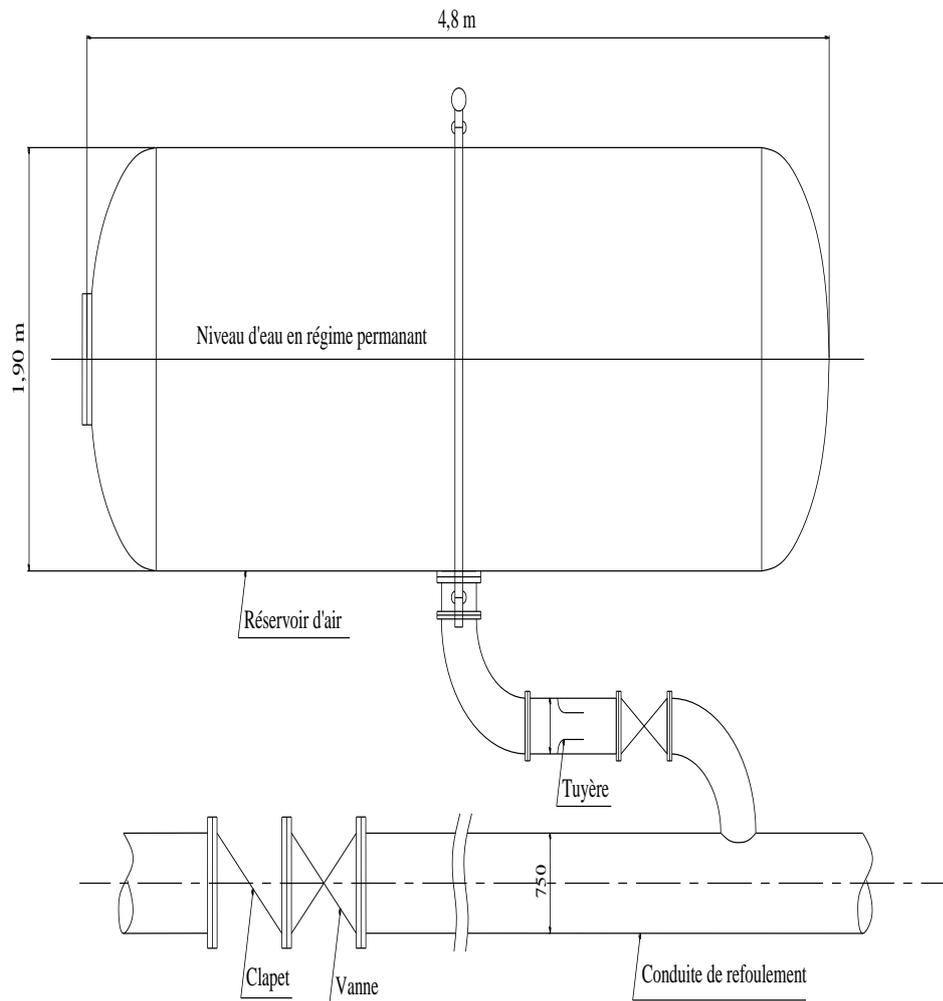


Figure VI-1: Schéma d'installation du réservoir d'air.

VI.7. LES TECHNIQUES POUR PREVENIR LES COUPS DE BELIER

Puisque les surpressions et les dépressions peuvent endommager la canalisation, il faut toujours essayer de limiter cette surpression et dépression provoquée par le coup de bélier.

Les techniques les plus courantes pour prévenir les coups de bélier sont :

- Limiter la vitesse dans la conduite (la surpression et dépression est proportionnelle à la vitesse)
- Réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture des vanne pour éviter le coups de bélier en prenant en compte que les deux premiers tiers de la manœuvre de fermeture sont sans risque alors que le dernier tiers pour obtenir l'obturation complète de la canalisation reste critique.
- Manœuvre progressivement tous les appareils hydrauliques du réseau.
- Installation de ventouses automatiques pour l'évacuation des poches d'air dans la conduite afin de prévenir la cavitation et la dépression.
- Utilisation des conduites avec des caractéristiques de résistance supérieures ou avec des parois plus épaisses.
- Installation de soupapes de décharge anti-bélier pour limiter la surpression dans la conduite.

CONCLUSION

Il ne nous échappe certainement pas que le coup de bélier est un phénomène qui engendre des effets très néfastes à la canalisation, tels que la fatigue, l'implosion, voire même des cassures franches. Donc l'installation des réservoirs d'air permettent de limiter ces effets.

Il en résulte donc, que la méthode de SALAH.B, permet de donner un volume du réservoir d'air inférieur à celui correspondant au cas de la conduite est libre, donc une économie sur le dimensionnement de ce moyen de protection.

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

CHAPITRE VII: PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

INTRODUCTION

La corrosion des conduites d'eau potable (adduction ou distribution) est une des causes directes des pertes de volume en eau considérables. Les incidences de la corrosion, doivent être prises en compte dans les études de projet (nouvelles conduites et/ou réhabilitation de l'existant). Et cela, par la mise en place des infrastructures afférentes au traitement spécifique de ce type de difficulté. Les solutions techniques de traitement et de protection contre les problèmes de corrosion doivent être choisies afin de permettre d'augmenter la durée de vie des conduites en tenant compte du coût minimal de premier équipement.

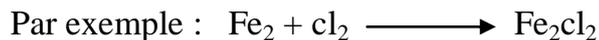
VII.1 .DEFINITION DE LA CORROSION [6]

On appelle corrosion, la destruction lente ou progressive des métaux et leurs alliages, la corrosion est l'attaque chimique des surfaces métalliques par un milieu agressif extérieur. Elle se traduit généralement par l'altération de la surface du métal. L'expérience montre que ce genre d'altération dépend surtout des trois facteurs suivants la nature chimique du métal ou de la composition de l'alliage et de leur structure. , la nature chimique du milieu et de sa teneur en matières corrosives (oxygène, humidité, acides, ...etc.).Et la température du milieu ambiant, donc La corrosion est le résultat des réactions chimiques et électrochimiques.

Selon la nature du milieu d'accueil on distingue : - la corrosion sèche
-la corrosion humide.

A) - corrosion sèche

La corrosion sèche est produite par l'attaque d'un métal par un gaz généralement à température élevée.



B) - corrosion humide

Elle se produit en présence d'une solution cela veut dire que la majorité des problèmes de corrosion rencontrés sont liés à la présence d'eau au contact des métaux, c'est le cas de la nature (eau douce, eau de mer, les sales, Etc.). Les différents phénomènes de corrosion humide sont tous d'origines électrochimiques qui se ramènent à l'étude des piles...

Une pile de corrosion comprend

Une partie métallique anodique (siège de la réaction d'oxydation).



Une partie métallique cathodique (siège de la réaction de réduction).



VII.2. CLASSIFICATION DE LA CORROSION [6]

On peut classer la corrosion suivant :

- Les aspects morphologiques;
- les modes de formation.

VII.2.1. Aspects morphologique de la corrosion

D'une manière générale l'examen à l'œil nu, à la loupe ou au microscope, permet d'identifier quatre types de corrosion.

- **Corrosion uniforme**

Dans ce cas, la corrosion se développe uniformément sur surface du métal,(la vitesse de dégradation est identique en tout point), les caractéristiques des conduites ne s'altèrent qu'à long terme.

- **Corrosion par piqûre**

La corrosion attaque certaines parties localisées du métal, elle peut se propager rapidement, des perforations graves du métal. Peuvent apparaître .elle est due aux dépôts qui provoquent une aération différentielle d'où de l'apparition des piqûres.

- **Corrosion inter granulaire**

C'est l'attaque corrosive des joints entre les grains du métal, ce qui provoque une décohésion du métal, et une modification dangereuse de ces propriétés mécaniques.

- **Corrosion transgranulaire**

C'est la corrosion la plus dangereuse sur les conduites enterrées, du fait qu'elle caractérise la corrosion sans contraintes. Elle se développe suivant les fines fissures où le métal se dissout. Elle peut se développer très rapidement provoquant des fissures profondes et éclatement des conduites.

Ces quatre types de corrosion peuvent exister dans une même installation

VII.2.2. Modes de formation de la corrosion

La corrosion se subdivisent selon leur mode de formation en se qui suit :

- **Corrosion électrochimique**

C'est la destruction du métal par des réactions chimiques et électrochimiques lorsqu'il est en contact avec un milieu gazeux ou liquide.

L'aspect électrochimique de la corrosion se manifeste par la formation de diverses piles en phénomènes primaires (Piles à métaux différents, Pile volta, Pile de concentration, Electrolyse simple.)

Les phénomènes secondaires se manifestent par des :

- Equilibres électrochimiques;
- Oxydoréduction.

- **Corrosion biochimique**

Dans certaines conditions climatiques, la corrosion des structures métalliques enterrées peut être accélérée par l'activité de certaines bactéries de la manière suivante : Formation de dépôts adhérents au métal. Libération d'agents chimiques agressifs, et L'activation anodiques par oxydation des ions métalliques, puis la stimulation cathodique par action de déshydrogénés

a - Dépôt microbien

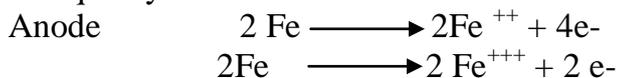
Dans ces dépôts se mêlent : algues, bactéries, levures et moisissures...etc. Ces dépôts provoquent une aération différentielle qui peut causer des corrosions par piqûres;

b - Libération d'agents chimiques Agressifs

Au cours de leurs métabolisme vital, et spécialement en absence d'oxygène les bactéries libère des acides organiques tel que les lactiques citriques ... etc., ces dernières provoquerons un abaissement local du PH ainsi une attaque du métal.

C - L'activation anodique

Certains micro-organismes métabolisent le fer ferreux, ce qui favorise la dissolution du métal en contact avec le milieu aqueux, entre autre certain bactéries transforme le fer ferreux en hydroxyde ferrique hydraté :



Jusqu'aujourd'hui on connaît mal les bactéries responsables de ce type de corrosion.

VII.3. PROBLEMES DE CORROSION : pour une protection contre la corrosion des conduites en fonte ductile, il y a lieu de considérer :

- La résistivité des sols ou la conduite sera posée (protection externe du tuyau)
- L'agressivité du fluide véhiculé (protection extérieurs du tuyau)

➤ Les différentes solutions de revêtements extérieurs et intérieurs des tuyaux.

L'agressivité des sols et les problèmes de corrosion sont évalués selon :

- La nature de terrain,
- La hauteur de la nappe phréatique,
- La résistivité,
- Le potentiel d'hydrogène,
- Le potentiel d'oxydo-réduction,
- La présence de carbonates,
- La présence de carbones,
- La présence de sulfures,
- La teneur en chlorures,
- La teneur en sulfates.

VII.3.1 La corrosion externe

En règle générale, les sols qui ont une résistivité supérieure à 2500 ohms par cm sont considérés comme peu agressifs et donc à faible risque de corrosion (sable, graviers et calcaires) ; sont considérés comme sols agressifs, les marnes et les terrains argileux.

Les sols à risque qui doivent faire l'objet d'une attention toute particulière sont caractérisés par une basse résistivité (inférieur à 750 ohms par cm) qui contiennent des sulfures (argiles bleuâtres et marécages).

Il faut considérer comme terrain à risque les terres rapportées pouvant contenir certains déchets organiques ou industriels.

Il est également nécessaire de vérifier sur tout le parcours de la conduite qu'il n'y ait pas de risque de courants vagabonds générés par la présence de lignes à haute tension en courant continu.

VII.3.2 La corrosion interne

Que ce soit les eaux potables ou industrielles, les eaux brutes pour l'irrigation ou les effluents d'eaux usées, peuvent avoir des effets corrosifs sur la paroi intérieure des conduites (paroi métallique) ou une action agressive (paroi revêtue d'un mortier de ciment).

Les eaux calcaires ou incrustantes n'interagissent pas avec la paroi du tuyau si non pour créer un dépôt, lequel pourra s'accrocher plus ou moins facilement en fonction de la nature du revêtement sur la paroi et par rapport à la vitesse de l'eau.

L'agressivité est mesurée en fonction de la quantité d'ions Ca^{++} que l'eau pourra dissoudre pour retrouver l'équilibre calcaire-carbone, ou encore par la quantité de CO_2 agressif.

Les autres éléments à prendre en considération pour évaluer l'agressivité, sont le potentiel d'hydrogène (PH), la salinité et la teneur en Mg (magnésium) et soufre (S).

VII.4. PROTECTION CONTRE LA BASSE RESISTIVITE DES SOLS [7]

- a) **Revêtement zingué complété par un vernis bituminé** : ce type de revêtement, appliqué sur les tuyaux, constitue une protection active-passive exceptionnelle qui répond à la majorité des sols.

Le zinc génère une protection active et cicatrisante par formation de sulfates de zinc à l'endroit des éraflures provoquées par les chocs et les manutentions.

Le vernis bitumineux qui recouvre la protection zinguée a pour fonction de ralentir la vitesse d'auto-corrosion du zinc qui peut ainsi se transformer en une pellicule corrosive plus stable, devenant ainsi un facteur de protection passive.

- b) **Revêtement avec manche en polyéthylène** : ce type de revêtement a donné d'excellents résultats dans le temps, il s'agit d'une manche de polyéthylène souple, d'une épaisseur de 40 microns environs qui est enfilée sur le tuyau au moment de la pose de canalisation en tranchée.

Cette protection à l'aide d'une manche en polyéthylène offre l'avantage de pouvoir être utilisée chaque fois que la situation l'impose en fonction des terrains rencontrés et pour des longueurs moyennes ou réduites de tronçons de conduites.

La tenue de ce revêtement est d'une efficacité parfaite quand il est mis en œuvre dans les règles de l'art, adhérant parfaitement bien sur le fût du tuyau, de façon à ce qu'il n'y ait pas d'accumulation d'électrolyte entre la manche en polyéthylène et paroi externe du tuyau. L'emploi de cette manche en polyéthylène sur le tuyau en fonte ductile renforce l'effet isolant sur la bague de joint d'étanchéité en élastomère en présence de courants vagabonds.

VII.5. PROTECTION DES CONDUITES A PROXIMITE DES VOIES FERREES ET DES LIGNES A HAUTES TENSION EN COURANT CONTINU

Les bagues de joint en élastomère pour l'assemblage et l'étanchéité des canalisations en fonte ductile offre une protection accrue en présence de courants vagabonds et réduisent fortement les phénomènes macropiles.

Pour se faire, il suffira le plus souvent d'observer les règles élémentaires suivantes :

- Ne pas poser de canalisations à moins de 5 mètres d'une voie ferrée,
- Utiliser une manche en polyéthylène sur la conduite chaque fois que le tracé d'une canalisation passe à une distance comprise entre 5 et 10 mètres d'une voie ferrée,
- Ne pas poser à proximité d'un transformateur ou d'une station d'alimentation électrique,
- Pour traverser une ligne de chemin de fer il est nécessaire de réaliser un fonçage d'environ 5 mètres de chaque côté de la voie et de protéger la conduite par une manche polyéthylène sur toute sa longueur en appliquant cette manche sur 15 mètres en amont et en aval du fonçage.

VII.6. PROTECTION CONTRE L'AGRESSIVITE DES FLUIDES VEHICULES

On doit choisir des tuyaux avec un revêtement intérieur en mortier de ciment.

La protection intérieure classique des tuyaux est constituée d'un mortier de ciment appliqué par centrifugation. Ce procédé de centrifugation a pour effet d'assurer une bonne compacité du revêtement intérieur et une surface intérieure lisse.

Les propriétés suivantes découlent de ce procédé:

- faible porosité du mortier
- bon accrochage du ciment
- forte compacité
- faible rugosité

Le mortier de ciment présente une surface intérieure de faible rugosité, ce qui favorise l'écoulement, diminue les pertes de charge et garantit dans le temps les performances hydrauliques.

Le revêtement intérieur ciment est un revêtement actif. Il n'agit pas comme simple barrière mais participe chimiquement à la protection par phénomène de passivation. Lors du remplissage, l'eau imbibe peu à peu le mortier de ciment et s'enrichit en éléments alcalins. L'eau devient ainsi non corrosive à son arrivée au voisinage de la paroi métallique.

Le façonnage voire de petites fissures survenues lors du transport, du stockage ou de la pose se referment sous l'effet cumulé de deux réactions:

- le gonflement rapide du mortier de ciment lors de la mise en eau,
- l'hydratation lente des éléments constitutifs du ciment.

CONCLUSION

Afin de pouvoir déterminer le tuyau adapté à un type de sol défini, une étude préalable sur la corrosivité / agressivité du terrain est conseillée. On détermine les indices généraux de corrosivité à l'aide d'une carte topographique.

Les points hauts sont plutôt secs et aérés, donc peu corrosifs. Les points bas sont souvent humides et peu aérés, donc susceptibles d'une corrosivité plus élevée. Les mares, marécages, lacs, tourbières et autres bas-fonds, riches en acides humiques, en bactéries et souvent pollués sont également des zones à risque de corrosivité élevée. Des activités industrielles peuvent également laisser présager de terrains agressifs.

CHAPITRE VIII

POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

INTRODUCTION

Les résultats du bon déroulement de la mise en des conduites peuvent porter sur la qualité des ouvrages. Pour cela, la pose des conduites demande des précautions et des recommandations à suivre. Il faut assurer une couverture minimale de la conduite d'au moins deux fois le diamètre de la conduite sous la surface du sol et il est indispensable d'assurer une protection de la conduite lors des traversées des routes et des oueds.

Les conduites sont protégée contre les forces de poussé dues à l'écoulement de l'eau par des butés en béton.

VIII .1 POSE DE LA CONDUITE EN TRANCHEE

Avant de commencer de creuser la tranchée, il faut effectuer une opération de bardage des tuyaux le long du tracé et du coté opposé à la tranchée ou sera accumulé la terre de déblai .les tulipes des tuyaux seront positionnées dans la direction du sens de pose.

On portera une attention toute particulière pour ne pas abimer le revêtement des tuyaux.

Pour le travail de pose en tranchée inondée, les tuyaux seront lestés avec du remblai pour qu'ils ne puissent pas flotter.

- a) **ouverture de la tranchée** : la trachée doit être creusée avec des moyens appropriés, en utilisant une largeur de godet normalisée pour laisser de chaque côté du tuyau un espace suffisant de l'ordre de 20 à 30 cm, pour faciliter le travail de pose au fond de la tranchée. Toutes les normes de sécurité pour le travail en tranchée seront respectées (blindage, signalisation, etc.).
- b) **profondeur de la tranchée** : Il faut assurer une couverture minimale de la conduite d'au moins deux fois le diamètre de la conduite sous la surface du sol (avoir une épaisseur minimale de remblai de 80 cm).

La profondeur P de la tranchée est donnée par les formules suivantes:

- $P = (2 \times (D) + p)$ pour les conduites de diamètre inférieur à 800 mm.
- $P = (2 \times (D) + p')$ pour les conduites de diamètre supérieur ou égale à 800 mm et inférieur à 900 mm.
- $P = 2,00$ mm pour les conduites de diamètre supérieur ou égale à 900 mm
- D: Diamètre de la conduite
- $p = 0,20 + e$
- $p' = 0,30 + e$
- e: épaisseur de sable.

- c) **lit de pose** : Le fond de la tranchée doit être plan et régulier avec une saignée sous chaque emboitement pour permettre au tuyau de reposer sur son fût .On s'assurera que le tuyau ne repose pas directement sur des aspérités rocheuses. Pour des terrains rocheux il faut prévoir un lit de pose d'au moins 10 cm réalisé avec du sable, du caillou fin ou de la terre criblée.
 - d) **remblayage de la tranchée** : Il faut mettre le même matériau pour remblayer la tranchée sur le sommet du tuyau que celui utilisé pour le lit de pose (principe d'homogénéité des matériaux en contact avec le tuyau), en ayant soin d'exécuter les conseils de pose requis (éviter le contact avec des éléments organiques telles que racines, morceaux de bois, mottes herbeuses, etc. . .).
- Pour le remblayage définitif de la tranchée avant compactage, il est possible d'utiliser le même matériau provenant de la tranchée.

e) ancrage de la conduite

Pour chaque changement de direction et pour chaque intersection, la conduite doit être ancrée ou épaulée au fond de la tranchée par une butée en béton .la butée sera installée derrière chaque coude, té de dérivation ou encore sur toute réduction de section.

La dimension de chaque butée en béton devra tenir compte de la pression d'épreuve.

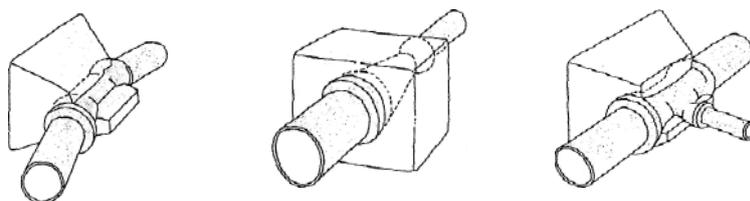


Figure VIII.1.1. Différentes type de butée.

VIII.1.1. 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 exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins

VIII.1.2. 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

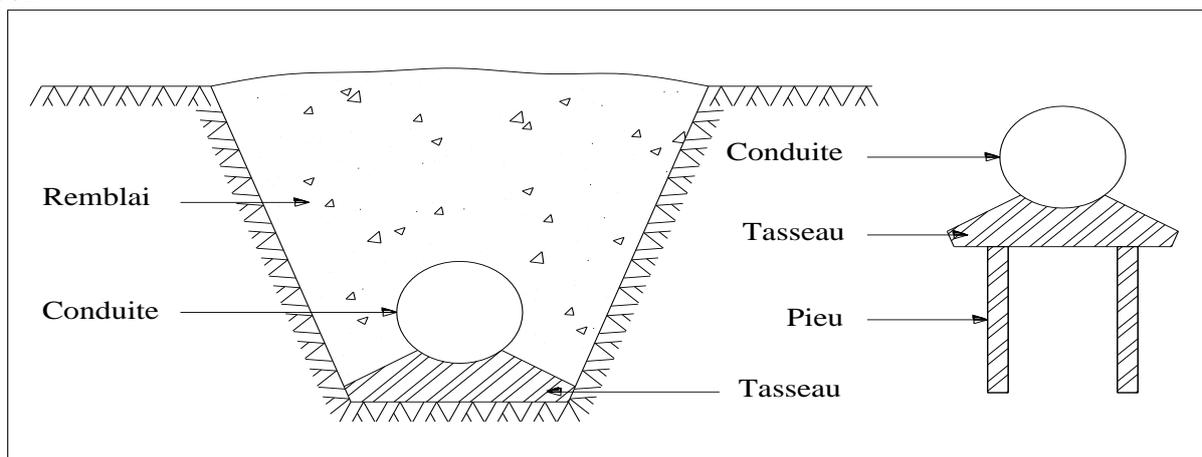


Figure VIII.1.2.: Pose de conduites dans un terrain peu consistant

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte ductile, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500 Ω .cm ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

Les avantages de la protection par manches en polyéthylène sont les suivants :

- coût réduit
- Moyen de protection supplémentaire avec une manche polyéthylène qui peut être employée de façon ponctuelle en cas d'imprévu (lentilles d'argile corrosive, creux biologiques non contrôlés, etc.).

Précautions d'usage pour la pose de la manche en polyéthylène :

- Employer une manche en polyéthylène conforme selon les normes,
- Eviter d'employer une manche avec des défauts apparents,
- Positionner le pli sur la partie supérieure du tuyau.

Les petits accros sur la manche en polyéthylène peuvent être réparés à l'aide d'un ruban adhésif, les défauts ou les déchirures devront être réparées avec la manche en polyéthylène en remplacement de la manche défectueuse.

Les tuyaux et les raccords seront nettoyés de la terre de la tranchée et absents de traces d'humidité avant d'enfiler la manche en polyéthylène autour de tuyau.

Le revêtement en polyéthylène sur les emboitements doit être réalisé avec le plus grand soin de façon à assurer la continuité de la protection en polyéthylène sur la canalisation.

Le lit de pose et la terre de remblayage ne devront pas contenir des cailloux qui puissent abîmer le revêtement en polyéthylène.

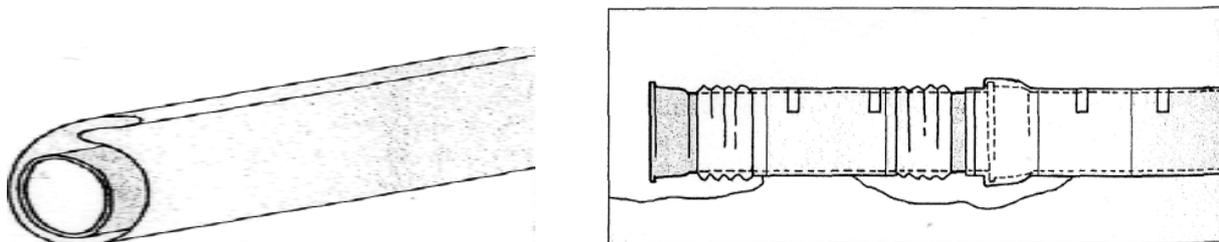


Figure VIII.1.3. Positionnement de la manche en polyéthylène sur la conduite.

VIII.1.3. 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 chaine) 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 par et d'autre de la route (figure VIII.1.4).

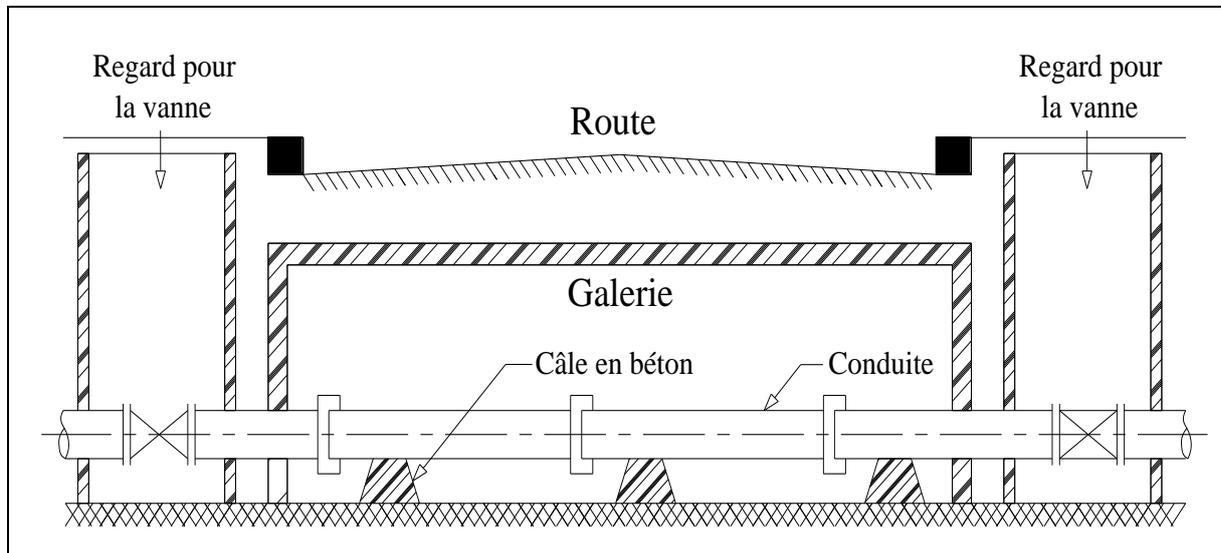


Figure VIII.1.4. : Pose de canalisation en galerie

VIII.1.4. 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).

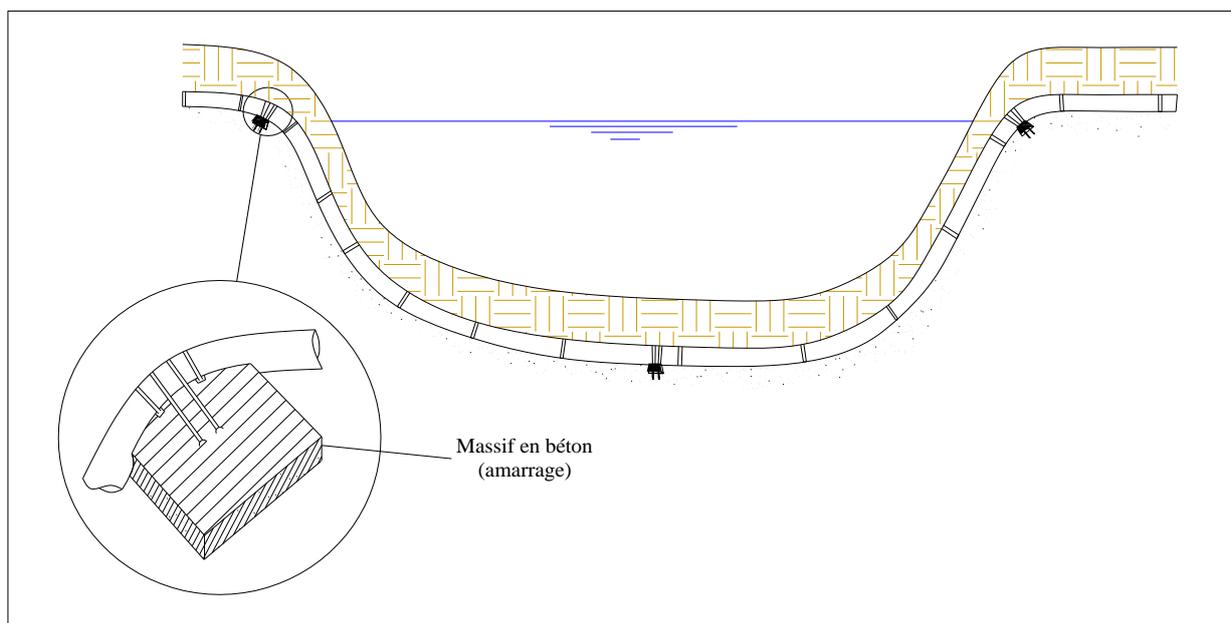


Figure VIII.1.5.: traversée d'une rivière

VIII.1.5. Assemblage par emboîtement : Il est fortement recommandé de procéder à l'assemblage de deux tuyaux en insérant le bout uni du tuyau dans la tulipe du tuyau posé précédemment (la tulipe est toujours positionnée dans la direction de l'avancée du chantier de pose).

- a) **Nettoyage des tulipes :** nettoyer soigneusement l'intérieur de la tulipe, et particulièrement dans la gorge du joint, en enlevant éventuellement les résidus de peinture, en s'aidant des ustensiles prévus pour cette opération.
- b) **Positionnement de la bague de joint :** plier la bague de joint en forme de cœur et la positionner dans sa gorge, en s'assurant que le joint soit correctement installé et de façon

uniforme sur toute la périphérie de la tulipe .

- c) **Application de la pâte lubrifiante** : appliquer une mince couche de pâte lubrifiante sur la bague de joint une fois installée et l'étendre uniformément sur la surface externe de joint.
- d) **Nettoyage du bout uni de la partie lisse du tuyau** : nettoyer avec soin l'extrémité lisse du tuyau à emboîter, en enlevant les incrustations ou aspérités éventuelles.

Vérifier que l'extrémité chanfreinée soit parfaitement circulaire.

Vérifier que la profondeur de pénétration soit bien indiquée, dans le cas contraire, marquer l'extrémité lisse d'un trait à la craie pour une distance égale à la profondeur de la tulipe moins 5 à 10 cm (distance nécessaire pour éviter la continuité électrique entre deux tuyaux et permettre d'effectuer une déviation angulaire).

e) **Assemblage entre deux tuyaux** : Emboîter l'extrémité lisse en exerçant une poussée et en s'assurant qu'elle soit bien centrée. Corriger les défauts éventuels en modifiant l'appui du tuyau sur le fond de la tranchée.

Pour exercer cet effort de poussée sur le joint, il existe différentes méthodes à utiliser : un levier, un tir for, le godet de la pelle excavatrice

Pour utiliser le godet de la pelle en effort de poussée, il est nécessaire de positionner une cale en bois entre le godet et la tulipe du tuyau à emboîter pour ne pas risquer d'endommager ou d'érafler le tuyau. L'opération doit se faire lentement et avec précaution, en particulier dans la phase initiale de l'effort de poussée pour permettre à la bague de joint de se déformer naturellement à l'emboîtement.

Une fois l'emboîtement terminé, il faut toujours vérifier sur la périphérie de la tulipe et à l'aide d'une jauge, que la bague de joint est correctement positionnée dans son logement.

VIII .1.6. Les déviations angulaires [7]

Les bagues de joint d'étanchéité des tuyaux et des raccords automatique autorisent une déviation angulaire dont les valeurs sont reprises dans le tableau ci-après.

Cette << souplesse >> du joint dans l'assemblage entre deux tuyaux permet à la conduite de tracer de grandes courbes , mais aussi d'adapter la conduite aux modifications du tracé qui sont parfois nécessaires au moment de la pose , en outre , cette flexibilité entre deux tuyaux permet une plus grande élasticité de la conduite , ce qui est très utile lorsque la conduite enregistre des mouvements de terrain ou lors de secousses sismiques .

Tableau VIII.1. Les déviations angulaires de conduites autorisées.

DN	DEVIATION ANGULAIRE AUTORISEE a degré	RAYON DE COURBURE CIRCONSCRIT R m	DEPLACEMENT EXTREME S cm
60-150	5	69	52,3
200-300	4	86	41,9
350-600	3	115	31,4
700-800	2	172	20,9

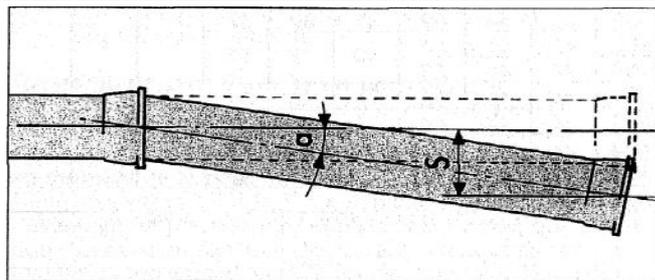


Figure VIII.1.6. Les déviations angulaires des conduites.

VIII.2. ACCESSOIRES

Sans parler des joints et des pièces spéciales (coudes, tés, cônes, raccords, croix, réductions,...), les organes accessoires des conduites d'adduction sont les suivants : robinets-vannes, les ventouses et les clapets de retenue.

Installation de ces différents accessoires à pour but :

- Assurer un bon écoulement,
- Régulariser les pressions et mesurer les débits,
- Protéger la canalisation,
- Soutirage des débits.

VIII.2.1. Robinets vannes [8]

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes (limitation des coups de bélier): l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une vis tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille.

Pour définir une vanne, il est nécessaire de connaître les éléments suivants :

- Type de vanne (à opercule, à soupape, à papillon, etc...)
- La pression nominale de conception
- Le raccordement (à visser, à brides, à souder)
- La matière (en fonction du fluide, en raison de la compatibilité des matériaux)
- L'actionnement (manuel, ou motorisé)
- La norme de construction (qui définira les encombrements, le dimensionnement des brides éventuelles)
- **Catégories de vannes :**

On peut ranger les vannes dans différentes catégories, selon leurs caractéristiques :

- par la taille : depuis le simple petit robinet jusqu'à la très grosse vanne de régulation du débit d'arrivée d'eau dans une centrale hydroélectrique ;
- par la fonction : vanne régulatrice de débit, vanne de purge, vanne d'arrêt, etc. ;
- par le principe d'obstacle au débit employé : vanne papillon, vanne à opercule, vanne à boisseau conique, vanne à boisseau sphérique, vanne trois-voies, vanne guillotine, etc. ;
- par le système de commande : manuelle, électrique (on parle alors d'électrovanne), hydraulique, pneumatique, etc.

En particulier, les principaux types de vannes sont :

1. vanne à opercule ou à passage direct
2. vanne à clapet ou robinet à soupape
3. la vanne à boule ou à boisseau sphérique
4. vanne à boisseau conique
5. vanne papillon
6. vanne guillotine
7. vanne à piston
8. vanne à cage
9. vanne à membrane
10. vannes spéciales

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.

Ce type de vanne est utilisé généralement à la côté aval de chaque pompe, à l'entrée des réservoirs, à la côté d'aspiration de chaque pompe, est elle est préférable de le installer à chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement



Figure VIII-2-1: Robinets vanne à opercule

b) **Vannes papillons** : ce sont des vannes à survitesse, peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge. Généralement utilisé à la sortie des réservoirs.



Figure VIII-2-2 : Robinets vanne papillon

VIII.2.2. 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 fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VIII.2.3. Ventouses

Il existe deux types de ventouse :

a) **ventouse simple** : assure le dégazage des conduites à haute pression.

b) **ventouse à deux orifices** réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré, le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc.

Ces appareils se placent au niveau des point hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Dans les ventouses il est nécessaire de respecter des rapports d'ouverture de l'orifice et de diamètre de l'adduction. La ventouse s'ouvrant en grand instantanément (dès que la bille se décolle) et se fermant avec quasiment la même rapidité, le risque de coup de bélier est importante. Il est donc conseillé un rapport de 1/50 entre la section de la purge et la section de l'adduction.

Ceci est moins vrai pour les purges manuelles équipées d'un simple robinet dont la fermeture et l'ouverture très progressives de l'orifice de purge évitent ainsi les risques de coup de bélier. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.



a- ventouse à trois fonctions
(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)



b- ventouse à fonction unique
(Évacuation des poches)

Figure VIII-2.3: Différentes types des Ventouse

VIII.2.4. 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.

VIII.2.5. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Les crépines sont installées dans chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VIII.2.6. Joints de raccordement [8]

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 automatique;
- ✓ le joint gibault;
- ✓ le joint verrouille;
- ✓ les joints mécaniques;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

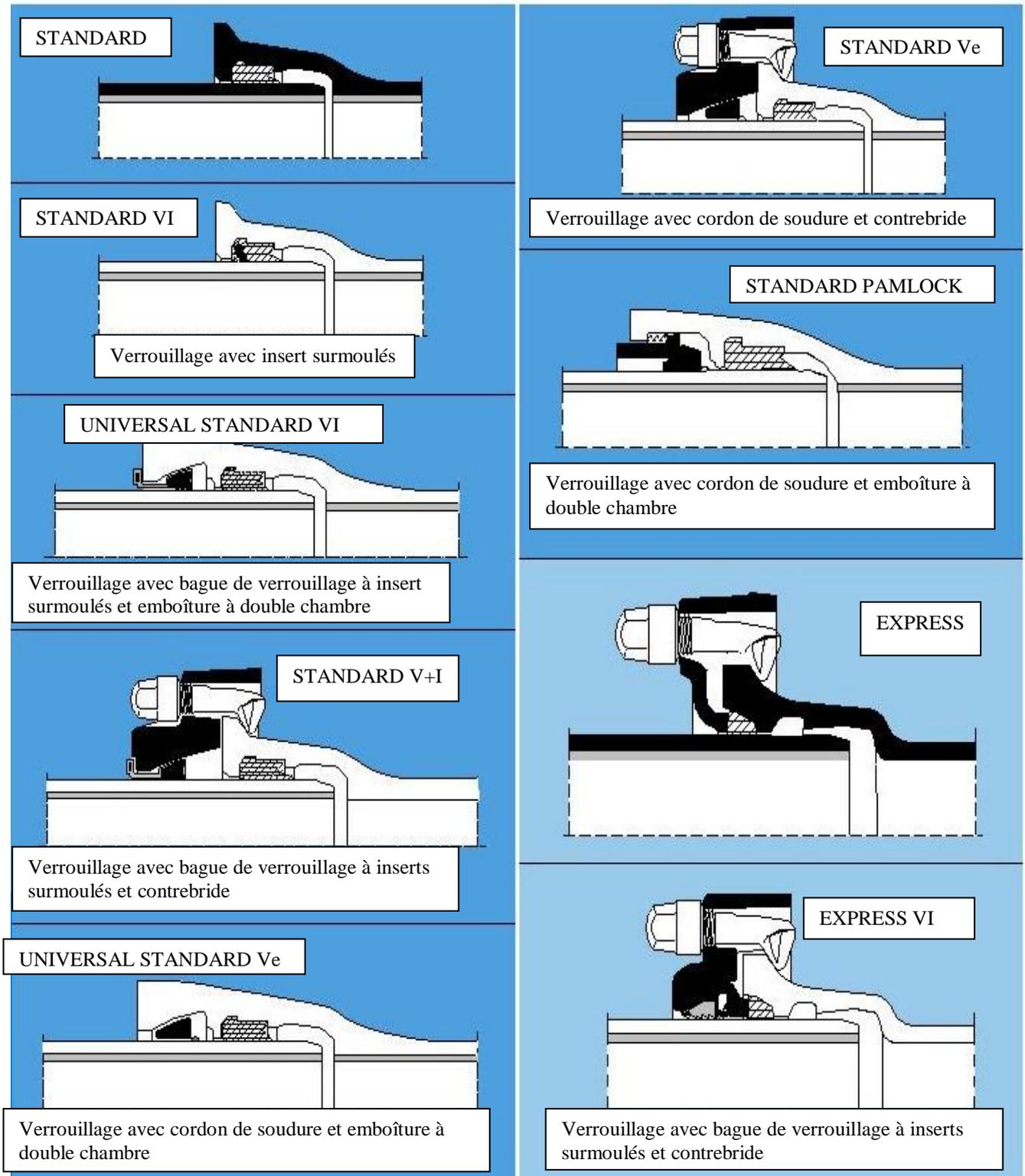


Figure VIII.2.4 : les différents type des joints verrouillé et à bride.

VIII.2.7. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Il est important de connaître, par mesure des débits, le volume total envoyé dans un réseau de distribution: refoulé par une station de pompage, fourni par une station de traitement, donné par un forage, une source ou encore un réservoir. Ceci est, en effet, essentiel pour la bonne gestion d'un réseau de distribution.

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens: le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique),



Débitmètre électromagnétique

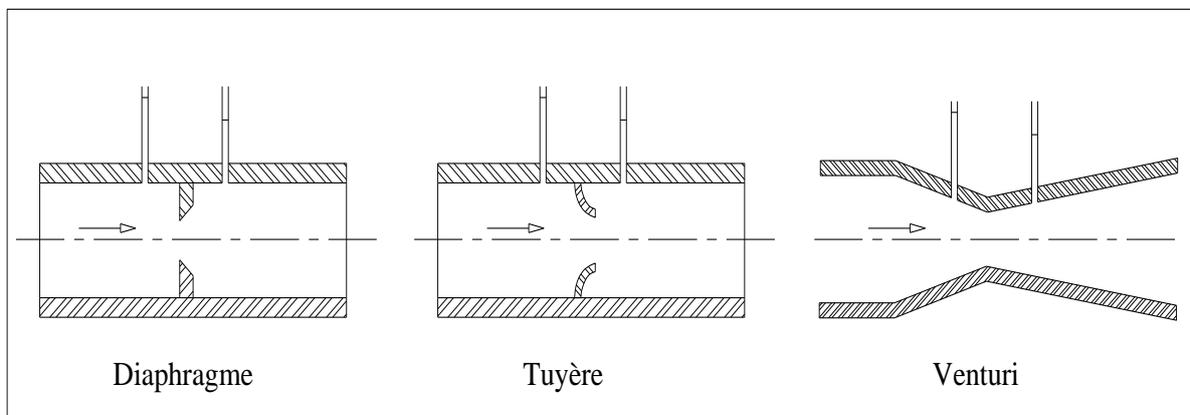


Figure VIII.2.5 : Les différents types des débitmètres.

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés pour mesurer la pression sont :

- Les différents types de manomètre,
- Les capteurs de pression électromagnétique.

- ✓ **Le manomètre à tube de Bourdon** : Les manomètres à tube de Bourdon sont utilisés pour la mesure de pressions positives ou négatives de fluides gazeux ou liquides, à condition que ceux-ci ne soient ni hautement visqueux. Les étendues de mesure s'étalent sur toutes les plages de 0,6 bar à 4 bars. Pour les étendues jusqu'à 40 bars inclus on utilise normalement la forme en arc et à partir de 60 bars la forme hélicoïdale. Les appareils sont fabriqués avec le raccordement vertical ou arrière. Il convient de les protéger contre les risques de surpression ou de dépassement d'échelle.



Figure VIII.26. : Le manomètre à tube de Bourdon

VIII.3. 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.

VIII.3.1. 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°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$).

VIII.3.2. 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.

VIII.3.3. 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.

VIII.3.4. Les manchons

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.

CONCLUSION

Pour notre projet nous avons une adduction à diamètre variable, donc la hauteur et la largeur de la tranchée seront variables suivant le tracé des canalisations.

Dans le cas de traversé des rivières la réalisation des amarrages est indispensables.

Les différents accessoires qui seront installée sont :

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les vannes de décharge au point bas de canalisation.
- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- Les vannes survitesse (à papillon) à chaque sortie de réservoirs.
- Les vannes à opercule (à fermeture lente) à chaque entré de réservoir et la coté aval des pompes.
- Les joints GIBAULTS à chaque sortie de réservoir, et de préférable à proximité de chaque organe (les vannes, ventouse,....)
- Les joints élastomères (caoutchouc) pour le raccordement entre deux conduites.
- Les manomètres à chaque côté amont et aval des pompes.
- un débitmètre a la partie aval des pompes (coté de refoulement).

CHAPITRE IX

TRAITEMENT DES EAUX POTABLES.

CHAPITRE IX : TRAITEMENT DES EAUX POTABLES.

INTRODUCTION

Une eau potable est une eau qu'on peut boire sans risque pour la santé. Afin de définir précisément une eau potable, des normes (AFNOR, OMS...) ont été établies.

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

IX.1. CARACTERISATION DE L'EAU POTABLE [4]

Les principales caractéristiques d'une eau potable sont les suivantes :

- **Température** : Il est important de connaître la température d'une eau puisque les équilibres physiques et chimiques en solution aqueuse en dépendent: la solubilité des sels et surtout des gaz, la dissociation des sels dissous et par là même la conductivité électrique, le pH. L'eau distribuée ne doit pas dépasser **25°C** au delà, les risques de contaminations bactériennes et virales augmentent.
- **pH** : L'eau peut être soit acide, soit neutre, soit alcaline mais pour une eau potable, on considère les valeurs comprises entre 7 et 8,5 comme acceptable et comme limites extrêmes les valeurs **6,5** et **9**.
- **Turbidité** : La turbidité est due à la présence de matières en suspension (argiles, plancton, débris organiques...). Elle est mesurée à l'aide d'un turbidimètre. Les unités généralement utilisées sont :
 - Unité JTU (Jackson Turbidity Unit)
 - Unité FTU (Formazine Turbidity Unit)
 - Unité NTU (Nephelometric Turbidity Unit)

L'eau potable ne doit pas dépasser **1NTU**.

- **Couleur** : La couleur de l'eau peut provenir de substances minérales comme le fer ou le manganèse et/ou de substances organiques. Les substances organiques comprennent généralement des algues, des protozoaires et des produits naturels provenant de la décomposition de la végétation (substances humiques, tanins, lignine). Il ne faut pas confondre couleur et turbidité.
- **Odeur** : Dans l'eau, diverses molécules sont responsables des odeurs. Elles proviennent essentiellement de la dégradation des composés azotés ou soufrés : amines, ammoniacque. Mais la molécule qui pose le plus de problème est généralement l'hydrogène sulfuré (H_2S), qui possède une odeur caractéristique d'œuf pourri.
- **Saveur** : La saveur de l'eau est due à de nombreuses molécules et ne révèle pas si l'eau est polluée ou non mais c'est l'une des principales préoccupations formulées par les utilisateurs à l'égard de l'eau qui leur est fournie.
- **conductivité électrique** : La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1cm^2 de surface et séparées l'une de l'autre de 1cm. Etroitement liée à la concentration des substances dissoutes et à leur nature, elle varie de quelques $\mu\text{S}/\text{cm}$ à environ $3000\mu\text{S}/\text{cm}$. Une eau de bonne qualité a, à une température de 20°C , une conductivité inférieure ou égale à $400\mu\text{S}/\text{cm}$.
- **Taux alcalimétrique complet TAC** : Le taux alcalimétrique complet traduit l'alcalinité d'une eau. Il permet de connaître la quantité d'hydroxydes, de carbonates ou d'hydrogénocarbonates. La connaissance de la valeur de ce paramètre est essentielle pour

l'étude de l'agressivité d'une eau. Le TAC est exprimé en degrés français (°F) ou en milliéquivalent par litre avec la correspondance suivante :

1°F = 0,2 méq/l. Le TAC d'une eau potable ne doit pas être inférieur à **2,5°F**.

- **Taux hydrométrique TH** : Le taux hydrométrique correspond à la quantité des ions calcium Ca^{2+} et magnésium Mg^{2+} présents dans l'eau, ce paramètre nous renseigne sur la dureté d'une eau. Le TH est exprimé en degrés français avec 1°F = 10 mg/l de carbonate de calcium CaCO_3 . Le tableau suivant donne la qualité d'une eau en fonction de la valeur du TH.

Tableau IX.1 : Qualité de l'eau en fonction de la valeur du TH

Eau	Eau douce	Eau calcaire	Eau dure
TH (°F)	0 à 15	15 à 25	Au-delà de 25

- **Indice permanganate** : L'indice permanganate ou oxydabilité au permanganate de potassium est défini comme étant la quantité de matières organiques oxydables présentes dans l'eau. Il est exprimé en milligrammes d'oxygène par litre d'eau. Pour les eaux potables l'indice permanganate doit être de **5mg/l**.
- **Carbone organique total COT** : Le carbone organique total est la quantité de carbone du à la présence de matières organiques dans l'eau. L'origine de ces matières est liée aux activités industrielles, agricoles ainsi qu'aux activités naturelles (substances humiques). Les directives relatives à la qualité des eaux destinées à la consommation humaine imposent des teneurs en COT ne dépassant pas **2mg/l**.
- **Oxygène dissous** : C'est la quantité d'oxygène, exprimée en mg/l, présent dans l'eau. L'eau saturée d'air, à 20°C et sous la pression normale contient **9,1mg/l** d'oxygène. Les directives concernant l'eau destinée à la consommation préconisent que les niveaux d'oxygène dissous soient maintenus aussi près que possible de la saturation.
- **Résidus secs** : Ce sont les solides dissous et les solides en suspension qui restent après évaporation à 105°C.
- **Matières en suspension MES** : La mesure des matières en suspension fournit la quantité de substances non dissoutes présentes dans l'eau.

IX.2. PROCÉDES DE TRAITEMENT DES EAUX DE SURFACE

Les étapes de traitement physico-chimique d'une eau brute sont les suivantes :

- | | |
|--|----------------|
| 1-le prétraitement : dégrillage, dessablage. | 5-décantation |
| 2-préoxydation | 6-filtration |
| 3-coagulation | 7-désinfection |
| 4-floculation | |

IX.2.1. le prétraitement

Il comporte de dégrillage et dessablage et qui a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sable et particules minérales plus ou moins fines pour éviter les dépôts, protéger les tamis, pompes et d'autres appareils contre l'abrasion, éviter les surcharges des stades de traitement suivants.

IX.2.2. préoxydation

Ce procédé est pratiqué en début de traitement et a pour plusieurs objectifs à savoir :

- élimination de l'azote ammoniacal
- élimination de fer et du manganèse en les transformer en hydroxydes insolubles facilement séparables par filtration et décantation

- élimination de la couleur
- amélioration de la clarification
- lutte contre la prolifération d'organisme comme les algues qui ne sont pas pathogènes mais qui nuisent au bon fonctionnement des décanteurs et des filtres.

IX.2.3 .Coagulation

La coagulation est le phénomène de déstabilisation des particules colloïdales, consistant en la neutralisation de leurs charges électriques, par addition de réactifs chimiques appelés coagulants, généralement des sels métalliques (de fer et d'aluminium). Elle permet de supprimer les répulsions intercolloïdales : Les cations métalliques se lient aux colloïdes et les neutralisent, ce qui permet la rencontre de ces derniers.

Les coagulants utilisés

Les principaux coagulants utilisés pour déstabiliser les particules colloïdales et pour produire un floc sont :

- Le sulfate d'aluminium $Al_2(SO_4)_3$;
- L'aluminate de sodium $NaAlO_2$;
- Le chlorure d'aluminium $AlCl_3$;
- Le chlorure ferrique $FeCl_3$;
- Le sulfate ferrique $Fe_2(SO_4)_3$;
- Le sulfate ferreux $FeSO_4$;
- Le sulfate de cuivre $CuSO_4$;
- La chaux $Ca(OH)_2$.

IX.2.4. Flocculation

Après avoir été déstabilisées par le coagulant, les particules colloïdales s'agglomèrent lorsqu'elles entrent en contact. C'est le phénomène de flocculation. L'agglomération des colloïdes est favorisée soit par flocculation péricinétique définie comme étant la différence de vitesse des particules appelé mouvement brownien soit par flocculation orthocinétique qui est une agitation mécanique de l'eau.

IX.2.4.1.Mise en œuvre de la coagulation-flocculation

Deux paramètres doivent être pris en considération lors du dimensionnement d'un traitement de coagulation-flocculation : la quantité des réactifs à ajouter et la vitesse d'agitation du milieu réactionnel. Ces paramètres sont à déterminer en fonction de l'eau traitée.

IX.2.4.2.Le jar-test

La détermination de ces grandeurs au laboratoire est réalisée par un appareil appelé jar-test, il consiste en une rangée de béchers alignés sous un appareillage qui permet de les agiter tous à la même vitesse. Les différents béchers ayant reçu une dose différente de réactif et à la fin de l'expérience, on détermine quels sont les couples quantité de réactif / vitesse et temps d'agitation qui permettent d'obtenir l'eau la plus limpide, les floccs les plus gros et les mieux décantés. Concernant la vitesse d'agitation, on sait que la coagulation nécessite une vitesse d'agitation plutôt rapide afin de permettre la rencontre des colloïdes et des cations métalliques alors que la flocculation une vitesse relativement faible afin de favoriser l'agrégation des colloïdes sans détruire les floccs déjà formés.

IX.2.5. Décantation

La décantation est un procédé de séparation des matières en suspension et des colloïdes rassemblés en floc suite à l'étape de coagulation-flocculation. Si la densité de ces floccs est supérieure à celle de l'eau, ceux-ci décantent grâce à la force de gravité. Dans le cas contraire, les particules flottent à la surface de l'eau.

Toute particule présente dans l'eau est soumise à trois forces : la force de pesanteur qui permet la chute de cette particule et la force de frottement due à la traînée du fluide qui s'oppose au mouvement de chute et poussée d'Archimède.

Stokes a établi une loi qui permet de calculer la vitesse de chute d'une particule dans l'eau :

$$V_p = \frac{g(\rho_p - \rho_{eau})d^2}{18\mu} \quad (IX-1)$$

avec

- g : accélération gravitationnelle
- V_p : vitesse de chute de la particule
- ρ_p : masse volumique de la particule
- ρ_{eau} : masse volumique de l'eau
- d : diamètre apparent de la particule
- μ : viscosité dynamique de l'eau

L'équation de STOCKS décrit à la particule sphérique ayant un diamètre situé entre 0,1 et 0,001 mm, dans un régime laminaire (R<1).

IX.2.6. Filtration

La filtration est un procédé qui permet de clarifier une eau contenant des solides en suspension en la faisant passer à travers un milieu poreux ou média filtrant constitué d'un matériau granulaire. La filtration, généralement précédée des traitements de coagulation-floculation et de décantation, permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la turbidité et certains goûts et odeurs. Les matériaux utilisés pour la filtration doivent être composés de granulés inertes non adhérents les uns aux autres, insolubles, inattaquables ni par l'eau filtrée ni par les solides retenus et résistants aux phases de lavage.

IX.2.6.1. Filtration lente

La filtration lente a pour but le traitement de eaux de surface sans décantation ni coagulation préalable. La coagulation des particules colloïdales est réalisée par des enzymes sécrétées par des algues et des micro-organismes qui se fixent sur le sable. La filtration lente donne de très bons résultats de clarification si l'eau est peu chargée en matières en suspension et que la vitesse de filtration est faible. Néanmoins, dès que l'eau devient chargée, ce procédé s'avère inefficace.

IX.2.6.2. Filtration rapide

La filtration rapide s'effectue à des vitesses très importantes qui peuvent atteindre 50 m/h. Il existe trois modes de filtration rapide :

1. filtration directe, où l'eau ne subit aucun apport de réactif ;
2. filtration avec coagulation de l'eau non décantée au préalable ;
3. filtration de l'eau coagulée et décantée ;

IX.2.6.3. Colmatage des filtres

L'écoulement de l'eau à travers un média filtrant entraîne une perte d'énergie, due au frottement des particules de sable et des substances contenues dans l'eau, elle est mesurée par la perte de charge ou chute de pression, que subit l'eau.

Quand le lit est propre, la perte de charge est liée à la perméabilité du lit filtrant selon la loi de Darcy :

$$Q = K * A * \frac{\Delta H}{L} \quad (IX-2)$$

- Q : Débit de l'eau,
- A : Aire de la couche filtrante,
- ΔH : Chute de la pression à travers la couche filtrante,
- L : Epaisseur de la couche filtrante,
- K : Coefficient de perméabilité.

IX.2.6.4. Lavage des filtres

Lorsque la perte de charge ou la turbidité de l'eau atteignent des valeurs maximales, on procède au lavage des filtres en injectant de l'eau par le fond, le milieu filtrant prend alors de l'expansion et libère les particules arrêtées par le filtre. Ces particules, moins denses que les grains de sable, sont aisément entraînées vers les goulottes de lavage. Il est important de rappeler que si l'eau de lavage est injectée brusquement dans un filtre, la couche de sable peut être soulevée au-dessus de la couche de gravier, ce qui provoque le déplacement de ce dernier.

Il existe deux modes de lavage des filtres :

c) Lavage à l'eau et à l'air

On injecte simultanément de l'air et de l'eau par le fond du filtre, l'eau entraîne les impuretés vers les goulottes de lavage alors que l'air assure un brassage suffisant pour décoller ces impuretés.

d) Lavage à l'eau seule

Lorsqu'on lave un filtre à l'eau seule, le brassage est assuré par des laveurs de surface, qui peuvent être soit fixes ou rotatifs. Chaque type de laveur envoie de jets de 3mm de diamètre faisant un angle de 15 à 30° avec l'horizontale.

IX.2.7. Désinfection

La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes pathogènes, les bactéries et les germes présents dans l'eau. En potabilisation des eaux, la désinfection est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore Cl₂, le dioxyde de chlore ClO₂, l'ozone O₃, et dans certains cas par un procédé physique comme le rayonnement Ultra Violet.

IX.2.7.1. Principe de désinfection : Le taux de destruction des micro-organismes par un désinfectant est lié à plusieurs paramètres : concentration du désinfectant, temps de contact, nombre et type des micro-organismes à éliminer, température et PH de l'eau. Il n'existe pas de loi mathématique qui permet de calculer le taux de destruction des micro-organismes en tenant compte de tous ces paramètres. C'est pourquoi, on doit d'abord effectuer des mesures au laboratoire avant d'opter pour une désinfection quelconque puis procéder à des vérifications concernant l'eau à traiter afin de déterminer la concentration du désinfectant à appliquer.

IX.2.7.2. Choix du désinfectant

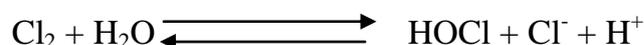
Le désinfectant à utiliser est choisi en fonction des caractéristiques et la destination de l'eau à traiter et le type de micro-organismes à éliminer. En général, la désinfection se fait à l'aide du chlore car il présente plusieurs avantages, mais dans certains cas, il peut s'avérer insuffisant pour éliminer certains micro-organismes très résistants comme les virus et les protozoaires. Afin de remédier à ces carences, on utilise le dioxyde de chlore ou l'ozone qui toutefois, présentent l'inconvénient d'être instables.

a) Désinfection par le chlore

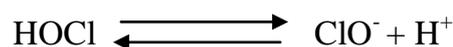
Les produits les plus utilisés pour obtenir une désinfection des eaux par le chlore sont : le chlore gazeux Cl₂, l'hypochlorite de sodium NaOCl, l'hypochlorite de calcium Ca(OCl)₂ et le dioxyde de chlore ClO₂. Le chlore gazeux est le plus utilisé pour le traitement des eaux destinées à la consommation humaine.

Le chlore réagit rapidement dans l'eau pour former de l'acide hyperchloreux HOCl, qui est le Produit actif dans la désinfection.

La réaction du chlore gazeux dans l'eau se fait selon l'équation suivante :



qui est suivie de la réaction secondaire :



L'effet bactéricide du chlore étant plus grand lorsqu'il se trouve sous la forme HOCl, il est donc plus efficace dans un milieu acide qu'en milieu alcalin.

IX.3. ADSORPTION SUR CHARBON ACTIF

Le charbon actif fait partie d'une gamme de substances présentant une très grande porosité et une surface spécifique importante de l'ordre de 500 à 1500m² par gramme de charbon. Ces qualités confèrent au charbon actif un grand pouvoir d'adsorption.

L'adsorption sur charbon actif est utilisée dans le traitement des eaux potables pour fixer les matières organiques dissoutes, les pesticides et pour éliminer le carbone organique dissous

IX.3.1. Phénomène d'adsorption

L'adsorption sur charbon actif peut être définie comme la transformation de la phase liquide contenant la matière organique en phase solide avec rétention des solutés à la surface du charbon actif.

Ce processus comporte plusieurs étapes :

- Transfert de la particule de la couche externe d'hydratation vers la couche interne.
- Déplacement de l'eau liée jusqu'au contact du charbon.
- Diffusion à l'intérieur du charbon actif sous l'influence du gradient de concentration.
- Adsorption dans les micropores du charbon actif.

Le niveau d'activité de l'adsorption est basé sur la concentration de la substance dans l'eau, la température et la polarité de la substance. Une substance non polaire (soluble dans l'eau) ne peut pas ou est très mal supprimée par le charbon actif, alors qu'une substance polaire peut être totalement supprimée par le charbon actif. L'adsorption est moins efficace contre les solvants polaires et les composés chlorés avec une faible charge moléculaire

IX.3.2. Isotherme d'adsorption : c'est la courbe donnant la relation entre la quantité adsorbée par unité de charbon actif et la concentration d'impuretés en solution.

$$J/m=f(C) \quad (IX-3)$$

$$j= (C_0-C) B \quad (IX-4)$$

Avec :

C₀ : concentration initiale des impuretés (mg/l),

C : concentration finale (mg/l),

B : masse d'impuretés adsorbée (mg),

M : masse de charbon actif utilisé (mg)

On distingue 3 isothermes :

- Isotherme de langmuir,
- Isotherme de frendlich,
- Isotherme de BET (Brunauer Emmett-Teller).

IX.3.3.Charbon actif en poudre (CAP)

Le CAP est injecté dans le bassin de floculation, il joue un double rôle :

- Aide floculant,
- Adsorbant.

Comme ça on peut augmenter l'efficacité de coagulation, floculation et la filtration, permet de diminuer le goût et l'odeur, le CAP est préparé sous forme de suspension avec une concentration inférieure à 10 g/m³.

L'inconvénient lorsque la concentration dépasse 50 g/m³ devient coûteux, on plus de ça n'est pas régénérable.

La CAP est utilisé dans le cas d'une pollution accidentaire.

IX.3.4.Charbon actif en grains (CAG)

Le charbon actif en grains est utilisé pour l'élimination des micropolluants organiques et de la matière organique. L'élimination du carbone organique dissous fait appel aux phénomènes

d'adsorption et de biodégradation, elle est rendue possible par la présence d'une biomasse colonisatrice de la surface du charbon.

En outre, le charbon actif en grains permet la nitrification de l'ammonium, la réduction des oxydants chlorés et de certains sous-produits de désinfection.

Le charbon actif en grains est placé en deuxième étage de filtration en aval du sable. Sa hauteur est comprise entre 1 et 2m avec des vitesses de filtration variant de 8 à 15m/h. le lavage des filtres à charbon actif est similaire à celui des filtres à sable, néanmoins il faut prévoir une hauteur de garde suffisante entre le niveau supérieur du matériau et les goulottes d'évacuation des eaux sales à cause de l'expansion du charbon

IX.3.5. Régénération du charbon actif

Comme le charbon actif est un produit très coûteux, il n'est pas intéressant de remplacer le charbon actif saturé. Donc, la régénération s'impose comme solution alternative.

- **Régénération thermique** : par un chauffage à 800°C, il conduit à des pertes de charbon actif.
- **Régénération biologique** : grâce à un filtre biologique.

IX.4. EQUILIBRE CALCO-CARBONIQUE

Toutes les eaux contiennent en quantité plus ou moins importante, de l'acide carbonique, des ions hydrogénocarbonates et carbonates. Toutes ces espèces chimiques sont interdépendantes, il s'agit de l'équilibre calco-carbonique. Ce dernier permet de caractériser les phénomènes de corrosion ou d'entartrage dans les réseaux de distribution.

Le comportement d'une eau dépend du fait qu'elle soit ou non équilibrée, celle qui est entartrant ou incrustante provoque le colmatage des canalisations par dépôt calcaire et celle qui est agressive ou corrosive attaque la couche calcaire des tuyaux et par la suite, la paroi des conduites. Les eaux peuvent donc être classées en fonction de la valeur de leur pH par rapport à leur pH de saturation suivant les indices :

1) Indice de LANGELIER : $IL = PH - PHS$

SI : $IL > 0$ l'eau est incrustante
 $IL < 0$ l'eau est agressive.

2) Indice de RYZNARD : $IR = 2PHS - PH$

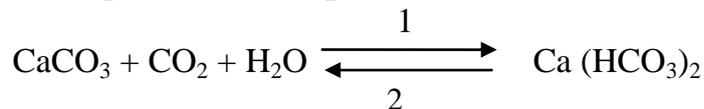
SI : $IR > 7$ eau agressive
 $IR < 7$ eau incrustante

IX.4.1. Equilibre CO₂-eau

Le gaz carbonique apparaît dans les eaux sous trois formes :

- la forme non dissociée (gaz dissous) H_2CO_3
- Ion bicarbonate HCO_3^-
- Ion carbonates CO_3^{2-}

Ces formes existent en quantités interdépendantes, il en résulte la réaction d'équilibre suivante:



Le carbonate de calcium $CaCO_3$ est insoluble alors que le dihydrogénocarbonate de calcium $Ca(HCO_3)_2$ est soluble. L'équilibre des ces deux espèces est fonction de la teneur en CO_2 dans l'eau défini comme concentration en CO_2 équilibrant. Si la concentration en CO_2 libre est supérieure à celle du CO_2 équilibrant, le sens 1 est prédominant en vertu de la loi de l'action de masse. Le CO_2 en excédent attaque la couche calcaire présente dans les canalisations, l'eau est donc agressive. Dans le cas contraire, le manque de dioxyde de carbone favorise le sens 2. Une partie du Ca

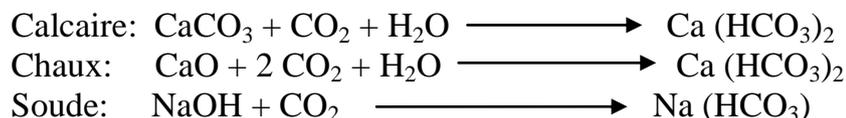
(HCO₃)₂ se dépose en calcaire et augmente la teneur en CO₂ libre, l'eau est, dans ce cas, entartrante ou incrustante.

IX.4.2. Traitement des eaux agressives

IX.4.2.1. Neutralisation

Ce traitement est réservé aux eaux dont le CO₂ libre est en excès. IL se situe en fin de filière pour mettre l'eau à l'équilibre afin d'atteindre le PH optimal. Il faut consommer le CO₂ agressif et augmenter le TAC, pour cela deux procédés sont possibles :

- 1) **l'aération** : la teneur en gaz carbonique chute ce qui entraîne la l'augmentation du PH tout en maintenant l'alcalinité constante.
- 2) **la neutralisation chimique par addition de chaux vive**, de soude ou par filtration sur Calcaire : les équations de réaction sont les suivantes :



Un tel traitement augmente le pH et l'alcalinité. Tout excès de chaux entraîne une réaction d'adoucissement et par conséquent un dépôt de calcaire. Soude.

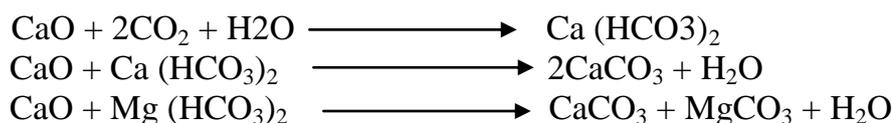
IX.4.3. Traitement des eaux incrustantes

IX.4.3.1. Réduction de l'alcalinité

Les eaux alcalines présentent un TAC élevé et un déficit en CO₂ libre, d'où la nécessité d'ajouter du dioxyde de carbone ou de consommer l'alcalinité mais l'injection de gaz carbonique reste la solution la plus simple.

IX.4.3.2. Adoucissement par décarbonatation

Il s'agit d'un traitement concernant les eaux à fort titre hydrométrique accompagné d'un TAC élevé. La décarbonatation se fait à l'aide de chaux, l'addition de ce réactif provoque les réactions chimiques suivantes :



L'élimination de la dureté bicarbonate calcaïque ou magnésienne s'effectue par la formation de précipités de carbonate de calcium et de magnésium.

CONCLUSION

En conclusion, nous pouvons affirmer qu'il est impossible de proposer un traitement pour une eau avant d'avoir effectué une série d'analyses sur les eaux brutes.

En effet, des analyses poussées devraient systématiquement être effectuées sur les eaux à traiter afin de déterminer leurs caractéristiques et ainsi pouvoir proposer un traitement adéquat.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- ✓ L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- ✓ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2025, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 235535 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de $51773,06\text{m}^3/\text{j}$ des eaux du barrage Koudiat ROSFA.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et ils sont jumelés au moins en deux réservoirs afin d'assurer la continuité de stockage en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations dans l'un des réservoirs.

L'emplacement du réservoir tampon de BORDJ BOUNAÄMA est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

L'importance de longueur de l'adduction gravitaire (30Km) et la nature de relief qui est très accidenté on exige la projection de deux brises charges. Afin de casser la charge de l'eau pour la protection des conduites.

A partir du réservoir tampon de BORDJ BOUNAÄMA, l'adduction est caractérisée par trois piquages qui alimentent les réservoirs des localités concernées. Chaque piquage est équipé d'une vanne afin de faire passer le débit voulu.

Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projeté deux brises charges; La première à une distance de 506 m de réservoir tampon BORDJ BOUNAÄMA et la deuxième à 778 m de la première.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

ANNEXES

Annexe II

Annexe II-1: la fraction horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe II-2-1: Variation du débit horaire pour la commune de AMMARI.

Heures	Débit totale		Débit cumulée	
	$Q_{\max j} = 3943,29 \text{ m}^3/\text{j}$		%	m^3/h
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	39,43	1,00	39,43
01-02	1	39,43	2,00	78,87
02-03	1	39,43	3,00	118,30
03-04	1	39,43	4,00	157,73
04-05	2	78,87	6,00	236,60
05-06	3	118,30	9,00	354,90
06-07	5	197,16	14,00	552,06
07-08	6,5	256,31	20,50	808,37
08-09	6,5	256,31	27,00	1064,69
09-10	5,5	216,88	32,50	1281,57
10-11	4,5	177,45	37,00	1459,02
11-12	5,5	216,88	42,50	1675,90
12-13	7	276,03	49,50	1951,93
13-14	7	276,03	56,50	2227,96
14-15	5,5	216,88	62,00	2444,84
15-16	4,5	177,45	66,50	2622,29
16-17	5	197,16	71,50	2819,45
17-18	6,5	256,31	78,00	3075,77
18-19	6,5	256,31	84,50	3332,08
19-20	5	197,16	89,50	3529,24
20-21	4,5	177,45	94,00	3706,69
21-22	3	118,30	97,00	3824,99
22-23	2	78,87	99,00	3903,86
23-24	1	39,43	100,00	3943,29

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune AMMARI est de **276,03 m^3/h** et survient entre 12 h et 14h.

Annexe II-2-2: Variation du débit horaire pour la commune de MAACEM.

Heures	Débit totale $Q_{\max, j} = 881,28 \text{ m}^3/\text{j}$		débit cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	8,81	1,00	8,81
01-02	1	8,81	2,00	17,63
02-03	1	8,81	3,00	26,44
03-04	1	8,81	4,00	35,25
04-05	2	17,63	6,00	52,88
05-06	3	26,44	9,00	79,32
06-07	5	44,06	14,00	123,38
07-08	6,5	57,28	20,50	180,66
08-09	6,5	57,28	27,00	237,95
09-10	5,5	48,47	32,50	286,42
10-11	4,5	39,66	37,00	326,07
11-12	5,5	48,47	42,50	374,54
12-13	7	61,69	49,50	436,23
13-14	7	61,69	56,50	497,92
14-15	5,5	48,47	62,00	546,39
15-16	4,5	39,66	66,50	586,05
16-17	5	44,06	71,50	630,12
17-18	6,5	57,28	78,00	687,40
18-19	6,5	57,28	84,50	744,68
19-20	5	44,06	89,50	788,75
20-21	4,5	39,66	94,00	828,40
21-22	3	26,44	97,00	854,84
22-23	2	17,63	99,00	872,47
23-24	1	8,81	100,00	881,28

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de MAACEM est de **61,69** m^3/h et survient entre 12 h et 14h

Annexe II-2-3: Variation du débit horaire pour la commune de LARDJEM.

Heures	Débit totale $Q_{\max,j}=4429,02 \text{ m}^3/\text{j}$		Débit cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	66,44	1,50	66,44
01-02	1,5	66,44	3,00	132,87
02-03	1,5	66,44	4,50	199,31
03-04	1,5	66,44	6,00	265,74
04-05	2,5	110,73	8,50	376,47
05-06	3,5	155,02	12,00	531,48
06-07	4,5	199,31	16,50	730,79
07-08	5,5	243,60	22,00	974,38
08-09	6,25	276,81	28,25	1251,20
09-10	6,25	276,81	34,50	1528,01
10-11	6,25	276,81	40,75	1804,83
11-12	6,25	276,81	47,00	2081,64
12-13	5	221,45	52,00	2303,09
13-14	5	221,45	57,00	2524,54
14-15	5,5	243,60	62,50	2768,14
15-16	6	265,74	68,50	3033,88
16-17	6	265,74	74,50	3299,62
17-18	5,5	243,60	80,00	3543,22
18-19	5	221,45	85,00	3764,67
19-20	4,5	199,31	89,50	3963,97
20-21	4	177,16	93,50	4141,13
21-22	3	132,87	96,50	4274,00
22-23	2	88,58	98,50	4362,58
23-24	1,5	66,44	100,00	4429,02

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de LARDJEM est de **276,81 m^3/h** et survient entre 08 h et 12h

Annexe II-2-4: Variation du débit horaire pour la commune de SIDI LANTRI.

Heures	débit totale		débit cumulée	
	$Q_{\max,j}=802,65 \text{ m}^3/\text{h}$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	8,03	1,00	8,03
01-02	1	8,03	2,00	16,05
02-03	1	8,03	3,00	24,08
03-04	1	8,03	4,00	32,11
04-05	2	16,05	6,00	48,16
05-06	3	24,08	9,00	72,24
06-07	5	40,13	14,00	112,37
07-08	6,5	52,17	20,50	164,54
08-09	6,5	52,17	27,00	216,72
09-10	5,5	44,15	32,50	260,86
10-11	4,5	36,12	37,00	296,98
11-12	5,5	44,15	42,50	341,13
12-13	7	56,19	49,50	397,31
13-14	7	56,19	56,50	453,50
14-15	5,5	44,15	62,00	497,64
15-16	4,5	36,12	66,50	533,76
16-17	5	40,13	71,50	573,89
17-18	6,5	52,17	78,00	626,07
18-19	6,5	52,17	84,50	678,24
19-20	5	40,13	89,50	718,37
20-21	4,5	36,12	94,00	754,49
21-22	3	24,08	97,00	778,57
22-23	2	16,05	99,00	794,62
23-24	1	8,03	100,00	802,65

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de SIDI LANTRI est de **56,19** m^3/h et survient entre 12 h et 14h .

Annexe II-2-5: Variation du débit horaire pour la commune de TAMELAHT.

Heures	Débit totale		Débit cumulée	
	$Q_{\max, j}=911,12 \text{ m}^3/\text{j}$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	9,11	1,00	9,11
01-02	1	9,11	2,00	18,22
02-03	1	9,11	3,00	27,33
03-04	1	9,11	4,00	36,44
04-05	2	18,22	6,00	54,67
05-06	3	27,33	9,00	82,00
06-07	5	45,56	14,00	127,56
07-08	6,5	59,22	20,50	186,78
08-09	6,5	59,22	27,00	246,00
09-10	5,5	50,11	32,50	296,11
10-11	4,5	41,00	37,00	337,11
11-12	5,5	50,11	42,50	387,23
12-13	7	63,78	49,50	451,00
13-14	7	63,78	56,50	514,78
14-15	5,5	50,11	62,00	564,89
15-16	4,5	41,00	66,50	605,89
16-17	5	45,56	71,50	651,45
17-18	6,5	59,22	78,00	710,67
18-19	6,5	59,22	84,50	769,90
19-20	5	45,56	89,50	815,45
20-21	4,5	41,00	94,00	856,45
21-22	3	27,33	97,00	883,79
22-23	2	18,22	99,00	902,01
23-24	1	9,11	100,00	911,12

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de TAMELAHT est de **63,78m³/h** et survient entre 12 h et 14h .

Annexe II-2-6: Variation du débit horaire pour la commune de TISSEMSILT.

Heures	Débit totale		Débit cumulée	
	$Q_{\max, j} = 61016,63 \text{ m}^3/\text{h}$		%	m^3/h
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	2044,06	3,35	2044,06
01-02	3,25	1983,04	6,6	4027,10
02-03	3,3	2013,55	9,9	6040,65
03-04	3,2	1952,53	13,1	7993,18
04-05	3,25	1983,04	16,35	9976,22
05-06	3,4	2074,57	19,75	12050,78
06-07	3,95	2410,16	23,7	14460,94
07-08	4,45	2715,24	28,15	17176,18
08-09	5,25	3203,37	33,4	20379,55
09-10	5,25	3203,37	38,65	23582,93
10-11	4,85	2959,31	43,5	26542,23
11-12	4,6	2806,76	48,1	29349,00
12-13	4,6	2806,76	52,7	32155,76
13-14	4,55	2776,26	57,25	34932,02
14-15	4,75	2898,29	62	37830,31
15-16	4,7	2867,78	66,7	40698,09
16-17	4,65	2837,27	71,35	43535,37
17-18	4,45	2715,24	75,8	46250,61
18-19	4,4	2684,73	80,2	48935,34
19-20	4,3	2623,72	84,5	51559,05
20-21	4,3	2623,72	88,8	54182,77
21-22	3,75	2288,12	92,55	56470,89
22-23	3,75	2288,12	96,3	58759,01
23-24	3,7	2257,62	100	61016,63

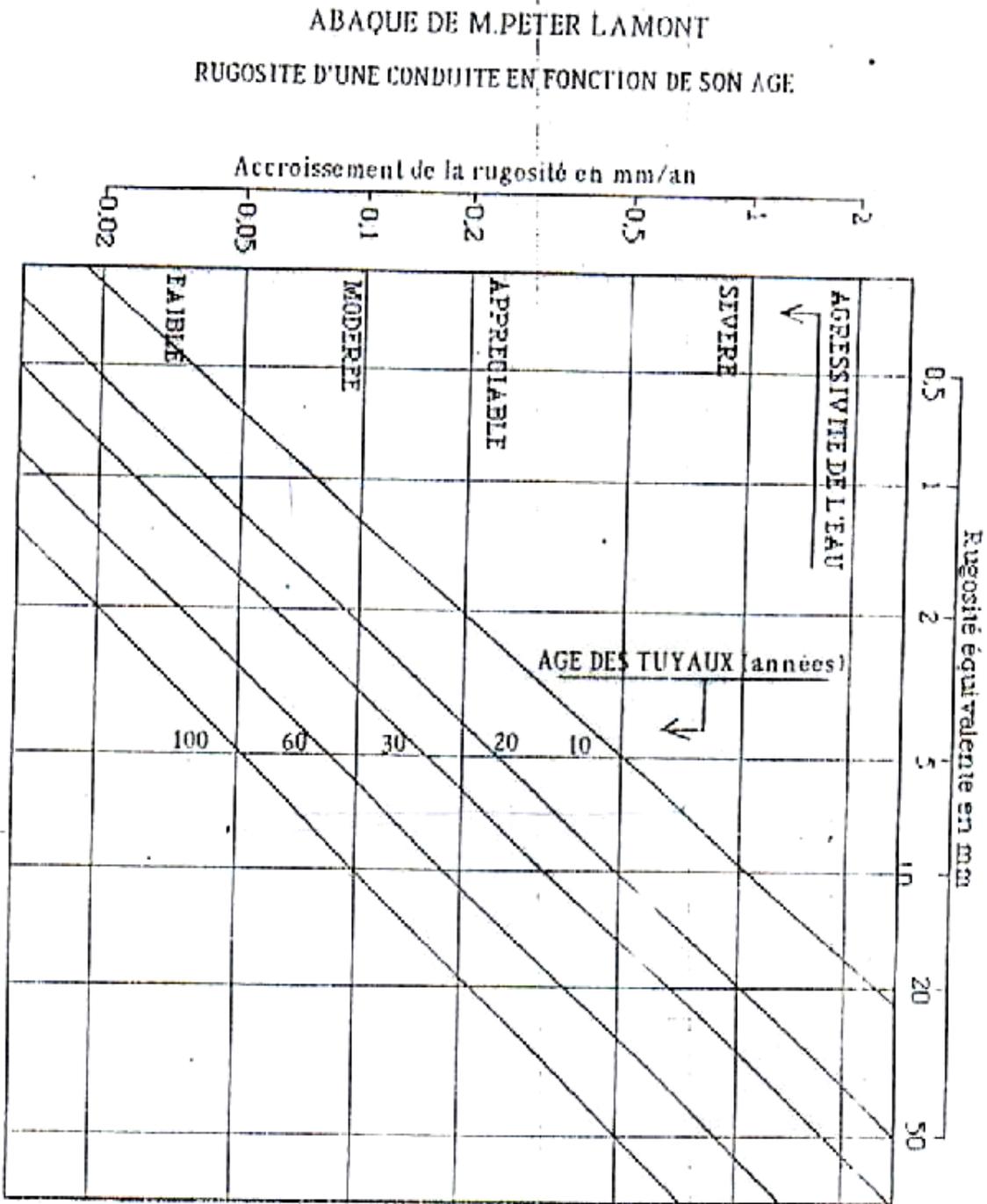
Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de TISSEMSILT est de **3203,37** m^3/h et survient entre 08 h et 10h

Annexe II-2-7: débit maximum horaire pour chaque commune.

localité	$Q_{\max h}$ (m³/h)
AMMARI	276,03
SIDI ABED	37,50
MAACEM	61,69
LARDJEM	276,81
SIDI LANTRI	56,19
TAMELAHT	63,78
TISSEMSILT	3203,37

Annexe IV

Annexe IV-1: Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge)



*Annexe IV-2: Tableau des prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise **KOUG.C.***

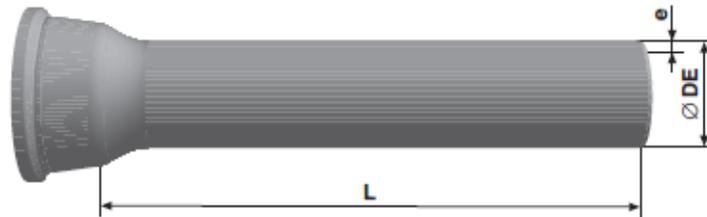
Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94

Remarque: les prix mentionnés ci dessus est les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

Annexe IV-3 : caractéristiques des conduites en fonte ductile zingué complété par un vernis bitumineux

Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse

DN 60 - 2000



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.
Tolérances: voir norme NBN EN 545

Joints disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 2000 Standard
DN 80 – 300 Tyton

Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +
DN 350 – 600 Standard V+i
DN 350 – 600 Universal Standard Vi
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve
DN 350 – 1200 Standard Ve
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)
DN 2000 nous consulter

Annexe V-1 : Réseau des types de pompe KSB Multitec

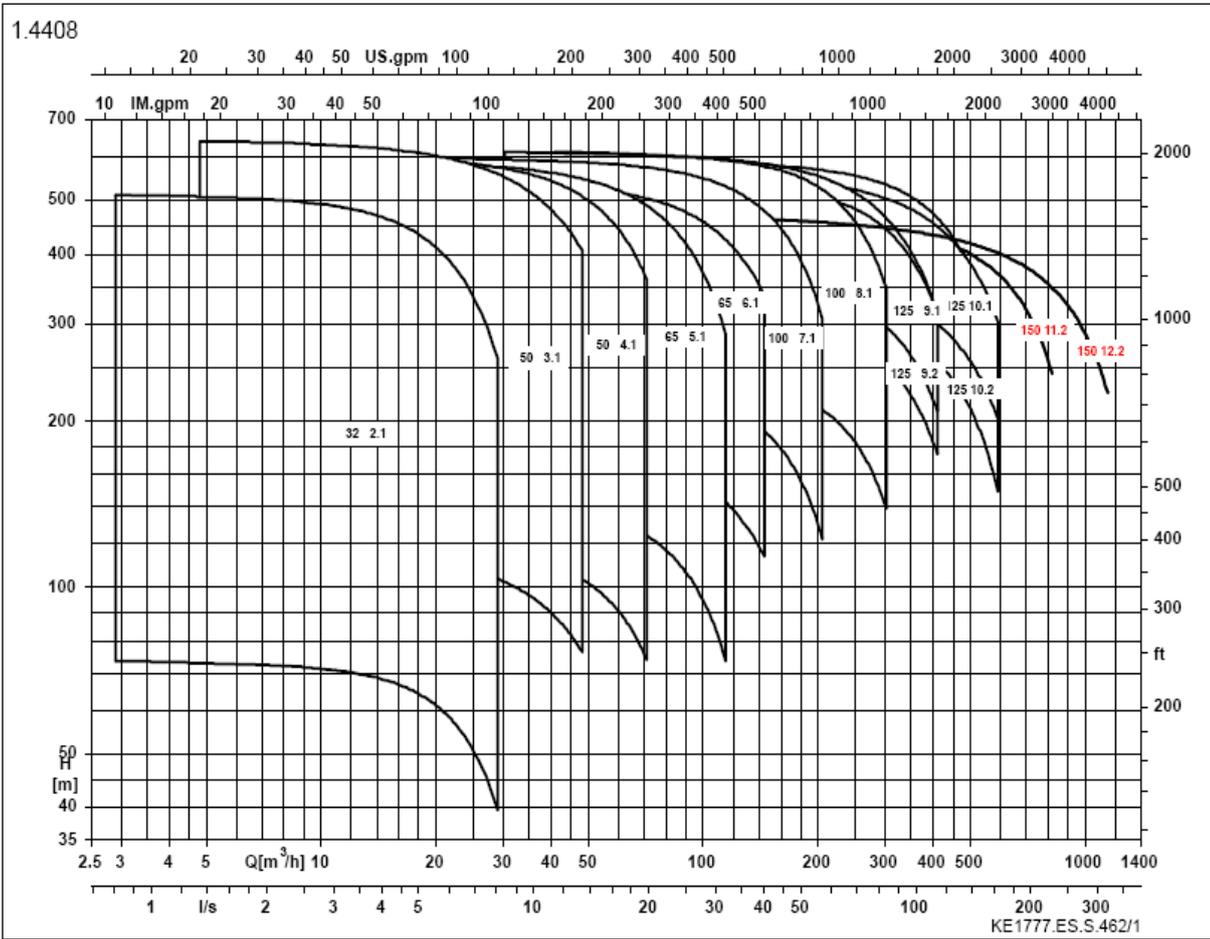


Multitec

Kennfelder / Selection charts / Réseau / Conjunto de curvas / Grafieken / Campi caratteristici

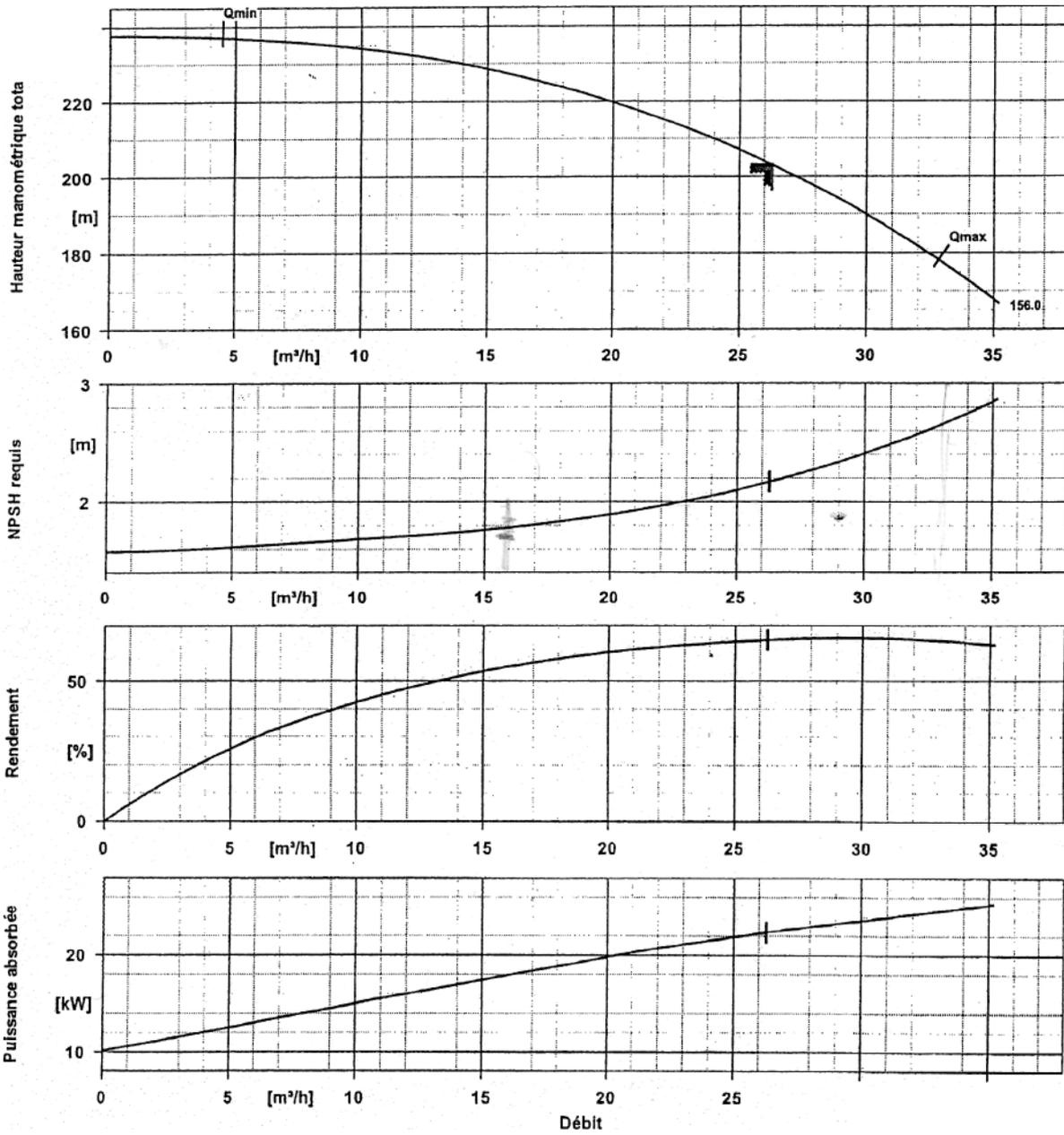
n = 3500 1/min

JL1040 (GG) / CC480K-GS (Bz)



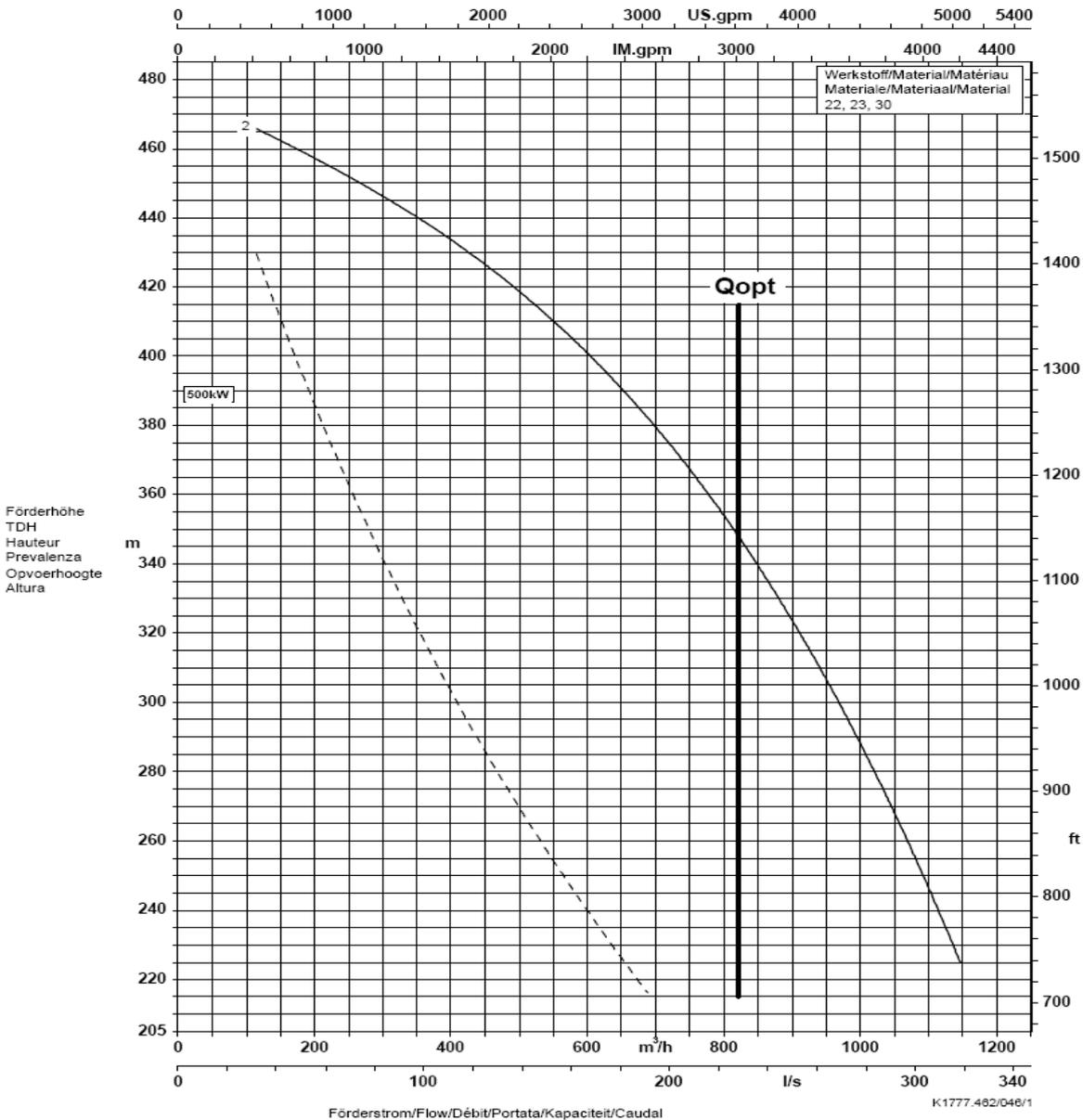
Annexe V-2-a : Les courbes caractéristiques de la pompe Multitec 50 3.1

Multitec A50 / 6B-3.1 11.65

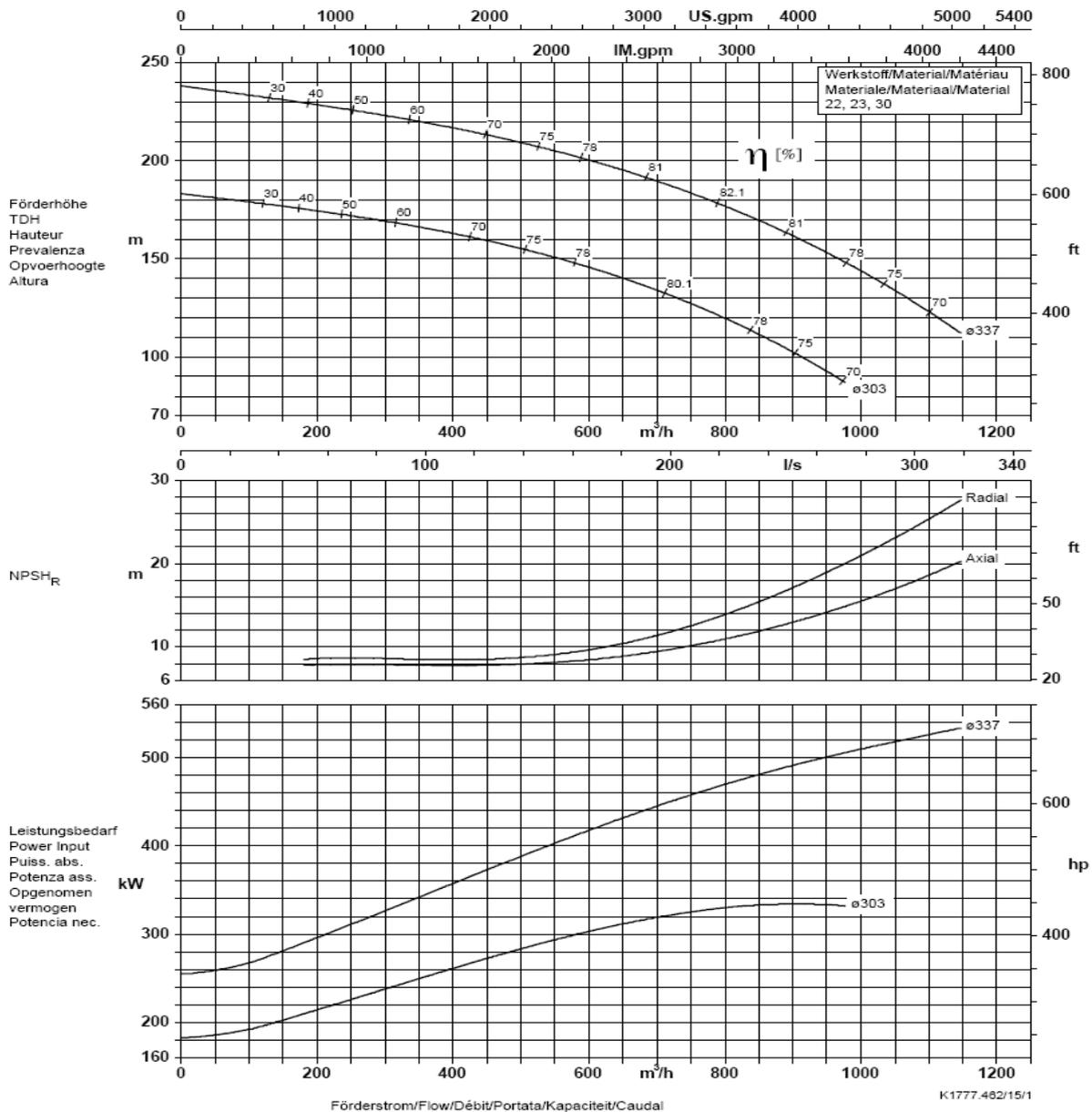


Annexe V-3: Courbes caractéristiques de la pompe type Multitec 150 12.2

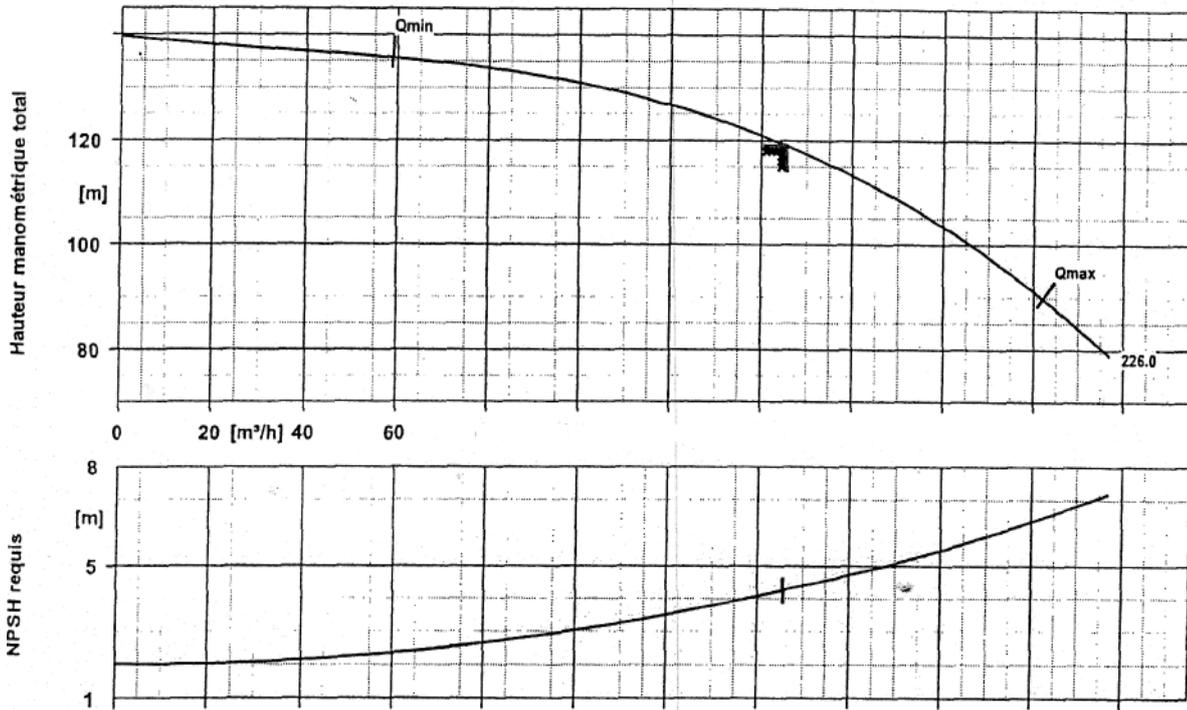
Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 12.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nennndrehzahl Nom. speed Vitesse nom. 3500 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaijer ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 36004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Projecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiennr. Pos.-Nr.	



Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 12.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nennrehzahl Nom. speed Vitesse nom. 3500 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaier ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 38004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiën. Pos.-Nr.	



Annexe V-4-a: Courbes caractéristiques de la pompe type Multitec 100 8.1.



Annexe V-7: catalogue des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles

Moteurs triphasés 50 Hz
Rotor en court-circuit CAG

Construction **PROTÉGÉE IP 23 S**
Types **PLS - LSP - LSPCB**
Isolation classe B

Puissance kW	Cn mN	Type	Intensité absorbée				Caractéristiques en charge						Vitesse MD ^{2*}		Masse approx. kg
			In 380 V	Id In	Cd/ Cn	Cm/ Cn	Rendement%			Cos. φ			tr/mn	kg.m ²	
			A	A			1/2	3/4	4/4	1/2	3/4	4/4			
3000 tr/mn (moteurs 2 pôles)															
11	15	PLS 160 MT	23,5	4,89	2,3	2	80	83,5	84,5	0,77	0,81	0,84	2850	0,098	60
15	20	PLS 160 MT	31,5	4,92	2,4	2,1	81	84	85	0,78	0,82	0,85	2850	0,123	68
18,5	25	PLS 160 L	36	6,28	2,4	2,2	83,5	87	87,5	0,80	0,86	0,89	2915	0,177	92
22	30	PLS 160 L	43	6,60	2,4	2,5	87	88,5	88,5	0,78	0,85	0,88	2925	0,203	100
30	40	PLS 180 MT	58	6,21	2,6	2,4	89	89,5	90	0,80	0,85	0,87	2905	0,296	135
37	50	PLS 180 L	69,3	5,84	2,1	2,5	89	90	90	0,81	0,87	0,90	2920	0,42	155
45	60	PLS 200 MT	83,5	5,45	2,1	2,2	88	90	90	0,80	0,86	0,90	2925	0,493	200
55	75	PLS 200 L	101,5	5,62	1,9	2,3	89	91	91,5	0,85	0,88	0,90	2935	0,730	225
75	100	PLS 225 MT	142	5,99	2	2,4	90,5	92	91,5	0,78	0,84	0,88	2935	0,964	270
90	125	PLS 250 S	182	5,20	2,1	2,2	89	91,5	90	0,75	0,83	0,85	2930	2,74	390
110	150	PLS 250 M	210	5,50	2,4	2	90,5	92,5	91	0,76	0,85	0,87	2930	3,24	430
132	180	PLS 280 M	231	6,15	2,2	2,3	92,5	93,5	94	0,89	0,91	0,92	2950	5,65	600
160	220	PLS 315 S	281	6,76	2,4	2,3	92	93,5	94	0,85	0,89	0,92	2960	7	690
200	270	LSP 315 M	354	8,39	3	3	93	94	94,5	0,83	0,87	0,88	2970	9,5	870
250	340	LSP 315 L	442	8,78	2,9	2,4	94	95	95	0,83	0,87	0,88	2970	11,5	965
280	380	LSPCB315LP2	503	5,8	1,1	2,2	93,6	94,1	94	0,88	0,90	0,90	2955	9,68	1139
315	430	LSPCB315LRQ2	556	6,2	1,2	2,4	94	94,6	94,6	0,88	0,91	0,91	2959	10,52	1192
355	480	LSPCB315LR2	626	6,3	1,2	2,5	94,3	94,8	94,7	0,88	0,91	0,91	2961	11,44	1253
400	545	LSPCB315L2	701	6,8	1,3	2,6	94,8	95,2	95,2	0,88	0,91	0,91	2962	12,48	1322
450	610	LSPCB355M	781	6,30	1,3	2,3	94,6	95,1	94,9	0,88	0,91	0,92	2958	16,3	1570
500	680	LSPCB355LR	862	7,30	1,6	2,5	94,9	95,6	95,5	0,88	0,91	0,92	2963	18,3	1680
560	760	LSPCB355L	966	7	1,6	2,4	95	95,6	95,5	0,88	0,91	0,92	2963	19,9	1750

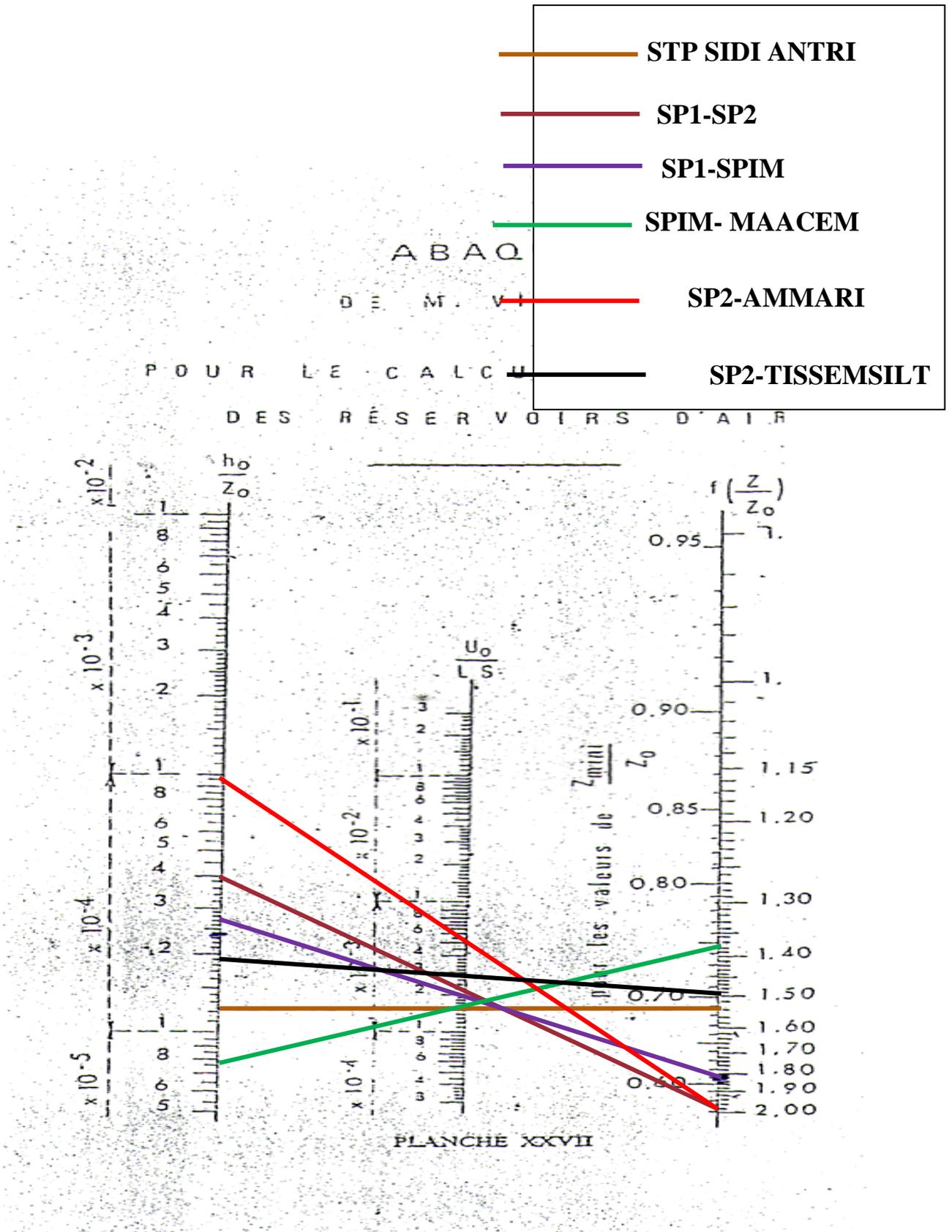
Pour les puissances non indiquées et supérieures, nous consulter.
Pour toute autre tension que 380 V, veuillez vous reporter au paragraphe 1.1 Nature du courant.
Les valeurs de rendement et de cos. φ à 1/2 de charge sont approximatives.

$$J \text{ (moment d'inertie)} = \frac{MD^2}{4}$$

$$\text{Couple nominal en mètre Newton (mN)} = 9550 \times \frac{P \text{ kW}}{N \text{ tr/mn en charge}}$$

Annexe VI

Annexe VI-1: Abaque de VEBERT pour le calcul du volume des réservoirs d'air



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année p.11, 27, 29,72, 78, 140.
- [2] **ANDRE.DUPONT** "Hydraulique urbaine", Tome II Eyrolles, paris 1977. p26, 43,54.
- [3] **Prof. Jacques Bonvin** « Hydraulique urbaine I » .p65, 93, 101, 124, 237, 338,345,
- [4] Raymond Desjardins « LE traitement des eaux » 2^{eme} édition p31, 38, 47, 58, 71, 72, 111, 117, 134, 181,211,
- [5] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.
- [6] **A.G.H.T.M** « les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) », édition Technique et Documentation, Paris 1987 p.177.

Catalogues

- [7] Catalogue des conduites en fonte ductile **SERTUBI**
- [8] Catalogue des ROBINETTERIE ET RACCORDS « **SAINT GOBAIN** »
- [9] **KSB** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [10] **LEROY SOMER** « Moteurs asynchrones triphasés »

WEBOGRAPHIE :

- 1) [fr.wikipedia.org/wiki/Pompe centrifuge](http://fr.wikipedia.org/wiki/Pompe_centrifuge)
- 2) <http://www.azprocede.fr>
- 3) <http://www.mcnallyinstitute.com/01-html/1-3.html>