

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 d'alimentation en eau potable à partir du barrage Koudiet Acerdoune vers le flan Sud de la wilaya de Tizi Ouzou.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-09

APA Citation (توثيق APA):

Kaci, Yazid (2009). Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable à partir du barrage Koudiet Acerdoune vers le flan Sud de la wilaya de Tizi Ouzou[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 DES SPECIALITES
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 d'alimentation en eau potable
à partir du barrage Koudiat Acerdoune vers les
Communes Sud de la wilaya de Tizi-Ouzou

Présenté par :

M^r YAZID KACI

Promoteur :

M^r SALAH.B

Devant le jury composé de :

President: M^r T.KHETTAL

Examineurs: M^r M.S BENHAFID
M^{me} M. KAHLERASS
M^{me} D. DJOUDAR
M^r M. RASSOUL
M^r M. FODIL CHERIF

..../07/ 2009

Remerciements

Mes vifs remerciements à monsieur SALAH BOUALLEM pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois que je sollicite son aide.

Mes remerciements également :

- *A tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- *A M^{ME} DERNOUNI .F et M^{ME} HOCINE .D*
- *A M^R RABEI et M^R LOUGHANI .H*
- *Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*

K.YAZID

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Rabah et Sadia, qui
m'ont soutenus durant toutes ces années de
formation.*

*A toutes mes sœurs, OUARTHI et la petite
MELISSA.*

A toute la famille KACI.

A mon grand-père et ma grand-mère regrettés.

Aux martyres du printemps berbère 1980.

*A tout mes amis spécialement: Mourice et Hakim, Hidouche,
Hmida, Madjid, Brahim, Said, Cherif, Meziane, Karim, Laamara,
Moh Ali, Hocine, Hcène, Boudjemaa, Karim Lamouri, Rachid
Aliouat, Moh Tafat, Nassim, Djosif, Zino, Alilo et toute
ma famille de l'E.N.S.H.*

*Et à toute la promotion 2008/2009
de l'hydraulique.*

K.YAZID.

ملخص :

نصادف القنوات تحت الضغط في أنابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية و بالدفع و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان.

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 و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه .

بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة , من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

Les conduites en charge se rencontrent, tant en adduction gravitaire ou par refoulement qu'en distribution à partir d'un réservoir.

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.

En fin dans notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract

The load pipes meet together, so much in gravitary adduction or by repression that in distribution from the reservoir.

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.

Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'agglomération

Introduction	1
I-1- Description générale de la zone d'étude	1
I-2- Situation géographique	1
I-3- Situation géologique et géotechnique	1
I-4- Situation climatologique	1
I-5- Population	2
I-6- Situation hydraulique actuelle	3
I-7- Ressources en eau	4
Conclusion	4

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction	5
II-1- L'évaluation de la consommation moyenne journalière	5
II-1-1- Besoins domestiques	5
II-1-2- Les besoins scolaires	6
II-1-3- Besoins sanitaires	7
II-1-4- Besoins administratifs	8
II-1-5- Besoins commerciaux et industriels	9
II-1-6- Besoins socio-culturels	10
II-1-7 : Besoins du bétail	10
II-2- Récapitulation de la consommation moyenne journalière	11
II-3- Détermination des consommations maximales et minimales journalières	12
II-3-1- Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)	12
II-3-2- Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)	12
II-4- Variation des débits horaires	13
II-5- Calcul de déficit de consommation	15
Conclusion	16

Chapitre III: Les réservoirs

noitcudortnl	17
III-1- Définition	17
III-2- Classification des réservoirs	17
✓ Réservoirs terminaux	18
✓ Réservoirs de mise en charge	18
✓ Les bâches de reprise	18
III-3- Fontainerie d'équipement des réservoirs	18
III-4- Emplacement des réservoirs	20
III-5- Réservoirs alimentés gravitairement	20
III-6- Réservoirs alimentés par refoulement	20
III-7- Capacité de réservoirs	20
III-7-1- La méthode analytique	20
III-7-2- Méthode graphique	

III-7-3- Dimensionnement des Bâches de reprises des différentes stations de pompage	21
III-7-3-1- Bâche de la station de pompage : n°1 (SP1)	21
III-7-3-2- Bâche de la station de pompage n °2 (SP2)	21
III-7-3-3- Bâche de la station de pompage n°3 (SP3)	22
III-7-3-4- Bâche de la station de pompage n°4 (SP4)	22
III-7-4- Dimensionnement des réservoirs tampons	24
III-7-4-1- Réservoir de Draa-el-Mizan	24
III-7-4-2- Réservoir de mise en charge de Irhen-Guiril	24
III-7-5- Dimensionnement des réservoirs terminaux	25
✓ Estimation de la capacité totale des réservoirs terminaux par la méthode analytique	25
✓ Forme des réservoirs	36
III-8- Hygiène et sécurité des réservoirs	38
III-9- Traversée des conduites dans les parois du réservoir	39
Conclusion	39

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Généralités	40
IV-1- Choix Du Trace	40
IV-2- Schéma hydraulique	40
IV-3- Choix de type de canalisation	41
IV-4- Etudes technico-économique	41
IV-4-1- Adduction par refoulement	41
IV-4-2- Adduction gravitaire	41
IV-5- Calcul de diamètre économique de la conduite de refoulement	41
IV-5-1- Calcul des pertes de charge	42
IV-5-1-1- pertes de charge linéaires	42
IV-5-1-2- Pertes de charge singulières	42
IV-5-1-3- Pertes de charge totales (ΔH_t)	42
IV-5-2- Calcul de la hauteur manométrique totale	43
IV-5-3- Puissance absorbée par la pompe	43
IV-5-4- Energie consommée par la pompe	43
IV-5-5- Frais d'exploitation	43
IV-5-6- Frais d'amortissement	43
IV-5-7- Détermination des diamètres économiques	43
IV-5-7-1- Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement	43
IV-5-7-2- Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire	48
• Détermination de diamètre avantageux (tronçon RT _{DEM} -SP4)	48
IV-5-7-2-1- Calcul des longueurs des différents tronçons	49
IV-5-7-2-2- Les caractéristiques des différents points	49
IV-5-7-2-3- Calcul de la charge disponible	49
IV-5-7-2-4- Calcul du gradient hydraulique	49
IV-5-7-2-5- Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction	50
IV-5-7-2-6- Normalisation des diamètres avantageux	51
• Détermination de diamètre avantageux (tronçon RT _{IG} -R _{Ouadhias})	51
☛ Les frais d'investissement	52
IV-6- Calcul de la pression maximale de service de chaque tronçon de l'adduction (PMS) ...	52
• Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval	53
• L'emplacement de régulateur de pression aval	53
Conclusion	54

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction	55
V-1- Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage	55
V-2- Choix du type de pompe	56
V-3- Couplage des pompes	57
V-4- Choix du nombre de pompes	57
V-4-1- Refoulement : SP 1 - SP 2	57
V-4-2- Refoulement : SP 2 - SP 3	57
V-4-3- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon Draa-el-Mizan	58
V-4-4- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon Irhen-Guiril	58
V-5- Courbes caractéristiques des pompes	59
V-6- Points de fonctionnement des pompes	63
➤ Courbe caractéristique de la conduite	64
V-6-1- Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2	64
V-6-2- Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3	65
V-6-3- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon Draa-el-Mizan	65
V-6-4- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon Irhen-Guiril	66
V-7- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	71
A- Débit disponible > Débit appelé	71
➤ Réglage qualitatif	71
➤ Réglage quantitatif	71
B- Débit disponible < Débit appelé	72
➤ Qualitatif	72
➤ Changement de type de pompe	72
V-7-1- Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2	72
V-7-2- Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3	73
V-7-3- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon de Draa-el-Mizan	74
V-7-4- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon de Irhen-Guiril	75
V-8- Etude de la cavitation	80
➤ Calage de la pompe	81
V-8-1- Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2	81
V-8-2- Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3	82
V-8-3- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon de Draa-el-Mizan	82
V-8-3- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon de Irhen Guiril	83
V-9- Choix du moteur électrique	84
V-9-1- Critères de choix du moteur électrique	84
V-9-2- Vitesse de rotation du moteur	84
V-9-3- Puissance fournie par le moteur	84
A- Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2	84
B- Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3	84
C- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon de Draa-el-Mizan	85
D- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon de Irhen Guiril	85
V-9-4- Encombrement des moteurs	86
Conclusion	86

Chapitre VI: Protection anti-bélier

Introduction	87
VI-1- Causes du coup de bélier	87
VI-2- Risques dûs aux coups de bélier	87
a) Cas de la surpression	87
b) Cas de dépression	87
c) Fatigue de la canalisation	88
VI-3- Description des phénomènes physiques	88
a) État d'équilibre d'un système hydraulique	88
b) Onde élastique et oscillation en masse	88
c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions	88
VI-4- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	88
VI-5- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	89
a) Réservoirs d'air	89
b) Cheminée d'équilibre	89
c) Soupape de décharge	89
d) Volant d'inertie	89
VI-6- Calcul des réservoirs d'air	89
✓ Méthode de VIBERT	89
✓ Méthode de BERGERON	89
✓ Méthode de SALAH B.	89
VI-7- Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de SALAH B	90
❖ Application	91
✓ Les données de base	91
✓ Calcul de la célérité d'onde C	91
✓ Calcul des capacités des différents réservoirs d'air	91
✓ Caractéristiques finales du réservoir d'air	92
VI-8-1- Encombrement du réservoir d'air	92
VI-8-2- Installation du réservoir d'air	93
Conclusion	93

Chapitre VII: Protection de la conduite contre la corrosion

Introduction	94
VII-1- Généralité	94
VII-2- Les facteurs de la corrosion	94
☛ L'eau	94
☛ Le PH	94
☛ La température	94
☛ Le métal	95
☛ La vitesse de l'eau	95
☛ L'homme	95
☛ Hétérogénéité du terrain	95
☛ Hétérogénéité du métal	95
VII-3- La corrosion interne	95
VII-4- Corrosion externe	96
VII-5- Protection des conduites contre la corrosion externe	97
✓ Protection cathodique	97
a)-Principe de protection cathodique	97

b)-Protection cathodique par anode réactive ou consommable	97
c)-Protection cathodique par soutirage du courant	98
VII-6- Protection des conduites contre la corrosion interne	99
Conclusion	99

Chapitre VIII: Pose de canalisation et accessoires

Introduction	100
VIII-1- Pose de canalisation	100
VIII-1-1- Principe de pose de canalisations	100
VIII-1-2- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	100
VIII-1-3- Pose de canalisation dans un mauvais terrain	101
a) Cas d'un terrain peu consistant	101
b) Cas d'un terrain agressif	101
VIII-1-4- Pose de canalisation en galerie	102
VIII-1-5- Traversée d'une rivière	103
VIII-1-6- Assemblage par emboîtement	103
VIII-2- Accessoires	104
VIII-2-1-	105
Robinets	vannes
a) Robinet vanne à coin (à opercule)	105
b) Vannes papillons	105
VIII-2-2- Clapets anti retour	106
VIII-2-3- Ventouses	107
VIII-2-4- Vannes de décharge	108
VIII-2-5- Moyens anti-bélier	108
a) Cheminée d'équilibre	108
b) Volant d'inertie	108
c) Soupape de décharge	108
d) Réservoirs d'air	108
VIII-2-6- By-pass	109
VIII-2-7- Poteaux d'incendie	110
VIII-2-8- Crépines	110
VIII-2-9- Déversoirs de trop plein	110
VIII-2-10- Joints de raccordement	110
VIII-2-11- Organes de mesure	112
a) Mesure de débit	112
b) Mesure de pression	112
VIII-3- Organes de raccordement	113
VIII-3-1- Coudes	113
VIII-3-2- Cônes	114
VIII-3-3- Tés	114
VIII-3-4- Joints de démontage	114
Conclusion	114

Conclusion générale

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation De L'agglomération

Tableau I-2: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet	2
Tableau I-1: Tableau de répartition de la population	2

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II-1: Tableau de répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2020	5
Tableau II-2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques	5
Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	6
Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	7
Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	8
Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels	9
Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	10
Tableau II-8: Tableau récapitulatif des besoins du bétail	10
Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	11
Tableau II-10: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	11
Tableau II-11: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; $Q_{\max j}$	13
Tableau II-12: Tableau de variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	14
Tableau II-13: Tableau donnant le coefficient $K_{\max h}$ en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau II-14: Tableau des déficits à combler à l'an 2020	15

Chapitre III: Les Réservoirs

Tableau III-1: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP4).....	23
Tableau III-2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Draa el Mizan	26
Tableau III-3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tizi Ghenif	27
Tableau III-4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Frikat	28
Tableau III-5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ain Zaouia	29
Tableau III-6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Boghni	30
Tableau III-7: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bounouh	31
Tableau III-8: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mechtras	32
Tableau III-9: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Assi Youcef	33
Tableau III-10: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tizi N'Tletha	34
Tableau III-11: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ouadhias	35
Tableau III-12: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux	36
Tableau III-13: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux jumelés	36
Tableau III-14: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux	37
Tableau III-15: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise	38
Tableau III-16: Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon	38

Chapitre IV: Etude De L'adduction

Tableau IV-1: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2	44
Tableau IV-2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2	44
Tableau IV-3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2	44
Tableau IV-4: Bilan du tronçon SP1-SP2	44
Tableau IV-5: Calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3	45
Tableau IV-6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3	45
Tableau IV-7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3	45
Tableau IV-8: Bilan du tronçon SP2-SP3	45
Tableau IV-9: Calcul de la HMT du tronçon SP 3 – RT _{DEM}	46
Tableau IV-10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP 3 – RT _{DEM}	46
Tableau IV-11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP 3 – RT _{DEM}	46
Tableau IV-12: Bilan du tronçon SP 3 – RT _{DEM}	46
Tableau IV-13: Calcul de la HMT du tronçon SP 4 – RT _{IG}	47
Tableau IV-14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP 4 – RT _{IG}	47
Tableau IV-15: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP 4 – RT _{IG}	47
Tableau IV-16: Bilan du tronçon SP 4 – RT _{IG}	47
Tableau IV-17: Coefficients K', m, β pour différents types de tuyau	48
Tableau IV-18: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction	49
Tableau IV-19: Les altitudes des différents points de l'adduction	49
Tableau IV-20: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction	50
Tableau IV-21: Diamètres normaliser pour différents tronçons de l'adduction	51
Tableau IV-22: Frais d'investissement de la conduite gravitaire	52
Tableau IV-23: Calcul de la pression maximale de service pour différents tronçons de l'adduction	53
Tableau IV-24: Calcul de la pression maximale de service pour différents tronçons de l'adduction	54

Chapitre V: Etude Du Pompage

Tableau V-1-a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	57
Tableau V-1-b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	57
Tableau V-1-c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	58
Tableau V-1-d : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	58
Tableau V-2-a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-Réservoir SP2).....	64
Tableau V-2-b : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-Réservoir SP3).....	65
Tableau V-2-c : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp3-Réservoir tampon Draa-el-Mizan)	65
Tableau V-2-d : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP4-Réservoir tampon Irhen Guiril)	66
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	84
Tableau V-5-a : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 1	85
Tableau V-5-b : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 2.....	85
Tableau V-5-c : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 3.....	85
Tableau V-5-d : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 4.....	86
Tableau V-6-a : Dimensions du bout d'arbre principal.....	86
Tableau V-6-b : Dimensions principales du moteur	86

Chapitre VI: Protection Anti-Bélier

Tableau VI-4: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	91
Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	91
Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	91
Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	92

Chapitre VIII: Pose De Canalisation Et Accessoires

Tableau VIII-2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords	103
Tableau VIII-1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante	104

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de l'agglomération

Figure I-1: Prévion des populations à desservir à l'horizon 20203

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Répartition des déficits à combler à l'horizon 202015

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré19

Figure III-2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)39

Figure III-3:Traversée des conduites (Gaine en fonte)39

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Figure IV-1 : Détermination de la PMS52

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V-1: Réseau des types de pompe KSB Multitec.....56

Figure V-2-a: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 150 12,260

Figure V-2-b: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 150 12,2.....62

Figure V-2-c: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 9,263

Figure V-3-a: Point de fonctionnement des pompes de la SP 167

Figure V-3-b: Point de fonctionnement des pompes de la SP 268

Figure V-3-c: Point de fonctionnement des pompes de la SP 369

Figure V-3-d: Point de fonctionnement des pompes de la SP 470

Figure V-4-a: Modes de réglage de la SP 176

Figure V-4-b: Modes de réglage de la SP 277

Figure V-4-c: Modes de réglage de la SP 378

Figure V-4-d: Modes de réglage de la SP 479

Chapitre VI: Protection anti-bélier

Figure VI-1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE92

Figure VI-2: Schéma d'installation du réservoir d'air93

Chapitre VII: Protection de la conduite contre la corrosion

Figure VII-1: Corrosion interne dans une conduite.....95

Figure VII-2: Corrosion externe dans une conduite.....96

Figure VII-3: Protection cathodique par anode réactive98

Figure VII-4: Schéma de protection par soutirage de courant98

Chapitre VIII: Pose de canalisation et accessoires

Figure VIII-1-a: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	101
Figure VIII-1-b: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	101
Figure VIII-1-c: Pose de conduites dans un terrain agressif.....	102
Figure VIII-1-d : Pose de canalisation en galerie.....	102
Figure VIII-1-e: traversée d'une rivière.....	103
Figure VIII-2-a: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).....	105
Figure VIII-2-b : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).....	105
Figure VIII-3-a: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).....	106
Figure VIII-3-b: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).....	106
Figure VIII-3-c: Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla).....	107
Figure VIII-4 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).....	107
Figure VIII-5 : Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).....	109
Figure VIII-6: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).....	110
Figure VIII-7-a: Joints pour canalisations en acier (D'après document Pont-à-Mousson).....	111
Figure VIII-7-b: Déviation angulaire.....	112
Figure VIII-8: Débitmètres déprimogènes.....	112
Figure VIII-9: Manomètre (d'après document BAMO).....	113

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan topographique (SP1 Djebahia – SP2 Aomar Gare). W.Bouira.

Planche N° 2 : Profil en long (SP1 Djebahia – SP2 Aomar Gare). W.Bouira.

Planche N° 3 : Profil en long (SP2 Aomar Gare – SP3 Draaa-el-Mizan). W.Tizi-Ouzou.

Planche N° 4 : Profil en long (Réservoir tampon Irhen Guiril – Réservoir de Ouadhias)
W.Tizi-Ouzou.

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 Tizi-Ouzou, 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 TAKSEBT et un autre transfert provenant en tout dix chefs lieux de commune à savoir Draa-et-Mizan, Tizi-Ghenif , Frikat, Ain Zaouia, Boghni, Bounouh, Mechtras, Assi Youcef, Tizi N'Tlatha et Ouadhias

Il est à noter que notre étude débutera à partir de la station de traitement qui est implantée à la confluence des oueds Isser et Djemaa (W.de Bouira), à environs 18Km à l'aval du barrage Koudiat Acerdoune, et cela revient à l'importance du tronçon (barrage-station de traitement), qui doit être conçu pour alimenter les quatre wilayas du centre de pays (Médéa, M'sila, Bouira et Tizi-Ouzou).

Notre étude s'étalera sur huit 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 le chapitre 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.

CHAPITRE I

Présentation de l'agglomération

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- Description générale de la zone d'étude

La zone de notre étude est située sur l'axe Koudiat Acerdoune -Draa el Mizan – Ouadhias.

Elle englobe les quatre chefs-lieux de daïra suivantes: Draa-el-Mizan, Tizi-Ghenif, Boghni et Ouadhias. Et six communes a savoir: Frikat, Ain-Zaouia, Bounouh, Assi youcef, Mechtras et Tizi N'Tlatha qui sont tous de la wilaya de Tizi-Ouzou.

I-2- Situation géographique

La région concernée par notre projet d'AEP est située entre les latitudes de $35^{\circ} 43'$ et $36^{\circ} 33'$ et les longitudes $2^{\circ} 54'$ et $4^{\circ} 05'$. Les altitudes moyennes des différentes localités de la zone concernée, varient entre le niveau bas avec 206m (NGA) et le niveau haut de 674m (NGA) au réservoir de Draa-el-Mizan.

La zone à desservir est située au sud ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est délimitée comme suite:

- Au Nord par les daïras de Draa Ben Khedda, Maâtkas et Beni Douala;
- A l'Est: Beni Yanni et Ouacif;
- Au Sud : les monts de Djurdjura et la wilaya de Bouira (Aomar Gare)
- A l'Ouest : la wilaya de Bouira (Kadiria et Lakhdaria).

I-3- Situation géologique et géotechnique

Les localités sises au nord-est du barrage de Koudiat Acerdoune ,qui constituent l'objet de notre étude ,sont situées dans la dépression de Draa-el-Mizan,qui correspond à la partie méridionale d'une large cuvette synclinale miocène.

La partie située entre Aomar Gare (Bouira) et Ouadhias est tapissée de formations sédimentaires de tertiaire sur l'ensemble du tracé des adductions. Elle constitue la dépression de Boghni; celle-ci est coincée entre les formations schisteuses (GNEIS) au nord et le massif liasique de Djurdjura à prédominance calcaire au Sud.

On y rencontre des faciès de l'oligocène constitué de Grès tendres connu sous le nom de Draa-el-Mizan. Ce sont des grès jaunâtres à ciment calcaire ou argileux généralement friables. Ces bancs de Grès sont séparés par des intercalations de marnes sableuses. Ces dernières deviennent parfois prédominantes.

Les falaises calcaires de Djurdjura sont généralement bordées par d'importantes masses d'éboulis cimentées qui se transforment en brèches très compactes.

Entre Boghni et Mechtras s'étale un immense cône de déjection torrentiel qui porte la forêt d'oliviers de TINERI.

D'après les observations effectuées entre 1716 et 1975 dans la wilaya de Tizi-Ouzou, les intensités des séismes n'ont pas dépassé le degré VI sur l'échelle de MERCALLI.

I-4- Situation climatologique

La région de notre étude s'intègre dans la partie centrale de grand ensemble de l'Atlas Tellien. Elle couvre les bassins versants des cours supérieures des oueds Isser et Sebaou

Les localités de Ouadhias, Boghni, Tizi Ghenif et Draa-el-Mizan connaissent un climat méditerranéen avec des étés chauds et secs (de Mai à Septembre) et des hivers humides et frais (de Septembre à Mai), et une pluviométrie annuelle variant entre 800mm et 900mm. Les températures oscillent entre 8° à 9° en moyenne en Janvier et 27° à 30° en moyenne en Juillet et Août.

La carte pluviométrique de la région établie par l'Agence Nationale des Ressources en Eau sur la base de deux séries de moyenne annuelle 1922-1960 et 1969-1989 est donnée en annexe.

I-5- Population

D'après le RGPH, en 2008 la population atteignait 231307 habitants dans les localités concernées, qui sont réparties comme suit:

Tableau 1-1: Tableau de répartition de la population

localité	Nombre d'habitants 2008	Le taux d'accroissement (t)
Draa-el-Mizan	44379	2,7
Tizi Ghenif	32666	2,7
Frikat	14840	3,1
Ain Zaouia	20309	3,0
Boghni	35065	2,7
Bounouh	11356	3,2
Mechtras	14326	3,1
Assi youcef	20256	3,2
Tizi N'tletha	17808	3,0
Ouadhias	20302	3,0
total	231307	

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 2020 ,en appliquant la loi des intérêts composés:

$$T = T_0 (1 + t)^n$$

T : le nombre d'habitants à l'horizon 2020

T_0 : nombre d'habitants en 2008

t : le taux d'accroissement

n : la différence d'année entre 2008 et l'horizon 2020

Tableau 1-2: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet

localité	Nombre d'habitants 2008	Taux d'accroissement	Nombre d'habitants 2010	Nombre d'habitants Pop 2020
Draa-el-Mizan	44379	2,7	46808	61097
Tizi Ghenif	32666	2,7	34454	44972
Frikat	14840	3,1	15774	21406
Ain Zaouia	20309	3,0	21546	28956
Boghni	35065	2,7	36984	48275
Bounouh	11356	3,2	12094	16572
Mechtras	14326	3,1	15228	20665
Assi youcef	20256	3,2	21573	29560
Tizi N'tletha	17808	3,0	18892	25389
Ouadhias	20302	3,0	21539	28946
total	231307		- 244892	325839

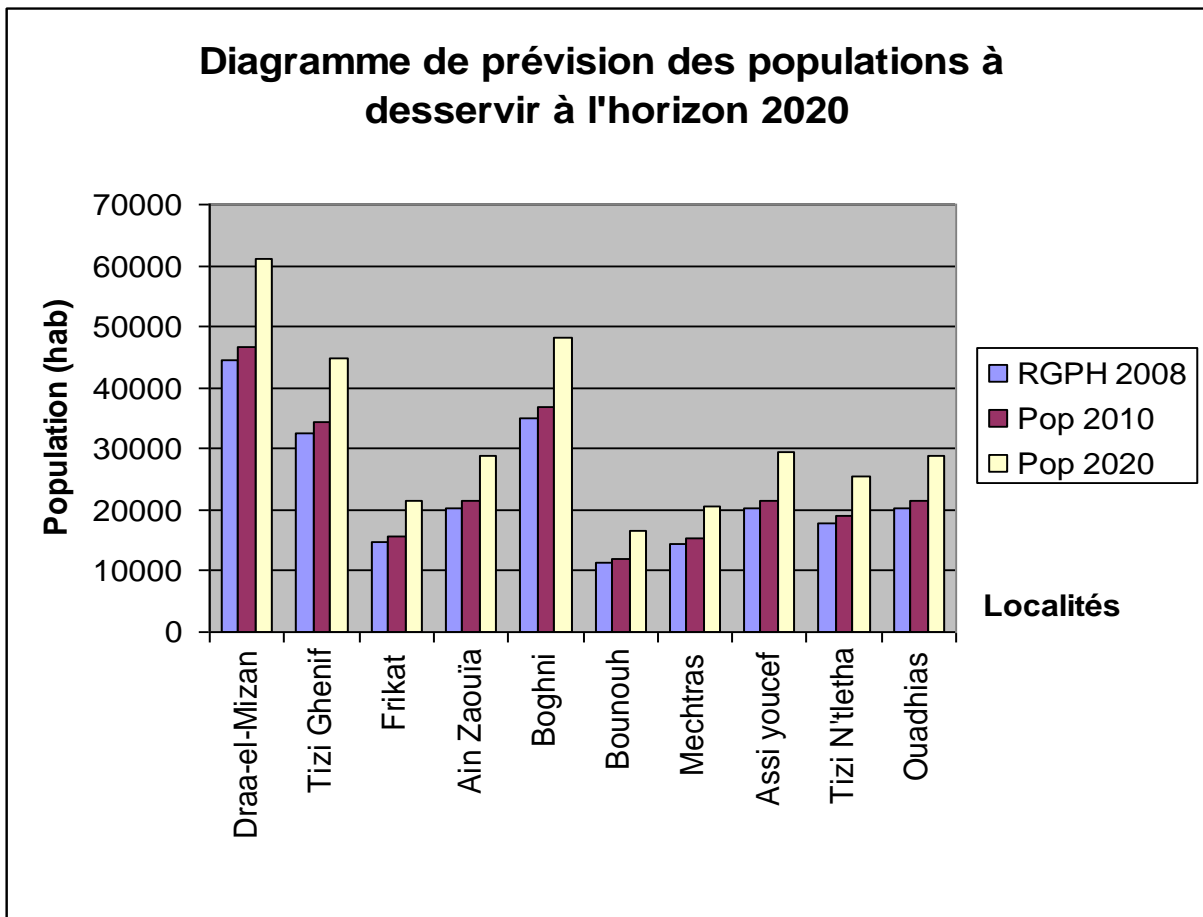


Figure I-1: Prévision des populations à desservir à l'horizon 2020

I-6- Situation hydraulique actuelle

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

-La ville de Draa-el-Mizan est alimentée à partir du champ captant de Tikantarh Thavarkante. L'eau captée par la nappe alluviale est refoulée à partir de trois forages et trois puits par une conduite en acier de 200mm de diamètre. D'une manière générale les besoins de la ville de Draa-el-Mizan sont importants. Ils dépassent nettement la quantité d'eau produite ; ceci est particulièrement ressenti en été. Pour faire face à cette situation, la subdivision de la région a scindé la ville en quatre parties et chacune d'elle bénéficie d'une journée d'alimentation sur quatre jours pendant une durée de douze heures. Le quota destiné à Draa-el-Mizan ne dépasse pas trois milles mètres cubes jour en période d'étiage.

-la commune de Tizi Ghenif, est actuellement alimentée à partir de deux chaînes : la chaîne de Draa-el-Mizan qui touche l'ancienne ville, le village agricole et Marrocco ; et la chaîne de Sidi Ali Bounab qui alimente la nouvelle ville.

L'alimentation en eau de la ville de Tizi Ghenif est quotidienne pendant une durée de douze heures avec un débit de 500mètres cubes par jour.

-la commune de Frikat est alimentée à partir de la source de Tigert située à Ait Hanniche. Pour faire face à cet énorme problème d'alimentation en eau potable. La commune de Frikat est renforcée par un piquage sur la conduite de Draa-el-Mizan avec un diamètre de 50 à 60mm. L'alimentation de Frikat est d'une journée sur quatre en période estivale pendant une durée de douze heures.

-Ain Zaouia est alimentée à partir de la chaîne de Draa-el-Mizan par une adduction gravitaire de 150mm de diamètre. En été, l'alimentation de Ain Zaouia est d'une journée sur quatre pendant douze heures.

-l'alimentation en eau potable de Ouadhias est assurée: d'une part, par le champs captant Thakhoukht, l'eau captée de la nappe alluviale est refoulée à partir de trois forages à l'aide d'un système de conduites de diamètres 150 , 250 , 300mm.

D'autre part, la source de Thabouth, située sur le flanc nord de Djurdjura qui, moyennant une conduite hétérogène (PVC 125mm et acier 150mm) atteint le réservoir de Ouadhias. Le quota destiné à la ville de Ouadhias ne dépasse pas 2530 mètres cubes par jour.

-la commune de Tizi N'tlatha est alimentée actuellement par:

- La source de Thabouth qui alimente la partie haute de la commune et le village de Ighil Imoula par une conduite en PVC de diamètre 125mm.
- Une adduction gravitaire de 80 mm provenant de Beni Douala, alimente une partie de Ighil Imoula et les villages de Ait Abd elmoumene et Chorfa. Le quota destiné pour Tizi N'tlatha est de l'ordre de 810 mètres cubes par jour.

Pour les localités de Boghni, Bounouh, Assi Youcef et Mechtras où les pertes sont considérées importantes et la production est minimale par rapport à la demande en eau de la population. Les quotas destinés aux communes citées précédemment, sont respectivement 2723 , 278 , 778 et 2222 de mètres cubes par jour, selon les services d'hydraulique de la zone en question.

I-7- Ressources en eau

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, à cet effet l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et Transfert) a lancé un projet pour l'alimenter, et cela à l'aide du barrage Koudiat Acerdoune, qui se situe sur oued Isser à une trentaine de kilomètres à vol d'oiseau vers le sud-ouest de la ville de Draa-el-Mizane, et qui régularise un volume annuel de 146 millions de mètres cubes par un apport de 206 millions de mètres cubes. Il sera la source qui pourra combler les déficits des localités concernées.

Conclusion:

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

Estimation des besoins en eau

Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

II-1- L'évaluation de la consommation moyenne journalière

D'après la DHW de la wilaya de Tizi Ouzou, les dotations en eau potable des différentes localités sont répartie comme suit:

II-1-1- Besoins domestiques:

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

La quasi-totalité des localités en question est considérée comme rurale; pour cela, la norme de consommation à l'horizon 2020 est justifiée, selon les besoins, comme suit :

Tableau II-1: tableau de répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2020:

Besoins	Dotation (l/j/hab)
Boissons	5
Cuisine	10
Lavabo	10
Douche	50
Arrosage	50
Autres besoins	75
total	200

On peut prévoir l'évolution de la consommation à l'horizon 2020
D'où la dotation sera:

$$D = 200 \text{ l/j/habitant}$$

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

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

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

N: nombre d'habitants

Tableau II-2 : tableau récapitulatif des besoins domestiques:

localité	Nombre d'habitants 2020	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)
Draa-el-Mizan	61097	200	12219,45
Tizi Ghenif	44972	200	8994,40
Frikat	21406	200	4281,17
Ain Zaouïa	28956	200	5791,25
Boghni	48275	200	9655,01
Bounouh	16572	200	3314,37
Mechtras	20665	200	4132,97
Assi youcef	29560	200	5911,96
Tizi N'tletha	25389	200	5077,88
Ouadhias	28946	200	5789,26
total	325839	200	65167,71

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-3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires:

localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Régime	Débit (m ³ /j)
Draa-el-Mizan	07 Primaires	2450	10	externat	24,5
	04 CEM	2200			22,00
	03 Lycées	3200			21,00
Tizi Ghenif	05 Primaires	2048	10	externat	20,48
	02 CEM	1381			13,81
	02 Lycées	1873			18,73
	01 CFPA	240			02,40
Frikat	06 Primaires	1800	10	externat	18,00
	01 CEM	670			06,70
	CFPA	90			00,90
Ain Zaouïa	05 Primaires	2100	10	externat	21,00
	02 CEM	860			08,60
Boghni	07 Primaires	2205	10	externat	22,05
	02 CEM	1250			12,50
	01 Lycées	1020			10,20
	01 Technicum	600			06,00
	02 CFPA	460			04,6
Bounouh	06 Primaires	1400	10	externat	14,00
	01 CEM	450			04,50
Mechtras	05 Primaires	2000	10	externat	20,00
	01 CEM	500			05,00
Assi youcef	05 Primaires	2040	10	externat	20,40
	02 CEM	1200			12,00
	01 Lycées	1000			10,00
Tizi N'tletha	07 Primaires	2036	10	externat	20,36
	03 CEM	1374			13,74
	01 Lycées	869			08,69
Ouadhias	05 Primaires	2000	10	externat	20,00
	02 CEM	1000			10,00
	01 Lycées	800			08,00
	01 CFPA	300			03,00
total					403,16

II-1-3- Besoins sanitaires

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

Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires:

localités	Type d'équipement	unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
		(m ²)	lits		
Draa-el-Mizan	01 unité de soin	1000	-	15	15,0
	01 maternité	-	20	250	5,0
	01 hôpital	-	240	250	60,0
Tizi Ghenif	03 unités de soin	420	-	15	6,3
	01 maternité	24	-	250	6,0
	01 centre de santé	200	-	15	3,0
Frikat	04 salles de soin	480	-	15	7,2
	01 maternité	-	20	250	5,0
Ain Zaouia	01 polyclinique	500	-	15	7,5
	03 centres de santé	600	-	15	9,0
Boghni	01 unité de soin	140	-	15	2,1
	01 maternité	-	20	250	5,0
	01 hôpital	-	80	250	20,0
Bounouh	01 unité de soin	140	-	15	2,1
Mechtras	03 salles de soin	360	-	15	5,4
Assi youcef	02 salles de soin	200	-	15	3,0
Tizi N'tletha	04 salles de soin	500	-	15	7,5
Ouahias	01 polyclinique	800	-	15	12,0
	01 maternité	-	20	250	5,0
	02 salles de soin	240	-	15	3,6
total					215,7

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-5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs:

localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
Draa-el-Mizan	01 APC	65	15	0,98
	01 Daïra	68		1,02
	01 Poste	16		0,24
	01 Bureau de poste	08		0,12
	01 CNAS	12		0,18
	03 Banques	27		0,41
	01 Justice	20		0,30
	02 SAA	10		0,15
	01 Darak el Watani	35		0,53
	01 sûreté de daïra	38		0,57
	01 Protection civile	40		0,60
	01 caserne	450	50	22,50
Tizi Ghenif	01 APC	54		0,81
	01 Daïra	76		1,14
	03 Agences postales	20		0,30

	01 Bureau de poste	12	15	0,18
	01 CNAS	05		0,08
	02 Banques	15		0,23
	01 Recette impôts	05		0,08
	01 sûreté de daïra	30		0,45
	01 Darak el Watani	30		0,45
	01 caserne	250	50	12,50
Frikat	01 APC	101		1,52
	02 Agences postales	08	15	0,12
	01 Garde communale	45		0,68
	01 Darak el Watani	30		0,45
Ain Zaouïa	01 APC	48		0,72
	02 Agences postales	13	15	0,20
	01 Garde communale	35		0,53
Boghni	01 APC	272		4,08
	01 Daïra	118		1,77
	01 Poste	16		0,24
	02 Bureau de poste	20		0,30
	01 CNAS	12		0,18
	03 Banques	22		0,33
	03 SAA	16	15	0,24
	01 Complexe d'impôts	18		0,27
	01 sûreté de daïra	35		0,53
	01 Garde communale	40		0,60
	01 Darak el Watani	32		0,48
	01 caserne	250	50	12,50
Bounouh	01 APC	50		0,75
	04 Agences postales	12	15	0,18
	01 Garde communale	25		0,38
Mechtras	01 APC	80		1,20
	01 Garde communale	25	15	0,38
	01 Darak el Watani	25		0,38
Assi youcef	01 APC	91	15	1,37
	01 Garde communale	24		0,36
Tizi N'tletha	01 APC	90	15	1,35
	01 Garde communale	40		0,60
Ouadhias	01 APC	78		1,17
	01 Daïra	72		1,08
	01 Poste	15		0,23
	01 ADE	15		0,23
	01 CNAS	08	15	0,12
	02 Banques	14		0,21
	01 Agence SONELGAZ	06		0,09
	01 sûreté de daïra	60		0,90
	01 Darak el Watani	28		0,42
total				79,79

II-1-5- Besoins commerciaux et industriels

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Ceci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation.

Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels:

localités	Type d'équipement	Détails (unité)	Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
Draa-el-Mizan	02 usines:			
	-ENPC	-	-	40,00
	-GRIGADEM	-	-	30,00
	02 U.fabrication:			
	-Papier	-	-	22,00
	-Matelas	-	-	25,00
	01 Centre commercial (50 lots)	1600 m ²	05 l/j/m ²	08,00
	04 Douches publiques	50 postes	200 l/j/poste	10,00
Tizi Ghenif	01 zone d'activité (67 lots)	2200 m ²	05 l/j/m ²	11,00
	03 Douches publiques	60 postes	200 l/j/poste	12,00
Frikat	01 U.fabrication plastique	240 ouv	-	20,00
Boghni	01 Zone d'activité (92 lots)	2800 m ²	05 l/j/m ²	14,00
	04 Douches publiques	60 postes	200 l/j/poste	12,00
Bounouh	01 U.de confiserie	-	-	08,00
Mechtras	Unités fabrication:			
	- Parpaing (02)	-	-	35,00
	-Buses (01)	-	-	15,00
	02 Douches publiques	30 postes	200 l/j/poste	06,00
Assi youcef	04 Douches publiques	48 postes	200 l/j/poste	09,60
Ouadhias	02 Unités fabrication:			
	-Parpaing + Buses	-	-	30,00
	-Carrelage (01)	-	-	10,00
	03 Douches publiques	36 postes	200 l/j/poste	07,20
total				324,80

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

Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières:

localité	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins administratifs	Besoins socioculturels	Besoins commerciaux et industriels	Besoins du bétail	Total Q (m ³ /j)
Draa-el-Mizan	12219,45	67,5	85	27,6	18,5	135	275,68	12828,73
Tizi Ghenif	8994,4	55,42	21,3	16,22	21,2	23	141,60	9273,14
Frikat	4281,17	25,6	17,2	2,77	3,5	20	159,24	4509,48
Ain Zaouïa	5791,25	29,6	16,5	1,45	2,75	0	43,01	5884,56
Boghni	9655,01	55,35	32,1	21,52	12,8	26	69,77	9872,55
Bounouh	3314,37	18,5	2,1	1,31	2	8	55,22	3401,50
Mechtras	4132,97	25	5,4	1,96	2	56	45,76	4269,09
Assi youcef	5911,96	42,4	3	1,73	2,5	9,6	48,24	6019,43
Tizi N'tletha	5077,88	42,79	7,5	1,95	5	0	38,80	5173,92
Ouadhias	5789,26	41	25,6	3,28	3,8	47,2	48,64	5958,78
total	65167,71	403,16	215,7	79,79	74,05	324,8	925,96	67191,18

II-2- Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2020 sont donnés pour chaque commune dans le tableau suivant.

Tableau II-10: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières:

localité	Q _{moy j} (m ³ /j)
Draa-el-Mizan	12828,73
Tizi Ghenif	9273,14
Frikat	4509,48
Ain Zaouïa	5884,56
Boghni	9872,55
Bounouh	3401,50
Mechtras	4269,09
Assi youcef	6019,43
Tizi N'tletha	5173,92
Ouadhias	5958,78
total	67191,18

En tenant compte des différentes pertes d'eau, la consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2020, à Q_{moy j} = 67191,18 m³/j soit un débit de 777,68 l/s

II-3- Détermination des consommations maximales et minimales journalières [4]

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max j}$ et $K_{\min j}$.

$K_{\max j}$: consommation maximale journalière.

$K_{\min j}$: consommation minimale journalière.

$$K_{\max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

II-3-1- Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)

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

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \cdot Q_{\text{moy } j}$$

Où:

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3

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

D'où :

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

II-3-2- Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

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

$$Q_{\min j} = 0,9 * Q_{\text{moy } j}$$

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

Tableau II-11: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; $Q_{\max j}$:

localité	$Q_{\text{moy } j}$ (m^3/j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m^3/j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m^3/j)
Draa-el-Mizan	12828,73	0,9	11545,86	1,3	16677,35
Tizi Ghenif	9273,14	0,9	8345,83	1,3	12055,08
Frikat	4509,48	0,9	4058,53	1,3	5862,32
Ain Zaouia	5884,56	0,9	5296,10	1,3	7649,93
Boghni	9872,55	0,9	8885,30	1,3	12834,32
Bounouh	3401,50	0,9	3061,35	1,3	4421,95
Mechtras	4269,09	0,9	3842,18	1,3	5549,82
Assi youcef	6019,43	0,9	5417,49	1,3	7825,26
Tizi N'tletha	5173,92	0,9	4656,53	1,3	6726,10
Ouadhias	5958,78	0,9	5362,90	1,3	7746,41
total	67191,18	0,9	60472,06	1,3	87348,53

II-4- Variation des débits horaires [4]

Le débit journalier subit des variations durant les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{\max h}$ et $K_{\min h}$ dits respectivement, coefficient de variation maximale horaire et coefficient de variation minimale horaire.

$$K_{\max h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

$$K_{\min h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

- Consommation moyenne horaire (horizon 2020):

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{Q_{\max j}}{24}$$

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{67191,18}{24} = 3639,52 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Consommation minimale horaire (horizon 2020):

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moy } h}$$

- Consommation maximale horaire (horizon 2020):

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\text{moy } h}$$

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

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

D'où :

α_{\max} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération qui varie de 1,2 à 1,4

Pour notre cas, on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant de l'agglomération, il est donné par le tableau suivant :

Tableau II-12 : 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

Les valeurs du coefficient β_{\max} des différentes localités sont déterminées par interpolation en fonction du nombre d'habitants en se référant au tableau ci-dessus. Le tableau ci-dessous englobe les résultats trouvés :

Tableau II-13 : tableau donnant le coefficient $K_{max h}$ en fonction du nombre d'habitants:

localité	Nombre d'habitants	α_{max}	β_{max}	$K_{max h}$
Draa-el-Mizan	61097	1,3	1,13	1,47
Tizi Ghenif	44972	1,3	1,14	1,48
Frikat	21406	1,3	1,19	1,55
Ain Zaouia	28956	1,3	1,16	1,51
Boghni	48275	1,3	1,14	1,48
Bounouh	16572	1,3	1,24	1,61
Mechtras	20665	1,3	1,2	1,56
Assi youcef	29560	1,3	1,15	1,50
Tizi N'tletha	25389	1,3	1,17	1,52
Ouadhias	28946	1,3	1,16	1,51

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur l'annexe (II-1).

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier, [voir l'annexe (II-2)].

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

A l'horizon 2020:

- La commune de Draa el Mizan, dont le nombre d'habitants est compris entre 50000 et 100000 correspond à la troisième colonne de répartition.
- Les neuf autres communes à savoir : Tizi Ghenif, Frikat, Ain Zaouia, Boghni, Bounouh, Assi Youcef, Mechtras, Tizi N'Tletha et Ouadhias dont le nombre d'habitants de chacune est compris entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

II-5- Calcul de déficit de consommation

Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2020), il nous convient de nous déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente l'allocation journalière à créer (déficit) pour chaque localité

Tableau II-14: Tableau des déficits à combler à l'an 2020:

localité	Besoins en eau à l'an 2020 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
Draa-el-Mizan	16677,35	3000	13677,35
Tizi Ghenif	12055,08	500	11555,08
Frikat	5862,32	500	5362,32
Ain Zaouia	7649,93	800	6849,93
Boghni	12834,32	2723	10111,32
Bounouh	4421,95	278	4143,95
Mechtras	5549,82	2222	3327,82
Assi youcef	7825,26	778	7047,26
Tizi N'tletha	6726,10	810	5916,1
Ouadhias	7746,41	2530	5216,41
total	87348,53	14141	73207,53

Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2020, est de 847,31 l/s, L'histogramme ci-dessous représente la répartition des déficits à combler par localité.

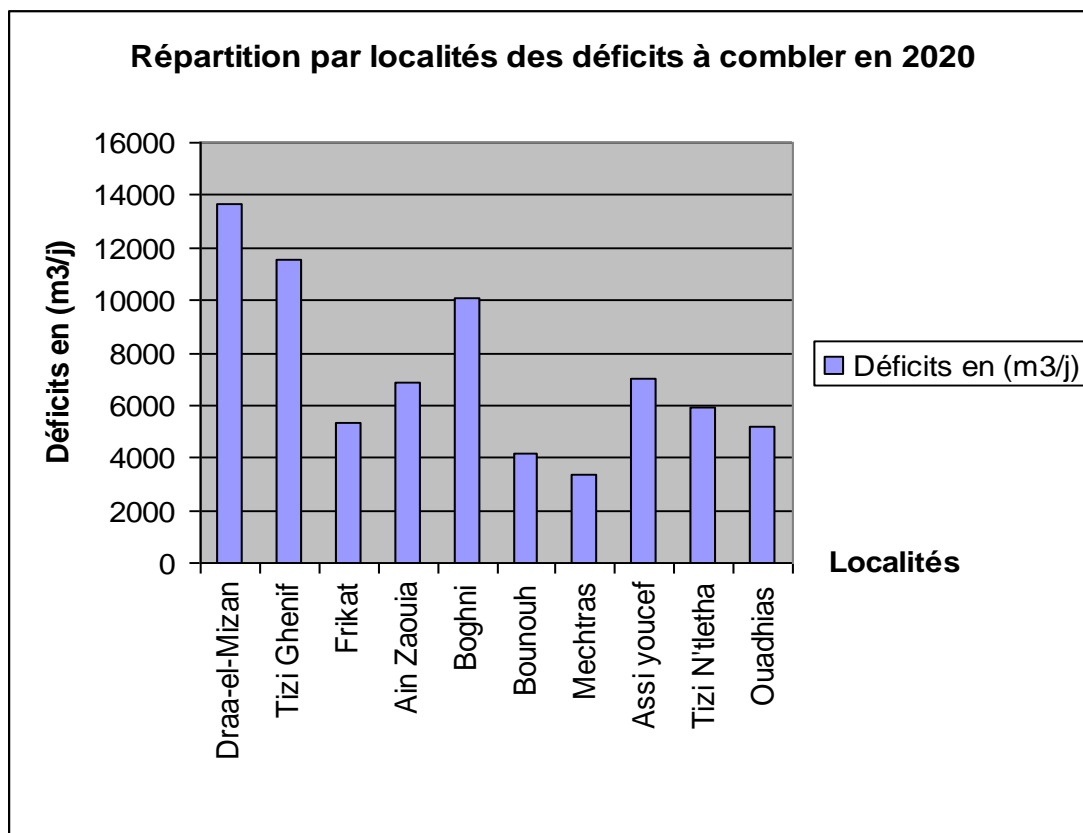


Figure II-1 : Répartition des déficits à combler à l'horizon 2020

Conclusion

Le débit total d'exploitation des sources et forages dans l'ensembles des localités est de 163,67 l/s, débit très faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2020) qui sont de 1010,78 l/s, par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité qui manque, qui sont de 847,31 l/s.

Afin de transférer cette quantité d'eau du barrage vers les consommateurs concernés par le projet, il est indispensable de disposer des ouvrages de stockage et de traitement qui sont l'objet du chapitre qui suit.

CHAPITRE III

Les réservoirs

noitcudortnl

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

III-1- Définition

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours de des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu dans l'adduction, Ils permettent de rendre optimal le débit pour tous les ouvrages situés en amont, c'est-à-dire, les réservoirs disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelles

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieure au débit de consommation, on accumule l'excédent dans des réservoirs

III-2- Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques
 - Les réservoirs en maçonnerie
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées
 - Semi-enterrés
 - Surélevés
- D'après leurs formes :
 - Circulaires
 - Rectangulaires
 - Ou d'une forme quelconque

L'alimentation d'une agglomération urbaine ne comportera que rarement un réservoir unique, le plus souvent plusieurs réservoirs seront nécessaires; soit au centre de consommation importe, soit en position de réservoir d'équilibre en extrémité du réseau. A cet effet, nous avons envisagé pour le cas de notre réseau :

- Quatre bâches de reprises réparties sur le long du réseau principal.
- Dix réservoirs terminaux qui desservent toute la population de la zone, placés d'une manière telle que la ligne des niveaux piézométriques relatifs à chaque canalisation de distribution, passe au-dessus de tout appareil de puisage
- Deux réservoirs de mise en charge

La majorité de ces ouvrages sont projetés, puisque c'est le cas de toutes les bâches de reprises des stations de pompes

☛ **Réservoirs terminaux:**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différents centres à desservir

☛ **Réservoirs de mise en charge:**

Les réservoirs de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval

☛ **Les bâches de reprises:**

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompages

Si le débit de sortie est identique ou inférieure au débit d'entrer, il n'est pas nécessaire de disposer d'un volume tampon.

En principe, il devrait y avoir égalité des débits entrant et sortant

III-3- Fontainerie d'équipement des réservoirs [5]

Les dispositions constructives générales adoptées pour notre projet sont les suivantes

- Le découpage des réservoirs en deux bassins permettant d'effectuer l'entretien et les éventuelles réparations.
- La mise en place d'un dispositif de vidange permettant de vider le réservoir en quelques heures
- L'équipement de crépines pour les prises d'eau, ces dernières sont situées dans une fosse ménagée dans le radier afin d'optimiser le volume utile du réservoir.
- La mise en place d'un système de trop-plein permettant d'évacuer le débit maximal entrant en cas de défaillance du dispositif d'arrêt au niveau haut.
- L'installation des vannes sur les canalisations de départ des réservoirs, pour éviter de vider le réservoir en cas d'incident sur la canalisation (cette vanne sera motorisée).
- A l'arrivée des canalisations de refoulement lorsque celle-ci ne se fait pas par surverse, l'installation selon les cas, soit d'un clapet anti-retour, soit d'une vanne papillon motorisée afin d'éviter que le réservoir ne se vide pas en cas de casse sur la conduite de refoulement
- L'installation à l'extérieur des cuves d'un dispositif de lecture directe du niveau d'eau dans chaque bassin et de son volume à l'aide d'un système informatisé à partir d'un capteur

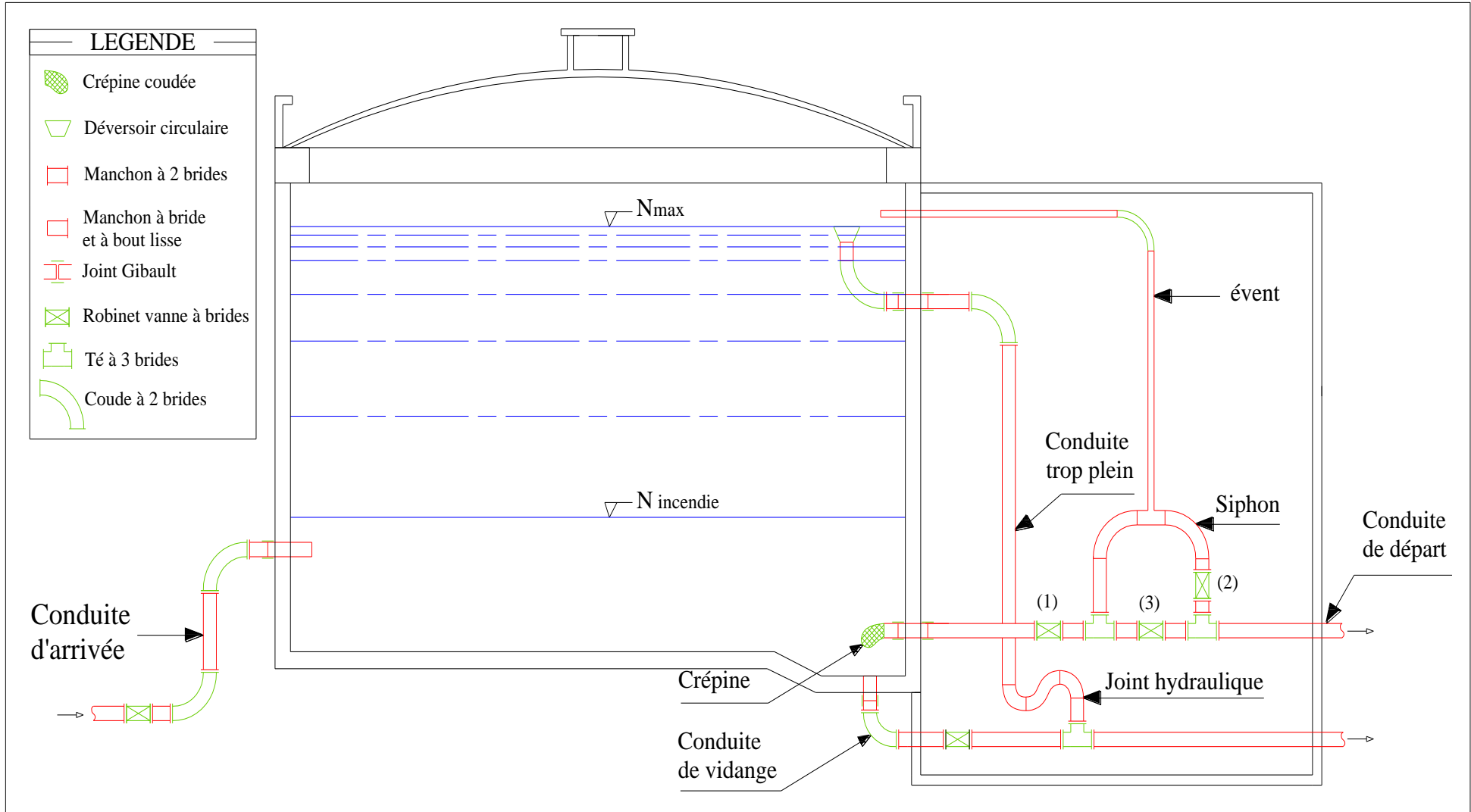


Figure-III-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré

III-4- Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs doit être choisi de telle sorte à assurer une alimentation en eau au point le plus défavorable. Il dépend de la topographie du lieu. C'est après une étude économique l'on pourra déterminer le meilleur emplacement possible

III-5- Réservoirs alimentés gravitairement

Les réservoirs alimentés gravitairement, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprises, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques autocentreurs qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

III-6- Réservoirs alimentés par refoulement

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charges de ces dernières, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts et de mise en charge des pompes de la station d'alimentation

III-7- Capacité de réservoirs

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

III-7-1- 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 :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

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

• Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la déférence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

III-7-2- Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ |V| \quad (\%)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * R_{\max}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III-3})$$

Dont le volume totale sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc.}}$$

III-7-3- Dimensionnement des Bâches de reprises des différentes stations de pompage

La bache de reprise dans notre cas 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 bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\max.j} * t}{20}$$

Avec :

$Q_{\max.j}$: débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

III-7-3-1- Bache de la station de pompage : n°1 (SP1)

La station de pompage (SP1) se situe à l'aval immédiat de la station de traitement. Les pompes sont alimentées par la bache de reprise. La bache de reprise est alimentée par la station de traitement. La station de pompage (SP1) alimente la bache de reprise de la station de pompage n°2 (SP2). Le débit entrant à la station de pompage (SP1) est de 3660,38 m³/h, soit un débit de 1016,77 l/s.

Donc le volume de la bache de reprise (SP1) est :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\max.j} * t}{20}$$

$$V_{\text{bache}} = \left(\frac{73207,53}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 915,09 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalise de 1000 m³.

III-7-3-2- Bache de la station de pompage n °2 (SP2)

La station de pompage (SP2) se situe à 4385 m de la station de pompage (SP1), au nord de la localité d'Aomar Gare. Les pompes sont alimentées par la bache de reprise de la station de pompage (SP2). La bache de reprise elle même est alimentée par une conduite de refoulement qui provient de la station de pompage (PS1). La station de pompage (SP2) alimente la bache de reprise de la station de pompage n°3 (SP3).

Alors le volume de la bache de reprise (SP2) est la même que la bache de reprise de (SP1):

$$V_{\text{b\^ache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20}$$

$$V_{\text{bache}} = \left(\frac{73207,53}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 915,09 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalise de 1000 m³.

III-7-3-3- B\^ache de la station de pompage n°3 (SP3)

La station de pompage (SP3) se situ\^e \`a 4020 m de la station de pompage (SP2). Les pompes sont aliment\^ees par la b\^ache de la station de pompage (SP3). La b\^ache de reprise elle-m\^eme est aliment\^ee par une conduite de refoulement qui provient de la station de pompage (SP2). La station de pompage (SP3) refoule vers le r\^eservoir tampon de Draa-el-Mizan

Donc le volume de la b\^ache de reprise (SP1) est :

$$V_{\text{b\^ache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20}$$

$$V_{\text{bache}} = \left(\frac{73207,53}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 915,09 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalise de 1000 m³.

III-7-3-4- B\^ache de la station de pompage n°4 (SP4)

La station de pompage (SP4) se situe \`a l'extr\^emite de la conduite gravitaire provenant du r\^eservoir de **Draa-el-mizan**, a environ de 0,3km \`a l'aval de piquage de **Tizi-N'tletha**. Les pompes sont aliment\^ees par la b\^ache de la (SP4). La b\^ache de reprise est aliment\^ee par la conduite motionne ci-avant. La station de pompage (SP4) alimente un ouvrage de mise en charge **d'Irhen-Guiril** (a partir de laquelle l'adduction reprend gravitairement)

Le d\^ebit sortant de la station de pompage (SP4) est de 260,82 m³/h soit 72,45 l/s.
Alors le volume de la b\^ache de (SP4) est d\^etermin\^e par la m\^ethode analytique :

Tableau III-1: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP4)

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	5	-	0,83	3,33
01 - 02	4,17	5	-	0,83	4,17
02 - 03	4,17	5	-	0,83	5,00
03 - 04	4,17	5	-	0,83	5,83
04 - 05	4,17	5	-	0,83	6,67
05 - 06	4,17	5	-	0,83	7,50
06 - 07	4,17	5	-	0,83	8,33
07 - 08	4,17	5	-	0,83	9,17
08 - 09	4,17	5	-	0,83	10,00
09 - 10	4,17	5	-	0,83	10,83
10 - 11	4,17	5	-	0,83	11,67
11 - 12	4,17	5	-	0,83	12,50
12 - 13	4,17	5	-	0,83	13,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	14,17
14 - 15	4,17	5	-	0,83	15,00
15 - 16	4,17	5	-	0,83	15,83
16 - 17	4,17	5	-	0,83	16,67
17 - 18	4,17	-	4,17	-	12,50
18 - 19	4,17	-	4,17	-	8,33
19 - 20	4,17	-	4,17	-	4,17
20 - 21	4,17	-	4,17	-	0,00
21 - 22	4,17	5	-	0,83	0,83
22 - 23	4,17	5	-	0,83	1,67
23 - 00	4,17	5	-	0,83	2,50
Total	100,00	100	16,67	16,67	-

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

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

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

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

$$V_{bache} = \frac{16,67 * 5216,41}{100} = 869,57 \quad (m^3)$$

En choisi un volume normalise de $1000 m^3$.

III-7-4- Dimensionnement des réservoirs tampons

III-7-4-1- Réservoir de Draa-el-Mizan

Le réservoir de Draa-el-mizan (R_{DM}) joue le rôle, de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP3) gravitairement vers les réservoirs des localités situées à l'aval, ainsi que la station de pompage (SP4).

Le volume de (R_{DM}) sera déterminé selon formule suivant :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$
$$V_t = \left(\frac{3050,31}{2} \right) * 4 = 6100,63 \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=3050,31 \text{ m}^3/\text{h}$).

t : le temps de stockage (t = 4 heures)

V : $6100,63 \text{ m}^3$

V_{inc} : 120 m^3

$V_t = V + N * V_{inc}$

N:nombre de réservoir (N = 10 réservoirs)

$V_t = 6100,63 + 10 * 120 = 7300,63 \text{ m}^3$

On opte pour un réservoir de capacité égale a 8000 m^3 situe sur un altitude de 669m (le plus point accessible).

Il est intéressant de partage le volume du réservoir en deux compartiment de 4000 m^3 pour assure une continuité de l'alimentation pendant le nettoyage, ou en cas de panne.

III-7-4-2- Réservoir de mise en charge de Irhen-Guiril

Le réservoir de **Irhen guiril** (R_{IG}) joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP4) garvitairement vers le réservoir de **Quadhias**.

Le volume de (R_{IG}) sera déterminé selon la formule suivante:

$$V_r = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$
$$V_r = \left(\frac{217,35}{2} \right) * 4 = 434,70 \text{ (m}^3\text{)}$$

Q_{tr} : débit transit ($Q_{tr}=217,35 \text{ m}^3/\text{h}$)

t : temps de stockage (t = 4 heures)

V_r : $434,70 \text{ m}^3$

V_{inc} : 120 m^3

$V_t = V_r + V_{inc} = 434,70 + 120 = 554,70 \text{ m}^3$

$V_t = 554,70 \text{ m}^3$

On opte pour une capacité standard égale à 600 m^3 , situe sur une altitude de 546m

III-7-5- Dimensionnement des réservoirs terminaux

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette présente étude dix communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable. A cet effet, dix réservoirs terminaux doivent être prévu, et leurs capacités sont déterminées par la formule suivante:

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

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

➤ **Estimation de la capacité totale des réservoirs terminaux par la méthode analytique:**

Tableau III-2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Draa el Mizan

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	3	1,17	-	2,03
01 - 02	4,17	3,2	0,97	-	3,00
02 - 03	4,17	3	1,17	-	4,17
03 - 04	4,17	3,1	1,07	-	5,23
04 - 05	4,17	3,5	0,67	-	5,90
05 - 06	4,17	4,1	0,07	-	5,97
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	5,63
07 - 08	4,17	4,9	-	0,73	4,90
08 - 09	4,17	4,9	-	0,73	4,17
09 - 10	4,17	4,6	-	0,43	3,73
10 - 11	4,17	4,8	-	0,63	3,10
11 - 12	4,17	4,7	-	0,53	2,57
12 - 13	4,17	4,4	-	0,23	2,33
13 - 14	4,17	4,1	0,07	-	2,40
14 - 15	4,17	4,2	-	0,03	2,37
15 - 16	4,17	4,4	-	0,23	2,13
16 - 17	4,17	4,3	-	0,13	2,00
17 - 18	4,17	4,1	0,07	-	2,07
18 - 19	4,17	4,5	-	0,33	1,73
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	1,40
20 - 21	4,17	4,5	-	0,33	1,07
21 - 22	4,17	4,8	-	0,63	0,43
22 - 23	4,17	4,6	-	0,43	Vide
23 - 00	4,17	3,3	0,87	-	0,87
Total	100 %	100 %	5,97 %	5,97 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Draa el Mizan

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{5,97 * 13677,35}{100} \Rightarrow V_r = 816,54 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 816,54 + 120 \Rightarrow V_t = 936,54 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

Tableau III-3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tizi Ghenif

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Tizi Ghenif

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 11555,08}{100} \Rightarrow V_r = 2215,11 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 2215,11 + 120 \Rightarrow V_t = 2335,11 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 2400 \text{ m}^3$.

Tableau III-4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Frikat

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Frikat

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 5362,32}{100} \Rightarrow V_r = 1027,96 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1027,96 + 120 \Rightarrow V_t = 1147,96 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1200 \text{ m}^3$.

Tableau III-5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ain Zaouia

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Ain Zaouia

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 6849,93}{100} \Rightarrow V_r = 1313,13 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1313,13 + 120 \Rightarrow V_t = 1433,13 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$.

Tableau III-6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Boghni

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Boghni

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 10111,32}{100} \Rightarrow V_r = 1938,34 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1938,34 + 120 \Rightarrow V_t = 2058,34 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 2200 \text{ m}^3$.

Tableau III-7: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bounouh

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Bounouh

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 4143,95}{100} \Rightarrow V_r = 794,40 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 794,40 + 120 \Rightarrow V_t = 914,40 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

Tableau III-8: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mechtras

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Mechtras

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 3327,82}{100} \Rightarrow V_r = 637,94 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 637,94 + 120 \Rightarrow V_t = 757,94 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 800 \text{ m}^3$.

Tableau III-9: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Assi Youcef

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Assi Youcef

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 7047,26}{100} \Rightarrow V_r = 1350,96 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1350,96 + 120 \Rightarrow V_t = 1470,96 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$.

Tableau III-10: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tizi N'Tletha

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Tizi N'Tletha

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 5916,10}{100} \Rightarrow V_r = 1134,12 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1134,12 + 120 \Rightarrow V_t = 1254,12 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1400 \text{ m}^3$.

Tableau III-11: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ouadhias

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	Vide
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,33
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,50
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17 %	19,17 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Ouadhias

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 5216,41}{100} \Rightarrow V_r = 999,99 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 999,99 + 120 \Rightarrow V_t = 1119,99 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1200 \text{ m}^3$.

► **Les volumes trouvés sont portés sur le tableau suivant:**

Tableau III-12: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux :

Réservoirs	$Q_{\max,j}(m^3/j)$	$a(\%)$	V_{inc}	$V_{total}(m^3)$	Volume normalise (m^3)
R _{DEM}	13677,35	5,97	120	936,54	1000
R _{TG}	11555,08	19,17	120	2335,11	2400
R _{FRI}	5362,32	19,17	120	1147,96	1200
R _{AZ}	6849,93	19,17	120	1433,13	1500
R _{BOG}	10111,32	19,17	120	2058,34	2200
R _{BOU}	4143,95	19,17	120	914,40	1000
R _{MEC}	3327,82	19,17	120	757,94	800
R _{AY}	7047,26	19,17	120	1470,96	1500
R _{TNT}	5916,1	19,17	120	1254,12	1400
R _{OUA}	5216,41	19,17	120	1119,99	1200

Remarque:

Vu que les localités concernées par cette présente étude sont des régions montagneuses, il est nécessaire d'opter pour des réservoirs jumelés, et les volumes trouvés dans le tableau ci-dessus seront partagés comme suit :

Tableau III-13: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux jumelés :

Réservoirs	Volume normalisé (m^3)	Nombre de réservoirs jumelés	Capacités des réservoirs (m^3)
R _{DEL}	1000	2	500
R _{TG}	2400	2	1200
R _{FRI}	1200	2	600
R _{AZ}	1500	2	750
R _B	2200	2	1100
R _{Bog}	1000	2	500
R _{Mech}	800	2	400
R _{AY}	1500	2	750
R _{TNT}	1400	2	700
R _{Ou}	1200	2	600

✓ **Forme des réservoirs**

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m^3 , 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 déterminés 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 : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

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

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

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

Tableau III-14: 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)
R _{DEL}	2	500	12	113,04	4,42	0,53	0,68	5,00
R _{TG}	2	1200	17,5	240,406	4,99	0,25	0,51	5,50
R _{Fr}	2	600	13	132,665	4,52	0,45	0,48	5,00
R _{AZ}	2	750	14	153,86	4,88	0,39	0,62	5,50
R _{Bou}	2	1100	16,5	213,716	5,15	0,28	0,35	5,50
R _{Mech}	2	500	12	113,04	4,42	0,53	0,68	5,00
R _{Bog}	2	400	11	94,985	4,21	0,63	0,29	4,50
R _{AY}	2	750	14	153,86	4,88	0,39	0,62	5,50
R _{TNT}	2	700	14	153,86	4,55	0,39	0,45	5,00
R _{Ou}	2	600	13	132,665	4,52	0,45	0,48	5,00

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

Tableau III-15: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	1000	16	200,96	4,98	0,52	5,5
SP 2	1000	16	200,96	4,98	0,52	5,5
SP 3	1000	16	200,96	4,98	0,52	5,5
SP 4	1000	16	200,96	4,98	0,52	5,5

Les dimensions des réservoirs tampon sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau III-16: Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampon:

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)	H (m)
RT _{DEM}	2*4000	30	706,858	5,66	0,85	0,34	6
RT _{IG}	600	13	132,665	4,52	0,45	0,48	5,00

III-8- Hygiène et sécurité des réservoirs [9]

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure contre les élévations importantes de températures.

Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité. Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.

Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau

III-9- Traversée des conduites dans les parois du réservoir

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).

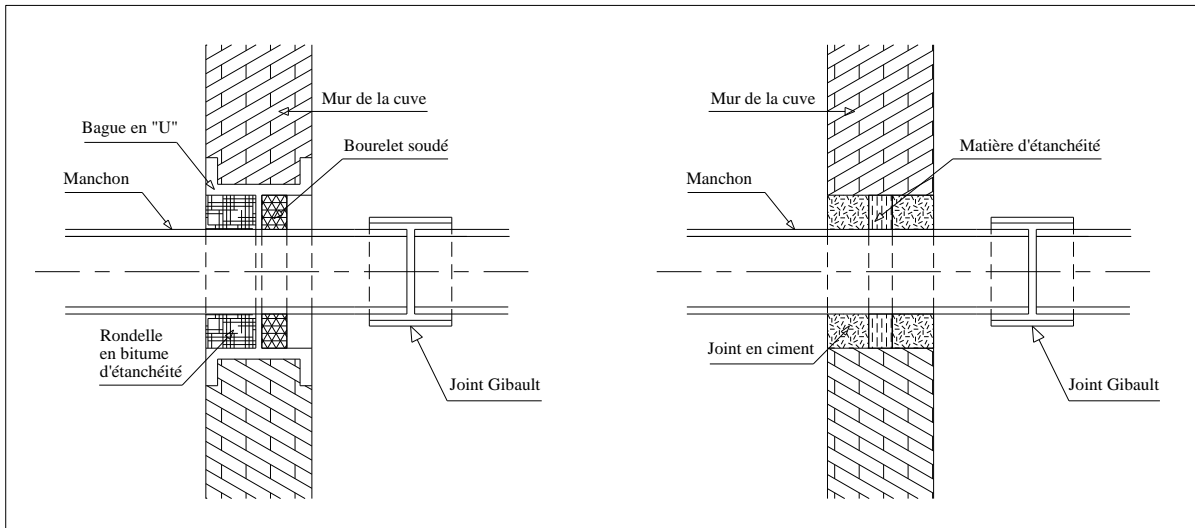


Figure III-2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **2^{eme} 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).

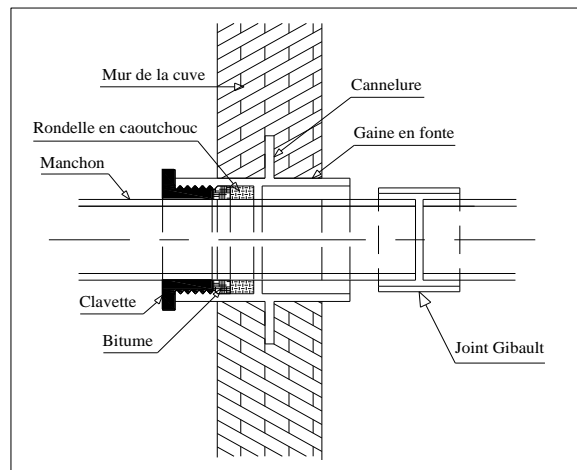


Figure III-3: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question. Néanmoins, les réservoirs existants seront jumelés avec D'autres réservoirs pour accomplir cette garantie.

L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire de quatre stations de reprise, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (refoulement-gravitaire) qui sont l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE IV

Etude de l'adduction

Généralités

Le terme d'adduction s'applique à l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au point d'utilisation ou au réservoir de stockage.

Lorsque les eaux peuvent être transitées uniquement par gravité, l'ouvrage d'adduction peut consister:

- Soit en un canal découvert (rarement en AEP)
- Soit en une conduite forcée, (caractéristiques d'un écoulement sous pression).

Dans le cas contraire, il y a lieu de prévoir des groupes élévatoires refoulant l'eau dans une conduite sous pression analogue à la précédente.

IV-1- Choix Du Tracé

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Il est basé sur les reconnaissances du terrain, levés topographiques et les résultats des investigations géotechniques. En général, les tronçons longent les routes et les chemins existants.

Dans notre cas, le tracé retenu présente un linéaire total d'environ 70 km:

- longueur des adductions principales 40 km;
- longueur des adductions secondaires 29km.

Les différents points caractérisant le tracé sont indiqués sur les profils en long donnés dans l'annexe.

D'après ce qui précède, il s'avère que le nombre d'obstacles et de singularités à franchir est très important. Une attention particulière devra être portée à ces singularités qui sont principalement les routes nationales (RN) les chemins de wilaya (CW), les oueds, mais aussi les voies ferrées et les gazoducs.

IV-2- Schéma hydraulique

Le schéma principal du projet existe et est donné comme suit:

Le barrage de koudiat-acerdoune alimente la station de traitement (ST) par une conduite gravitaire d'eau brute. L'eau traitée est stockée dans des réservoirs.

Le système d'adduction proprement dit commence à l'aval immédiat de la station de traitement (ST) avec la station de pompage principale qui refoule l'eau traitée vers Ouadhias. Il est composé de: tronçons gravitaires et de refoulement. Le réseau est constitué de quatre stations de pompage, dix réservoirs terminaux et deux réservoirs tampons.

Les stations de pompage sont toutes régulées par détection des niveaux dans les réservoirs tampons.

Les capacités et les cotes des différents réservoirs sont déterminées précédemment.

A l'aval des tronçons gravitaires. Des vannes à disque auto-centreur sont mises en place à l'entrée des réservoirs et des bâches de reprises pour détruire la charge résiduelle excédentaire et éviter les débordements.

Notre travail dans ce chapitre c'est le dimensionnement des différents tronçons de l'adduction (refoulement et gravitaire).

IV-3- Choix de type de canalisation

Une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres. Ces derniers peuvent être:

- métalliques: fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;
- à base de ciment: béton armé, amiante-ciment, béton précontraint
- en matière thermoplastique.

Le choix du type de conduite se fait suivant un ensemble de critères d'ordre technique et économique à savoir:

- le diamètre
- la pression à supporter;
- les conduites de manutention (transport, pose,...)
- agressivité du sol;
- le prix et la disponibilité sur le marché.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en acier pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- elles sont plus légères que les conduites en fonte, d'où l'économie de transport;
- leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrain,...)
- elles sont plus longues que les conduites en fonte ce qui diminue le nombre des raccords et rend la pose plus rapide.

IV-4- Etudes technico-économique

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 la station de traitement et Ouadhias

IV-4-1- 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 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 conduite 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-4-2- 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.

Dans notre projet on a deux conduites gravitaires; la première relie le réservoir tampon de Draa-el-Mizan et SP4, la deuxième relie le réservoir tampon de Irhen Guiril et le réservoir de Ouadhias

IV-5- Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements [2][4]

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

-Formule de BRESS

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

-Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Q: débit à élever en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

IV-5-1- Calcul des pertes de charge

IV-5-1-1- 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 (m³/s);
- la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{IV-3})$$

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

ΔH_l : pertes de charge linéaires en (m)

I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV-4}) \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{IV-5}) \quad (\text{Formule Colebrook})$$

R_e: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV-6})$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{IV-7})$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks = 10⁻⁶ m²/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{IV-8})$$

D'où :

K₀: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

$\alpha = 0,04$ mm/an

T: temps de service, T=15 ans.

Alors, K_s = 0,8 + 0,04 * 15 = 1,4mm.

IV-5-1-2- 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

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{IV-9})$$

IV-5-1-3- Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{IV-10})$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$$

IV-5-2- Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV-11})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV-5-3- Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV-12})$$

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-5-4- Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 3665 \text{ [Kwh]} \quad (\text{IV-13})$$

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-5-5- Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{IV-14})$$

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

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

IV-5-6- Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (\text{IV-15})$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV-16})$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 15 \text{ ans}$

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

IV-5-7- Détermination des diamètres économiques

IV-5-7-1- Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement

► Puisque notre débit est important donc on partage notre débit par deux, et on travaille sur deux conduites en parallèle (nombre de conduites $N = 2$):

On a toutes les longueurs des conduites de refoulement supérieures à 1 Km

Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

- Tronçon SP 1 – SP 2
 - $Q = 0,5084 \text{ m}^3/\text{s}$
 - $L = 4385 \text{ m}$
 - $H_g = 187 \text{ m}$
 - $D_{c \text{ Bonnin}} = 0,713 \text{ m}$

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

Tableau IV-1: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
550	2,14096963	1177533,29	0,01873729	0,00915301	4385	40,1359564	227,1
650	1,53288358	996374,326	0,01949658	0,00413107	4385	18,1147301	205,1
700	1,32172105	925204,732	0,01984827	0,00290337	4385	12,7312969	199,7
750	1,15136589	863524,416	0,02018431	0,00209112	4385	9,16954411	196,2
800	1,01194268	809554,14	0,02050644	0,00153855	4385	6,74652998	193,7
900	0,79955964	719603,68	0,02111454	0,0008791	4385	3,85486563	190,9
1000	0,64764331	647643,312	0,02168172	0,00053305	4385	2,33740483	189,3

Tableau IV-2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
550	9186,62	4385	4706301,29
650	11527,06	4385	5905307,65
700	12769,28	4385	6541696,4
750	14068,5	4385	7207286,22
800	15367,72	4385	7872876,04
900	18078,16	4385	9261433,23
1000	20852,6	4385	10682777,6

Tableau IV-3: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
550	1381,48631	10084850,1	47096249,9
650	1247,54881	9107106,32	42530186,5
700	1214,80569	8868081,57	41413940,9
750	1193,1424	8709939,53	40675417,6
800	1178,40514	8602357,56	40173009,8
900	1160,81746	8473967,49	39573428,2
1000	1151,58796	8406592,13	39258785,3

Tableau IV-4: Bilan du tronçon SP1-SP2

Diamètre mm	550	650	700	750	800	900	1000
F _{exploit} (DA)	47096249,9	42530186,5	41413940,9	40675417,6	40173009,8	39573428,2	39258785,27
F _{amort} (DA)	4706301,29	5905307,65	6541696,4	7207286,22	7872876,04	9261433,23	10682777,6
Bilan (DA)	51802551,2	48435494,2	47955637,3	47882703,8	48045885,8	48834861,4	49941562,87

Le diamètre économique est de 750 mm, avec une vitesse de $V = 1,15 \text{ m/s}$.

- Tronçon SP 2 – SP 3
 - $Q = 0,5084 \text{ m}^3/\text{s}$
 - $L = 4020 \text{ m}$
 - $H_g = 150 \text{ m}$
 - $D_c_{\text{Bonnin}} = 0,713 \text{ m}$

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

Tableau IV-5: Calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
550	2,14096963	1177533,29	0,01873729	0,00915301	4020	36,7951071	186,8
650	1,53288358	996374,326	0,01949658	0,00413107	4020	16,6068905	166,6
700	1,32172105	925204,732	0,01984827	0,00290337	4020	11,6715653	161,7
750	1,15136589	863524,416	0,02018431	0,00209112	4020	8,40628673	158,4
800	1,01194268	809554,14	0,02050644	0,00153855	4020	6,18496021	156,2
900	0,79955964	719603,68	0,02111454	0,0008791	4020	3,53399312	153,5
1000	0,64764331	647643,312	0,02168172	0,00053305	4020	2,1428432	152,1

Tableau IV-6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
550	9186,62	4020	431455,71
650	11527,06	4020	5413759,81
700	12769,28	4020	5997176,63
750	14068,5	4020	6607363,88
800	15367,72	4020	7217551,12
900	18078,16	4020	8490527,16
1000	20852,6	4020	9793561,22

Tableau IV-7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
550	1136,1252	8293713,96	38731644,2
650	1013,33643	7397355,94	34545652,2
700	983,318794	7178227,2	33522321
750	963,458717	7033248,64	32845271,1
800	949,948165	6934621,6	32384682,9
900	933,824453	6816918,51	31835009,4
1000	925,363201	6755151,37	31546556,9

Tableau IV-8: Bilan du tronçon SP2-SP3

Diamètre mm	550	650	700	750	800	900	1000
F _{exploit} (DA)	38731644,2	34545652,2	33522321	32845271,1	32384682,9	31835009,4	31546556,88
F _{amort} (DA)	4314556,71	5413759,81	5997176,63	6607363,88	7217551,12	8490527,16	9793561,217
Bilan (DA)	43046200,9	39959412	39519497,6	39452635	39602234	40325536,6	41340118,1

Le diamètre économique est de 750 mm, avec une vitesse de $V = 1,15 \text{ m/s}$.

- Tronçon SP 3 – RT_{DEM}
 - Q = 0,5084 m³/s
 - L = 2380 m
 - Hg = 140 m
 - Dc_{Bonnin} = 0,713 m

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

- *Tableau IV-9: Calcul de la HMT du tronçon SP 3 – RT_{DEM}*

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
550	2,14096963	1177533,29	0,01873729	0,00915301	2380	21,7841679	161,8
650	1,53288358	996374,326	0,01949658	0,00413107	2380	9,83194016	149,8
700	1,32172105	925204,732	0,01984827	0,00290337	2380	6,91003117	146,9
750	1,15136589	863524,416	0,02018431	0,00209112	2380	4,97685632	145,0
800	1,01194268	809554,14	0,02050644	0,00153855	2380	3,66174261	143,7
900	0,79955964	719603,68	0,02111454	0,0008791	2380	2,09226458	142,1
1000	0,64764331	647643,312	0,02168172	0,00053305	2380	1,26864846	141,3

- *Tableau IV-10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP 3 – RT_{DEM}*

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
550	9186,62	2380	2554389,3
650	11527,06	2380	3205161,28
700	12769,28	2380	3550567,26
750	14068,5	2380	3911822,39
800	15367,72	2380	4273077,53
900	18078,16	2380	5026730,01
1000	20852,6	2380	5798178,03

- *Tableau IV-11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP 3 – RT_{DEM}*

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
550	984,003666	7183226,76	33545669
650	911,307826	6652547,13	31067395,1
700	893,536192	6522814,2	30461542,3
750	881,778236	6436981,12	30060701,8
800	873,779451	6378589,99	29788015,3
900	864,233572	6308905,07	29462586,7
1000	859,224174	6272336,47	29291811,3

- *Tableau IV-12: Bilan du tronçon SP 3 – RT_{DEM}*

Diamètre mm	550	650	700	750	800	900	1000
F _{exploit} (DA)	33545669	31067395,1	30461542,3	30060701,8	29788015,3	29462586,7	29291811,3
F _{amort} (DA)	2554389,3	3205161,28	3550567,26	3911822,39	4273077,53	5026730,01	5798178,034
Bilan (DA)	36100058,3	34272556,4	34012109,6	33972524,2	34061092,8	34489316,7	35089989,34

Le diamètre économique est de 750 mm, avec une vitesse de V = 1,15 m/s.

- Tronçon SP 4 – RT_{IG}

Le nombre de conduites de refoulement égale à un (N=1)

- $Q = 0,07245 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 2980 \text{ m}$
- $H_g = 141,3 \text{ m}$
- $D_{c \text{ Bonnin}} = 0,269 \text{ m} = 269 \text{ mm}$

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

- *Tableau IV-13: Calcul de la HMT du tronçon SP 4 – RT_{IG}*

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
150	4,10191083	615286,624	0,01409562	0,09267536	2980	276,172577	417,5
200	2,30732484	461464,968	0,01496166	0,02334351	2980	69,5636627	210,9
250	1,47668790	369171,975	0,01568959	0,00802136	2980	23,9036413	165,2
300	1,02547771	307643,312	0,01632452	0,00335406	2980	9,99508971	151,3
350	0,75341219	263694,268	0,01689191	0,00160574	2980	4,78509978	146,1

- *Tableau IV-14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP 4 – RT_{IG}*

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	2592,59	2980	902619,023
200	3137,08	2980	1092185,07
250	3749,3	2980	1305331,54
300	4455,52	2980	1551204,44
350	5249,74	2980	1827714,83

- *Tableau IV-15: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP 4 – RT_{IG}*

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
150	2539,15171	18535807,5	86562220,8
200	1282,51497	9362359,28	43722217,8
250	1004,80159	7335051,58	34254690,9
300	920,206995	6717511,06	31370776,7
350	888,518794	6486187,2	30290494,2

- *Tableau IV-16: Bilan du tronçon SP 4 – RT_{IG}*

Diamètre mm	150	200	250	300	350
F _{exploit} (DA)	86562220,8	43722217,8	34254690,9	31370776,7	30290494,2
F _{amort} (DA)	902619,023	1092185,07	1305331,54	1551204,44	1827714,83
Bilan (DA)	87464839,8	44814402,9	35560022,4	32921981,1	32118209

Le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de $V = 1,03 \text{ m/s}$.

IV-5-7-2- Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire [2][4]

- **Détermination de diamètre avantageux (tronçon RT_{DEM}-SP4)**

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV-17)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (IV-18)$$

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-17

Tableau IV-17: 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 :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV-19)$$

Dans notre cas, on prend : **$K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$**

IV-5-7-2-1- Calcul des longueurs des différents tronçons

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

Tableau IV-18: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	RT _{DEM}	Piquage-(DEM et T.GH)	1316	1447,6
2	Piquage-(DEM et T.GH)	Piquage-(Frikat et Ain.Z)	5183	5701,3
3	Piquage-(Frikat et Ain.Z)	Piquage-(Bounouh)	2431	2674,1
4	Piquage-(Bounouh)	Piquage-(Assi Youcef)	5398	5937,8
5	Piquage-(Assi Youcef)	Piquage-(Boghni)	997	1096,7
6	Piquage-(Boghni)	Piquage-(Mechtras)	2241	2465,1
7	Piquage-(Mechtras)	Point intermédiaire (Mech-T.N)	2898	3187,8
8	Point intermédiaire (Mech-T.N)	Piquage-(Tizi N'Tletha)	1390	1529
9	Piquage-(Tizi N'Tletha)	Bâche d'eau (SP4)	300	330
10	RT _{IG}	R _{Ouadhias}	1622	1784,2
total			23776	26153,6

IV-5-7-2-2- Les caractéristiques des différents points

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

Tableau IV-19: Les altitudes des différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Cote de terrain naturel
1	RT _{DEM} (radier)	668,34
2	Piquage-(DEM et T.GH)	547
3	Piquage-(Frikat et Ain.Z)	338
4	Piquage-(Bounouh)	341
5	Piquage-(Assi Youcef)	333,6
6	Piquage-(Boghni)	372
7	Piquage-(Mechtras)	348
8	Point intermédiaire (Mech-T.N)	428,5
9	Piquage-(Tizi N'Tletha)	403
10	Bâche d'eau (SP4) (trop plein)	407,98
11	RT _{IG} (radier)	541,48
12	R _{Ouadhias} (trop plein)	526

IV-5-7-2-3- Calcul de la charge disponible

Pour calculer la charge disponible on prend toujours le point le plus défavorable, dans notre cas le point intermédiaire (Mechtras-Tizi N'Tlatha) c'est le point le plus défavorable

Donc :

$$\Delta H_d = Cr_{RTDEM} - (Ct_{point.9} + 10) = 668,34 - (428,5 + 10) = 229,84 \text{ m}$$

IV-5-7-2-4- Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{229,84}{22510,4} = 0,0102 \text{ m/m}$$

IV-5-7-2-5- 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 : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

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 :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{IV-20})$$

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-20: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	D _{calculé} (mm)
1-2	847,31	1316	1447,6	0,0107	14,77	673
2-3	555,27	5183	5701,3	0,0107	58,15	573
3-4	413,93	2431	2674,1	0,0107	27,28	513
4-5	365,97	5398	5937,8	0,0107	60,57	490
5-6	284,4	997	1096,7	0,0107	11,19	445
6-7	167,37	2241	2465,1	0,0107	25,14	365
7-8	128,85	2898	3187,8	0,0107	32,52	330
8-9	128,85	1390	1529	0,0107	16,34	328
9-10	60,38	300	330	0,0107	3,53	246

IV-5-7-2-6- Normalisation des diamètres avantageux

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

Tableau IV-21: Diamètres normaliser pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	L _{eq}	ΔH _i (m)	C _p (m)	C _T (m)	P (m)
1-2	847,31	800	1,69	1447,6	5,88	662,46	547	115,46
2-3	555,27	650	1,67	5701,3	29,91	632,54	338	294,54
3-4	413,93	550	1,74	2674,1	18,90	613,65	341	272,65
4-5	365,97	550	1,54	5937,8	32,80	580,85	333,6	247,25
5-6	284,4	500	1,45	1096,7	6,06	574,78	372	202,78
6-7	167,37	400	1,33	2465,1	15,40	559,38	348	211,38
7-8	128,85	350	1,34	3187,8	23,96	535,43	428,5	106,93
8-9	128,85	350	1,34	1529	11,49	523,94	406	117,94
9-10	60,38	250	1,23	330	3,24	520,70	407,98	112,72

• Détermination de diamètre avantageux (tronçon RT_{IG}-R_{Ouahias})

On a : $\Delta H_d = C_{r RTIG} - C_{tp R Oua} = 541,48 - 526 = 15,48$ m

On a aussi:

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

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 1784,2 * (0,06038)^2}{15,48}} = 0,256 \text{ m} = 256 \text{ mm}$$

$$250 < D_{av} < 300 \text{ mm}$$

$$\text{On suppose que: } \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' * L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' * L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec : $L_1 + L_2 = L_{eq}$; $D_1 = 300$ mm et $D_2 = 250$ mm

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0,06038)^2 \left(\frac{L_1}{0,3^{5,3}} + \frac{L_2}{0,25^{5,3}} \right) = 15,48m & \Rightarrow L_1 = 334,83m; L_2 = 1149,37m \\ L_1 + L_2 = 1784,2m \end{cases}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{334,83}{1,1} = 304,4m \\ L_{r2} = \frac{1449,37}{1,1} = 1317,6m \end{cases}$$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0,06038}{\pi * 0,3^2} = 0,85 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{4 * 0,06038}{\pi * 0,25^2} = 1,23 \text{ m/s}$$

Donc : le tronçon RT IG-R_{Ouadhias} est composé de deux conduites de diamètre 300 mm et 250 mm des longueurs respectivement 304,4 m et 1317,6 m

Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV-22: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
800	15367,72	1316	2362760,52
650	11527,06	5183	6979979,37
550	9186,62	7829	8402652,87
500	8100,4	997	943530,623
400	6125,96	2241	1603874,53
350	5249,74	4288	2629946,71
300	4455,52	604,4	314613,41
250	3749,3	1317,6	577149,275
Investissement (DA)			23814507,3

IV-6- 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.

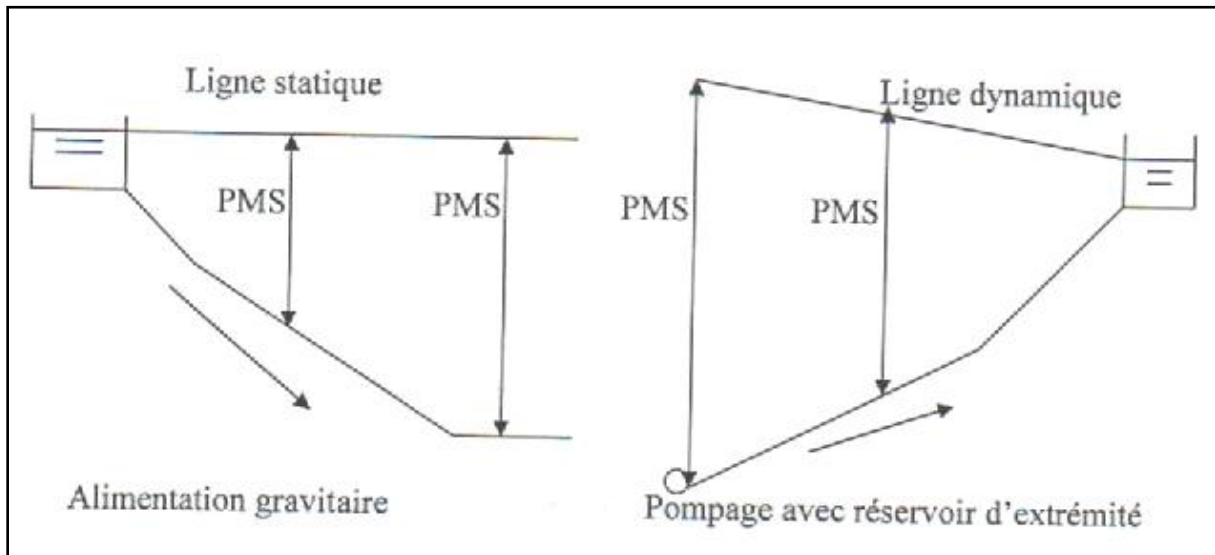


Figure IV-1 : Détermination de la PMS

La pression maximale de service est donnée, selon le fournisseur (anabib); par la formule suivante:

$$PMS = \frac{PEH}{1,5} \quad (IV-21)$$

PMS: pression maximale de service (bar).

PEH: pression d'épreuve hydraulique (bar) (voir l'annexe).

Si la charge dans un tronçon est inférieure à la pression maximale admissible du service, d'où la protection de la conduite contre la surpression n'est pas nécessaire.

Si non la protection de la conduite contre la surpression est nécessaire.

Les résultats trouvés pour le calcul de la pression maximale de service de ces tronçons sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau IV-23: Calcul de la pression maximale de service pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	D (mm)	C _p (m)	C _T (m)	P (m)	Epaisseur (mm)	Nuance d'acier	PEH (bar)	PMS (bar)	Protection contre PMS
1-2	800	662,46	547	115,46	6,35	Grade x 42	41	27,33	n'est pas nécessaire
2-3	650	632,54	338	294,54	6,35	Grade x 42	45	30,00	nécessaire
3-4	550	613,65	341	272,65	5,50	Grade x 42	45	30,00	nécessaire
4-5	550	580,85	333,6	247,25	5,50	Grade x 42	45	30,00	nécessaire
5-6	500	574,78	372	202,78	5,00	Grade x 42	51	34,00	n'est pas nécessaire
6-7	400	559,38	348	211,38	4,00	Grade x 42	48	32,00	n'est pas nécessaire
7-8	350	535,43	428,5	106,93	4,00	Grade x 42	55	36,67	n'est pas nécessaire
8-9	350	523,94	406	117,94	4,00	Grade x 42	55	36,67	n'est pas nécessaire
9-10	250	520,70	407,98	112,72	3,50	Grade B	39	26,00	n'est pas nécessaire

Remarque

La pression dans certains tronçons de cette partie d'adduction est au voisinage de la pression maximale de service. Ce qui revient aux grandes hauteurs géométriques.

La charge résiduelle à l'arrivée de la station SP 4 est très importante (112,72 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 amon. 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.

- **L'emplacement de régulateur de pression aval**

Les régulateurs de pression aval généralement utilisés pour limiter la pression dans les conduites présentant une pente importante. Elle peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

Deux régulateurs de pression de 5 bar sera installé en série, le premier à une distance de 1326 m de réservoir tampon (Draa-el-Mizan) à une altitude de 545 m et l'autre à une distance de 2180 m de réservoir tampon (Draa-el-Mizan) à une altitude de 424 m. Un troisième régulateur de pression de 1 bar sera installé avant la bêche d'eau SP4 à une altitude de 403m

Après l'installation des régulateurs de pression, les résultats trouvés pour le calcul de la pression maximale de service de ces tronçons sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau IV-24: Calcul de la pression maximale de service pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	D (mm)	C _p (m)	C _T (m)	P (m)	Epaisseur (mm)	Nuance d'acier	PEH (bar)	PMS (bar)	Protection contre PMS
1-2	800	662,46	547	115,46	6,35	Grade x 42	41	27,33	La protection contre la surpression n'est pas nécessaire
2-3	650	532,54	338	194,54	6,35	Grade x 42	45	30,00	
3-4	550	513,65	341	172,65	5,50	Grade x 42	45	30,00	
4-5	550	480,85	333,6	147,25	5,50	Grade x 42	45	30,00	
5-6	500	474,78	372	102,78	5,00	Grade x 42	51	34,00	
6-7	400	459,38	348	111,38	4,00	Grade x 42	48	32,00	
7-8	350	435,43	428,5	6,93	4,00	Grade x 42	55	36,67	
8-9	350	423,94	406	17,94	4,00	Grade x 42	55	36,67	
9-10	250	410,70	407,98	2,72	3,50	Grade B	39	26,00	

Conclusion

Dans ce présent chapitre il existe une alternance entre l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire.

L'adduction commence par refoulement jusqu'au réservoir de Draa-el-Mizan, à l'aide de trois stations de pompage dont le diamètre de deux conduites en parallèles est de 750mm. A partir du réservoir de Draa-el-Mizan, l'adduction s'effectuera gravitairement jusqu'à la station de pompage (SP4), par des conduites en série de 800mm de diamètre au départ atteignant un diamètre de 250mm à l'arrivée de la station de pompage (SP4). Par suite, un refoulement vers le réservoir de Irhen Guiril, se fera par une conduite d'un diamètre de 300mm, enfin, ce dernier réservoir alimente le réservoir de Ouadhias par deux conduites gravitaires en série avec des diamètres de 300mm et 250mm.

Il est nécessaire de choisir les pompes adéquates pour assurer l'adduction par refoulement. Ce qui est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE V

Etude du pompage

Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté quatre stations de pompes.

V-1- Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage

Pour le choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les étapes suivantes :

- ❖ Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- ❖ Il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- ❖ Le site de la prise d'eau doit être approuvés par les services de la santé publique et l'environnement.
- ❖ Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- ❖ Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.
- ❖ Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
 - b) Prévoir une plate forme avec un revêtement routier.
 - 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-2- Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

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

En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée à savoir $n = 3500$ tr/min (figure V-1).

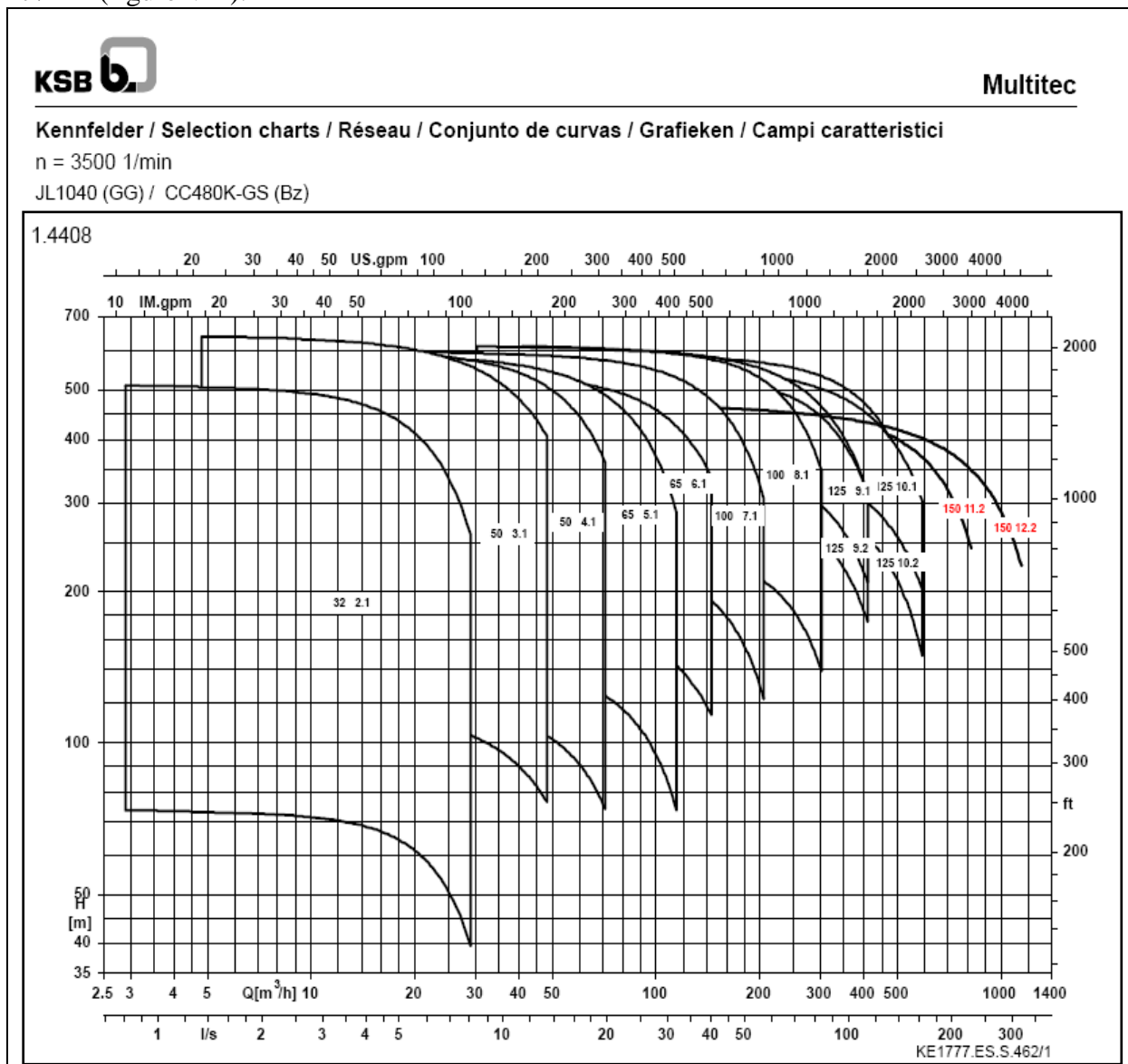


Figure V-1: Réseau des types de pompe KSB Multitec

V-3- Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V-4- Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$, minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

V-4-1- Refoulement : SP 1 - SP 2

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-1-a):

Tableau V-1-a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique (indice)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\emptyset roue (mm)
1	1830,2	196,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	915,1	196,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	610,07	196,2	150	12,2	79,5	239	3500	1	1260	8,1	337
4	457,55	196,2	150	12,1	75	210	2900	1	1280	5,5	382
5	366,04	196,2	150	11,1	74,5	287	1750	4	1400	4,3	378
6	305,03	196,2	150	11,1	70	209	2900	1	1380	4,2	378

A partir du tableau (V-1-a), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type Multitec 150 12,2.

V-4-2- Refoulement : SP 2 - SP 3

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-1-b):

Tableau V-1-b : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique (indice)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\emptyset roue (mm)
1	1830,2	158,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	915,1	158,4	150	12,2	80	239	3500	1	980	13	337
3	610,07	158,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	457,55	158,4	150	12,2	72	182	3500	1	1100	8	303
5	366,04	158,4	150	11,2	80,2	225	1750	4	1050	3,5	382
6	305,03	158,4	150	12,2	80	205	1450	5	960	2,2	337

A partir du tableau (V-1-b), on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type Multitec 150 12,2.

V-4-3- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon Draa-el-Mizan

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-1-c).

Tableau V-1-c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique (indice)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	1830,2	145	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	915,1	145	150	12,2	67	315	2900	2	1000	13	337
3	610,07	145	150	12,2	78,5	183	3500	1	900	8,1	303
4	457,55	145	150	12,1	75,5	162	2900	1	960	5,5	344
5	366,04	145	150	11,1	74,5	210	1750	3	1000	4,3	337

A partir du tableau (V-1-c), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type Multitec 150 12,2.

Remarque:

Les pompes à installer dans les stations de reprise SP1, SP2 et SP3 sont de type Multitec 150 12,2.

V-4-4- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon Irhen-Guiril

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-1-d).

Tableau V-1-d: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique (indice)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	260,82	151,3	125	9,2	80	208	2900	2	134	5	273
2	130,41	151,3	125	9,2	76,2	205	1450	8	140	1,7	273
3	86,94	151,3	100	7,1	66	210	1750	7	150	1,6	241
4	65,21	151,3	65	6,1	71,5	205	1750	9	136	2,2	214
5	43,47	151,3	65	5,1	69	205	1750	11	140	1,5	193

A partir du tableau (V-1-d), on déduit que la variante d'une (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

Conclusion:

On opte à une pompe, en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type Multitec 125 9,2.

Remarque:

Les pompes à installer dans les stations de pompage SP1, SP2 et SP3 sont de type Multitec 150 12,2, et celles de la station de pompage SP4 elles sont de type Multitec 125 9,2.

V-5- Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

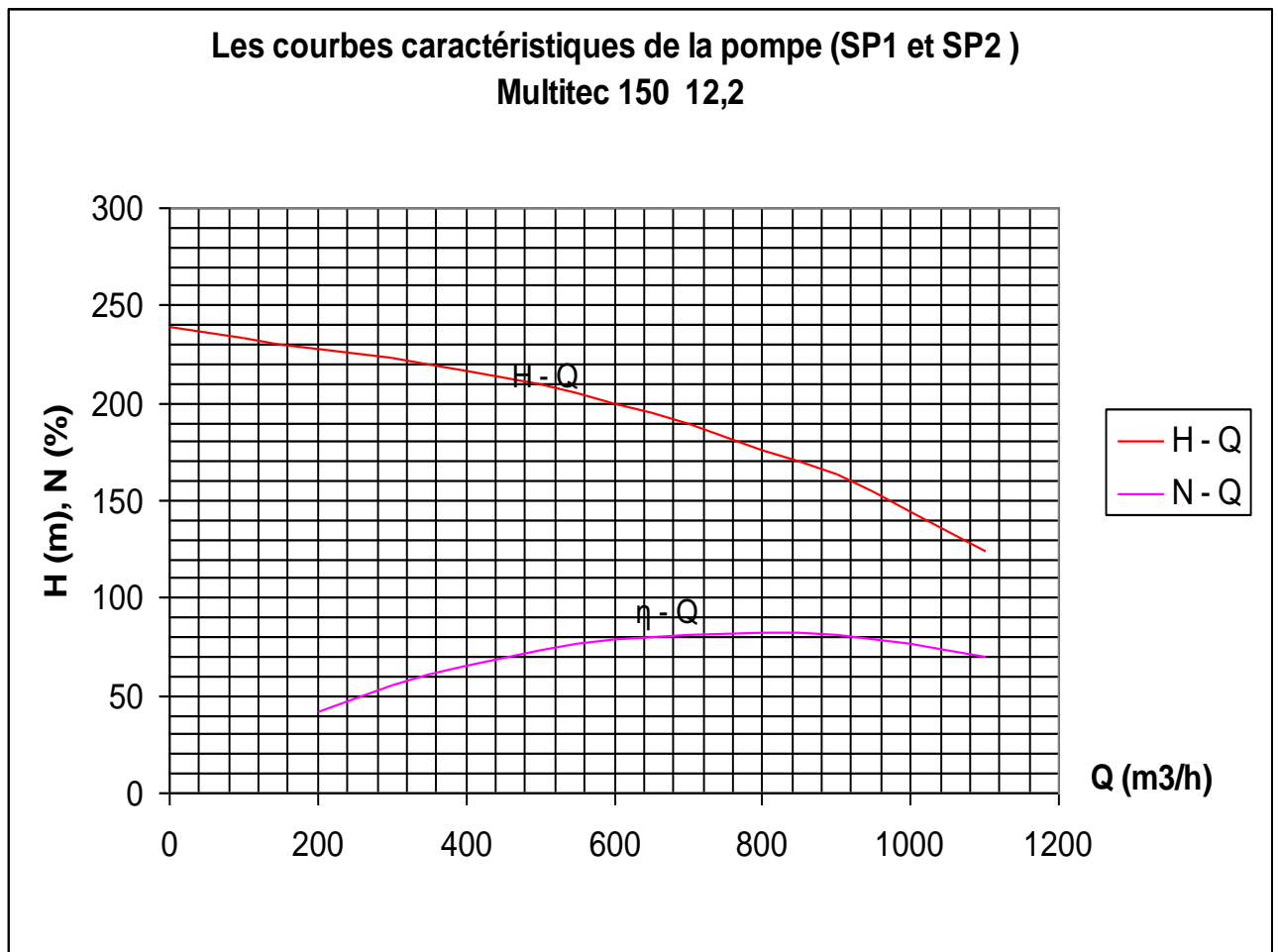
* [H-Q] * [P_{abs} - Q] * [η_p - Q] * [(NPSH)_r - Q]

Les courbes caractéristiques des pompes des stations de pompage SP1, SP2 et SP3 seront établies à base de la courbe individuelle (annexe V-2), tandis que celles des pompes de la station de pompage SP4 seront établies à base de la courbe d'étage (annexe V-3) et de la courbe individuelle (annexe V-4).

Ces courbes d'étage et individuelles sont tirées du catalogue des pompes KSB après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs} - Q], [η_p - Q], [(NPSH)_r - Q].

Sont représentées par la figure (V-2-a) pour la première et la deuxième station de pompage, la figure (V-2-b) pour la troisième station de pompage et la figure (V-2-c) pour la quatrième station de pompage.



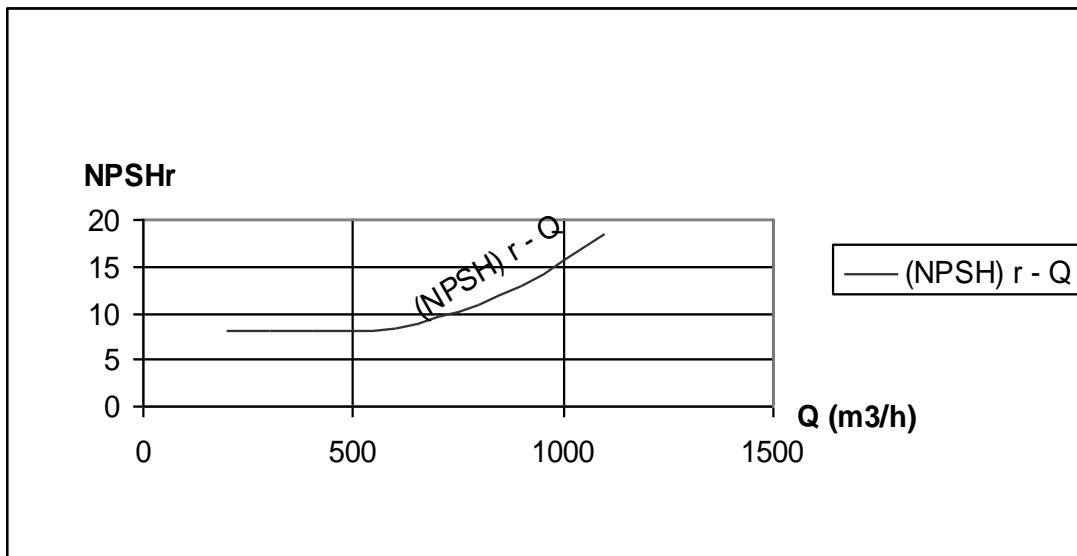
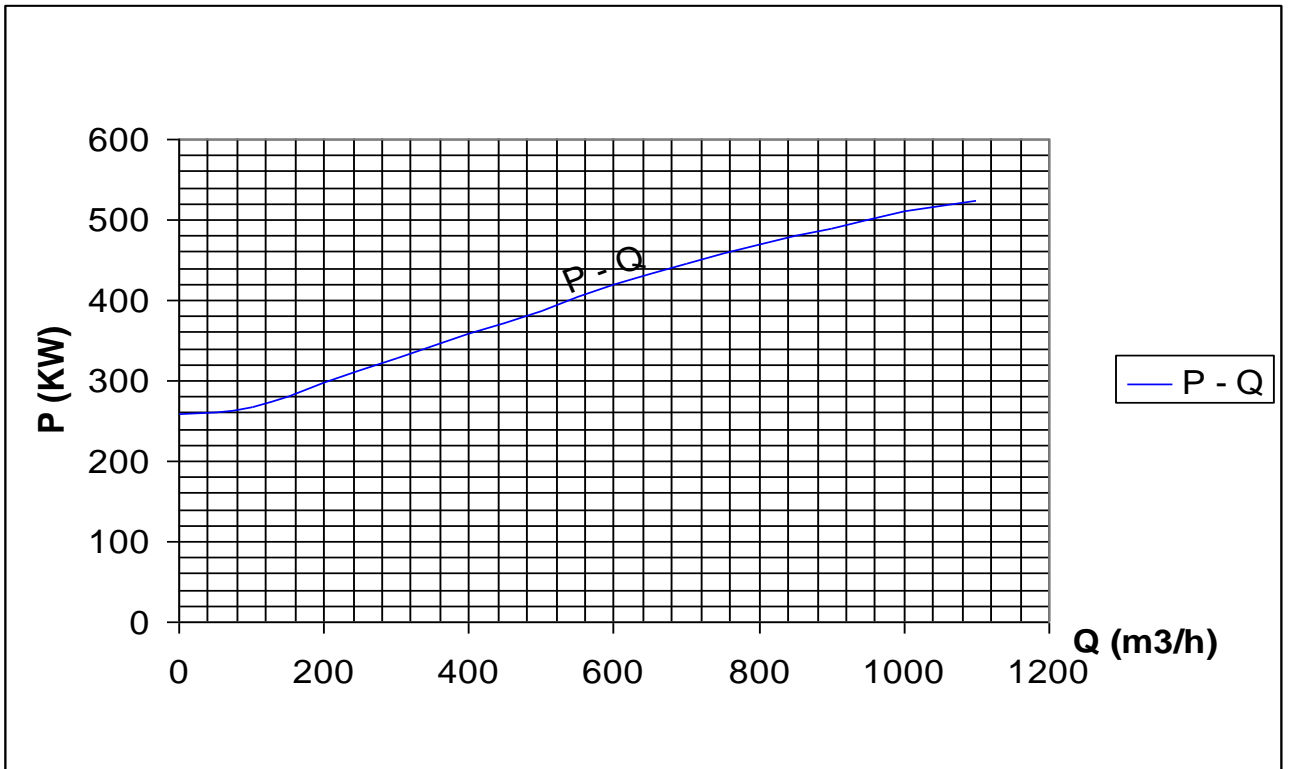
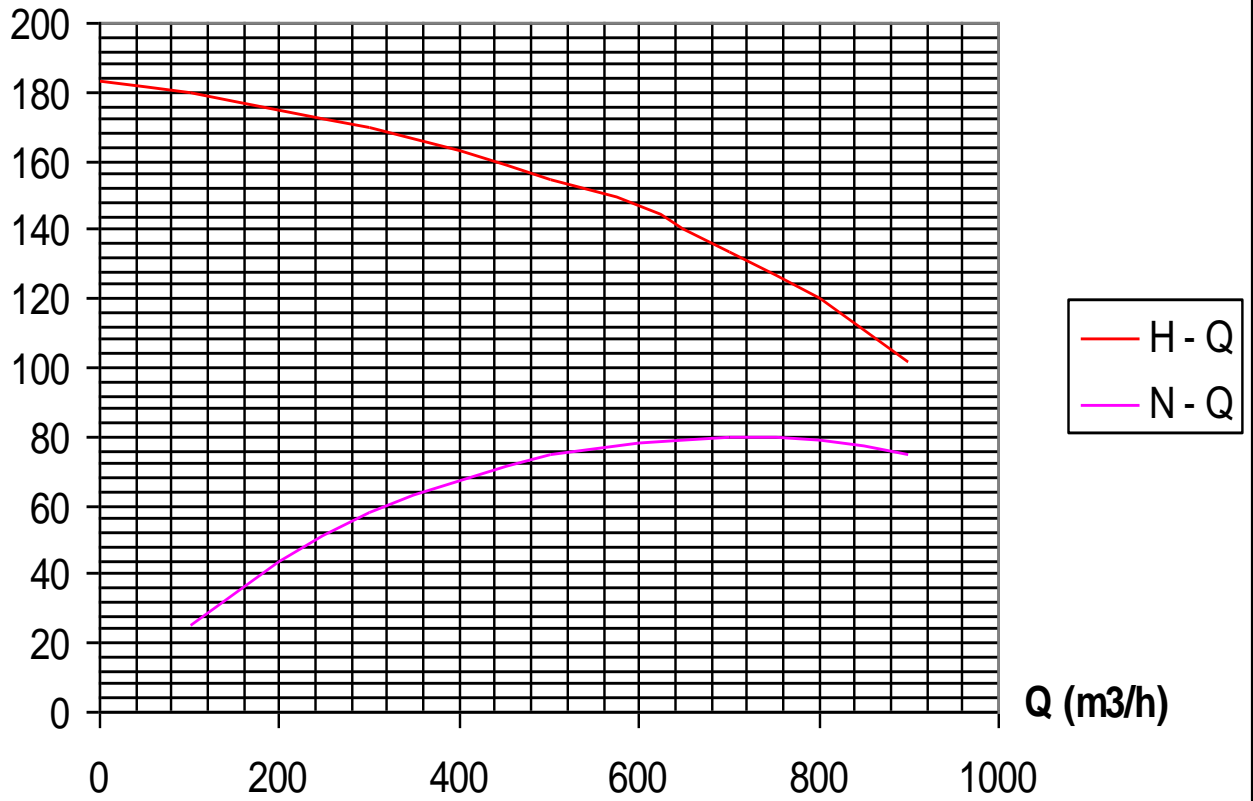


Figure V-2-a: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 150 12,2

Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3) Multitec 150 12,2

H (m), N (%)



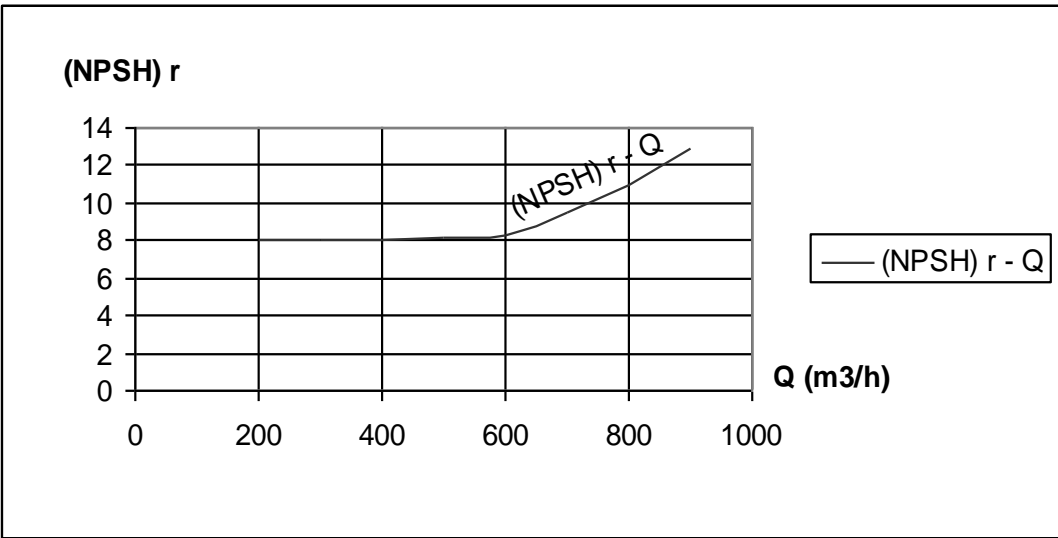
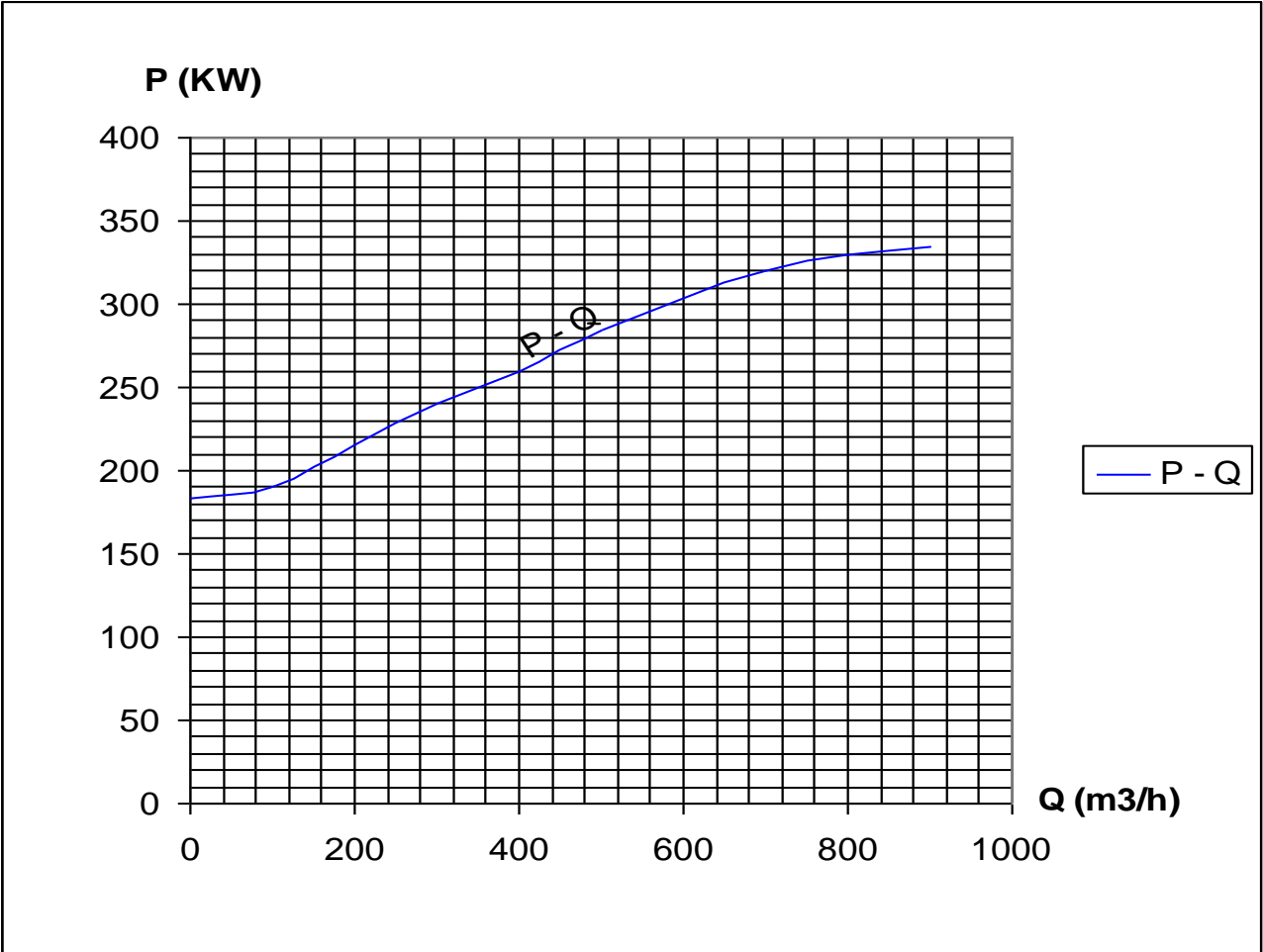


Figure V-2-b: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 150 12,2.

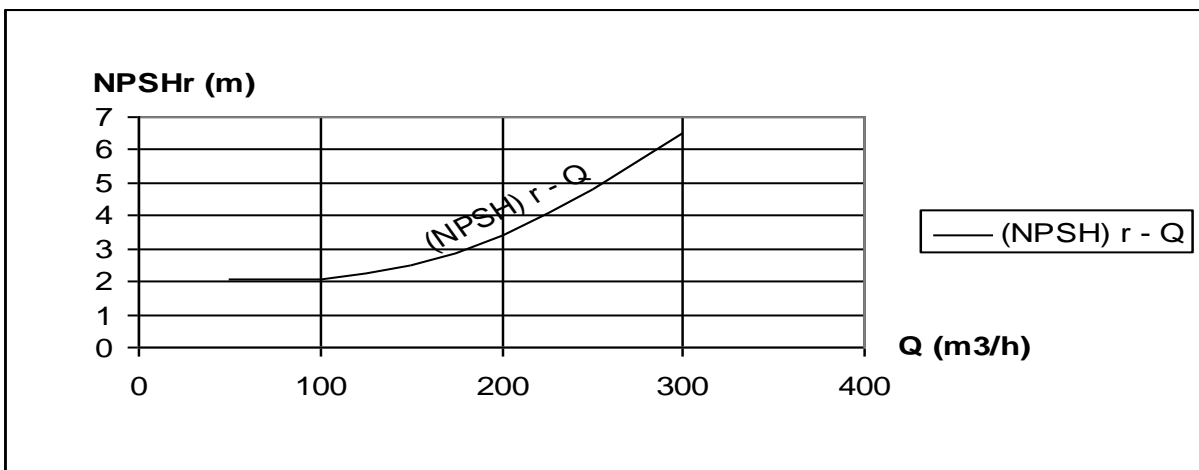
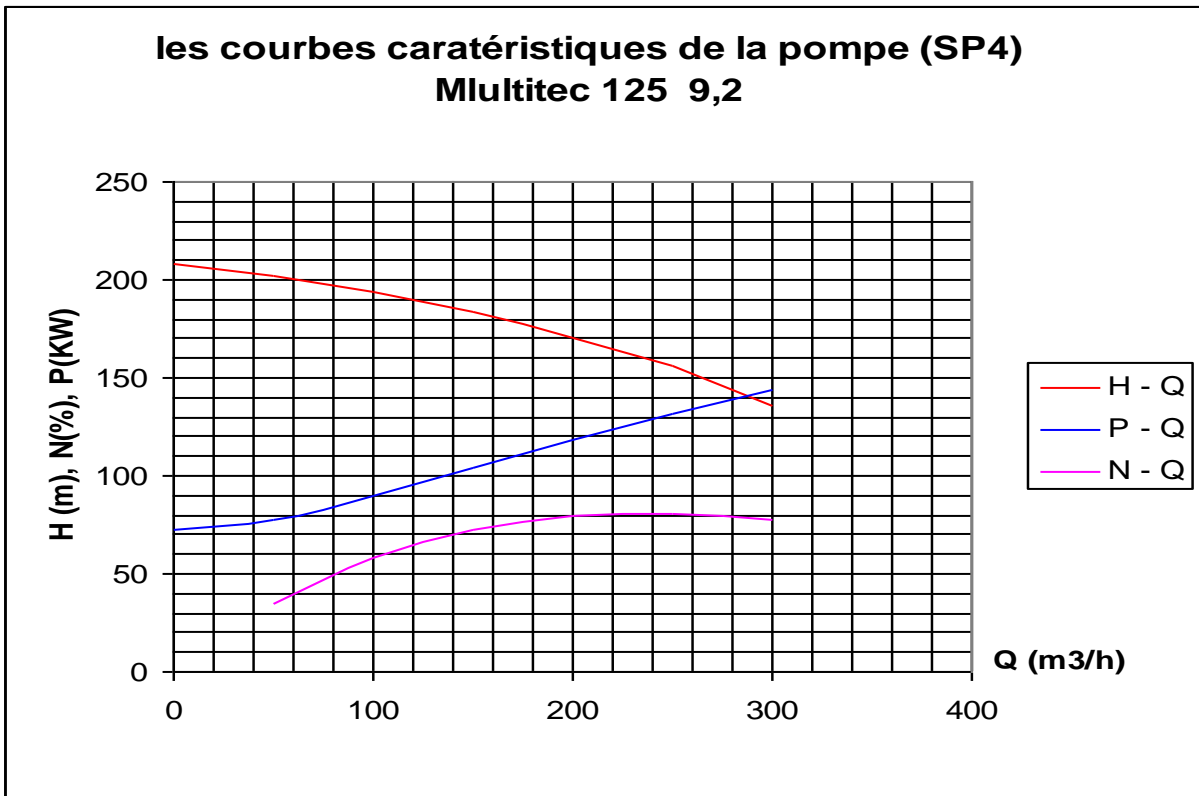


Figure V-2-c: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 9,2.

A noter que 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.

V-6- Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V-1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

Avec :

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

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

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,02$ pour $D = 700\text{mm}$ et $\lambda = 0,016$ pour $D = 300\text{mm}$ (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 (m/s^2).

V-6-1- Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2

Tableau V-2-a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-Réservoir SP2)

N°	Q (m^3/h)	3Q (m^3/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	187	4385	750	0,0202	0,000	0,000	187,00
2	100	300	187	4385	750	0,0202	0,214	0,236	187,24
3	200	600	187	4385	750	0,0202	0,857	0,943	187,94
4	300	900	187	4385	750	0,0202	1,928	2,121	189,12
5	400	1200	187	4385	750	0,0202	3,428	3,770	190,77
6	500	1500	187	4385	750	0,0202	5,355	5,891	192,89
7	600	1800	187	4385	750	0,0202	7,712	8,483	195,48
8	700	2100	187	4385	750	0,0202	10,497	11,546	198,55
9	800	2400	187	4385	750	0,0202	13,710	15,081	202,08
10	900	2700	187	4385	750	0,0202	17,352	19,087	206,09
11	1000	3000	187	4385	750	0,0202	21,422	23,564	210,56
12	1100	3300	187	4385	750	0,0202	25,921	28,513	215,51

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-3-a).

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 1860\text{m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1830,19\text{m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 197\text{m} > H_{app} = 196,2\text{m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V-6-2- Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3

Tableau V-2-b : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-Réservoir SP3)

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	150	4020	750	0,0202	0,000	0,000	150,00
2	100	200	150	4020	750	0,0202	0,095	0,105	150,10
3	200	400	150	4020	750	0,0202	0,381	0,419	150,42
4	300	600	150	4020	750	0,0202	0,856	0,942	150,94
5	400	800	150	4020	750	0,0202	1,522	1,675	151,67
6	500	1000	150	4020	750	0,0202	2,379	2,617	152,62
7	600	1200	150	4020	750	0,0202	3,425	3,768	153,77
8	700	1400	150	4020	750	0,0202	4,662	5,129	155,13
9	800	1600	150	4020	750	0,0202	6,090	6,699	156,70
10	900	1800	150	4020	750	0,0202	7,707	8,478	158,48
11	1000	2000	150	4020	750	0,0202	9,515	10,467	160,47
12	1100	2200	150	4020	750	0,0202	11,513	12,665	162,66

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-3-b).

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 1840 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1830,19 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 160 \text{ m} > H_{app} = 158,4 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V-6-3- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon Draa-el-Mizan

Tableau V-2-c : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp3-Réservoir tampon Draa-el-Mizan)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	140	2380	750	0,0202	0,000	0,000	140
2	100	300	140	2380	750	0,0202	0,127	0,139	140,14
3	200	600	140	2380	750	0,0202	0,507	0,558	140,56
4	300	900	140	2380	750	0,0202	1,141	1,255	141,25
5	400	1200	140	2380	750	0,0202	2,028	2,231	142,23
6	500	1500	140	2380	750	0,0202	3,169	3,486	143,49
7	600	1800	140	2380	750	0,0202	4,563	5,019	145,02
8	700	2100	140	2380	750	0,0202	6,211	6,832	146,83
9	800	2400	140	2380	750	0,0202	8,112	8,923	148,92
10	900	2700	140	2380	750	0,0202	10,267	11,293	151,29

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-3-c).

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 1845 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1830,19 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 145 \text{ m} = H_{app} = 145 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V-6-4- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon Irhen-Guiril

Tableau V-2-d : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP4-Réservoir tampon Irhen Guiril)

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)
1	0	141,3	2980	300	0,016	0,000	0,000	141,30
2	50	141,3	2980	300	0,016	0,449	0,494	141,79
3	100	141,3	2980	300	0,016	1,797	1,977	143,28
4	150	141,3	2980	300	0,016	4,043	4,447	145,75
5	200	141,3	2980	300	0,016	7,188	7,907	149,21
6	250	141,3	2980	300	0,016	11,231	12,354	153,65
7	300	141,3	2980	300	0,016	16,172	17,790	159,09

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-3-d).

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 255 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 260,12 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 154,5 \text{ m} > H_{app} = 151,3 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelé, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose

Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1)
Multitec 150 12,2

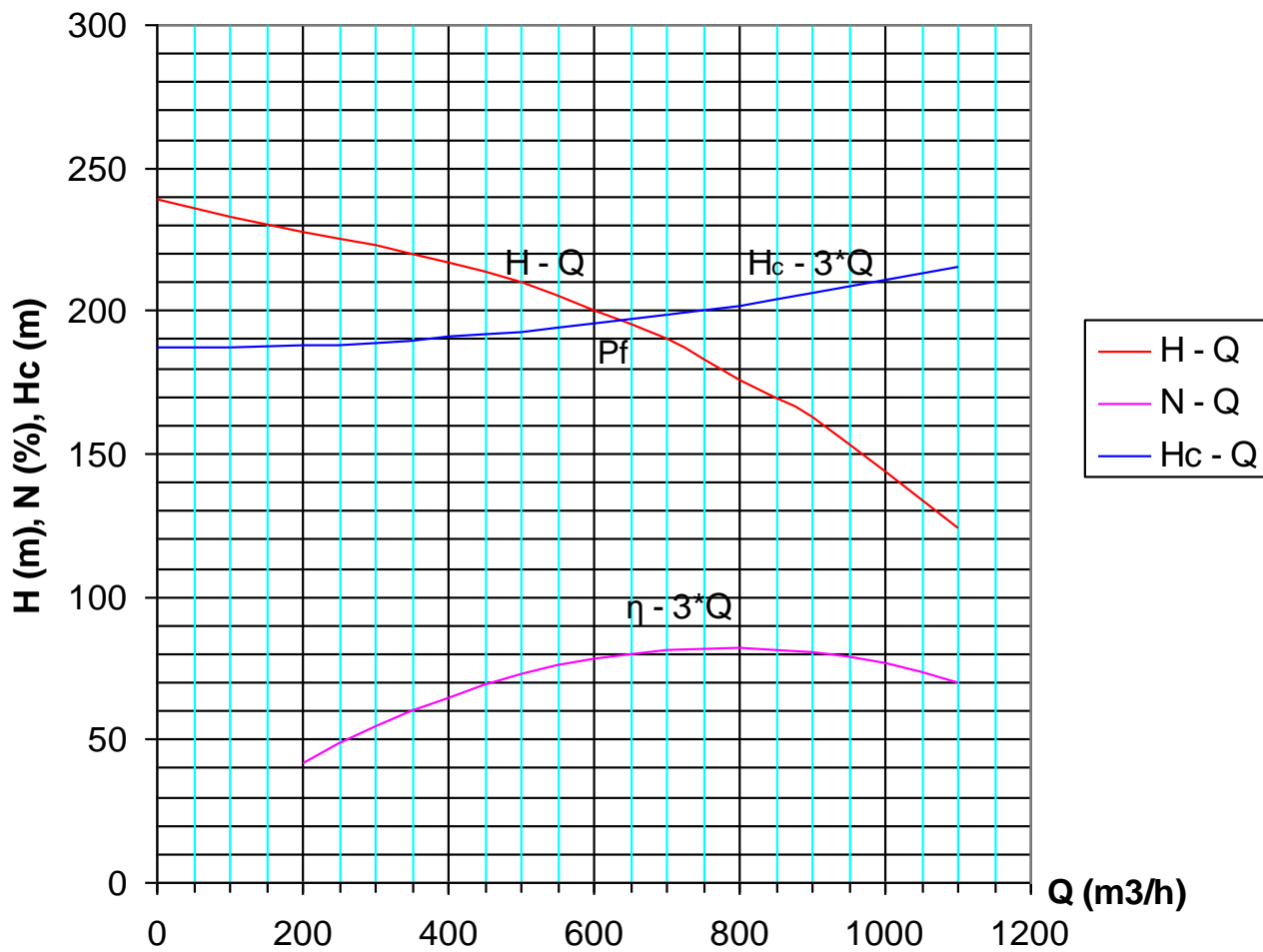


Figure V-3-a: Point de fonctionnement des pompes de la SP 1

Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2)
Multitec 150 12,2

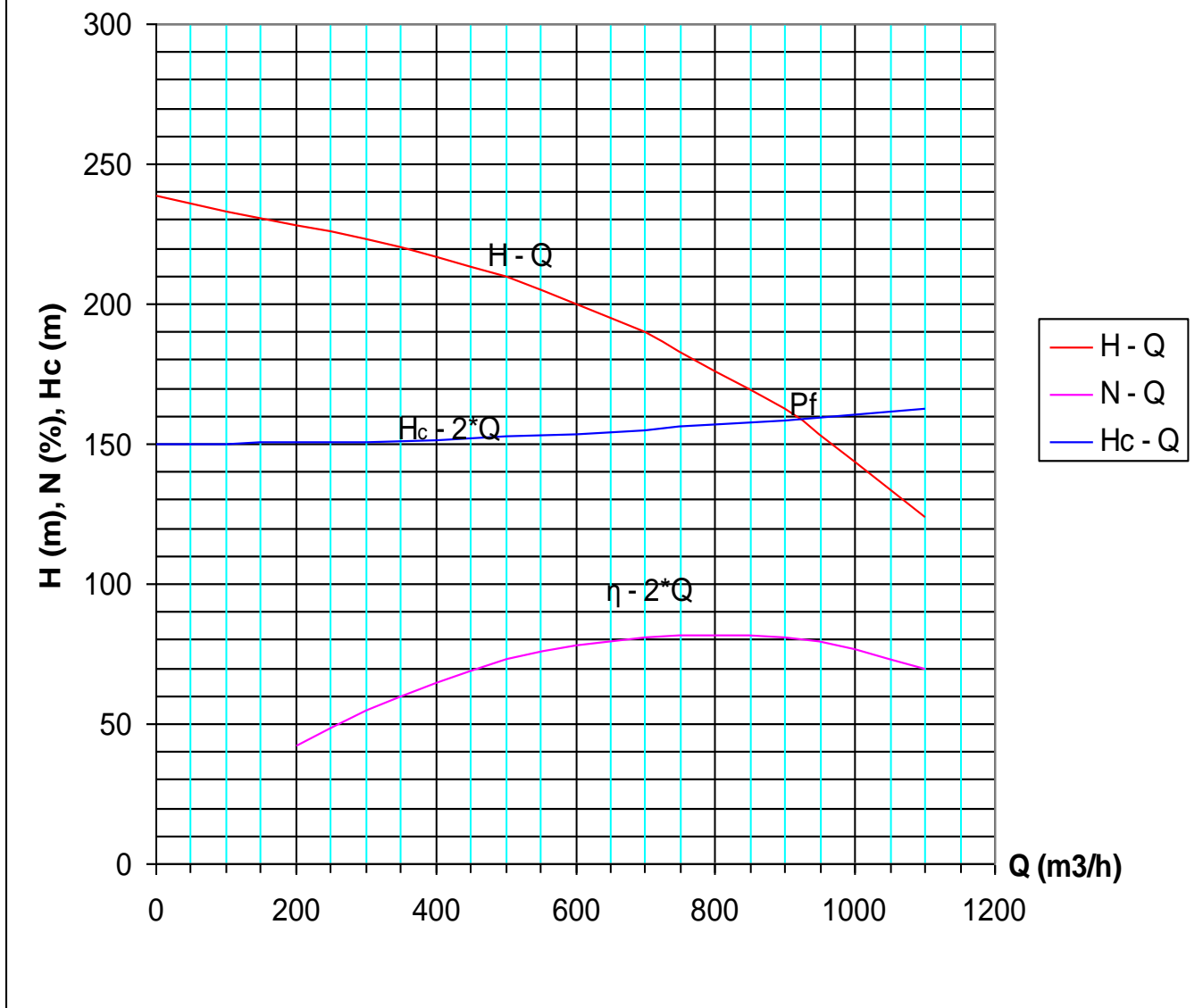


Figure V-3-b: Point de fonctionnement des pompes de la SP 2

Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3)
Multitec 150 12,2

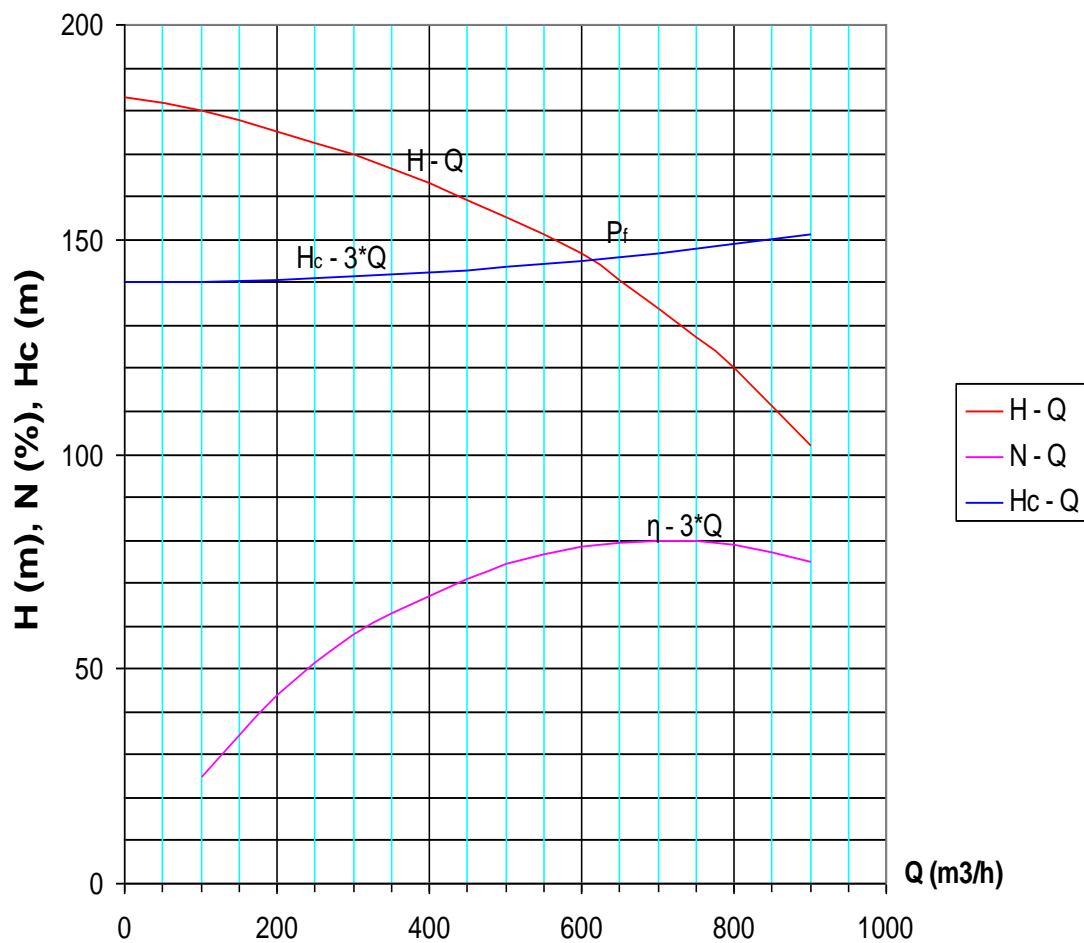


Figure V-3-c: Point de fonctionnement des pompes de la SP 3

les courbes caractéristiques de la pompe (SP4)
Multitec 125 9,2

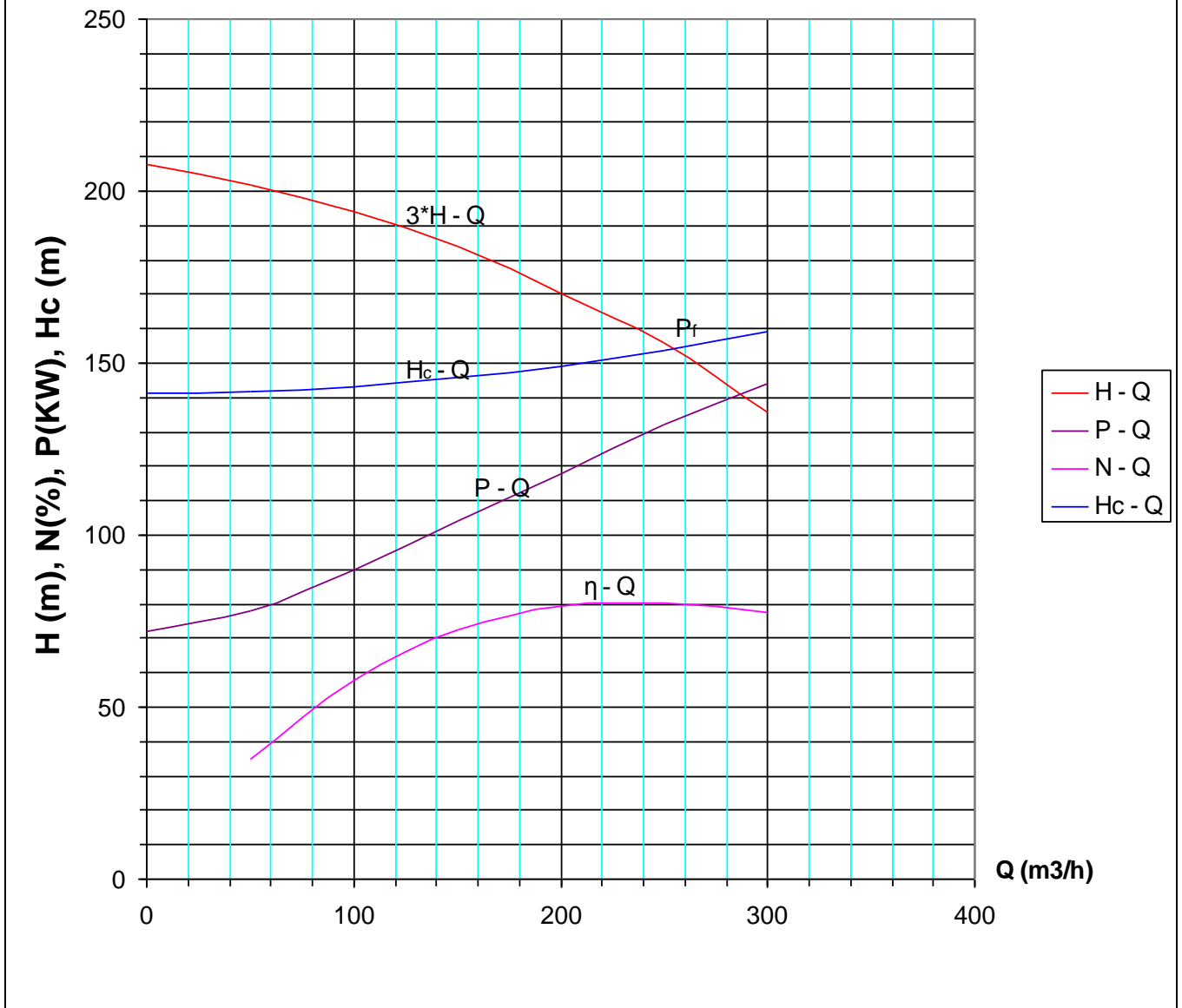


Figure V-3-d: Point de fonctionnement des pompes de la SP 4

V-7- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

A- Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

➤ **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

➤ **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-4)$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V-5)$$

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

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V-6)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (V-7)$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

ϕ : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

*Rendement de rognage

$$R = (1-m) * 100 \quad (V-8)$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (V-9)$$

Remarque : Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

- **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 :** dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V-10)$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

- **Changement du type de la pompe :** si cela est possible.

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.**

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, le rognage et la vitesse de rotation.

V-7-1- Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2

a) Vannage

- $H = 199$ m (figure V-4-a).
- $h_v = 199 - 196,2 \Rightarrow h_v = 2,8$ m.
- $\eta_{av,van}^{inst} = 79,5\%$ (tableau V-1-a).
- $\eta_{ap,van}^{inst} = 79,5 * \frac{196,2}{196,2 + 2,8} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 78,38 \%$
- Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1830,19}{3} \Rightarrow Q = 610,063 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 610,063 * 199}{0,7838 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 422,07 \text{ Kw} .$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{1830,19}{1860} * 20 \Rightarrow t' = 19 \text{ h } 40 \text{ min } 46 \text{ sec}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 1860 \text{ m}^3 / \text{h}$ est : **79,5 %** (figure V-4-a). Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1860}{3} \Rightarrow Q = 620 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 620 * 197}{0,795 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{418,65 \text{ Kw}}$$

c) Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{196,2}{1830,19} * Q \Rightarrow H = 0,107 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 337 * \sqrt{\frac{1830,19}{1860}} \Rightarrow \mathbf{d = 334,288 \text{ mm.}}$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{1830,19}{1860}} \Rightarrow m = 0,99.$
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,99) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 1\% < 15\%}$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace
- Le rendement après rognage est : **79 %** (figure V-4-a) :
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 610,063 *}{0,79 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{412,9 \text{ Kw.}}$

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-7-2- Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3

a) Vannage

- $H_c = 160,25 \text{ m}$ (figure V-4-b).
- $h_v = 160,25 - 158,4 \Rightarrow h_v = 1,85 \text{ m.}$
- $\eta_{inst_{av,van}} = 80\%$ (tableau V-1-b).
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 80 * \frac{158,4}{158,4 + 1,85} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{79,08\%}$
- Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1830,19}{2} \Rightarrow Q = 915,1 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 915,1 * 160,25}{0,7908 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{505,32 \text{ Kw.}}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{1830,19}{1840} * 20 \Rightarrow \mathbf{t' = 19 \text{ h } 53 \text{ min } 36 \text{ sec}}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 1840 \text{ m}^3 / \text{h}$ est : **80 %** (figure V-4-b) ;
Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1840}{2} \Rightarrow Q = 915,1 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 915,1 * 160}{0,8 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{498,73 \text{ Kw.}}$$

c) Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{158,4}{1830,19} * Q \Rightarrow H = 0,0865 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 337 * \sqrt{\frac{1830,19}{1840}} \Rightarrow \mathbf{d = 336,1 \text{ mm.}}$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{1830,19}{1840}} \Rightarrow m = 0,997.$
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,997) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 0,3\% < 15\%.$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace
- Le rendement après rognage est : **80,5 %** (figure V-4-b).
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 915,1 * 158,4}{0,805 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{490,67 \text{ Kw.}}$

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-7-3- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon de Draa-el-Mizan

a) Vannage

- $H_c = 146 \text{ m}$ (Voir figure V-4-c).
- $h_v = 146 - 145 \Rightarrow h_v = 1 \text{ m.}$
- $\eta_{inst_{av,van}} = 78,5\%$ (Voir tableau V-1-c)
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 78,5 * \frac{145}{145 + 1} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{77,96 \%}$
- Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1830,19}{3} \Rightarrow Q = 610,063 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 610,063 * 146}{0,7796 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{311,33 \text{ Kw.}}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{1830,19}{1845} * 20 \Rightarrow \mathbf{t' = 19 \text{ h } 50 \text{ min } 22 \text{ sec}}$
 - Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 1845 \text{ m}^3 / \text{h}$ est : **78,5 %** (figure V-4-c).
- Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1845}{3} \Rightarrow Q = 615m^3/h, \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 615 * 145}{0,785 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{309,56 \text{ Kw.}}$$

c) Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{145}{1830,19} * Q \Rightarrow H = 0,07923 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 303 * \sqrt{\frac{1830,19}{1845}} \Rightarrow \mathbf{d = 301,78 \text{ mm.}}$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{1830,19}{1845}} \Rightarrow m = 0,996.$
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,996) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 0,4\% < 15\%}$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace.
- Le rendement après rognage est : **78 %** (figure V-4-c).
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 610,063 * 145}{0,78 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{209,04 \text{ Kw.}}$

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-7-4- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon de Irhen-Guiril

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

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

- La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{Pf}}{Q_{app}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{Pf}} = 2900 \frac{260,12}{255} = 2958,23 \text{ Tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

- L'équation de la droite de rognage est telle que: $H = a * Q^2$
 Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{151,3}{260,12^2} = 0,002236$$

- Le rendement après la similitude est : **80 %** (figure V-4-d).
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 260,12 * 151,3}{0,80 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{134,06 \text{ Kw.}}$

Conclusion

On opte pour un réglage quantitatif car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

**Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1)
Multitec 150 12,2**

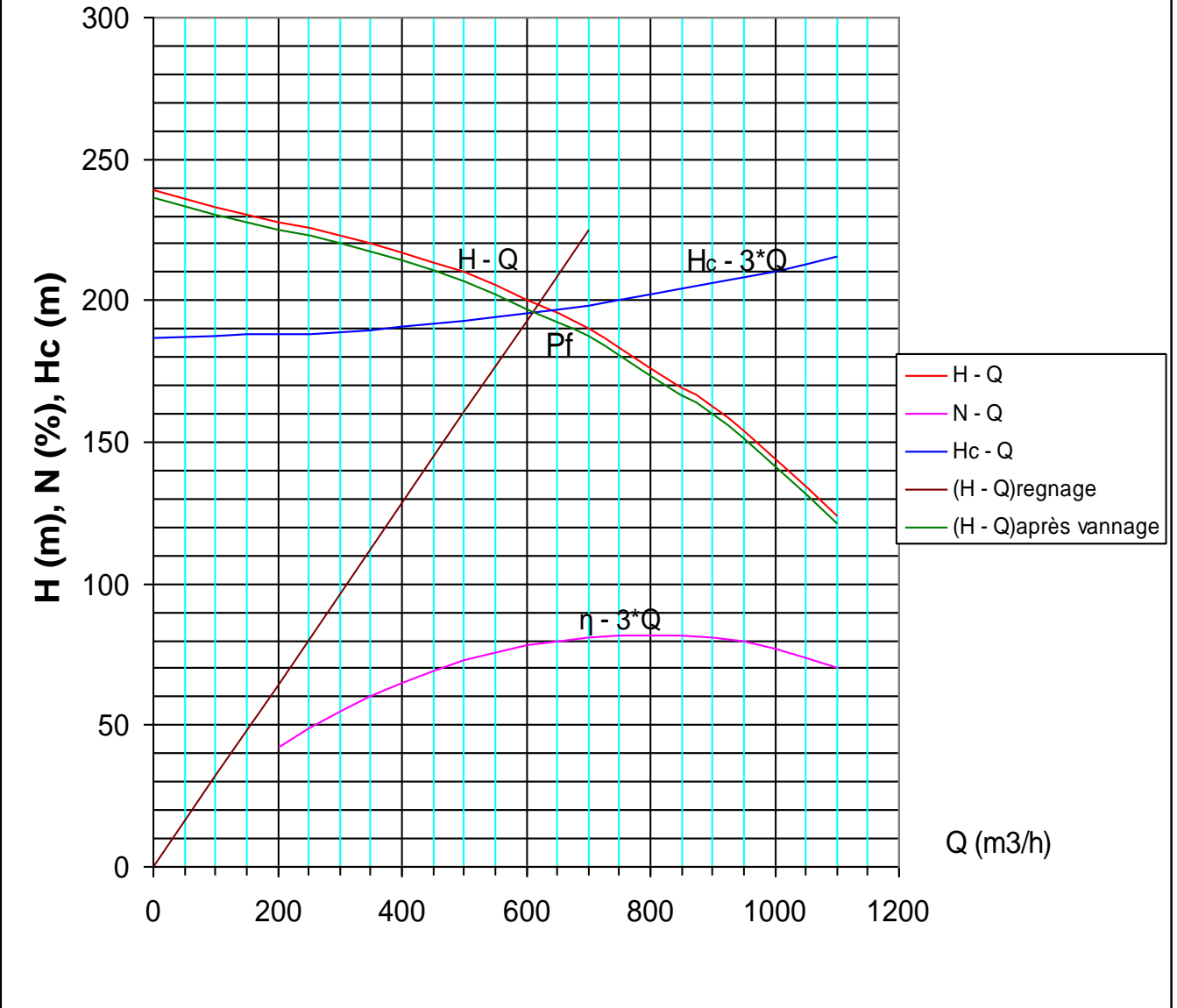


Figure V-4-a: Modes de réglage de la SP 1

Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) Multitec 150 12,2

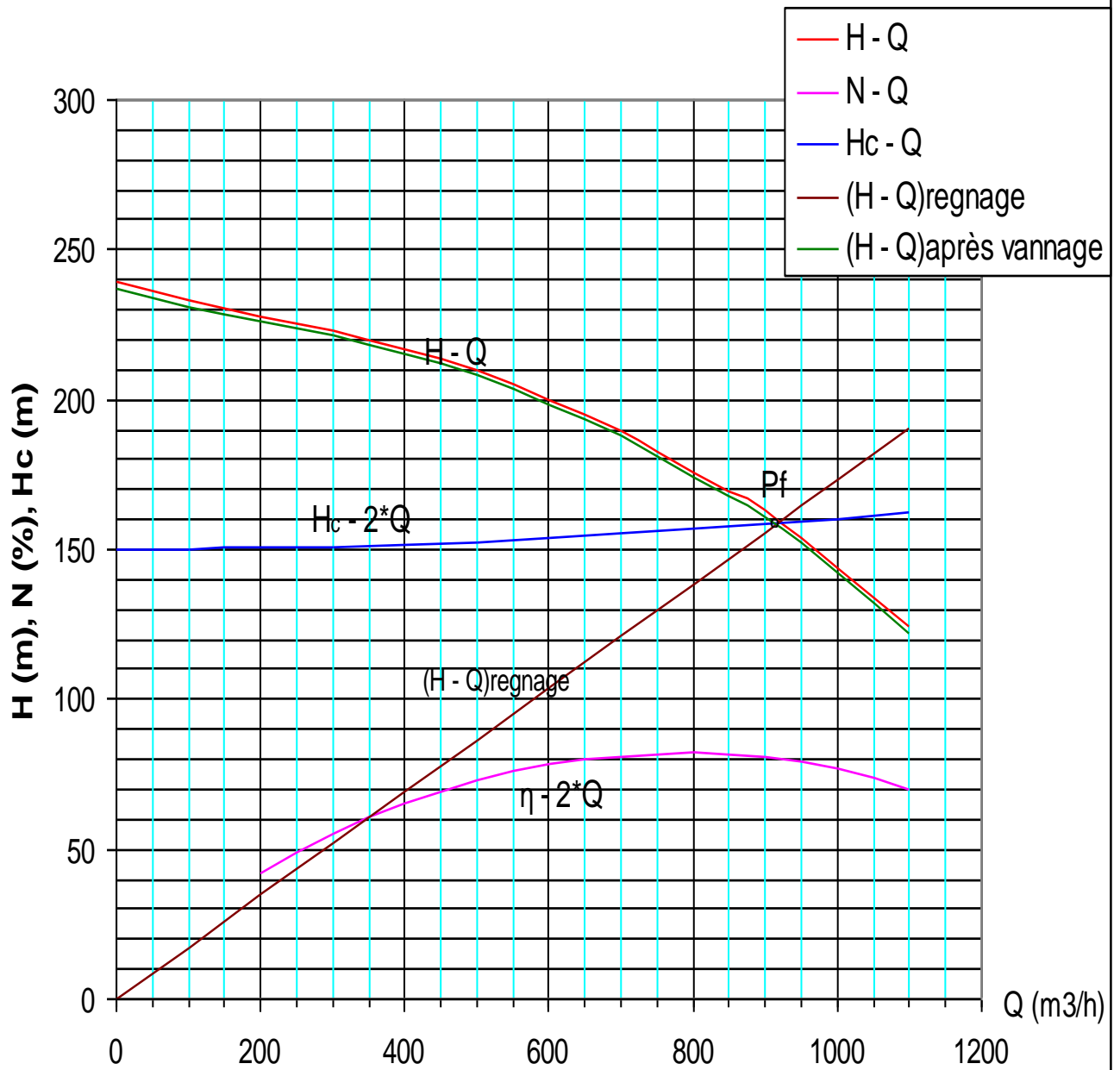


Figure V-4-b: Modes de réglage de la SP 2

**Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3)
Multitec 150 12,2**

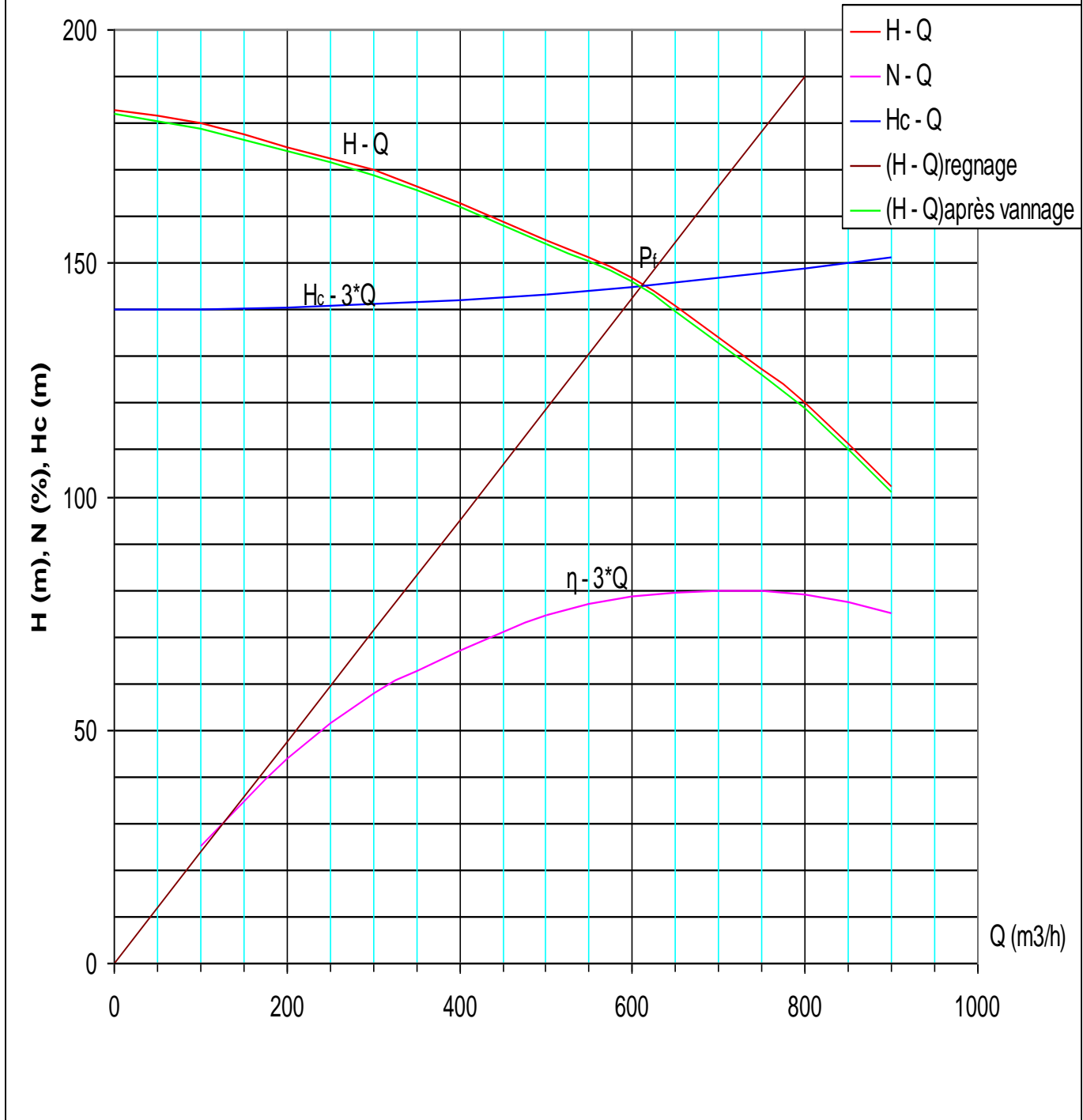


Figure V-4-c: Modes de réglage de la SP 3

les courbes caractéristiques de la pompe (SP4)
Multitec 125 9,2

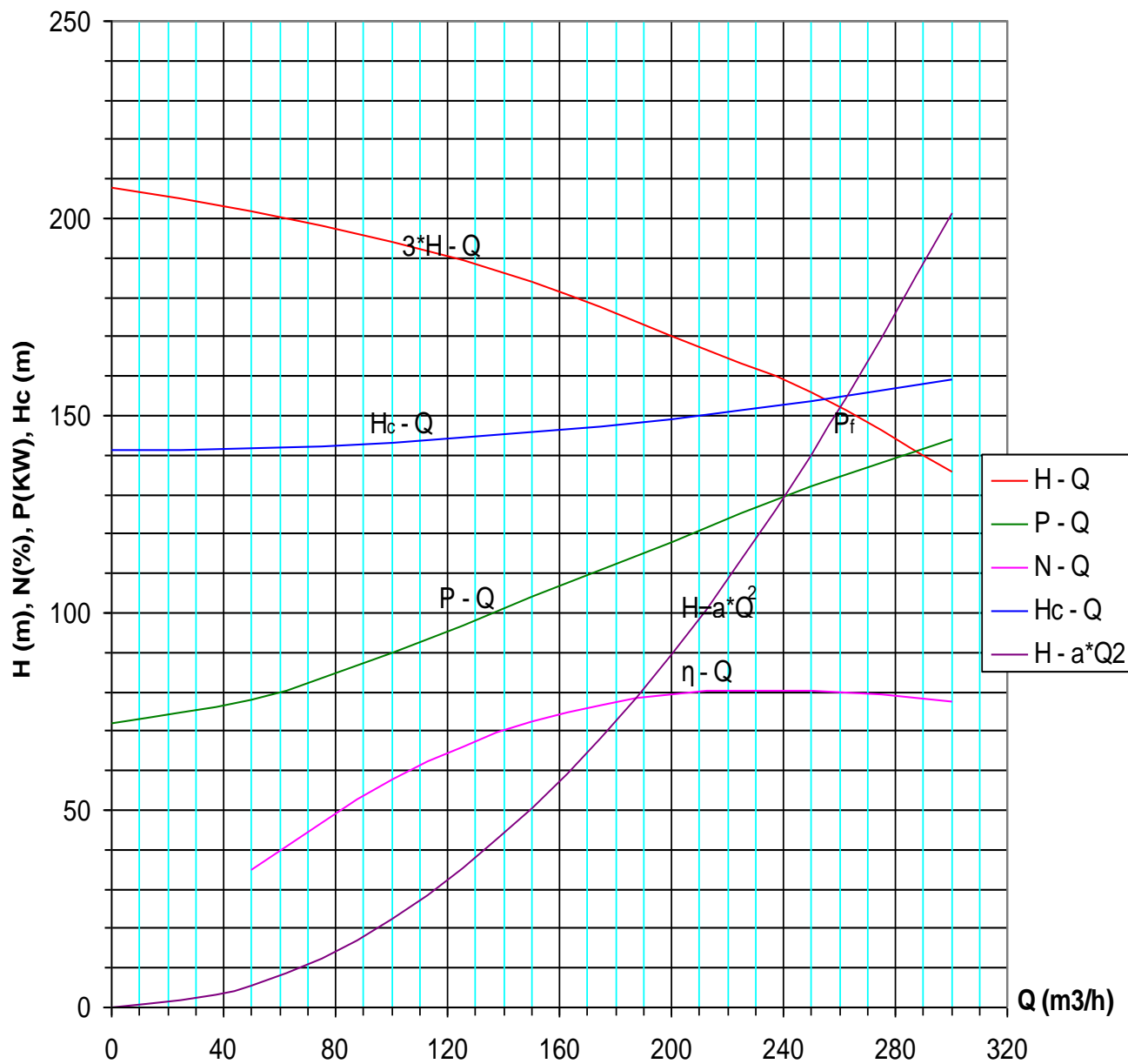


Figure V-4-d: Modes de réglage de la SP 4

V-8- Etude de la cavitation [3]

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsque à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

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

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V-11)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$.

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

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 :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V-12)$$

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V-13)$$

Avec : H : altitude de la station.

T_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

$T^\circ (\text{°C})$	5	10	20	30	40	50	80	100
$T_v \text{ (m.c.e)}$	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.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V-14)$$

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).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V-15)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 50 \text{ m}$;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 1,5 \text{ m}$;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V-16)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V-17)$$

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,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V-18)$$

Avec : DN1 : 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 pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-19)$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V-20)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

V-8-1- Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,1$ m (figure V-2-a)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 206 \Rightarrow P_{at} = 10,04$ 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 : $D_a = 1,4 * DN1$

DN1 = 250 mm (annexe V-5)

Donc : $D_a = 1,5 * 250 \Rightarrow D_a = 350$ mm

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 610,063}{3,14 * 0,35^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,76$ m/s

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1830,19}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,657$$
 m

On pose $D_c = 0,65$ m $\Rightarrow V_c = \frac{4 * 1830,19}{3,14 * 0,65^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,53$ m/s

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 650$ mm

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{1830,19}{3600}\right)^2}{0,65^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{610,063}{3600}\right)^2}{0,35^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,45$$
 m

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,45 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,52$ m

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 8,1 + 0,3 - 10,04 + 0,24 + \frac{1,76^2}{2 * 9,81} + 0,52 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -0,72$$
 m

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 206 - 4,98 + 0,6 \Rightarrow$

$$\nabla_{min} = 201,62$$
 mNGA

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 201,62 - (-0,72) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 202,64m$

V-8-2- Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 13$ m (figure V-2-a)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 389 \Rightarrow P_{at} = 9,79$ 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 : $D_a = 1,4 * DN1$

DN1 = 250 mm (annexe V-5)

Donc : $D_a = 1,5 * 250 \Rightarrow D_a = 375mm \Rightarrow$ on prend: $D_a = 400$ mm

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 915,1}{3,14 * 0,4^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 2,02m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1830,19}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,657m$$

On pose $D_c = 0,65m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1830,19}{3,14 * 0,65^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,53m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 650mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{1830,19}{3600}\right)^2}{0,65^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{915,1}{3600}\right)^2}{0,4^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,24m$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,24 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,28m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 13 + 0,3 - 9,79 + 0,24 + \frac{2,02^2}{2 * 9,81} + 0,28 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4,24$$
 m

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 389 - 4,98 + 0,6 \Rightarrow$

$$\nabla_{min} = 384,62mNGA$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 384,62 - 4,24 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 380,68m$

V-8-3- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon de Draa-el-Mizan

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,1$ m (figure V-2-b)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 535 \Rightarrow P_{at} = 9,59$ 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 : $D_a = 1,4 * DN1$

DN1 = 250 mm (annexe V-5).

Donc : $D_a = 1,4 * 250 \Rightarrow D_a = 350mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 610,063}{3,14 * 0,35^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,76m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1830,19}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,657m$$

$$\text{On pose } D_c = 0,65m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1830,19}{3,14 * 0,65^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,53m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 650mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * \left(\frac{1830,19}{3600}\right)^2}{0,65^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{610,063}{3600}\right)^2}{0,35^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,45m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,45 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,52m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 8,1 + 0,3 - 9,59 + 0,24 + \frac{1,76^2}{2 * 9,81} + 0,52 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -0,27m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 535 - 4,98 + 0,6 \Rightarrow$

$$\nabla_{min} = 520,62mNGA$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 530,62 - (-0,27) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 531,19m$

V-8-3- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon de Irhen Guiril

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5m$ (figure V-2-c)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 403 \Rightarrow P_{at} = 9,77mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ} = 20^{\circ}C$: $T_v = 0,24mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN1$

$DN1 = 200mm$ (annexe V-5).

$$\text{Donc : } D_a = 1,25 * 200 \Rightarrow D_a = 250mm$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 260,12}{3,14 * 0,25^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,47m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 260,12}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,248m$$

$$\text{On pose } D_c = 0,250m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 260,12}{3,14 * 0,25^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,47m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 250mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{20 * \left(\frac{260,12}{3600}\right)^2}{0,25^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,28m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,28 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,33m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5 + 0,3 - 9,77 + 0,24 + \frac{1,47^2}{2 * 9,81} + 0,33 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3,79m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 403 - 4,98 + 0,6 \Rightarrow$

$$\nabla_{min} = 398,62mNGA$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 398,62 - (-3,79) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 402,71m$

V-9- Choix du moteur électrique

V-9-1- 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 et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur "Leroy et Somer" et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

V-9-2- Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{V-21})$$

Où :

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{mot} = 3500 \text{ tr/min}$.

V-9-3- Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (\text{V-22})$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

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 correcteur, 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	$\gamma > 200$
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

B- Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 79 %.
- La hauteur manométrique totale est : 196,2 m.
- Le débit d'une pompe est : $169,46 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : 412,9 Kw $\Rightarrow K = 1,05$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 169,46 * 10^{-3} * 196,2 * 1,05}{0,79 * 0,93 * 0,92} \Rightarrow P_m = 506,68 \text{ Kw.}$$

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-6).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V-5-a).

Tableau V-5-a : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 1

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB355LR	50	500	3663	94,9	0,88	1680

E- Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 80,5 %.
- La hauteur manométrique totale est : 158,4 m.
- Le débit d'une pompe est : $254,194 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : 490,67 Kw $\Rightarrow K = 1,05$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 254,194 * 10^{-3} * 158,4 * 1,05}{0,805 * 0,93 * 0,92} \Rightarrow P_m = 602,16 \text{ Kw.}$$

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-6).

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 2

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB355L	50	560	3663	95	0,88	1750

F- Refoulement : SP 3 - Réservoir tampon de Draa-el-Mizan

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 78 %.
- La hauteur manométrique totale est : 145 m.
- Le débit d'une pompe est : $169,46 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : 209,04 Kw $\Rightarrow K = 1,05$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 169,46 * 10^{-3} * 145 * 1,05}{0,78 * 0,93 * 0,92} \Rightarrow P_m = 379,26 \text{ Kw.}$$

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-6).

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 3

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB315L2	50	400	3658	94,8	0,88	1322

G- Refoulement : SP 4 - Réservoir tampon de Irhen Guiril

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 40 %.
- La hauteur manométrique totale est : 151,3 m.
- Le débit d'une pompe est : $72,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : 134,06 Kw $\Rightarrow K = 1,083$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 \cdot 72,26 \cdot 10^{-3} \cdot 151,3 \cdot 1,083}{0,80 \cdot 0,93 \cdot 0,92} \Rightarrow P_m = 169,69 \text{ Kw.}$$

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-6).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V-5-d).

Tableau V-5-d : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 4

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSP 315 M	50	200	2970	93	0,83	870

V-9-4- Encombrement des moteurs [12]

Il importe de connaître les dimensions et l'encombrement des moteurs, cela nous aidera à déterminer les dimensions du bâtiment de la station qui les abritera.

Les dimensions du bout d'arbre principal (Tableau V-6-a) et les dimensions principales de chaque moteur (Tableau V-6-b) de l'ensemble des stations de pompage sont tirées de la planche d'encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles (annexe V-7).

Tableau V-6-a : Dimensions du bout d'arbre principal

N° station	Type	2 pôles						
		F	GD	D	G	E	O	p
1	LSPCB355LR	22	14	90m6	76	170	20	65
2	LSPCB355L	22	14	90m6	76	170	20	65
3	LSPCB315L2	20	12	70m6	67,5	140	20	65
4	LSP315M	20	12	70m6	62,5	140	20	47

Tableau V-6-b : Dimensions principales du moteur

N° station	Type	2 pôles												
		A	AB	B	BB	C	X	AA	K	HA	H	AC	e	LB
1	LSPCB355LR	610	680	630	780	254	43	120	27	30	355	744	296	1180
2	LSPCB355L	610	680	630	780	254	43	120	27	30	355	744	296	1180
3	LSPCB315L2	508	615	508	665	216	46	120	28	39	315	620	386	1112
4	LSP315M	508	609	457	529	216	36	100	28	24	315	700	208	961

Conclusion

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes des quatre stations de pompage sont de caractéristiques hydro-électriques différentes.

Les pompes toutes de marque KSB, type Multitec et de classe A (aspiration axiale et refoulement radiale), sont des monocellulaires et multicellulaires à axe horizontal.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs de marque LEROY SOMER, asynchrones triphasés monovitesse avec un rotor en court circuit CAG.

CHAPITRE VI

Protection anti-bélier

Introduction

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

VI-1- Causes du coup de bélier [1] [2]

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI-2- Risques dûs aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à $10mce$, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI-3- Description des phénomènes physiques

a) État d'équilibre d'un système hydraulique

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

Dans notre projet on est dans le premier cas c'est-à-dire un système fermé, donc on est obligé de projeter un réservoir d'air pour la protection de la conduite de refoulement.

c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

VI-4- Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier [5]

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI-1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

VI-5- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

a) **Réservoirs d'air** : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) **Cheminée d'équilibre** : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) **Soupape de décharge** : Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) **Volant d'inertie** : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI-6- 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 :

✓ **Méthode de VIBERT**

La méthode de **VIBERT** donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

✓ **Méthode de BERGERON**

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

✓ **Méthode de SALAH B**

La méthode de **SALAH B** est la 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.

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de **SALAH B** est la méthode retenue dans le cas réel de notre projet.

VI-7-Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH B [4]

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (**SALAH. B**) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI-2})$$

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 ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

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_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m=0,3$ (acier), $\nu_m=0,46$ (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).

✓ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

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)
SP 1	Acier	750	0.442	1.1514	4385	187
SP 2	Acier	750	0.442	1.1514	4020	150
SP 3	Acier	750	0.442	1.1514	2380	140
SP 4	Acier	300	0.071	1.0255	2980	141.3

✓ 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 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1	2.07	1000	0.375	0.3	0.33	2	2	0.00792	1061.23
SP 2	2.07	1000	0.375	0.3	0.33	2	2	0.00792	1061.23
SP 3	2.07	1000	0.375	0.3	0.33	2	2	0.00792	1061.23
SP 4	2.07	1000	0.15	0.3	0.33	2	2	0.007	1219.35

✓ 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)	G (m/s ²)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Volume normalisé (Litre)
SP 1	197	321.55	1.15	9.81	0.067565	0.00034	0.0036	0.66	6.97	10.56	12000
SP 2	160	284.55	1.15	9.81	0.067565	0.00042	0.0033	0.62	5.86	9.45	10000
SP 3	150	274.55	1.15	9.81	0.067565	0.00045	0.0032	0.61	3.36	5.51	6000
SP 4	151.3	278.76	1.03	9.81	0.053598	0.00035	0.0025	0.6	0.53	0.88	1000

✓ **Caractéristiques finales du réservoir d'air**

D'après la figure (VI-1) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-4: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Volume normalisé (Litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP 1	12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400
SP 2	10000	1900	4240	2470	2200	150	1300	268	400
SP 3	6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400
SP 4	1000	-	-	-	-	-	-	-	-

VI-8-1- Encombrement du réservoir d'air [13]

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI-1)

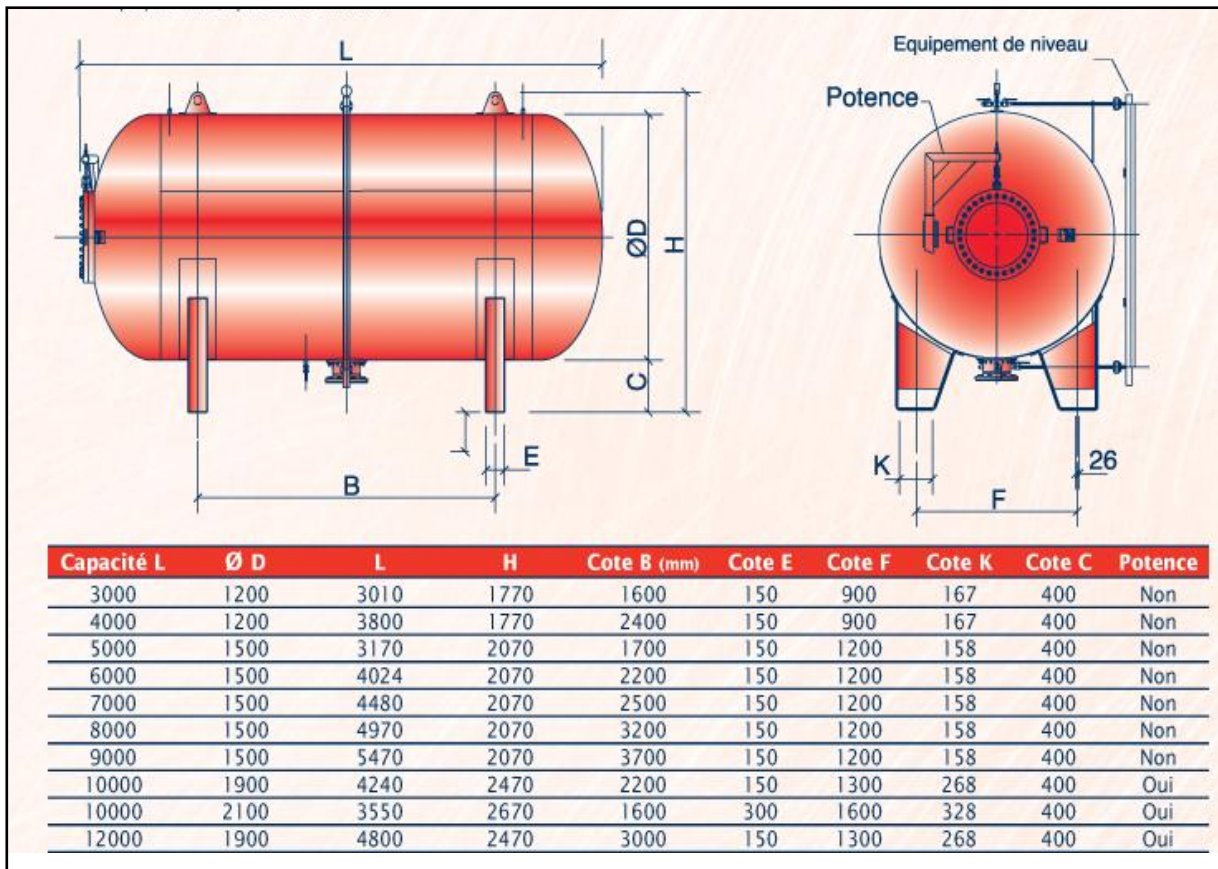


Figure VI-1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VI-8-2- Installation du réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

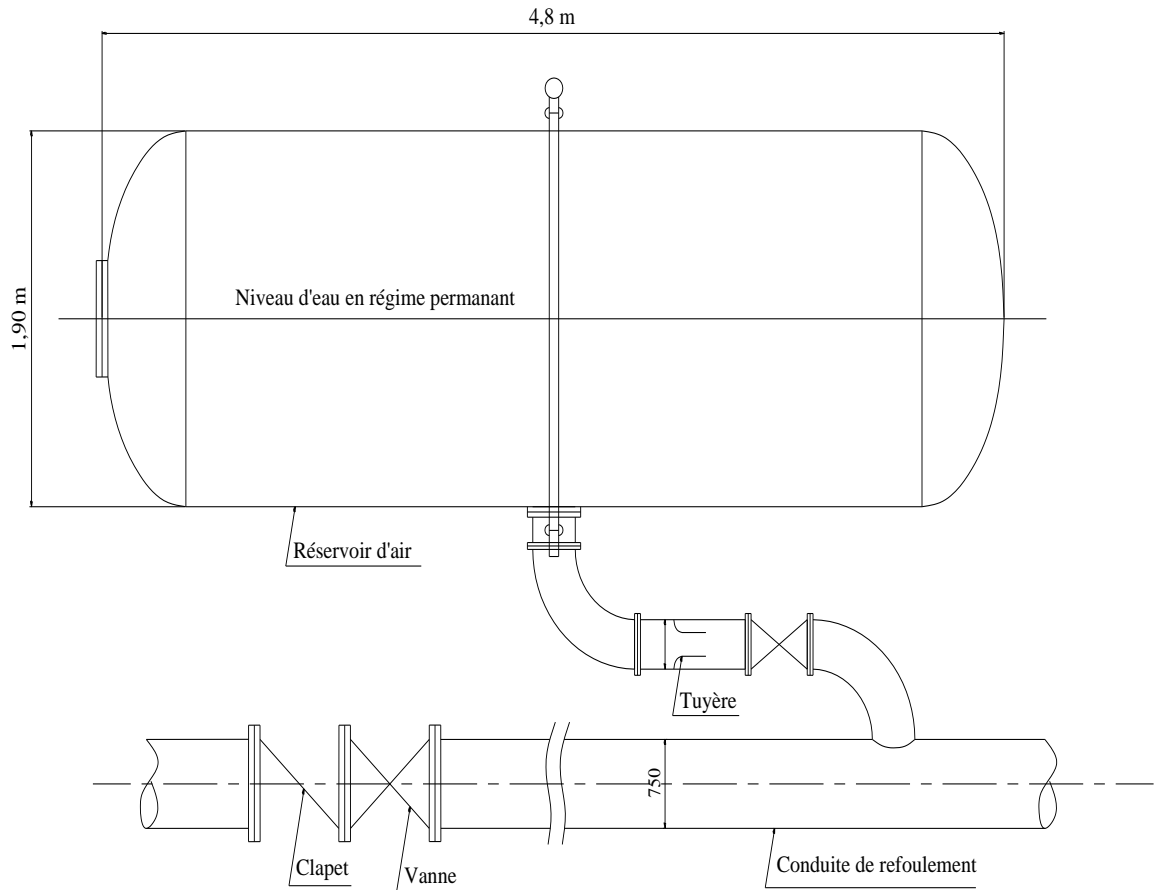


Figure VI-2: Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage SP 1, d'un réservoir d'air avec potence ayant les caractéristiques principales suivantes :

- Volume total : $U_T = 12000 \text{ L}$;
- Diamètre intérieur : $\varnothing D = 1900 \text{ mm}$;
- Longueur : $L = 4800 \text{ mm}$;
- Hauteur : $H = 2470 \text{ mm}$.

CHAPITRE VII

Protection de la conduite contre la corrosion

Introduction

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés au problème récurrent de la corrosion, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

VII-1- Généralité [1]

La corrosion est définie comme étant l'attaque du métal, due à des phénomènes extérieurs et intérieurs, qui sont en liaison soit avec la nature du sol soit avec les installations électriques, situées au voisinage du réseau soit aussi avec la nature de l'eau transportée.

Toute fois, dans le domaine qui nous concerne, la corrosion est liée directement au phénomène électrochimique, s'agissant d'un échange d'électron en présence d'autre électrolyse. D'où il y a dissolution du métal.

En général, ce phénomène peut endommager la conduite par perforation, c'est pourquoi nous sommes appelés à attacher, une grande importance à cette corrosion et plus particulièrement les conduite en acier, lesquels ordinairement sont plus vulnérables, pour cela nous allons considérer la protection externe et interne des conduites d'adduction et de distribution.

VII-2- Les facteurs de la corrosion

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

☛ **L'eau :**

Les eaux distribuées ne sont jamais dans des conditions d'équilibre parfait. Les eaux sont soit agressives, soit incrustantes.

Si les eaux sont agressives, de défauts ou malfaçons du revêtement intérieur, peuvent favoriser la localisation et l'accélération des phénomènes de corrosion.

La nature des ressources en eau peut se changer et, une eau précédemment incrustante peut devenir agressive, c'est-à-dire qu'après dissolution de la couche calcaire précédemment formée, la corrosion intérieure se généralisera si, aucune mesure de protection n'a été préalablement prise.

Le lecteur trouvera les moyens de rectifier la qualité de l'eau, pour éviter ces inconvénients.

Enfin, les conduites peuvent être agressées par corrosion interne due à des phénomènes électrochimiques locaux, entraînant à des endroits donnés, une diminution rapide de l'épaisseur des conduites.

☛ **Le PH**

Le PH est un facteur qui agit considérablement sur les métaux, il est très corrosif envers l'acier si, sa valeur est inférieure à 10, donc nous avons intérêt à augmenter le PH de l'eau circulant dans les canalisations (en acier surtout) tout en veillant sur son oxydation, à fin de diminuer la corrosion.

☛ **La température**

Les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion. On admet donc, pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par deux.

☛ **Le métal**

Parmi les métaux, l'acier qui est le plus vulnérable à la corrosion par rapport aux autres. Il est conseillé de mettre un enduit spécial à la conduite en acier, à sa partie intérieure.

☛ **La vitesse de l'eau.**

L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcaire protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.

☛ L'homme

L'homme aussi a sa part à la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :

- Dans la qualité de la conduite et le choix de remblai.
- La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

☛ Hétérogénéité du terrain

La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.

☛ Hétérogénéité du métal

L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VII-3- La corrosion interne



Figure VII-1: Corrosion interne dans une conduite.

Liée à la qualité de l'eau et à ses différentes caractéristiques la corrosion interne peut provenir:

- du pH, du taux d'oxygène dissous, de l'écart par rapport à l'équilibre calcocarbonique.
- de l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement avec une eau douce, acide ou désaérée. Une coloration noire de l'eau est liée à la présence de manganèse. Ce phénomène, qui génère une eau rouge et des dépôts, est fréquemment constaté sur les conduites en fonte grise et en acier non revêtues.

- du développement d'un bio-film bactérien sur les parois affectant inévitablement tous les types de conduites. de plus, la corrosion des conduites et la formation de dépôts sont favorisées.

- par une stagnation de l'eau dans le réseau, notamment dans les conduites en antenne, les zones soumises aux variations saisonnières importantes de population et les canalisations surdimensionnées.

- par une turbidité et des concentrations en ions métalliques élevées.

Des risques de contamination sont à craindre lorsque le bio-film se développe ou lorsqu'une plus forte consommation de chlore est enregistrée.

Ces phénomènes de corrosion interne peuvent entraîner une diminution du diamètre intérieur de la paroi liée à l'existence de dépôts et une fragilisation de la structure interne de la canalisation.

VII-4- Corrosion externe



Figure VII-2: Corrosion externe dans une conduite.

La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite, avec des origines diverses telles que :

- les courants « vagabonds » du sol, générés par la proximité d'installations électriques en courant continu (voies de chemin de fer, tramways, ouvrages miniers,...), augmentent les risques de corrosion des canalisations métalliques qui sont d'excellents conducteurs. En l'absence de protection, le phénomène de corrosion externe est accéléré.
- l'hétérogénéité du sol : plus la texture du sol est fine, plus il retient l'eau et plus la corrosion est importante. L'évaluation de la corrosivité du milieu ambiant est définie sous la norme AFNOR NF 250 « Evaluation de la corrosivité des sols vis-à-vis des canalisations en matériaux ferreux » ;
- l'hétérogénéité de surface : lors de mauvaises conditions de pose des canalisations, une partie de la pellicule superficielle d'oxyde peut être enlevée, entraînant une discontinuité et la création d'un phénomène de pile électrique.
- l'hétérogénéité de contact : la présence de différents métaux, soit au niveau des raccordements de canalisation, soit au niveau des colliers et des vannes des branchements peut aussi générer des phénomènes de pile électrique.

En outre, le phénomène de corrosion peut interagir avec d'autres faits gênants - l'entartrage, la prolifération et fixation bactérienne dans les réseaux - qui aggravent souvent l'attaque des matériaux.

VII-5- Protection des conduites contre la corrosion externe [6][7]

Si une protection appropriée n'est pas envisagée la tuyauterie peut se détruire du fait des perforations en forme de caractère ou attaque sous forme de couche de rouille.

La conduite peut être protégée comme suite :

- Revêtir convenablement les tuyaux d'une enveloppe isolante (mélange de bitume et de soie de verre imprégnée)
- assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage.
- poser la conduite de façon à éviter la détérioration de cette protection.
- Eviter la formation des pile géologique.

✓ **Protection cathodique** : La mesure de la résistivité permet de se prononcer sur l'agression du sol et de l'eau sur la conduite, cette protection s'impose dès que la résistivité moyenne du sol est inférieure à $50\Omega/m$

a)-Principe de protection cathodique

Former avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de la cathode, ou bien :

- Relier la conduite d'une part à la source d'énergie électrique extérieure, et d'autre part à une anode enterrée dans le sol destinée à se corroder

b)-Protection cathodique par anode réactive ou consommable

Elle consiste à relier de place en place, la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer, de manière à former des piles où la conduite formera le rôle de la cathode.

Les anodes réactives sont de 15 à 30Kg que l'on enfouit dans le sol à 3m de la conduite. Elles sont disposées dans les terrains agressifs. Pour vérifier le potentiel, on dispose de borne de contrôle.

Le nombre d'anode à prévoir est :

$$n = \frac{S.i}{I}$$

S : surface de la canalisation à protéger (m^2)

i : densité du courant de protection.

I : densité du courant de l'anode (mA) = 250mA

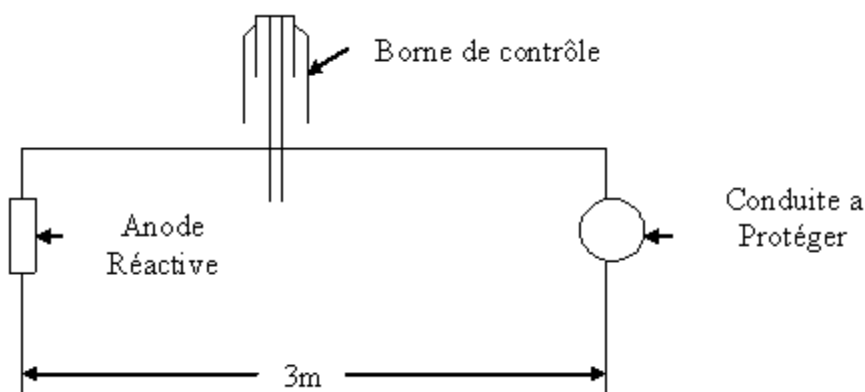


Figure VII-3: Protection cathodique par anode réactive

c)-Protection cathodique par soutirage de courant

Elle consiste à partir d'une source de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive est reliée à une prise de terre formée de vieux rails enfouis dans un milieu humide distant de 100m de la conduite. Les vieux rails se dissolvent anodiquement quand le courant quitte la prise de terre afin de rejoindre le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite. En présence de courants vagabonds cette méthode protège bien les conduites.

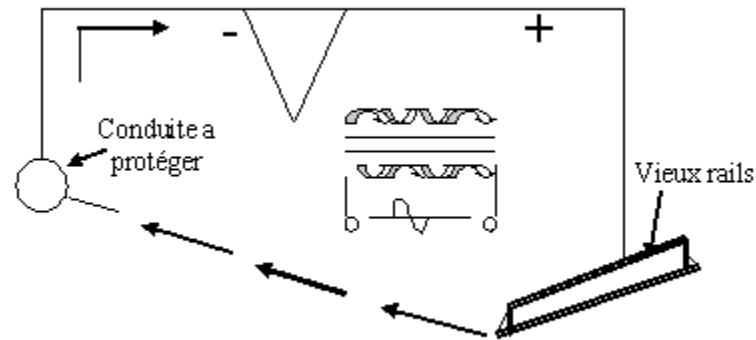


Figure VII-4: Schéma de protection par soutirage de courant

VII-6- Protection des conduites contre la corrosion interne

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- La pose doit se faire avec soin

Conclusion

La bonne conservation des conduites dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fer, fonte, acier, etc., ainsi que les conduites en béton armé. Dans notre cas, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurera la protection des conduites en acier qui traversent des terrains agressifs.

CHAPITRE VIII

Pose de canalisation et accessoires

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VIII-1- Pose de canalisation

VIII-1-1- Principe de pose de canalisations [10]

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au-dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VIII-1-2- 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 procède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

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

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure VIII-1-a).



Figure VIII-1-a: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

VIII-1-3- 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 [4]

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-b).

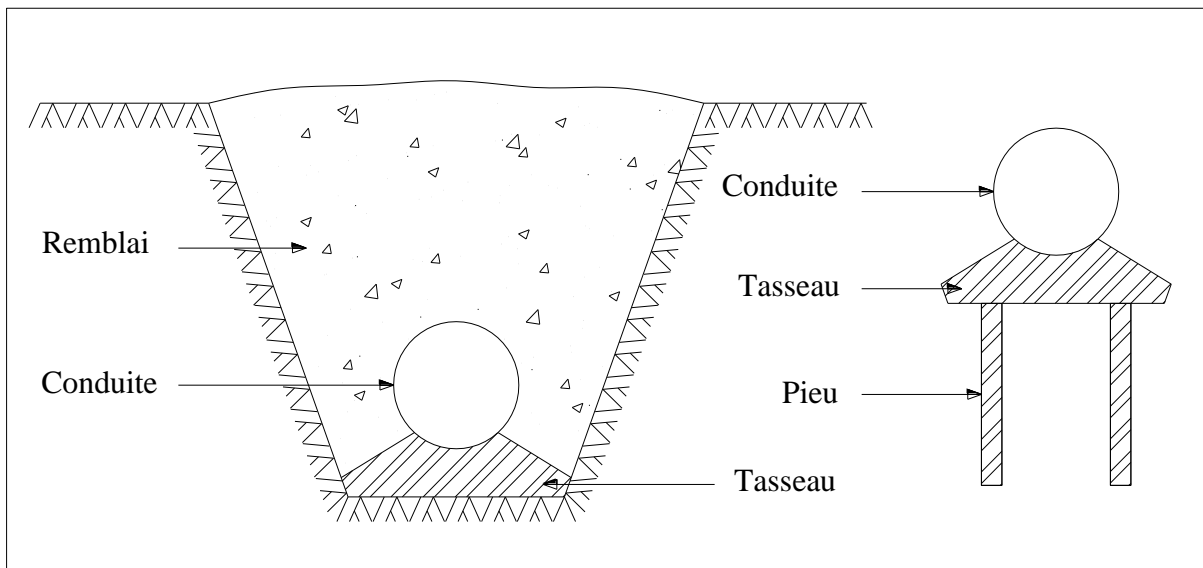


Figure VIII-1-b: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en acier, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (figure VIII-1-c) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers

souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m (figure VIII-1-c).



Figure VIII-1-c: Pose de conduites dans un terrain agressif.

VIII-1-4- Pose de canalisation en galerie [4]

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VIII-1-d).

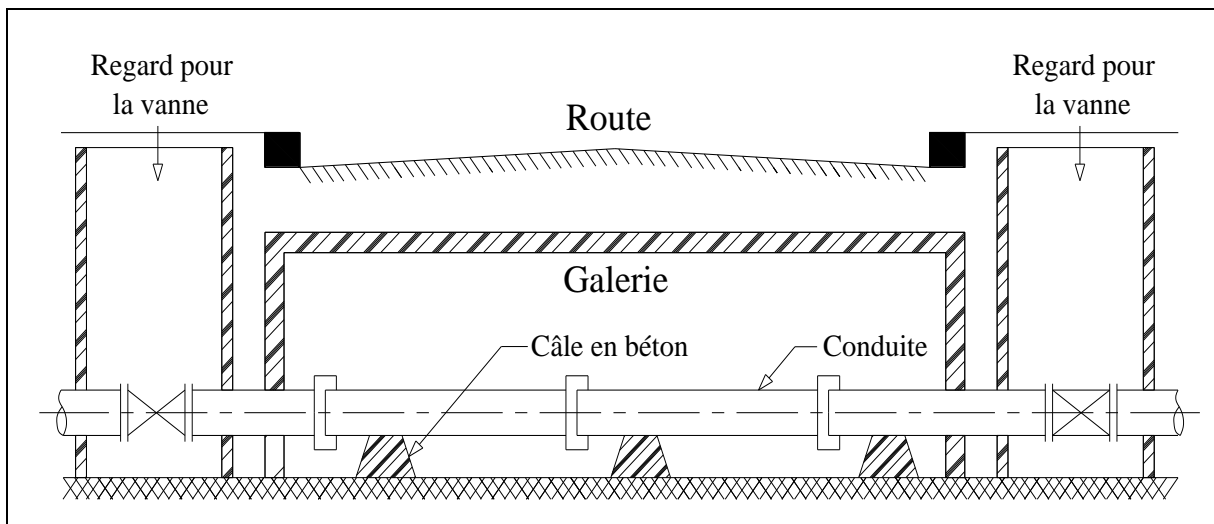


Figure VIII-1-d : Pose de canalisation en galerie

VIII-1-5- Traversée d'une rivière [4]

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).

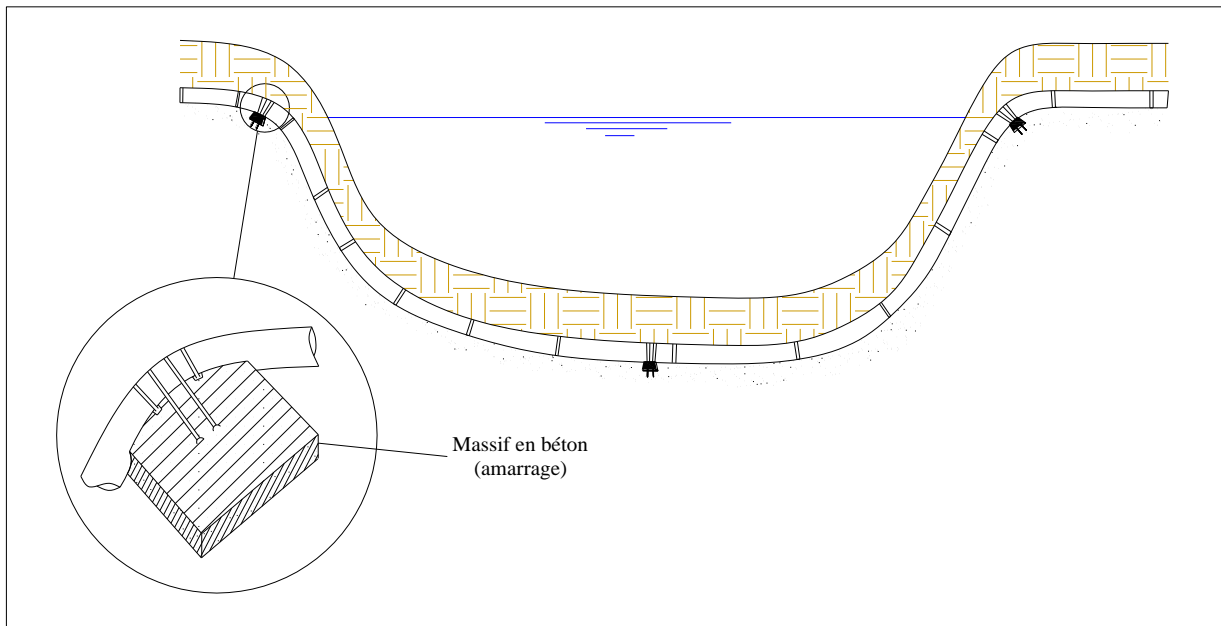


Figure VIII-1-e: traversée d'une rivière

VIII-1-6- Assemblage par emboîtement [10]

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

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture et selon les conseils du tableau (VIII-1).

Tableau VIII-1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante

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

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

Tableau VIII-2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords

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

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale (voir tableau VIII-2)

VIII-2- Accessoires

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

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

VIII-2-1- Robinets vannes

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

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

a) Robinet vanne à coin (à opercule) [5]

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

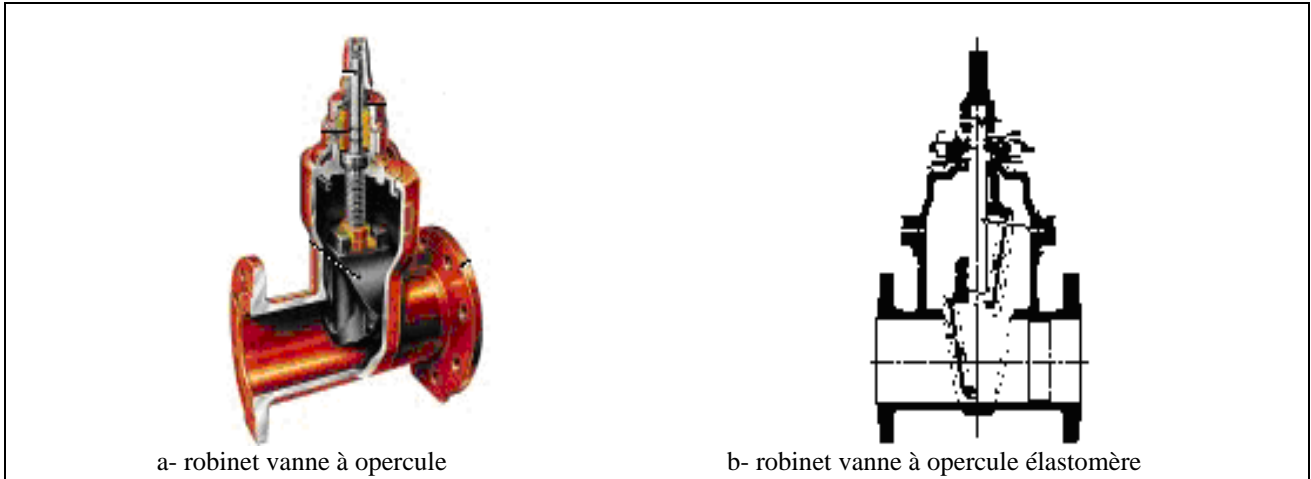


Figure VIII-2-a: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

b) Vannes papillons [5]

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

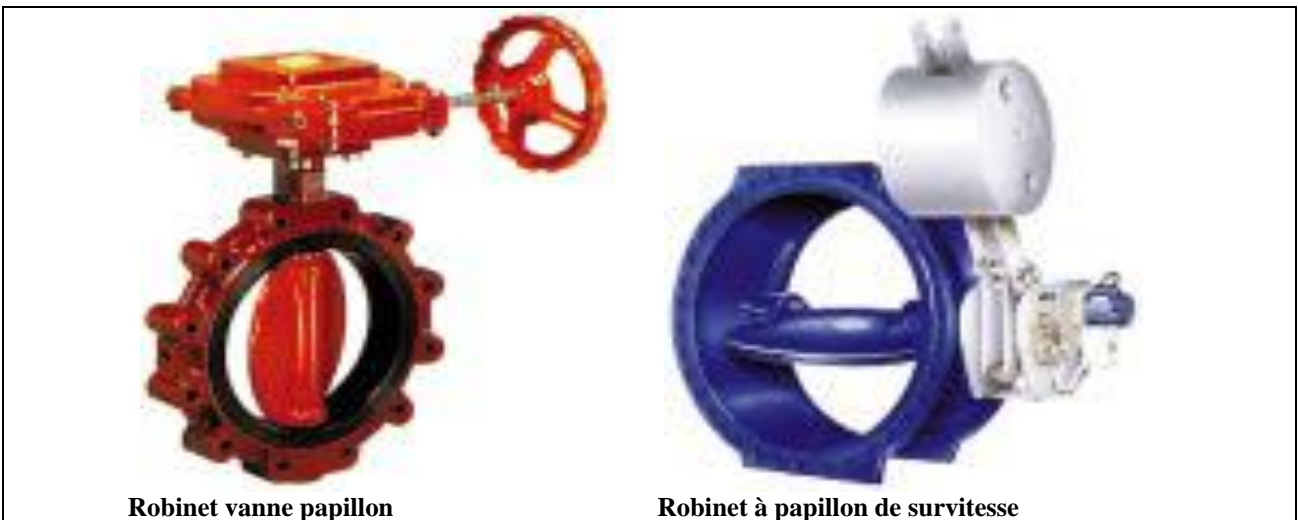


Figure VIII-2-b : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

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

VIII-2-2- Clapets anti retour [4] [14]

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

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

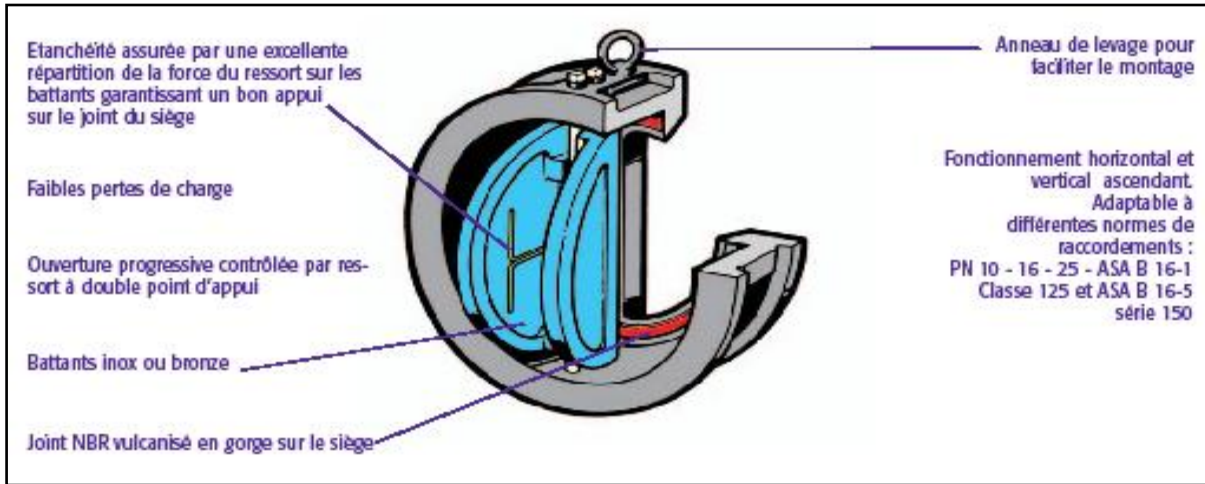


Figure VIII-3-a: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

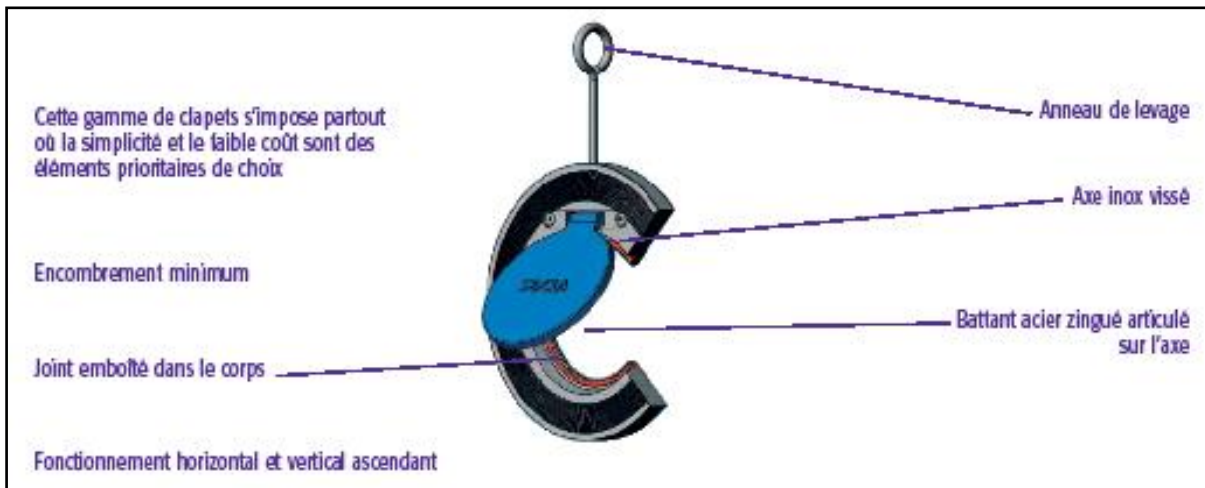


Figure VIII-3-b: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

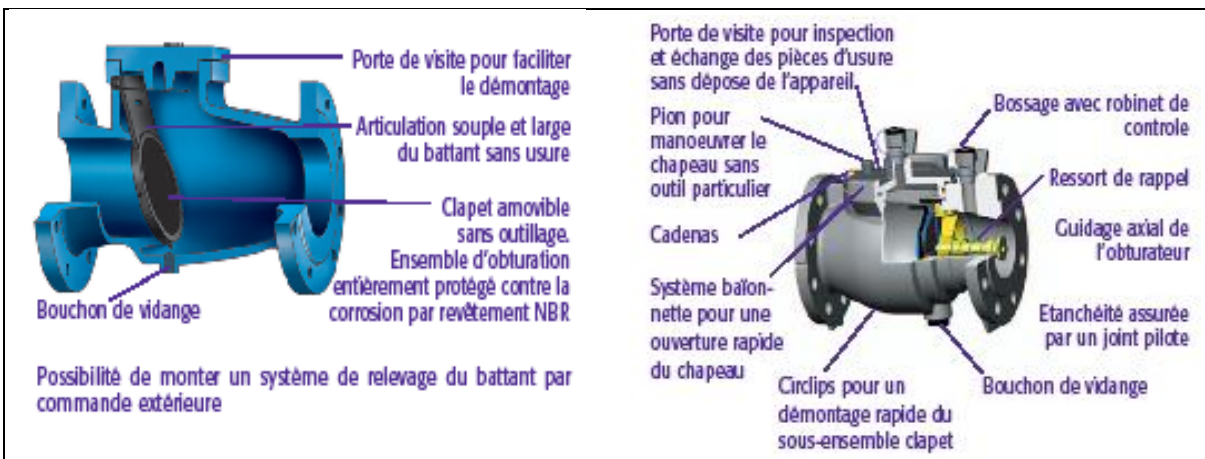


Figure VIII-3-c: Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VIII-2-3- Ventouses [5]

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure VIII-4).

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

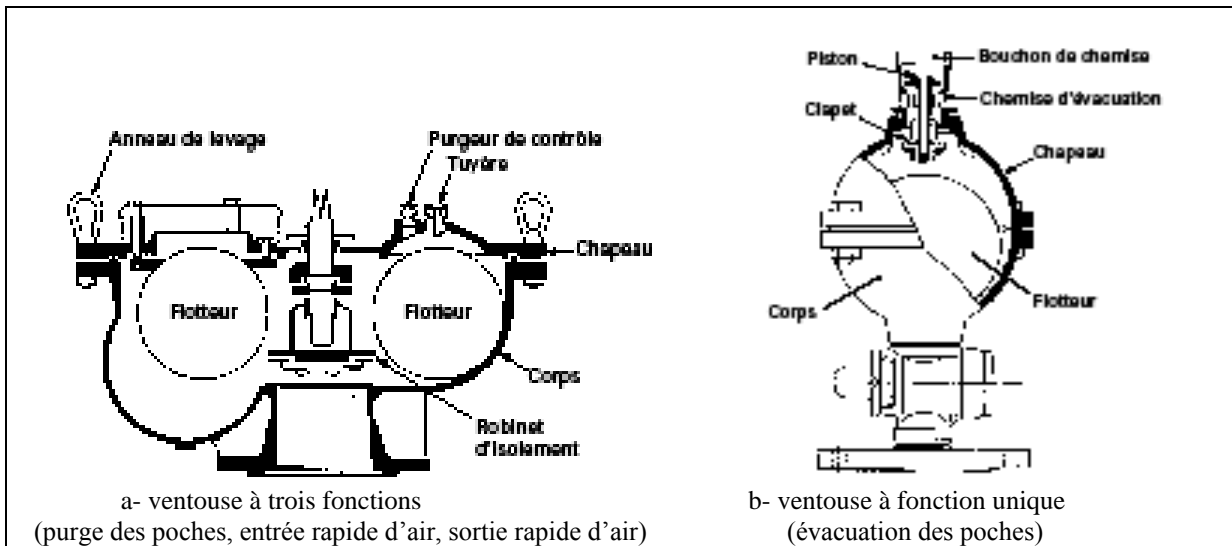


Figure VIII-4 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 800 à 250 mm.

VIII-2-4- Vannes de décharge [4]

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

VIII-2-5- Moyens anti-bélier [1] [13]

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

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

f) **Volant d'inertie** : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

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

h) **Réservoirs d'air** : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (figure VIII-5).

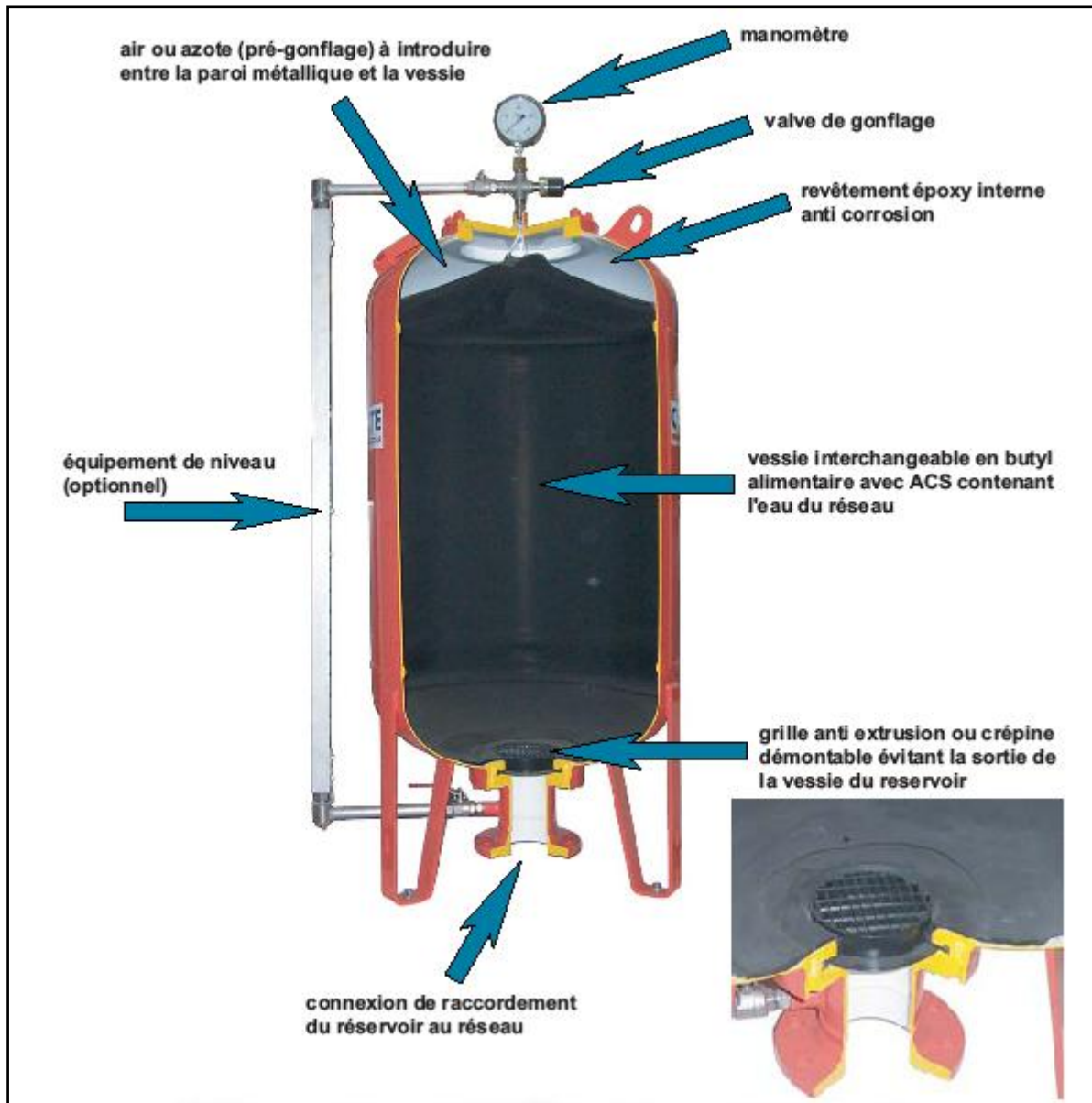


Figure VIII-5 : Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

Remarque :

Dans notre projet, les réservoirs d'air s'imposent comme moyen anti bélier grâce à leurs avantages et feront l'objet du chapitre VI.

VIII-2-6- By-pass [4]

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manoeuvre 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-2-7- Poteaux d'incendie [4]

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés au conduites de réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 100m à 200m

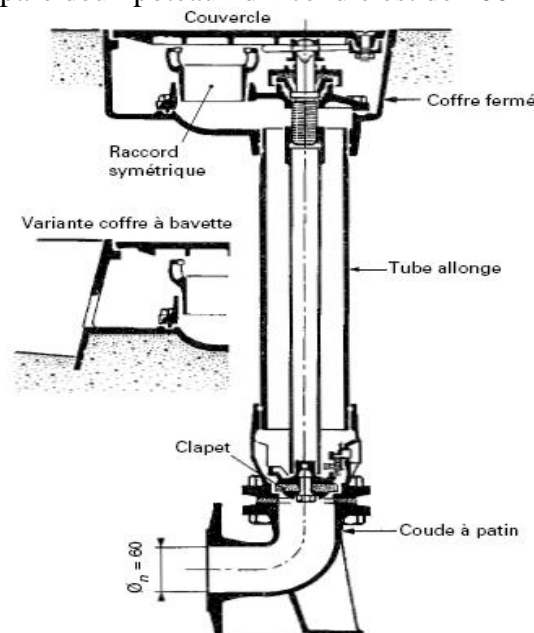


Figure VIII-6: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).

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

VIII-2-8- Crépines [8]

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.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VIII-2-9- Déversoirs de trop plein

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

VIII-2-10- Joints de raccordement [5]

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 (figure VIII-7-a) :

- ✓ le joint à emboîtement à soudure;
- ✓ le joint automatique;
- ✓ le joint gibault;
- ✓ le joint verrouille;
- ✓ les joints mécaniques;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

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

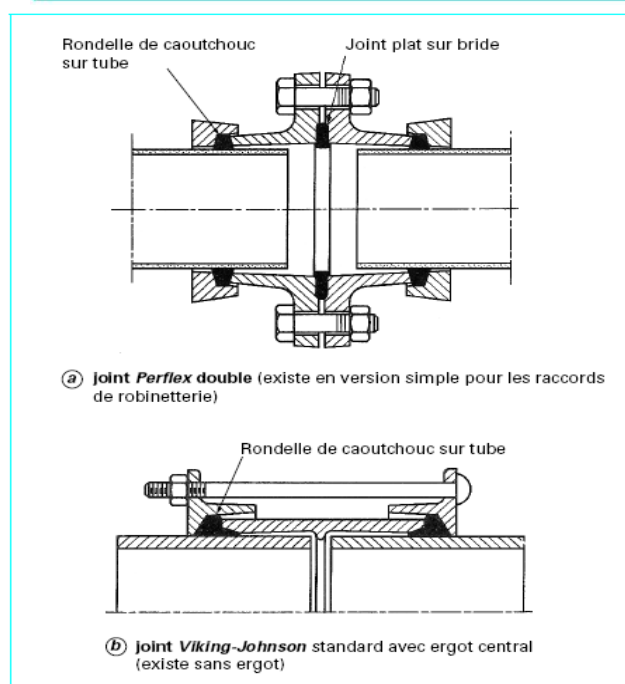
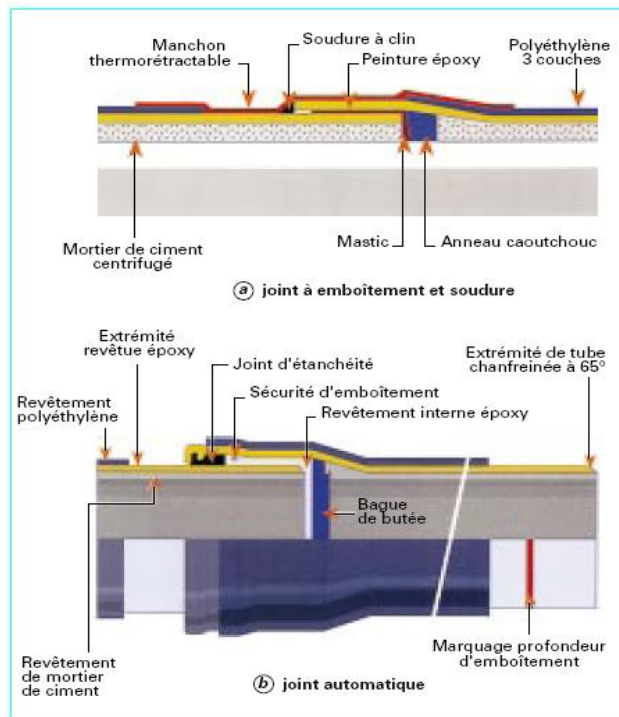


Figure VIII-7-a: joints pour canalisations en acier (D'après document Pont-à-Mousson).
 Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5° (figure VIII-7-b).



Figure VIII-7-b: Déviation angulaire

VIII-2-11- Organes de mesure [4]

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

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

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VIII-8). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

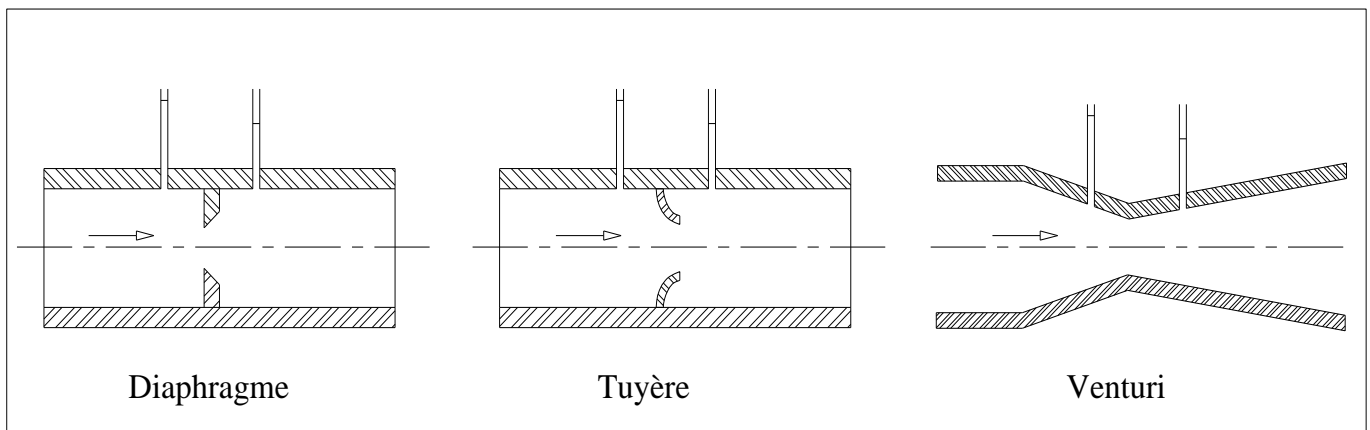


Figure VIII-8 : Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VI-9).

- manomètres à soufflet

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



Figure VIII-9: Manomètre (d'après document BAMO)

Remarque :

Dans notre cas, où les quatre installations sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe.

VIII-3- Organes de raccordement [4]

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°30'), $\frac{1}{32}$ (11°15').

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 a 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- Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique (voir figure VIII-1-a), étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Conclusion générale

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 2020, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 325839 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 73207,53 m³/j des eaux du barrage Koudiat Acerdoune.

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.

La grande différence d'altitude qui est de 468m entre la station de traitement et le réservoir tampon de Draa-el-Mizan a exigé l'implantation de trois stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

L'emplacement du réservoir tampon de Draa-el-Mizane 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 (23 Km) et la nature de relief qui est très accidenté on exige la projection de la quatrième station de pompage à l'aval de l'adduction pour assurer l'alimentation de région de Ouadhias.

A partir du réservoir tampon de Draa-el-Mizan, l'adduction est caractérisée par neuf 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 trois régulateurs de pression; deux de 5 bar et un de 1 bar. Les deux premiers à une distance de 1326m et 2180m de réservoir tampon de Draa-el-Mizan. On place un robinet vanne à fermeture lente à l'entrée de SP4.

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.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

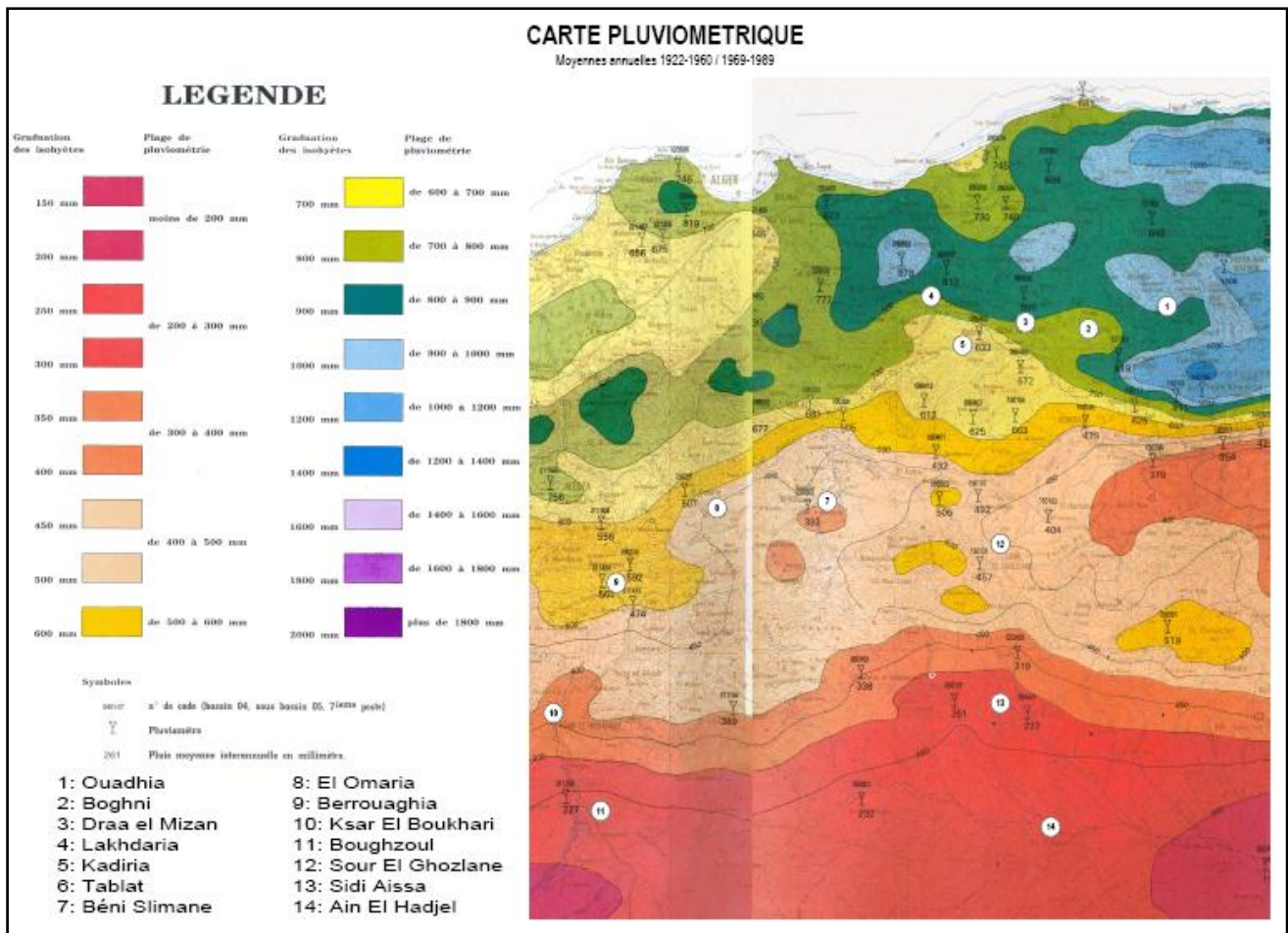
- [1] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [3] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [4] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [6] **J. DUBOIS – M. DIAMENT** « Géophysique », édition MASSON, 1997, p.181.
- [7] **A.G.H.T.M** « les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) », édition Technique et Documentation, Paris 1987 p.177.
- [8] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.
- [9] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

Catalogues

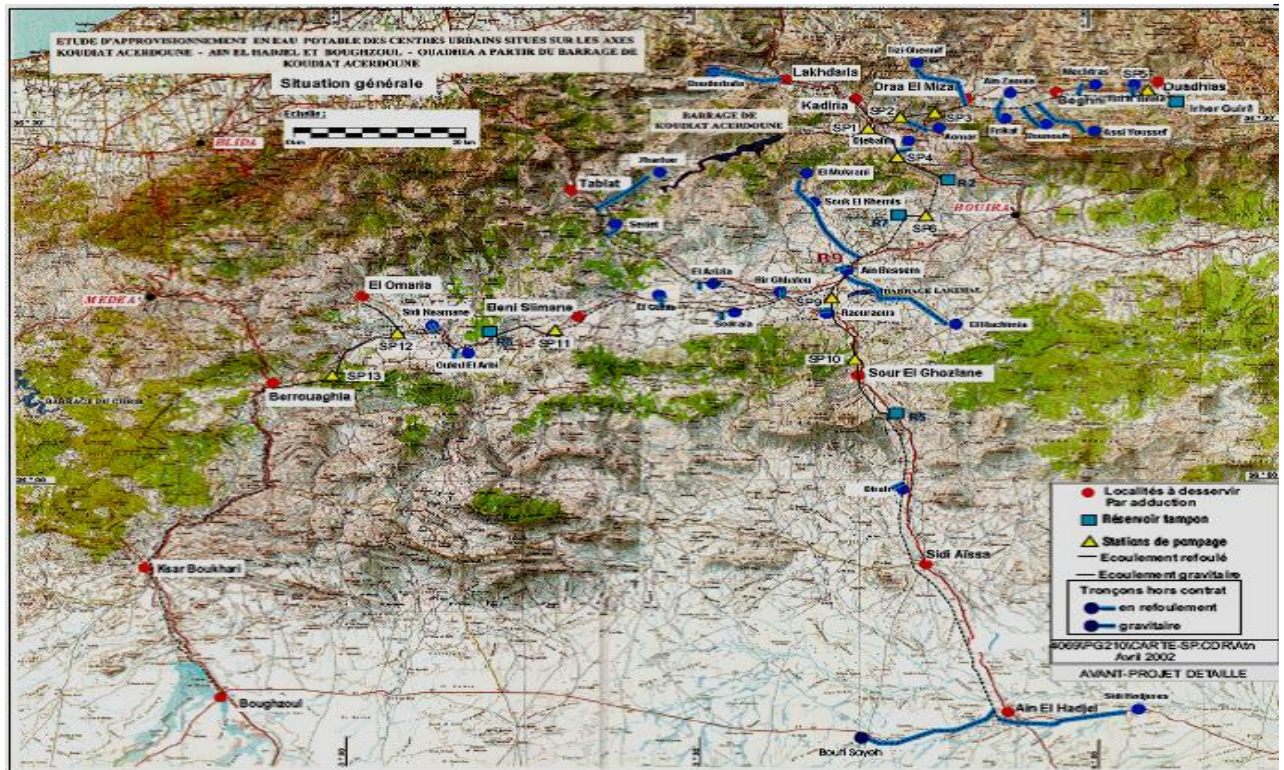
- [10] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [11] **KSB** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [12] **LEROY SOMER** « Moteurs asynchrones triphasés »
- [13] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [14] **Danfoss Socla** « Clapets de non retour ».

ANNEXES

Annexe I



Annexe I-1: Carte pluviométrique de la zone d'étude.



Annexe I-2 : Situation géographique.exe

Annexe II

Annexe II-1: Répartition horaire des pourcentages 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 Draa-el-Mizan

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=16677,35 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3	500,32	3	500,32
1-2	3,2	533,68	6,2	1034,00
2-3	3	500,32	9,2	1534,32
3-4	3,1	517,00	12,3	2051,31
4-5	3,5	583,71	15,8	2635,02
5-6	4,1	683,77	19,9	3318,79
6-7	4,5	750,48	24,4	4069,27
7-8	4,9	817,19	29,3	4886,46
8-9	4,9	817,19	34,2	5703,65
9-10	4,6	767,16	38,8	6470,81
10-11	4,8	800,51	43,6	7271,32
11-12	4,7	783,84	48,3	8055,16
12-13	4,4	733,80	52,7	8788,96
13-14	4,1	683,77	56,8	9472,73
14-15	4,2	700,45	61	10173,18
15-16	4,4	733,80	65,4	10906,99
16-17	4,3	717,13	69,7	11624,11
17-18	4,1	683,77	73,8	12307,88
18-19	4,5	750,48	78,3	13058,37
19-20	4,5	750,48	82,8	13808,85
20-21	4,5	750,48	87,3	14559,33
21-22	4,8	800,51	92,1	15359,84
22-23	4,6	767,16	96,7	16127,00
23-24	3,3	550,35	100	16677,35

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Draa-el-Mizan est de **817,19m³/h** et survient entre 7 h et 9h.

Annexe II-2-2: Variation du débit horaire pour la commune de Tizi Ghenif

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=12055,08\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	180,83	1,5	180,83
1-2	1,5	180,83	3	361,65
2-3	1,5	180,83	4,5	542,48
3-4	1,5	180,83	6	723,30
4-5	2,5	301,38	8,5	1024,68
5-6	3,5	421,93	12	1446,61
6-7	4,5	542,48	16,5	1989,09
7-8	5,5	663,03	22	2652,12
8-9	6,25	753,44	28,25	3405,56
9-10	6,25	753,44	34,5	4159,00
10-11	6,25	753,44	40,75	4912,45
11-12	6,25	753,44	47	5665,89
12-13	5	602,75	52	6268,64
13-14	5	602,75	57	6871,40
14-15	5,5	663,03	62,5	7534,43
15-16	6	723,30	68,5	8257,73
16-17	6	723,30	74,5	8981,03
17-18	5,5	663,03	80	9644,06
18-19	5	602,75	85	10246,82
19-20	4,5	542,48	89,5	10789,30
20-21	4	482,20	93,5	11271,50
21-22	3	361,65	96,5	11633,15
22-23	2	241,10	98,5	11874,25
23-24	1,5	180,83	100	12055,08

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Tizi Ghenif est de **753,44 m^3/h** et survient entre 8 h et midi

Annexe II-2-3: Variation du débit horaire pour la commune de Frikat

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=5862,32\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	87,93	1,5	87,93
1-2	1,5	87,93	3	175,87
2-3	1,5	87,93	4,5	263,80
3-4	1,5	87,93	6	351,74
4-5	2,5	146,56	8,5	498,30
5-6	3,5	205,18	12	703,48
6-7	4,5	263,80	16,5	967,28
7-8	5,5	322,43	22	1289,71
8-9	6,25	366,40	28,25	1656,11
9-10	6,25	366,40	34,5	2022,50
10-11	6,25	366,40	40,75	2388,90
11-12	6,25	366,40	47	2755,29
12-13	5	293,12	52	3048,41
13-14	5	293,12	57	3341,52
14-15	5,5	322,43	62,5	3663,95
15-16	6	351,74	68,5	4015,69
16-17	6	351,74	74,5	4367,43
17-18	5,5	322,43	80	4689,86
18-19	5	293,12	85	4982,97
19-20	4,5	263,80	89,5	5246,78
20-21	4	234,49	93,5	5481,27
21-22	3	175,87	96,5	5657,14
22-23	2	117,25	98,5	5774,39
23-24	1,5	87,93	100	5862,32

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Frikat est de **366,40 m^3/h** et survient entre 8h et midi

Annexe II-2-4: Variation du débit horaire pour la commune de Ain Zaouia

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=7649,93 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	114,75	1,5	114,75
1-2	1,5	114,75	3	229,50
2-3	1,5	114,75	4,5	344,25
3-4	1,5	114,75	6	459,00
4-5	2,5	191,25	8,5	650,24
5-6	3,5	267,75	12	917,99
6-7	4,5	344,25	16,5	1262,24
7-8	5,5	420,75	22	1682,98
8-9	6,25	478,12	28,25	2161,11
9-10	6,25	478,12	34,5	2639,23
10-11	6,25	478,12	40,75	3117,35
11-12	6,25	478,12	47	3595,47
12-13	5	382,50	52	3977,96
13-14	5	382,50	57	4360,46
14-15	5,5	420,75	62,5	4781,21
15-16	6	459,00	68,5	5240,20
16-17	6	459,00	74,5	5699,20
17-18	5,5	420,75	80	6119,94
18-19	5	382,50	85	6502,44
19-20	4,5	344,25	89,5	6846,69
20-21	4	306,00	93,5	7152,68
21-22	3	229,50	96,5	7382,18
22-23	2	153,00	98,5	7535,18
23-24	1,5	114,75	100	7649,93

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Ain Zaouia est de **478,12 m^3/h** et survient entre 8 h et midi

Annexe II-2-5: Variation du débit horaire pour la commune de Boghni

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=12834,32 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	192,51	1,5	192,51
1-2	1,5	192,51	3	385,03
2-3	1,5	192,51	4,5	577,54
3-4	1,5	192,51	6	770,06
4-5	2,5	320,86	8,5	1090,92
5-6	3,5	449,20	12	1540,12
6-7	4,5	577,54	16,5	2117,66
7-8	5,5	705,89	22	2823,55
8-9	6,25	802,15	28,25	3625,70
9-10	6,25	802,15	34,5	4427,84
10-11	6,25	802,15	40,75	5229,99
11-12	6,25	802,15	47	6032,13
12-13	5	641,72	52	6673,85
13-14	5	641,72	57	7315,56
14-15	5,5	705,89	62,5	8021,45
15-16	6	770,06	68,5	8791,51
16-17	6	770,06	74,5	9561,57
17-18	5,5	705,89	80	10267,46
18-19	5	641,72	85	10909,17
19-20	4,5	577,54	89,5	11486,72
20-21	4	513,37	93,5	12000,09
21-22	3	385,03	96,5	12385,12
22-23	2	256,69	98,5	12641,81
23-24	1,5	192,51	100	12834,32

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Boghni est de **802,15 m^3/h** et survient entre 8 h et midi

Annexe II-2-6: Variation du débit horaire pour la commune de Bounouh

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=4421,95\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	66,33	1,5	66,33
1-2	1,5	66,33	3	132,66
2-3	1,5	66,33	4,5	198,99
3-4	1,5	66,33	6	265,32
4-5	2,5	110,55	8,5	375,87
5-6	3,5	154,77	12	530,63
6-7	4,5	198,99	16,5	729,62
7-8	5,5	243,21	22	972,83
8-9	6,25	276,37	28,25	1249,20
9-10	6,25	276,37	34,5	1525,57
10-11	6,25	276,37	40,75	1801,94
11-12	6,25	276,37	47	2078,32
12-13	5	221,10	52	2299,41
13-14	5	221,10	57	2520,51
14-15	5,5	243,21	62,5	2763,72
15-16	6	265,32	68,5	3029,04
16-17	6	265,32	74,5	3294,35
17-18	5,5	243,21	80	3537,56
18-19	5	221,10	85	3758,66
19-20	4,5	198,99	89,5	3957,65
20-21	4	176,88	93,5	4134,52
21-22	3	132,66	96,5	4267,18
22-23	2	88,44	98,5	4355,62
23-24	1,5	66,33	100	4421,95

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Bounouh est de **276,37m³/h** et survient entre 8 h et midi .

Annexe II-2-7: Variation du débit horaire pour la commune de Mechtras

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=5549,82\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	83,25	1,5	83,25
1-2	1,5	83,25	3	166,49
2-3	1,5	83,25	4,5	249,74
3-4	1,5	83,25	6	332,99
4-5	2,5	138,75	8,5	471,73
5-6	3,5	194,24	12	665,98
6-7	4,5	249,74	16,5	915,72
7-8	5,5	305,24	22	1220,96
8-9	6,25	346,86	28,25	1567,82
9-10	6,25	346,86	34,5	1914,69
10-11	6,25	346,86	40,75	2261,55
11-12	6,25	346,86	47	2608,42
12-13	5	277,49	52	2885,91
13-14	5	277,49	57	3163,40
14-15	5,5	305,24	62,5	3468,64
15-16	6	332,99	68,5	3801,63
16-17	6	332,99	74,5	4134,62
17-18	5,5	305,24	80	4439,86
18-19	5	277,49	85	4717,35
19-20	4,5	249,74	89,5	4967,09
20-21	4	221,99	93,5	5189,08
21-22	3	166,49	96,5	5355,58
22-23	2	111,00	98,5	5466,57
23-24	1,5	83,25	100	5549,82

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Mechtras est de **346,86 m^3/h** et survient entre 8 h et midi .

Annexe II-2-8: Variation du débit horaire pour la commune de Assi Youcef

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=7825,26\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	117,38	1,5	117,38
1-2	1,5	117,38	3	234,76
2-3	1,5	117,38	4,5	352,14
3-4	1,5	117,38	6	469,52
4-5	2,5	195,63	8,5	665,15
5-6	3,5	273,88	12	939,03
6-7	4,5	352,14	16,5	1291,17
7-8	5,5	430,39	22	1721,56
8-9	6,25	489,08	28,25	2210,64
9-10	6,25	489,08	34,5	2699,71
10-11	6,25	489,08	40,75	3188,79
11-12	6,25	489,08	47	3677,87
12-13	5	391,26	52	4069,14
13-14	5	391,26	57	4460,40
14-15	5,5	430,39	62,5	4890,79
15-16	6	469,52	68,5	5360,30
16-17	6	469,52	74,5	5829,82
17-18	5,5	430,39	80	6260,21
18-19	5	391,26	85	6651,47
19-20	4,5	352,14	89,5	7003,61
20-21	4	313,01	93,5	7316,62
21-22	3	234,76	96,5	7551,38
22-23	2	156,51	98,5	7707,88
23-24	1,5	117,38	100	7825,26

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Assi Youcef est de **489,08m³/h** et survient entre 8 h et midi .

Annexe II-2-9: Variation du débit horaire pour la commune de Tizi N'tletha

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=6325,22\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	100,89	1,5	100,89
1-2	1,5	100,89	3	201,78
2-3	1,5	100,89	4,5	302,67
3-4	1,5	100,89	6	403,57
4-5	2,5	168,15	8,5	571,72
5-6	3,5	235,41	12	807,13
6-7	4,5	302,67	16,5	1109,81
7-8	5,5	369,94	22	1479,74
8-9	6,25	420,38	28,25	1900,12
9-10	6,25	420,38	34,5	2320,50
10-11	6,25	420,38	40,75	2740,89
11-12	6,25	420,38	47	3161,27
12-13	5	336,31	52	3497,57
13-14	5	336,31	57	3833,88
14-15	5,5	369,94	62,5	4203,81
15-16	6	403,57	68,5	4607,38
16-17	6	403,57	74,5	5010,94
17-18	5,5	369,94	80	5380,88
18-19	5	336,31	85	5717,19
19-20	4,5	302,67	89,5	6019,86
20-21	4	269,04	93,5	6288,90
21-22	3	201,78	96,5	6490,69
22-23	2	134,52	98,5	6625,21
23-24	1,5	100,89	100	6726,10

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Tizi N'tletha est de **420,38 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

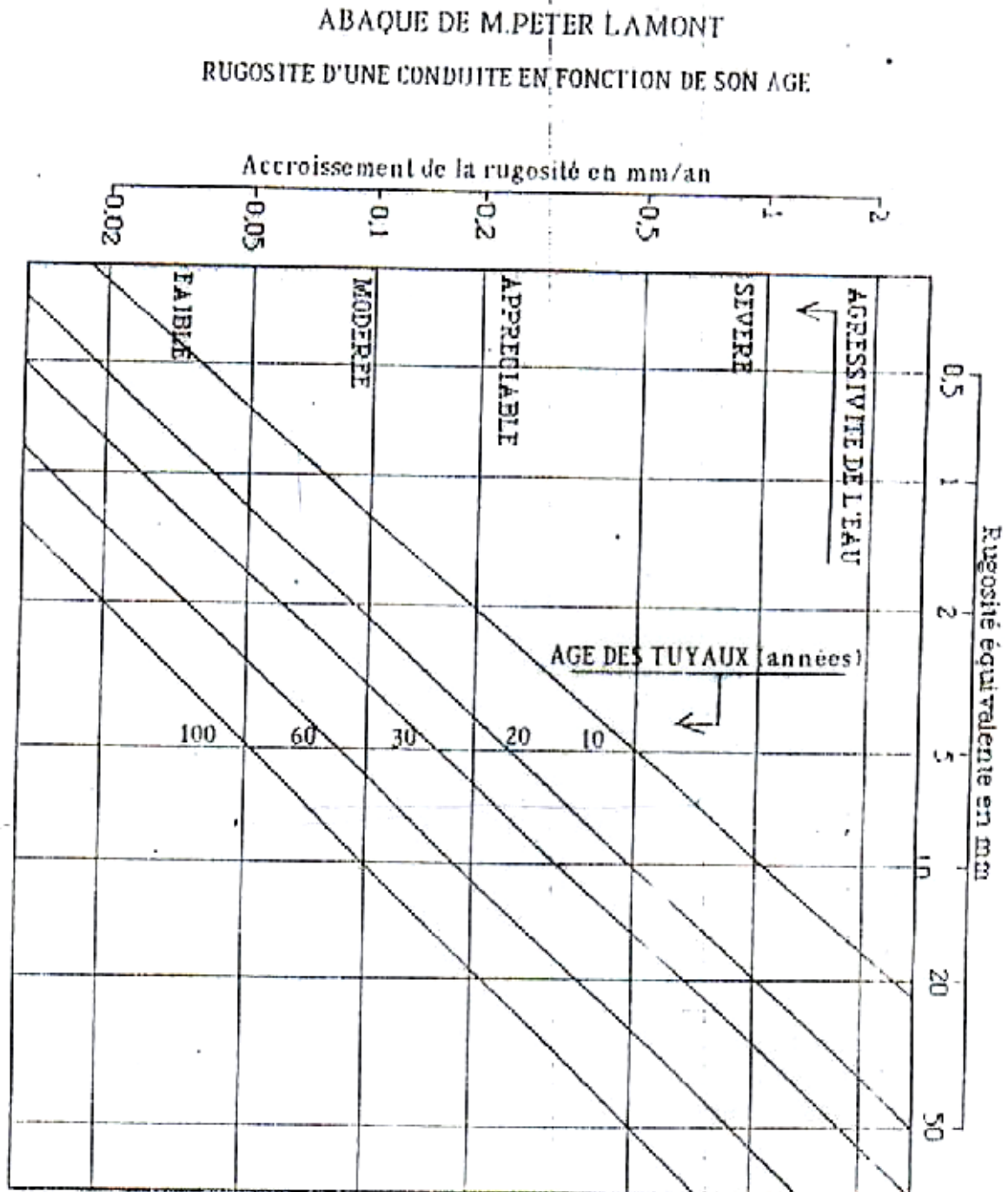
Annexe II-2-10: Variation du débit horaire pour la commune de Ouadhias

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=7746,41\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	116,20	1,5	116,20
1-2	1,5	116,20	3	232,39
2-3	1,5	116,20	4,5	348,59
3-4	1,5	116,20	6	464,78
4-5	2,5	193,66	8,5	658,44
5-6	3,5	271,12	12	929,57
6-7	4,5	348,59	16,5	1278,16
7-8	5,5	426,05	22	1704,21
8-9	6,25	484,15	28,25	2188,36
9-10	6,25	484,15	34,5	2672,51
10-11	6,25	484,15	40,75	3156,66
11-12	6,25	484,15	47	3640,81
12-13	5	387,32	52	4028,13
13-14	5	387,32	57	4415,45
14-15	5,5	426,05	62,5	4841,51
15-16	6	464,78	68,5	5306,29
16-17	6	464,78	74,5	5771,08
17-18	5,5	426,05	80	6197,13
18-19	5	387,32	85	6584,45
19-20	4,5	348,59	89,5	6933,04
20-21	4	309,86	93,5	7242,89
21-22	3	232,39	96,5	7475,29
22-23	2	154,93	98,5	7630,21
23-24	1,5	116,20	100	7746,41

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Ouadhias est de **484,15 m^3/h** et survient entre 8h et midi .


Annexe IV

Annexe IV-1: Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son age



Annexe IV-2: Tableau des prix des conduites en acier Algérien (Anabib)

Diamètres (mm)	Prix de mètre linéaire (DA)
200	3137,08
250	3749,30
300	4455,52
350	5249,74
400	6125,96
450	7078,18
500	8100,40
550	9186,62
650	11527,06
700	12769,28
800	15367,72
900	18078,16
1000	20852,60
1100	23643,04
1200	26401,48
1400	31630,36
1500	34004,80

ENTREPRISE PUBLIQUE ECONOMIQUE s.p.a. 

UNITE GRDS TUBES REGULAR

Pression d'essai (en Bar) selon API 5L et NFA 49150

Epaisseur (mm)	Nuance d'acier					
	Grade B	Grade X42	Grade X46	Grade X52	Grade X60	TSE 235
(mm)	PEH (Bar)	PEH (Bar)	PEH (Bar)	PEH (Bar)	PEH (Bar)	PEH (Bar)
259	3,50	64				80
249	3,50	46				62
	4	53				71
	4,50	59				80
	5	66	99	109		89
	5,56	73	110	121		99
	6	79	119	130		107
	6,35	84	126	138		114
258	3,50	39				52
	4	45				60
	4,50	50				68
	5	56				75
	5,56	62				84
	6	67				91
	6,35	71				96
273	3,50	37				49
	4	42				57
	4,50	48				64
	5	53	90			71
	5,56	59	100			79
	6	64	108			86
	6,35	67	114		142	91
	7	74	126		157	100
308	3,50	33				44
	4	38				50
	4,50	42				56
	5	47				63
	5,56	52				70
	6	56				76
	6,35	60				80
	7	66				89

Epaisseur (mm)	Nuance d'acier					
	Grade B	Grade X42	Grade X46	Grade X52	Grade X60	TSE 235
(mm)	PEH (Bar)	PEH (Bar)	PEH (Bar)	PEH (Bar)	PEH (Bar)	PEH (Bar)
323,9	4	36	61	67		48
	4,50	40	68	75		54
	5	45	76	83	94	60
	5,56	50	84	93	105	66
	6	54	91	100	113	72
	6,35	57	96	106	120	76
	7	63	106	116	132	84
355,6	4	35	55	61		43
	4,50	37	62	68		49
	5	41	69	76	86	54
	5,56	45	77	84	96	60
	6	49	83	91	103	65
	6,35	52	88	96	109	69
	7	57	97	106	120	76
406,4	4	28	48	53	60	38
	4,50	32	54	60	68	43
	5	36	60	66	75	47
	5,56	40	67	74	84	53
	6	43	73	80	90	57
	6,35	45	77	84	96	60
	7	50	85	93	105	67
	7,14	51	86	95	108	68
457,2	4	25	43	47	54	34
	4,50	28	48	53	60	38
	5	32	54	59	67	42
	5,56	35	60	66	74	47
	6	38	64	71	80	51
	6,35	40	68	75	85	54
	7	44	75	83	94	59
	7,14	45	77	84	96	60

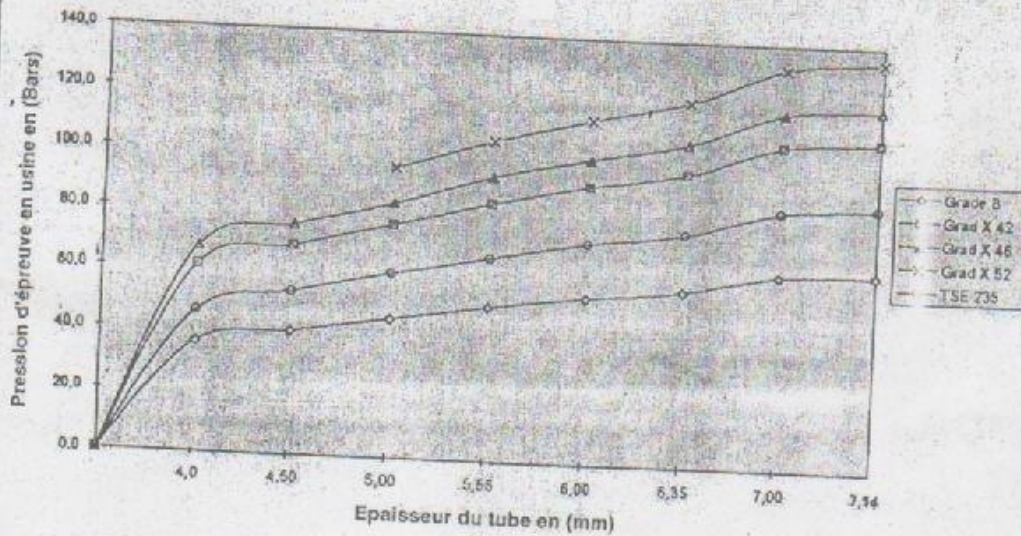
6 CATALOGUE DES PRODUITS

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Nuance d'acier				
		Grade B PEH (Bar)	Grade X 42 PEH (Bar)	Grade X 46 PEH (Bar)	Grade X 52 PEH (Bar)	TSE 235 PEH (Bar)
508	6	28	31	36	44	38
	5,56	32	37	42	51	42
	6	34	41	47	57	46
	6,35	36	43	50	61	48
	7	40	47	55	67	53
	7,14	41	48	56	69	54
	7,50	43	50	58	72	57
609,6	6	28	31	36	44	38
	6,35	30	34	39	48	40
	7	33	37	43	52	44
	7,14	34	38	45	54	45
	7,50	36	40	47	57	47
	7,92	38	43	50	60	49
	8,4	40	45	53	64	50

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Nuance d'acier				
		Grade B PEH (Bar)	Grade X 42 PEH (Bar)	Grade X 46 PEH (Bar)	Grade X 52 PEH (Bar)	TSE 235 PEH (Bar)
711,2	6,35	26	30	35	43	34
	7	28	33	39	48	38
	7,14	29	34	41	50	39
	7,50	30	35	43	53	41
	7,92	32	38	45	56	43
812,8	6,35	23	27	32	40	30
	7	25	29	35	44	33
	7,14	25	30	37	46	34
	7,50	27	32	39	49	35
	7,92	28	33	40	51	37


A la demande du client d'autres Epaisseurs peuvent être examinées conjointement.

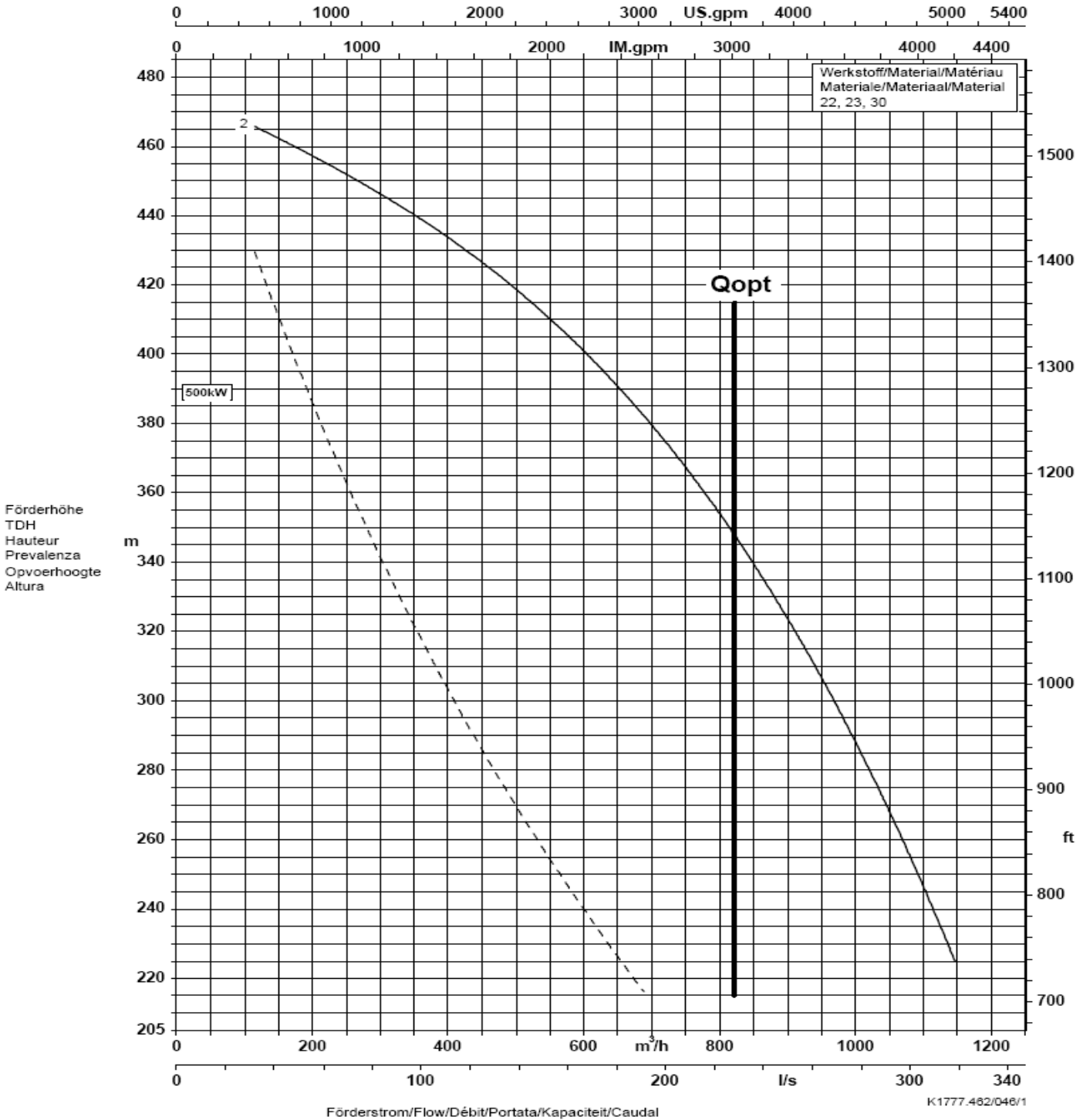
Influence de l'épaisseur et de la nuance d'acier sur la pression d'épreuve en usine (tube diamètre 323,9 mm) :




On constate, d'une part, pour un métal d'une épaisseur "e" donnée ("e" fixée), la pression "P" augmente avec la nuance de l'acier et d'autre part, que pour un métal d'une nuance d'acier donnée, la pression "P" augmente avec l'épaisseur "e".

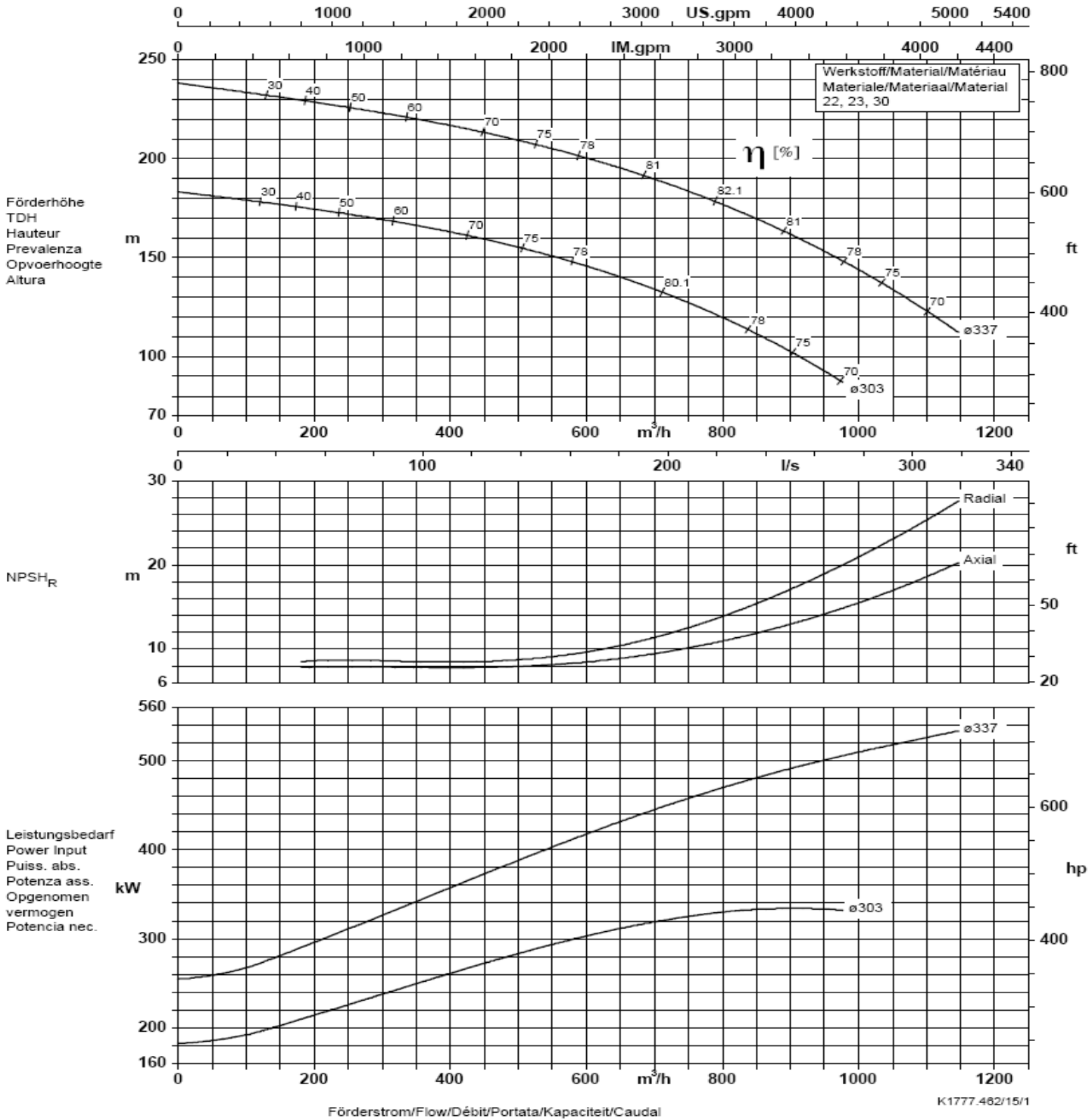
Annexe V-1: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 150 12,2

Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 12.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nenn Drehzahl Nom. speed Vitesse nom. 3500 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Lauf rad-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 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.	




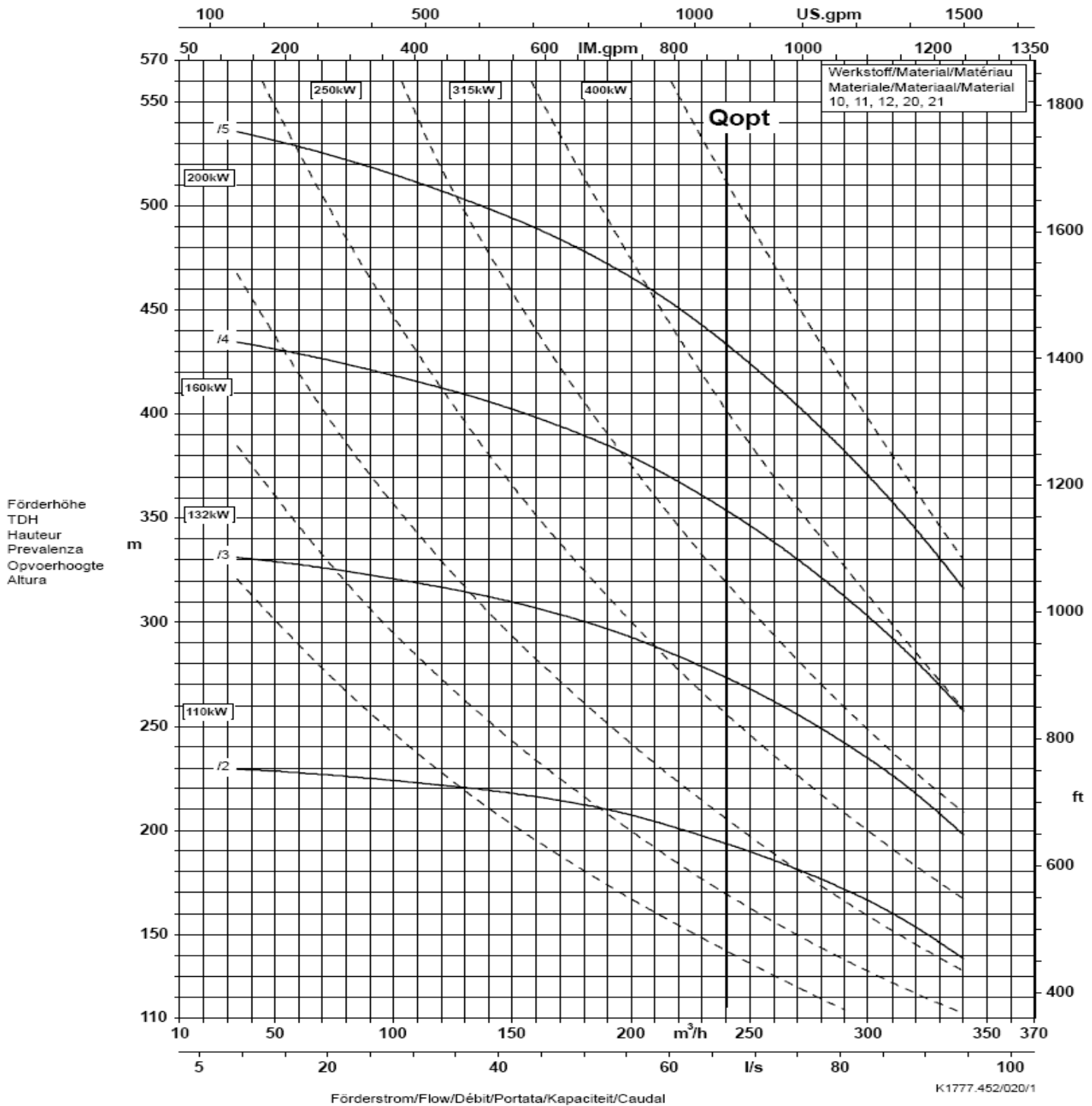
Annexe V-2: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 150 12,2.

Baureihe-Größe Type-Size Modèle	Tipo Serie Tipo	Nenn Drehzahl Nom. speed Vitesse nom.	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Lauf rad-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. 199 38004 Châteauroux
Multitec 150 12.2 1.4408		3500 1/min				
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-3: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 125 9,2.

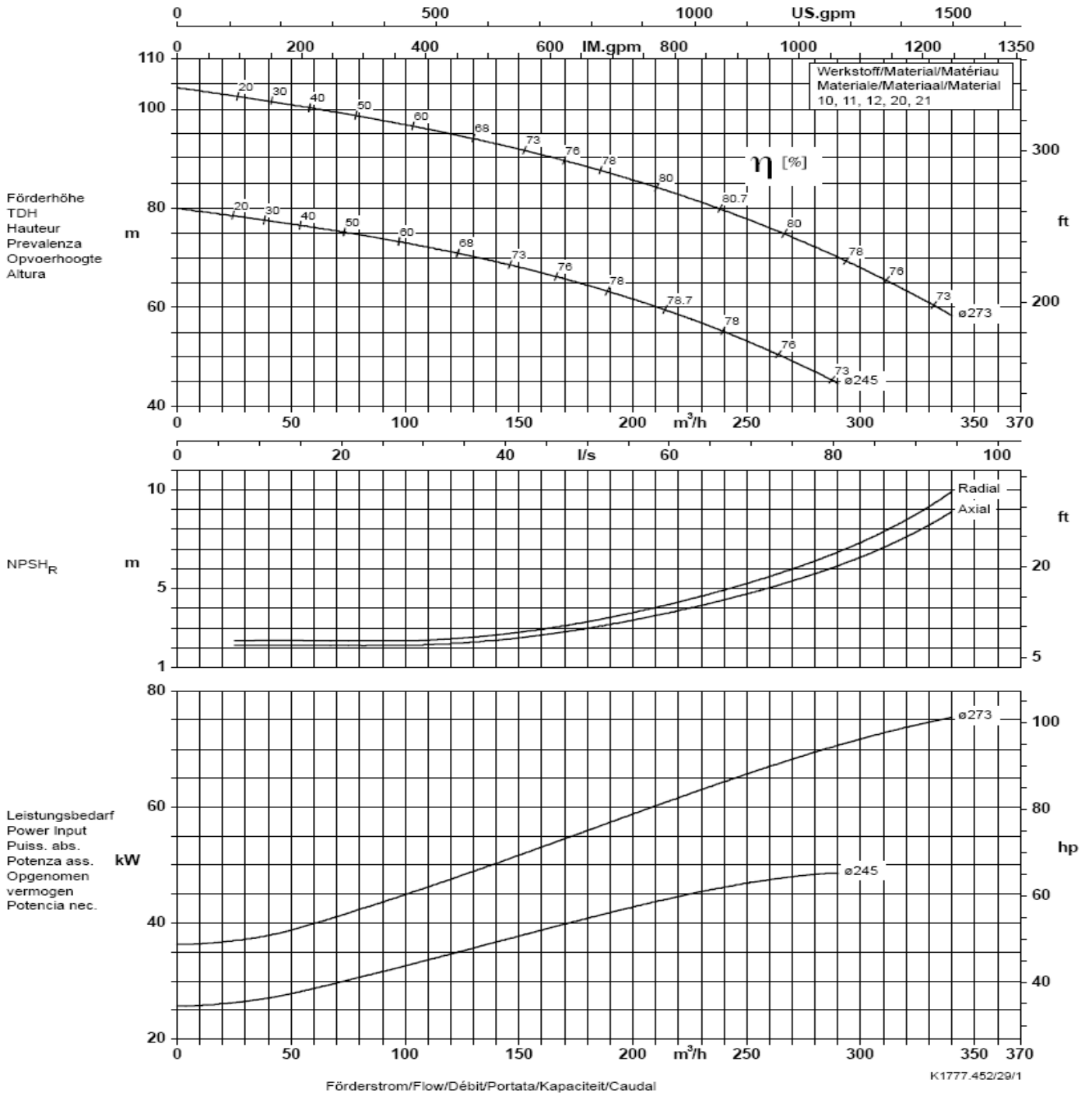
Baureihe-Größe Type-Size Modèle	Tipo Serie Tipo	Nennndrehzahl Nom. speed Vitesse nom.	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Lauf-rad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaier ø Rodete
Multitec 125 9.2 JL1040/CC480K-GS		2900 1/min			
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiönr. Pos.-Nr.
					 <p>Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 38004 Châteauroux</p>



K1777.452/020/1

Annexe V-4: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 9,2.

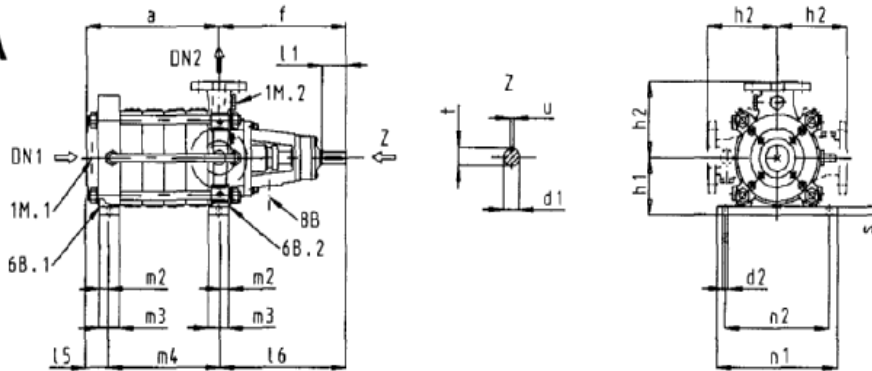
Baureihe-Größe Type-Size Modèle	Tipo Serie Tipo	Nennndrehzahl Nom. speed Vitesse nom.	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaijer ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 36004 Châteauroux
Multitec 125 9.2 JL1040/CC480K-GS		2900 1/min				
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.	





Multitec A, B, C, D

A



Anschlüsse / Connections / Raccordi / Attacchi / Aansluitingen / Conexiones

	G = ISO 228/1 Rp = ISO 7/1	Multitec A						Multitec B, C, D					
		32	50	65	100	125	150	32	50	65	100	125	150
1M.1	G	-	-	1/2	1/2	1/2	1	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
1M.2	G	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
6B.1	G	-	-	1/4	1/2	1/2	1/2	1/4	1/4	1/2	1/2	1/2	1
6B.2	G	1/4	1/4	1/2	1/2	1/2	1/2	1/4	1/4	1/2	1/2	1/2	1/2
8B	Rp	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8	3/8

Multitec A,B,C,D	1)	2)	DN ₁		DN ₂	a	d ₁ k7	d ₂	e	f	f ₁	h ₁	h ₂	l	l ₁	l ₂	l ₃	l ₄	l ₅	l ₆	m ₂	m ₃	m ₄	n ₁	n ₂	s
			axial	radial																						
125	2	10	200	150	125	393	50	26	292	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	306	320	250	30
		11	200	150	125	505	50	26	404	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	418	320	250	30
	3	12	200	150	125	617	50	26	516	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	530	320	250	30
		13	200	150	125	729	50	26	628	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	642	320	250	30
	4	14	200	150	125	841	50	26	740	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	754	320	250	30
		15	200	150	125	953	50	26	852	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	866	320	250	30
	5	16	200	150	125	1065	50	26	964	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	978	320	250	30
		17	200	150	125	393	50	30	292	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	255	605	561	50
	6	18	200	150	125	505	50	30	404	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	367	605	561	50
		19	200	150	125	617	50	30	516	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	479	605	561	50
	7	20	200	150	125	729	50	30	628	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	591	605	561	50
		21	200	150	125	841	50	30	740	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	703	605	561	50
8	22	200	150	125	953	50	30	852	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	815	605	561	50	
	23	200	150	125	1065	50	30	964	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	927	605	561	50	
150	2	10	250	200	150	452	60	34	338	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	342	350	265	30
		11	250	200	150	584	60	34	470	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	474	350	265	30
	3	12	250	200	150	716	60	34	602	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	606	350	265	30
		13	250	200	150	848	60	34	734	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	738	350	265	30
	4	14	250	200	150	980	60	34	866	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	870	350	265	30
		15	250	200	150	452	60	36	338	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	294	735	679	50
	5	16	250	200	150	584	60	36	470	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	426	735	679	50
		17	250	200	150	716	60	36	602	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	558	735	679	50
	6	18	250	200	150	848	60	36	734	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	690	735	679	50
		19	250	200	150	980	60	36	866	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	822	735	679	50

1) Nombre d'étages

2) Code de matériaux

*) Pour exécution avec brides ANSI il faudra toujours ajouter 15 mm aux cotes "a" et "l₅" pour les variantes de matériau 20/21/22/23/25/26/30.

Annexe V-6: Liste 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. B3 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 I.1 Nature du courant.
Les valeurs de rendement et de cos. φ à 1/2 de charge sont approximatives.

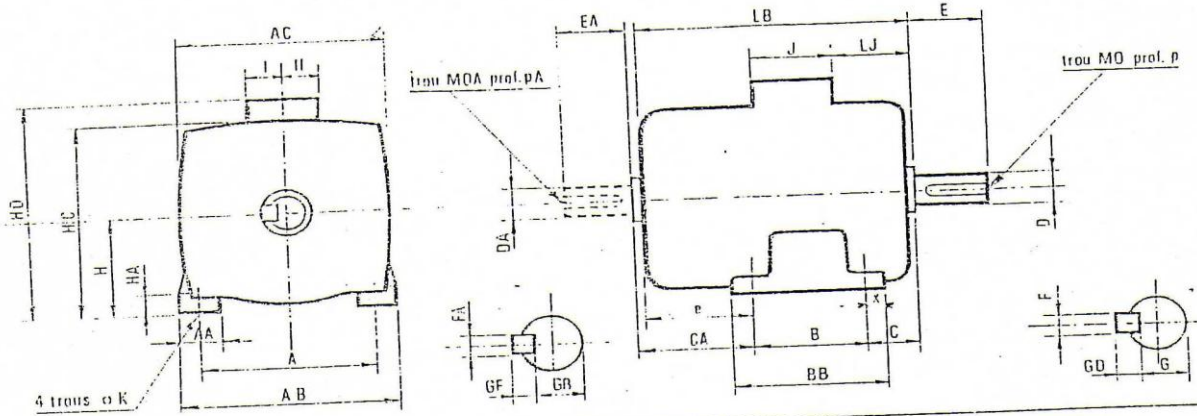
$$*J \text{ (moment d'inertie)} = \frac{MD^2}{4}$$

$$\text{Couple nominal en mètre Newton (mN)} = 9550 \times \frac{P \text{ kW}}{N \text{ tr/mn en charge}}$$

Annexe V-7: Planche d'encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.

Moteurs asynchrones triphasés
Rotor en court-circuit CAG

Construction **PROTÉGÉE IP 23 S**
Série : **PLS - LSP - LSPCB**
Forme :
à pattes de fixation **B3**



Type	Bout d'arbre principal 4, 6 et 8 pôles				2 pôles				2 ^e bout d'arbre 4, 6 et 8 pôles				2 pôles															
	F	GD	D		F	GD	D		FA	GF	DA		GB	EA	OA	pA	FA	GF	DA		GB	EA	OA	pA				
PLS 160 MT	14	9	48k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36
PLS 160 M et L	14	9	40k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36
PLS 180 MT	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42
PLS 180 M, L et VL	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42
PLS 200 MT	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42
PLS 200 M et L	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42
PLS 225	18	11	65m6	58	140	20	42	18	11	65m6	58	140	20	42	18	11	65m6	58	140	20	42	18	11	65m6	58	140	20	42
PLS 250	20	12	75m6	67,5	140	20	42	20	12	75m6	67,5	140	20	42	20	12	75m6	67,5	140	20	42	20	12	75m6	67,5	140	20	42
PLS 280	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42
PLS 280 ST	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42
PLS 315 et LSP 315	25	14	90m6	81	170	20	65	25	14	90m6	81	170	20	65	25	14	90m6	81	170	20	65	25	14	90m6	81	170	20	65
LSPCB 315 L	25	14	90m6	81	170	20	65	25	14	90m6	81	170	20	65	25	14	90m6	81	170	20	65	25	14	90m6	81	170	20	65
LSPCB 355	28	16	100m6	90	210	20	65	28	16	100m6	90	210	20	65	28	16	100m6	90	210	20	65	28	16	100m6	90	210	20	65

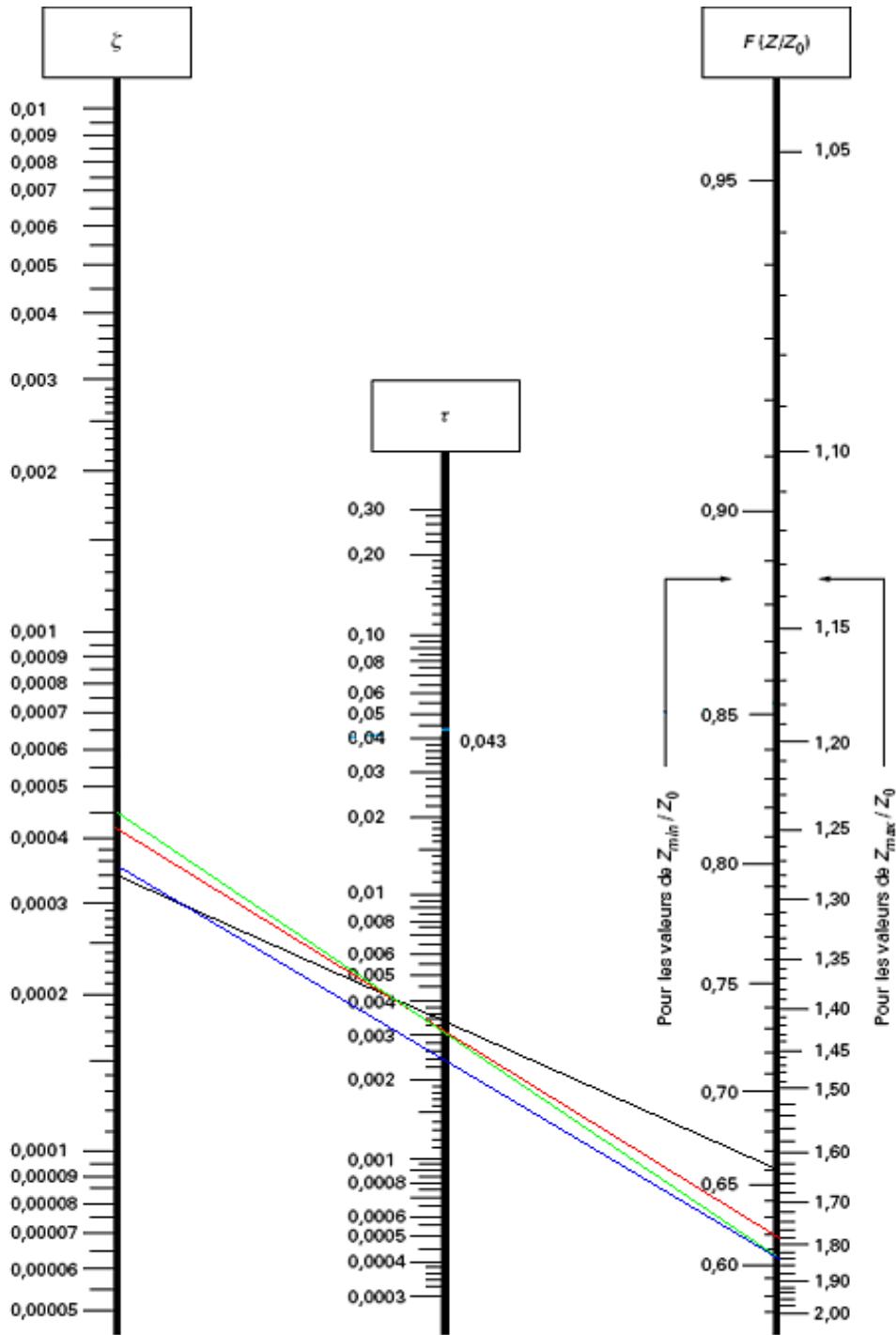
Type	Dimensions principales													4, 6 et 8 pôles			2 pôles			P.E. n°					
	A	AB	B	EB	C	X	AA	K	HA	II	AC	HD	HC	J	I	II	e	LB	LJ		CA	e	LB	LJ	CA
PLS 160 MT	251	290	210	240	108	15	36	14	4	160	271	368	294	124	70	70	101	419	143	108	101	419	143	108	21
PLS 160 M	251	291	210	240	108	23	41	14	24	160	316	381	318	163	82	82	148	466	195	108	104	466	195	108	21
PLS 160 L	254	294	254	280	198	23	41	14	24	160	316	381	318	163	82	82	104	466	195	108	104	466	195	108	29
PLS 180 MT	271	320	211	300	121	35	55	14	41	180	316	401	338	163	82	82	104	466	195	108	104	466	195	108	29
PLS 180 M	274	344	211	323	121	22	60	14	30	180	360	450	359	202	100	95	158	520	200	162	158	520	200	162	29
PLS 180 L	279	344	279	323	121	22	60	14	30	180	360	450	359	202	100	95	127	527	200	131	127	527	200	131	29
PLS 180 VL	279	344	279	323	121	22	60	14	30	180	360	450	359	202	100	95	175	575	200	180	-	-	-	-	29
PLS 200 MT	318	382	267	310	133	21,5	81	18	50	200	360	470	379	202	100	95	175	575	244	180	175	575	244	180	35
PLS 200 M	318	378	267	345	133	20	60	18	32	200	400	490	399	202	100	95	205	605	272	210	167	605	272	172	35
PLS 200 L	318	376	305	345	133	20	66	18	32	200	400	490	399	202	100	95	167	605	272	172	167	605	272	172	35
PLS 225 MT	356	416	311	372	149	35,5	77	18	56	225	400	545	424	217	103	145	145	605	274	150	145	605	274	150	36
PLS 225 M	356	416	311	372	149	35,5	77	18	56	225	400	545	424	217	103	145	195	655	274	200	195	655	274	200	36
PLS 250 S	406	460	311	417	168	34	64	22	35	250	510	666	500	292	148	180	221	738	63	247	259	738	63	247	36
PLS 250 M	406	482	349	417	168	34	94	22	35	250	510	666	500	292	148	180	221	738	63	209	221	738	63	209	36
PLS 280 ST	457	530	368	470	190	35	100	22	64	280	510	696	530	292	148	180	180	738	63	168	-	-	-	-	36
PLS 280 S	457	527	368	495	190	35	117	22	35	280	615	746	525	292	148	180	373	931	98	359	-	-	-	-	36
PLS 280 M	457	527	110	495	190	38	117	22	35	280	615	746	525	292	148	180	322	931	98	308	302	911	98	291	36
PLS 315 S	508	584	406	537	215	40	125	27	70	315	615	781	560	292	148	180	335	957	124	321	315	937	124	304	36
LSP 315 M	508	584	406	537	215	36	100	28	24	315	700	885	635	320	160	300	205	878	205	180	205	911	205	180	36
LSP 315 L	508	608	508	580	216	36	100	28	24	315	700	885	635	320	160	300	295	967	303	225	295	1019	435	277	36
LSP 315 VL	508	608	508	580	216	36	100	28	24	315	700	885	635	320	160	300	295	1019	435	277	295	1019	435	277	36
LSPCB 315 L	508	615	508	665	216	46	129	28	30	315	620	-	-	-	-	-	305	1112	-	388	306	1112	-	394	36
LSPCB 355 M	610	690	560	750	254	43	129	27	30	355	744	-	-	-	-	-	367	1180	-	366	366	1180	-	394	36
LSPCB 355 L	610	680	630	788	254	43	129	27	30	355	744	-	-	-	-	-	296	1180	-	296	296	1180	-	394	36

L'encombrement de la boîte à borne varie avec l'intensité du courant :
 I = 600 A HD = 940 II = 455 I = 185 J = 390
 I > 600 A HD = 1026 II = 500 I = 260 J = 550

Sur demande

Annexe VI

Annexe VI-1: Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air



Légende

- Pour SP1
- Pour SP2
- Pour SP3
- Pour SP3

$$\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$