

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction à partir du barrage Tilesdit vers la région Nord-Est de la wilaya de Bouira.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0027-11

APA Citation (توثيق APA):

Renak, Nabil (2011). Adduction à partir du barrage Tilesdit vers la région Nord-Est de la wilaya de Bouira[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

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

DEPARTEMENT : GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME:

**Adduction à partir du barrage TILES-DIT (wilaya de Bouira)
vers la région Nord-est de la wilaya de Bouira**

Présenté par :

M^r : RENAK NABIL

Devant le jury composé de :

President: M^r: O. KHODJET-KESBA

Examineurs: M^r: M.S. BENHAFID

M^r: A. AYADI

M^{me}: L. TAFAT

M^r : R. KERID

Promotrice :

M^{me} : N. ZENDAGUI

Octobre 2011

REMERCIEMENTS

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes

Les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Ma promotrice Madame ZENDAGUI NOURIA pour

Son écoute et ses orientations.

Mes enseignants pour leurs directives et leurs conseils.

Mr LAMRI SALAH, chef du centre d' ADE M'Chedallah.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier

Mon travail.

N.RENAK

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère, très cher père

Et mon grand père que Dieu le protège

Aux deux meilleurs frères MOUSSA et ADEL

A ma chère sœur et son époux

A mes tantes SABIHA, KAMILA, LYNDIA, MAHIRA, ZINA et leurs

époux

A une personne qui m'offre beaucoup d'amour et tendresse et que

j'aimerai d'être avec elle ROSA.M

A tout mes amis en particulièrement MAKHLOUF, SAADI, HILLAL,

ZAKI, D@HOU, SAMIR, LATIF, KAHINA, KAISSA, FAHIMA,

AMINA

Aux ex étudiants de l'ENSH SEBBAH.B, YAHIAOUI .S, LAARBI,

MOH, TAKFARINAS

Et tous les étudiants de l'ENSH

N.RENAK

ملخص

توزيع المياه الصالحة للشرب يتطلب شبكة توزيع دقيقة التصميم لاستمرارية التزويد بالمياه. 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. تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجات المستقبل من المياه. في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة انابيب نقل المياه .

بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية. و اريخاً قرطت على إلتغيرت زاجنا عورشملا فالتخموت ابناكملإة رخسملأ هناهنلإا.

Résumé

Les systèmes d'alimentation en eau potable nécessitent des réseaux de conduites correctement dimensionnés afin de permettre un fonctionnement continu de ces derniers.

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.

Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable.

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.

Obstruct:

Water supply network requires correctly dimensioned pipes in order to allow a good performance of these networks.

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.

A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing tanks.

In the repression pipe, waters are raised by pumping plants, we will study, their conditions of establishments 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 GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	
INTRODUCTION.....	2
I.1: Contexte et objet de l'étude.....	2
I.2: Description générale de l'aire de l'étude	2
I.2.1: Présentation du barrage TILES DIT	3
I.2.2: Présentation de la station de traitement	4
I.3 :Présentation des localités à alimenter	6
I.3.1: Géographie et climat	6
I.3.2: Géologie et géotechnique	11
I.3.4 :Hydraulique	13
I.3.4.1 : Sources d'alimentation de la zone d'étude	13
I.3.4.2 : La dotation actuelle de la zone d'étude	14
I.3.3 : Population	12
COCLUSION	15
CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE	
INTRODUCTION	17
II.1 : Catégories des besoins en eau	17
II.2 : Evolution de la population	17
II.3 : Evaluation de la consommation moyenne journalière	18
II.4 : Récapitulation de la consommation moyenne journalière	20
II.4.1 : Besoins domestiques	20
II.4.2 : Besoins administratifs	21
II.4.3 : Besoins scolaires	22
II.4.4 : Besoins sanitaires	23
II.4.5 : Besoins socioculturels	24

II.4.6 : Besoins commerciaux	25
II.5 : Détermination des consommations maximales et minimales journalière	27
II.5.1 : Consommation maximale journalière (Q_{maxj})	27
II.5.2 : Consommation minimale journalière (Q_{minj})	27
CONCLUSION	43

CHAPITRE III : ETUDE D'ADDUCTION

INTRODUCTION	45
III.1 : Types d'adduction	45
III.1.1 : Adduction gravitaire	45
III.1.2 : Adduction par refoulement	46
III.1.3 : Adduction mixte	46
III.2 : Etude des variantes	46
III.3 : Proposition de variantes	48
III.3.1 : Analyse des variantes	48
III.3.2 : Choix de la variante	54
III.4 : Dimensionnement des conduites d'adduction	60
III.4.1 : Choix des diamètres	60
III.4.2 : Adduction par refoulement	62
III.4.2.1 : Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements	62
III.5 : Pertes de charge hydraulique dans les conduites	64
III.4.3 : Adduction gravitaire	64
III.5.1 : Perte de charge linéaire	64
III.5.2 : Perte de charge singulière	65
III.5.3 : Hypothèses de calcul	66
III.6 : Calcul du diamètre économique	66
III.6.1 : Hauteur Manométrique Totale	66
III.6.2 : Puissance absorbée par la pompe	66

III.6.3 : Energie consommée par la pompe	66
III.6.4 : Frais d'exploitation	66
III.6.5 : Frais d'amortissement	67
III.6.7 : Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement	67
III.6.7 : Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires	79
CONCLUSION	83

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

INTRODUCTION	85
IV.1 : Rôles des réservoirs	85
IV.2 : Classification des réservoirs	86
IV.3 : Emplacement des réservoirs	87
IV.4 : Equipement des réservoirs	87
IV.4.1 : Généralités	87
IV.4.2 : Equipements d'intervention	87
IV.4.3 : Equipements de nettoyage	88
IV.4.4 : Equipements hydrauliques	88
IV.5 : Capacités des réservoirs	89
IV.5.1 : Méthode analytique	89
IV.5.2 : Méthode graphique	89
IV.5.3 : Dimensionnement des Bâches de différentes stations de pompage	90
IV.5.4 : Dimensionnement des réservoirs d'alimentation	90
IV.5.5 : Dimensions du réservoir	91
IV.6 : Dimensionnement des réservoirs	92
IV.6.1 : Les volumes des réservoirs	92
IV.7: Bâches des stations de pompage	102
IV.7.1 : Les volumes des bâches d'aspiration	102
IV.7.2 : Dimensions des bâches d'aspiration	105

CONCLUSION	106
------------------	-----

CHAPITRE V : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

INTRODUCTION	108
V.1 : Choix du type de pompe	108
V.2 : Choix du nombre de pompes	108
V.3 : Couplage des pompes	108
V.3.1 : Couplage en parallèle	108
V.4 : Choix de types et de nombres de pompes pour chaque station de pompage	109
V.5 : Point de fonctionnement	120
V.6 : Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	126
V.6.1 : Débit appelé > Débit demandé	126
V.6.2 : Débit demandé > Débit appelé	128
V.6.3 : Application des types de réglage	128
V.7 : Etude de la cavitation	137
V.8 : Encombrement de la pompe	143
V.9.1 : Critères de choix du moteur électrique	143
V.9.2 : Puissance fournie par le moteur	144
V.9 : Choix du moteur électrique	143
CONCLUSION	145

CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DE LA CANALISATION

INTRODUCTION	147
VI.1 : Pose de canalisation	147
VI.1.1 : Principe de pose de canalisations	147
VI.1.2 : Pose de canalisation en pente	149
VI.1.3 : Pose sans ouverture de tranchée : technique d'ingénieur	150
VI.2 : Protection des conduites	152
VI.2.1 : Protection cathodique des canalisations	153

VI.2.2 : Protection des conduites de refoulement contre les coups de bélier	153
VI.2.2.1 : Causes du coup de bélier	154
VI.2.2.2 : Risques dûs aux coups de bélier	154
VI.2.2.3 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	155
VI.2.2.4 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	155
VI.2.2.5 : Calcul des réservoirs d'air	158
VI.2.2.5.1 : Dimensionnement des réservoirs d'air	158
CONCLUSION	161

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION	163
VII.1 : Différents travaux connus sur notre chantier	163
VII.1.1 : Travaux concernant les stations de pompage	163
VII.1.2 : Travaux concernant l'adduction	164
VII.2 : Calcul des volumes des travaux	165
VII.2.1 : Calcul des volumes des travaux de la station de pompage (SPI)	165
VII.2.2 : Calcul des volumes des travaux de la station de pompage (SPII)	167
VII.2.3 : Calcul des volumes des travaux de la station de pompage (SPIII)	167
VII.3 : Calcul des volumes des travaux de l'adduction	170
VII.4 : Calcul de cout de tous les travaux	173
VIII.5 : Les engins de chantier	174
CNCLUSION	178

CHAPITRE VIII : GESTION DU RESEAU D'ADDUCTION

INTRODUCTION	180
VIII.1 : Pérennité des ouvrages	180
VIII.1.1 : Gestion et exploitation des stations de pompage	180
VIII.1.2 : Gestion et exploitation de la conduite d'adduction	181
VIII.1.2.1 : Recherche des fuites	182

VIII.1.3 : Gestion et exploitation des ouvrages de stockage	185
VIII.1.3.1 : Aspects liés à l'exploitation des réservoirs	186
CONCLUSION	186
CONCLUSION GENERALE	187

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : caractéristiques principales du barrage.....	3
Tableau I.2: Les paramètres physicochimiques de l'eau traitée.....	5
Tableau I.3: Daïras et communes de Bouira.....	7
Tableau I.4: Estimations des pluies moyennes annuelles.....	9
Tableau I.5: Estimations des pluies moyennes mensuelles.....	9
Tableau I.6: Répartition saisonnière des précipitations.....	10
Tableau I.7 : Moyennes mensuelles des températures.....	10
Tableau I.8 : Vitesses mensuelles moyennes des vents.....	11
Tableau I.9: Densité d'habitation dans la zone d'étude.....	12
Tableau I.10: Énumération des sources aux différentes localités.....	14
Tableau I.11 : Dotation réelle de la commune d'EI Adjiba.....	14
Tableau I.12 : Dotation réelle de la commune d'Ahnif.....	14
Tableau I.13: Dotation réelle de la commune de M'Chedallah.....	14

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau II.1 : Nombre d'habitant l'an 2008.....	17
Tableau II.2 : Evolution de nombre d'habitant aux différents horizons.....	18
Tableau II.3 : Dotation unitaire moyenne.....	19
Tableau II.4 : Dotations Moyennes (l/j/hab.) : Hypothèse Tendancielle.....	19
Tableau II.5 : Dotations Moyennes (l/j/hab.) : Hypothèse Volontariste.....	19
Tableau II.6 : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).....	19
Tableau II.7 : Répartition par communes des besoins moyens journaliers.....	20
Tableau II.8 : Evaluation des besoins administratifs.....	21
Tableau II.9 : Evaluation des besoins scolaires.....	22
Tableau II.10: Evaluation des besoins sanitaires.....	23
Tableau II.11: Evaluation des besoins socioculturels.....	24
Tableau II.12: Evaluation des besoins commerciaux.....	25
Tableau II.13 : Récupération de toutes les besoins de la zone à desservir.....	26
Tableau II.14: Récapitulatif des besoins journalières $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$; $Q_{max,j}$ (m ³ /j).....	28
Tableau II.15 : Production annuelle d'eau potable (2008).....	28
Tableau II.16: Variation du coefficient α_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	29
Tableau II.17 : $K_{max,h}$ pour toutes agglomérations.....	31
Tableau II.18: Variation du coefficient α_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	31
Tableau II.19: $K_{min,h}$ pour toutes agglomérations.....	33

Tableau II.20: Répartition horaire du débit maximum journalier	34
Tableau II.21: Variation du débit horaire -El Adjiba-.....	35
Tableau II.22: Variation du débit horaire -Semmache-.....	36
Tableau II.23: Variation du débit horaire -Ouled Boubkeur-.....	37
Tableau II.24: Variation du débit horaire -Ahnif centre-.....	38
Tableau II.25: Variation du débit horaire -Akcim-.....	39
Tableau II.26: Variation du débit horaire -Tiksiridene-.....	40
Tableau II.27: Variation du débit horaire -M'Chedallah-.....	41
Tableau II.28: Variation du débit horaire -Raffour-.....	42
Tableau II.29: Variation du débit horaire -Chorfa-.....	43

CHAPITRE III : ETUDE D'ADDUCTION

Tableau III.1 : Comparaison entre les franchissements.....	54
Tableau.III.2 : Valeurs du coefficient k de la formule de Colebrook.....	65
Tableau III.3: Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	67
Tableau III.4 : Calcul de la HMT.....	68
Tableau III.5 :Calcul de frais d'exploitation.....	68
Tableau III.6 : Calcul des frais d'amortissement.....	68
Tableau III.7: bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	69
Tableau III.8: Calcul de la HMT.....	70
Tableau III.9:Calcul de frais d'exploitation.....	70
Tableau III.10:Calcul des frais d'amortissement.....	71
Tableau III.11:Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	71
Tableau III.12: Calcul de la HMT.....	72
Tableau III.13:Calcul de frais d'exploitation.....	73
Tableau III.14:Calcul de frais d'exploitation.....	73
Tableau III.15:Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	73
Tableau III.16: Calcul de la HMT.....	74
Tableau III.17:Calcul de frais d'exploitation.....	75
Tableau III.18:Calcul des frais d'amortissement.....	75
Tableau III.19:Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	75
Tableau III.20: Calcul de la HMT.....	76
Tableau III.21:Calcul de frais d'exploitation.....	77
Tableau III.22:Calcul des frais d'amortissement.....	77
Tableau III.23:Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	78
Tableau III.24: Coefficients K', m et ρ pour différents types du tuyau :.....	79
Tableau III.25: Détermination de C radier RT et le ρ du tronçon RT-R O.B.....	80

Tableau III.26: Calcul des diamètres de différents tronçons.....	81
Tableau III.27 : Calcul des diamètres normalisés de la conduite principale.....	81
Tableau III.28 : Calcul des diamètres pour les tronçons de dessertes.....	82
Tableau III.29 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes Semmache.....	82
Tableau III.30 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes Ouled Boubkeur.....	82
Tableau III.31 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes El Adjiba.....	82
Tableau III.32: Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes Akcim.....	82
Tableau III.33 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes Ahnif Centre...	82
Tableau III.34 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes R Chorfa-SPIII.....	83

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de tampon.....	92
Tableau IV.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Semmache.....	93
Tableau IV.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled Boubkeur.....	94
Tableau IV.4 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El Adjiba.....	95
Tableau IV.5 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ahnif centre.....	96
Tableau IV.6 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Akcim.....	97
Tableau IV.7 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de M'Chedallah.....	98
Tableau IV.8 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Raffour.....	99
Tableau IV.9 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Chorfa.....	100
Tableau IV.10 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tiksiridene.....	101
Tableau IV.11 : Dimensions des réservoirs.....	102
Tableau IV.12 : Volume de la bâche d'aspiration SPI.....	103
Tableau IV.13 : Volume de la bâche d'aspiration SPII.....	104
Tableau IV.14 : Volume de la bâche d'aspiration SPII.....	105

CHAPITRE V : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes disponibles.....	110
Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes disponibles.....	111
Tableau V.3 : Caractéristiques des pompes disponibles.....	113
Tableau V.4 : Caractéristiques des pompes disponibles.....	115
Tableau V.5 : Caractéristiques des pompes disponibles.....	118
Tableau V.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	122
Tableau V.7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	123
Tableau V.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	124

Tableau V.9 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	125
Tableau V.10 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	126
Tableau V.11 : Patm en fonction de l'altitude H.....	138
Tableau V.12 : Variation de la Tv en fonction de la T (°C).....	138
Tableau V.13 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	144

CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DE LA CANALISATION

Tableau VI.1: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement:.....	159
Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.....	160
Tableau VI.3 : Calcul des paramètres.....	160
Tableau VI.4 : Volumes maximums des réservoirs.....	160
Tableau VI.5 : Volumes normalisés des réservoirs.....	160

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII.1.: Calcul du volume du béton armé pour SPI.....	166
Tableau VII.2 : Volumes des travaux de la SPI.....	167
Tableau VII.3 : Calcul du volume du béton armé pour SPIII.....	169
Tableau VII.4 : Volumes des travaux de la SPIII.....	169
Tableau VII.5 : Calcul du volume des déblais.....	171
Tableau VII.6 : Calcul du volume des remblais.....	171
Tableau VII.7 : Calcul du volume de lit de sable.....	172
Tableau VII.8 : Calcul de la longueur des diamètres utilisés.....	172
Tableau VII.9 : Estimation de cout des travaux de SPI.....	173
Tableau VII.10 : Estimation de cout des travaux de SPIII.....	173
Tableau VII.11 : Estimation de cout des conduites.....	173
Tableau VII.12 : Estimation de cout de la pose de la canalisation.....	174

CHAPITRE VIII : GESTION DU RESEAU D'ADDUCTION

Tableau VIII.1 : Equipements des réservoirs.....	185
--	-----

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1 : Localités à alimenter.....	4
Figure I.2 : Vue aérienne de la cuve et du corps du barrage TILES DIT wilaya de Bouira	4
Figure I.3 : Vue aérienne de la station de traitement " TILES DIT ".....	4
Figure I.4 : situation de la wilaya de Bouira.....	4
Figure I.5 : délimiter du bassin ALGEROIS.....	4
Figure I.6: Délimitation de la wilaya de BOUIRA.....	4
Figure I.7 : Histogramme des répartitions annuelles des précipitations.	9
Figure I.8 : Histogramme des répartitions mensuelles des précipitations.	10
Figure I.9 : Secteur de la répartition saisonnière des précipitations.....	10
Figure I.10 : Histogramme des températures moyennes mensuelles en °C.....	11
Figure I.11 : Secteur de la répartition de la densité des habitants pour la zone d'étude.....	13

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Figure II.1 : Histogramme d'évolution du nombre d'habitant à différents horizons.....	18
Figure II.2 : Secteur de la répartition des besoins en eau potable par communes.....	26
Figure II.3 : Graphe ? max en fonction de nombre d'habitant.....	30
Figure II.4 : Graphe ? min,h en fonction de nombre d'habitant.....	32

CHAPITRE III : ETUDE D'ADDUCTION

Figure III.1: Quelques formes des canaux.....	45
Figure III.2 : Les sites à desservir et le point de captage.....	47
Figure III.3 : Schéma explicatif de la première variante proposée pour la première zone.....	50
Figure III.4 : Schéma explicatif de la deuxième variante proposée pour la première zone.....	51
Figure III.5 : Schéma explicatif de la première variante proposée pour la deuxième zone.....	52
Figure III.6 : Schéma explicatif de la deuxième variante proposée pour la deuxième zone.....	53
Figure III.7 : Tracé détaillé de la première variante pour la première zone.....	55
Figure III.8 : Tracé détaillé de la deuxième variante pour la première zone.....	56
Figure III.9 : Tracé détaillé de la première variante pour la deuxième zone.....	58
Figure III.10 : Tracé détaillé de la deuxième variante pour la deuxième zone.....	59
Figure III.12 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	69
Figure III.13 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	71

Figure III.14 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	73
Figure III.15 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	76
Figure III.16 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	78
Figure III.17 : Schéma explicatif du tronçon RT-R O.B.....	81

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure IV-1: Equipements hydrauliques des réservoirs.....	88
Figure IV-2. : Méthode graphique.....	90

CHAPITRE V : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Figure V.1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	109
Figure V.2 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.....	110
Figure V.3 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 150/4A.....	111
Figure V.4 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.....	112
Figure V.5: Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 150/5B.....	113
Figure V.6 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.....	115
Figure V.7 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 80/3B.....	115
Figure V.8 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.....	117
Figure V.9 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 150/8D.....	118
Figure V.10 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.....	119
Figure V.11 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 80/9A.....	120
Figure V.12 : Détermination de point de fonctionnement.....	121
Figure V.13 : La courbe caractéristique de conduite.....	122
Figure V.14 : La courbe caractéristique de conduite.....	123
Figure V.15 : La courbe caractéristique de conduite.....	124
Figure V.16 : La courbe caractéristique de conduite.....	125
Figure V.17 : La courbe caractéristique de conduite.....	126
Figure V.18 : Réglage par changement de vitesse de rotation.....	129
Figure V.19 : Réglage par changement de vitesse de rotation.....	131
Figure V.20 : Réglage par changement de vitesse de rotation.....	133
Figure V.21 : Réglage par changement de vitesse de rotation.....	134
Figure V.22 : Réglage par changement de vitesse de rotation.....	136
Figure V.23 : Variation de P_{atm} en fonction de l'altitude H	138

CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DE LA CANALISATION

Figure VI.1 : Electro soudage et soudage bout à bout.....	149
Figure VI.2. Pose de canalisation en pente.....	150
Figure VI.3 : Fonçage horizontal.....	151
Figure VI.4 : Forage horizontal dirigé (d'après document Sade).....	152
Figure VI.5 : Étapes d'un cycle de variation de pression.....	155
Figure VI.6 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	157
Figure VI.7 : Réservoir hydropneumatique.....	157
Figure VI.8 : Emplacement d'un réservoir d'anti-bélier.....	158
Figure VI.9 : Les volumes normalisés des réservoirs.....	161

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VII.1 : Vue en plan de la SPI.....	166
Figure VII.2 : Vue en plan de la SPIII.....	168
Figure VII.3 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	170
Figure VII.4 : Dozer sur chantier.....	175
Figure VII.5 : Une pelle hydraulique sur chantier.....	177
Figure VII.6 : Niveleuse sur chantier.....	177
Figure VII.7 : Chargeur sur chantier.....	178

CHAPITRE VIII : GESTION DU RESEAU D'ADDUCTION

Figure VIII.1 : Méthode nouvelle " corrélation acoustique ". d'après document Générale-des-eaux).....	184
Figure VIII.2 : Tracé de corrélateur. (d'après document Degréane).....	184

LISTE DES PLANCHES

1 : Plan topographique de la région à desservir.

2 : Profils en long avec lignes de charge.

INTRODUCTION GENERALE

Eau, cet élément majeur du monde minéral et biologique, aussi qu'un vecteur privilégié de la vie et l'activité humaine. Cette source vitale devient plus en plus inquiétante. Satisfaire les besoins de la demande est un véritable challenge, à cause des dégradations continues des sources et l'évolution des exigences des besoins.

Ce manque a incité l'être humain à développer des nouvelles techniques d'approvisionnement en eau potable. D'ailleurs l'eau de mer, traitement l'eau stockée (barrages et réservoirs) en grande échelle, qui sont destinés à combler en permanence ce déficit.

L'Algérie a confrontée ce genre de problème qui se justifie par l'engagement du pays dans un vaste programme de mobilisation des ressources en eau.

Le barrage TILES-DIT qui est inclus dans ce programme, il est situé à l'amont de la vallée SAHEL, wilaya de Bouira, il reçoit ses apports principalement de l'oued Ed Dous. Les eaux stockées vont servir pour l'irrigation, l'alimentation en eau potable et même pour les petites industries.

Une station de traitement est installée juste à l'aval du barrage d'une capacité $1\text{m}^3/\text{s}$.

La région nord-est de la wilaya a connu un manque de ressources d'eau potable, le ministère des ressources en eau a mis en disposition cet ouvrage pour combler ces besoins à un horizon donné.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction:

Pour entamer une étude d'un projet d'alimentation en eau potable, il faut assurer une bonne prise en charge de la zone d'étude, nous devons connaître cette dernière du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I.1: Contexte et objet de l'étude:

Ce projet englobe l'étude de l'adduction en eau potable y compris les ouvrages qui conviennent, dont on trouve la canalisation, qui véhicule le débit répondant aux besoins des agglomérations des quatre (04) communes (El Adjiba, Ahnif, M'Chedallah et Chorfa), et des réservoirs (stockage, mise en charge), ainsi que les pompes ; l'organe principal de la station de pompage ; dans le cas ou on a besoin d'elles.

I.2: Description générale de l'aire de l'étude:

Le schéma hydraulique du projet est donné dans la figure I.1, le système d'adduction proposé est constitué de tronçons gravitaires et de refoulement rendus hydrauliquement indépendant au moyen de réservoirs à surface libre ou de stations de pompage. Le système est composé d'une conduite principale et de conduites de desserte pour l'alimentation des réservoirs terminaux (Semmache, Ouled Boubkeur, El Adjiba, Akcim, Ahnif, M'Chedallah, Raffour, Chorfa et Tiksiridene).

Cette étude englobe les ouvrages constituant le projet d'alimentation en suivant le chemin pris par la conduite à partir de la station de traitement TILES DIT, suivant l'axe du barrage en approvisionnant les localités à desservir.

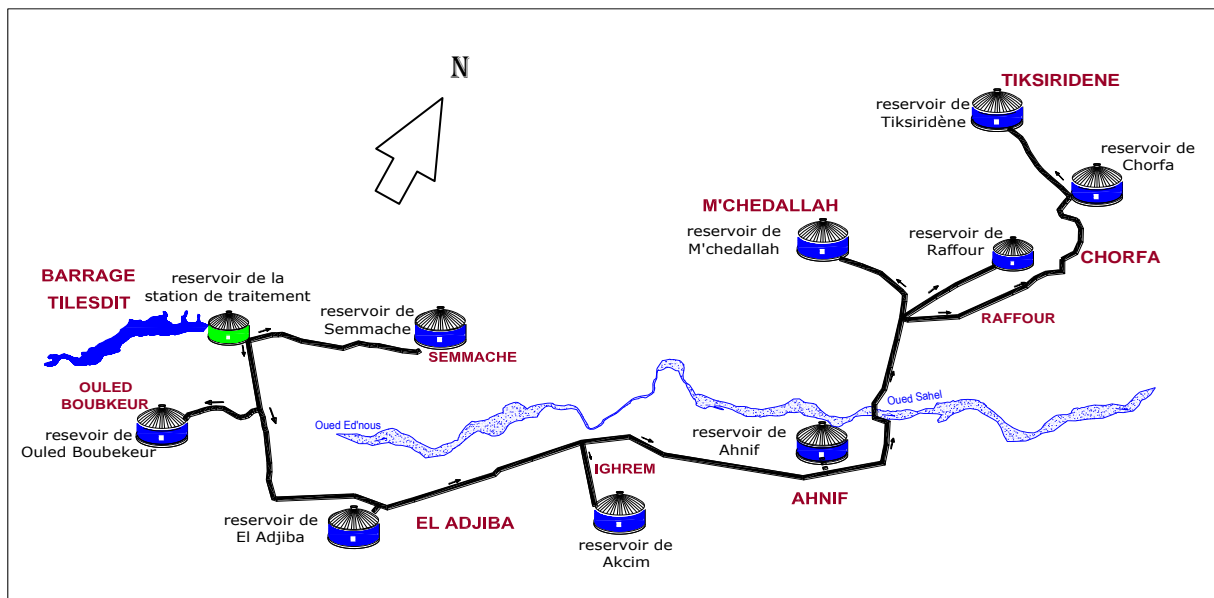


Figure I.1 : Localités à alimenter.

I.2.1: Présentation du barrage TILES DIT:[1]

Le barrage TILES DIT est situé à une latitude de 36° 13' 22" et longitude de 4° 14' 23". Les ressources en eau du barrage s'articulent autour des eaux de surface (oueds). La particularité hydrologique des bassins versants de la Wilaya de Bouira fait qu'une partie non négligeable des eaux sont exportées en dehors de la Wilaya. Dans le cadre de la mobilisation des eaux, des barrages ont été réalisés tel le barrage de Lakhal, le barrage de Kodiet Acerdoun et celui de Tilesdit. Le volume annuel régularisé de la retenue de Tilesdit est de 65hm³. Avec le transfert des apports de l'oued Berd et Barbar, le volume annuel régularisé sera de 77hm³/an. Si on ajoute les apports de l'oued Zaïane, le volume régularisé annuellement sera d'environ 100hm³. A cela, on peut ajouter le surplus de Tichy Haf qui sera dévié en hiver vers le barrage de Tilesdit. Ce dernier est implanté sur l'Oued Eddous, destiné à :

- l'irrigation du périmètre d'EI Esnam et de la vallée du Sahel (périmètre de M'Chedallah),
- l'alimentation en eau potable de la ville de Bouira, de quelques communes du sud de la Wilaya, de la partie est de Bouira ainsi que de la daïra de Mansoura de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj.
- l'alimentation en eau industrielle de la zone industrielle de Sidi Khaled.

L'étude de l'avant-projet détaillé du barrage de Tilesdit, effectuée par un Bureau d'étude soviétique en 1988, aboutit à une digue en matériaux meubles à noyau étanche, dont les caractéristiques sont les suivantes dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : caractéristiques principales du barrage.

Caractéristique	Unité	Valeur	Caractéristique	Unité	Valeur
➤ hauteur du barrage.	m	62	➤ apports moyens.	hm ³	83
➤ volume de la retenue.	hm ³	167,20	➤ volume annuel régularisé par la retenue avec les apports d'Eddous seul.	hm ³	65
➤ volume utile.			➤ volume annuel régularisé avec le transfert des apports des oueds Berd et Barbar.	hm ³	77
➤ cote de retenue normale.	hm ³	146,40	➤ les apports moyens des solides annuels.	tonne	698.10 ³
➤ cote du couronnement du barrage.	m	454,30			
➤ cote du volume mort.	m	460,80			
➤ superficie du bassin versant d'Eddous.	km ²	424,50			
		843			

Source DHW Bouira

-La tour de prise d'eau avec 4 pertuis de section $(1 \times 2) \text{ m}^2$; 2 pertuis inférieurs avec seuil au niveau 423,00 m NGA ; débit maximal de prise d'eau: 1 m³/s, nombre de conduites de prise d'eau 2 conduite forcée en acier de diamètre : 1 400 mm ; cote de l'axe des conduites : 407,10 m NGA; cote de la centrale de commande des équipements hydromécaniques : 409,00 m NGA.



I.2.2: Présentation de la station de traitement:

La station de traitement est l'ouvrage responsable pour la potabilité de l'eau du barrage. Ce dernier a connu des changements physicochimiques lors de l'opération de traitement.

Figure I.3 : Vue aérienne de la station de traitement « TILES DIT »



On cite que l'eau doit avoir des caractéristiques qui sont récapitulées dans le tableau I.2 :

Tableau I.2: Les paramètres physicochimiques de l'eau traitée.

Paramètres	Unités	Recommandations OMS
Couleur	Mg/l Pt-Co	15
Turbidité	Unité Jackson	5
Odeur		Absence
pH	Unités	6,5-8,5
Hydrogène sulfuré		Indétectable organoleptiquement
Fer	Mg/l	0,3
Manganèse	Mg/l	0,1
Coliformes totaux	Unités/100 ml	0,01
Coliformes fécaux	Unités/100 ml	0
Streptocoques fécaux	Unités/100 ml	0
Clostridium sulfitoréducteurs	Unités/20 ml	0

Source ADE Bouira

L'installation est conçue pour traiter un débit d'eau brute de 72632 m³/j sur 20 heures, soit 3631.6m³/h, ou 1 m³ /s d'eau traitée. La chaîne de traitement comprend les ouvrages suivants :

- Régulation du débit d'entrée.
- Ajustement du pH, en cas de besoin (à l'acide sulfurique ou à la chaux, suivant le cas).
- Cascade d'aération.
- Préchloration.

- Coagulation au sulfate d'aluminium.
- Flocculation au polyélectrolyte.
- Dosage de charbon actif.
- Décantation lamellaire.
- Filtration.
- Désinfection finale au chlore.

I.3 : Présentation des localités à alimenter:

L'adduction s'étend de la station de traitement du barrage jusqu'au dernier point de l'agglomération TIKSIRIDENE, dont le long de son parcours, la conduite assure une distribution pour les différentes localités d'où on trouve Semmache, Ouled Boubkeur et El Adjiba qui appartiennent à la commune de El Adjiba, Akcim qui appartient à la commune de Ighrem, Ahnif, Raffour et M'Chedallah qui appartiennent à la commune de M'Chedallah, Tiksiridene et Chorfa qui appartiennent à la commune de Chorfa.

I.3.1: Géographie et climat :

La wilaya de Bouira (N° 10 sur la carte) s'étend sur une superficie de 4454 Km², représentant 0,19% du territoire national et qui appartient au bassin hydrographique ALGEROIS.

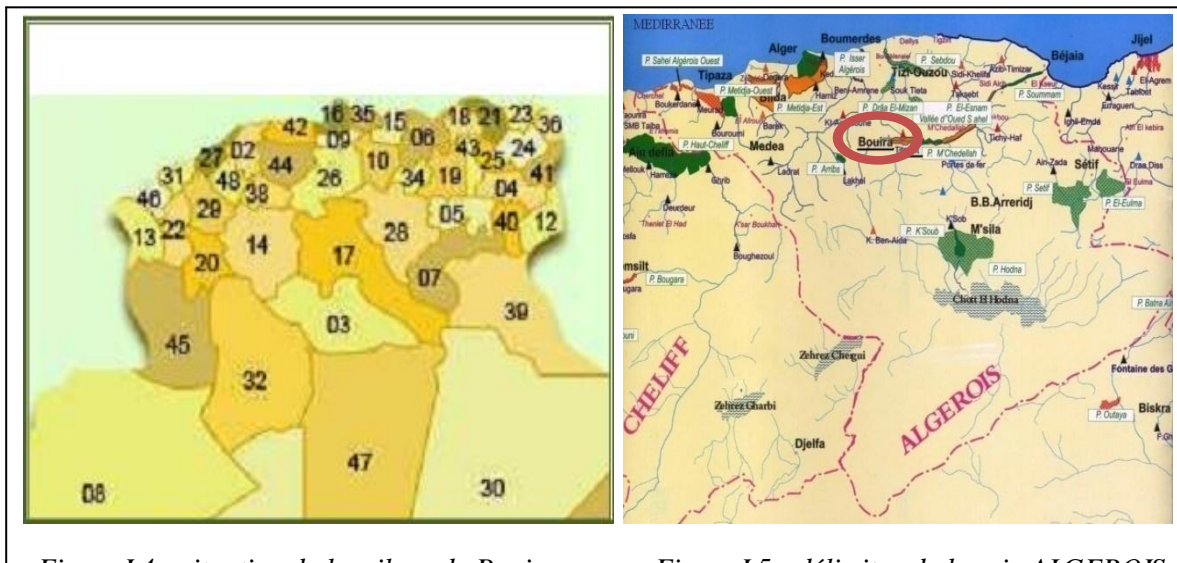


Figure 1.4 : situation de la wilaya de Bouira ——— Figure 1.5 : délimiter du bassin ALGEROIS

La wilaya de Bouira est limitée :

- Au nord par les wilayas de Boumerdes et Tizi-Ouzou.
- Au sud et sud-ouest par les wilayas de M'Sila et Médéa.
- A l'est et au sud-est par les wilayas Bejaïa et Bordj-Bou-Argeridj.
- A l'ouest par de Blida et Médéa.



Figure I.6: Délimitation de la wilaya de BOUIRA

La grande chaîne du Djurdjura, d'une part, et les montagnes de Dirah, d'autre part, encadrent la wilaya qui s'ouvre de l'Ouest vers l'Est sur la vallée de la Soummam. Le territoire de la Wilaya de Bouira est caractérisé par cinq (5) grands espaces géographiques :

- La dépression centrale,
- La terminaison orientale de l'atlas Blidéen,
- Le versant sud du Djurdjura,
- La chaîne des Bibans et les hauts reliefs du sud,
- La dépression Sud Bibanique.

La wilaya Bouira est composée de douze (12) daïras qui sont représentées dans le tableau I.3:

Tableau I.3: Daïras et communes de Bouira.

Daira	Communes
Bouira	Bouira-Ain-Turk- Ait Laaziz
Haizer	Haizer Haizer - Taghzout
Bechloul	Bechloul-El_Esnam – El_Adjiba-Ahl El_Ksar-Ouled_Rached
M'Chedallah	M'chedallah-Saharidj-Chorfa-Ahnif-Aghba lou-Ath-Mansour
Kadiria	Kadiria - Aomar - Djebahia
Lakhdaria	Lakhdaria-Boukram-Maala-Bouderba la-Z'barbar-Guerrouma
Bir Ghbalou	Bir-Gghbalou - Raouraoua -Khabouzia
Ain Bessern	Ain-Bessem - Ain-Laloui - Ain-Elhadjar
Souk El Khemis	Souk-EI-Khemis - El-Mokrani
El Hachimia	El-Hachimia - Oued-EI-Berdi
Sour El Ghozlane	Sour El.Ghozlane-Maamora-Ridane-EI-Hakimia -Dechmia - Dirah
Bordj-Okhriss	Bordj-Okhriss - Mesdour -Taguedite - Hadjra-Zerga

source DHW Bouira

La région à alimenter en eau potable est située au nord-est de wilaya de Bouira, on trouve :

➤ Commune d'El Adjiba :

El-Adjiba ou Aâdjiva est une commune de Kabylie d'Algérie faisant partie de la daïra de Bechloul et de la wilaya de Bouira. Elle est située sur l'axe est-ouest du pays, à seulement 128 kilomètres d'Alger. Le chef-lieu de la wilaya, Bouira, se trouve à une vingtaine de kilomètre au sud-ouest. Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord La wilaya de Tizi-Ouzou,
- A l'Est Les commune de M'Chedallah, Ahnif et Saharidj,
- A l'Ouest La commune de Bechloul,
- Au Sud les communes d'Ahnif et Ouled Rached.

➤ Commune d'Ahnif :

La commune d'Ahnif se situe au Sud-est du chef lieu de la wilaya de Bouira et au sud de la daïra de M'Chedallah. Sa superficie s'étend sur 159 Km². Sa surface agricole utile est de 3753 Ha. La commue Ahnif constitue un carrefour régional par la rencontre en sa partie Nord des deux routes nationales RN5 Alger - Constantine et la route RN 26 vers Bejaïa, ajoutons à ces deux routes nationales le passage dans le territoire communal du CW №11 vers la commune de Ouled Rachid. Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord : Oued Sahel et la commune de M'Chedallah,
- Nord Est : Oued Sidi Aissa et la commune d'Ath Mansour,
- A l'Ouest : La commune d'EI Aldjiba,
- Au Sud : La commune d'Ouled Rachid.

➤ Commune de M'Chedallah :

La commune de M'Cheddalah est constituée d'un centre urbain: M'Cheddalah, des agglomérations secondaires : Raffour, Bouaklane, et Boumedjbar et des zones éparses : Aharrach, M'Chedallah plaine, Ighil Ouyazidh, Allaouche, Beni Yekhlef, Oued El Bared, et Ouled Brahim. Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord Commune de Saharidj,
- A l'Est Oued Ouakoure et la commune de Chorfa,
- A l'Ouest Oued El Bared,
- Au Sud Oued Sahel.

➤ Commune de Chorfa :

La commune de Chorfa se situe au Nord Est du chef lieu de la wilaya de Bouira, à environ 58 km de la mer et 41 km du Bouira. Elle s'étend sur une superficie de 3036,36 Ha. Elle est délimitée :

- Au Nord : Commune d'Aghbalou,

- A l'Est : Commune de Tazmalt et Boudjlil (wilaya de Béjaia),
- A l'Ouest: Commune de M'Chedallah,
- Au Sud : Commune de Taourirt.

La pluie annuelle moyenne dans la région d'étude est comprise entre 300 et 600 mm d'après la carte des pluies de l'Algérie du nord, ainsi, d'après la carte (figure 6) citée ci-dessous, on distingue ce qui suit :

La pluie annuelle moyenne comprise entre 300 mm et 400 mm pour la commune d'Ahnif, entre 400 mm et 500 mm pour la commune d'EL Adjiba et entre 600 mm et 450 mm pour la commune de M'Chedallah et la commune de Chorfa.

Pluie moyenne annuelle estimée à partir de la série d'observation de la station pluviométrique M'Chedallah (150301), de coordonnées (X, Y, Z) = (640.9, 341.7, 450) NGA.

Tableau I.4: Estimations des pluies moyennes annuelles.

Année	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2006	2007	2002	2003	2006	2007
P (mm)	212,2	399,5	227,9	213,4	315	184	528,6	461,8	308,4	264,9	528,6	461,8	308,4	264,9

Source ANRH Blida

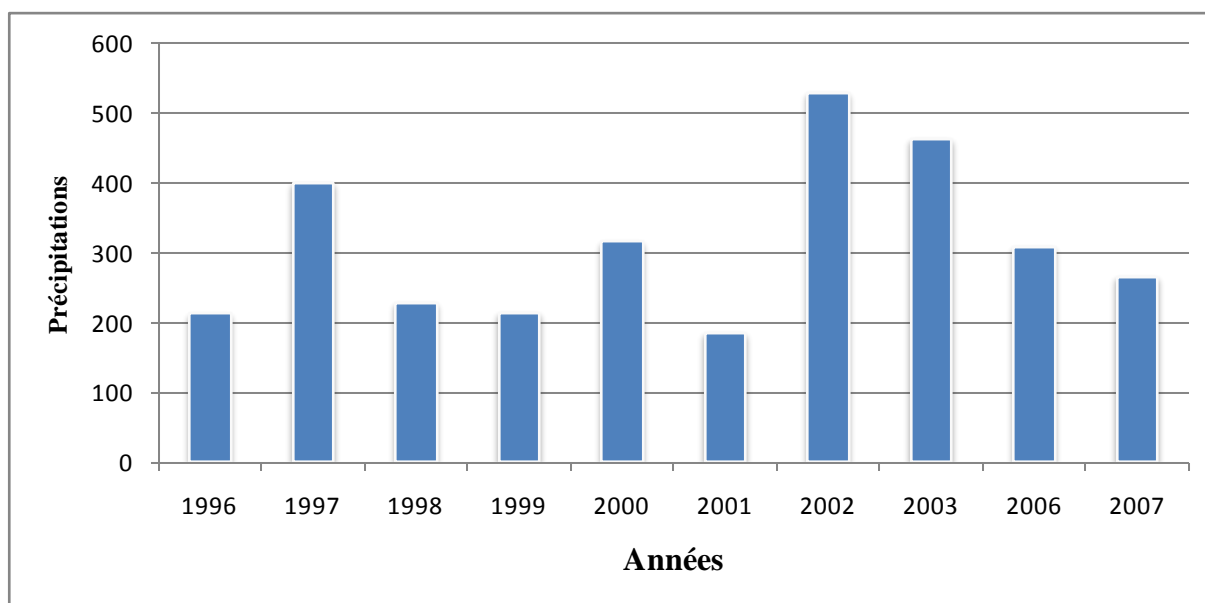


Figure I.7 : Histogramme des répartitions annuelles des précipitations.

Les pluies moyennes mensuelles représentées par le tableau traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle. La station prise en considération dans la région d'étude fait ressortir deux périodes distinctes : une saison sèche et une autre humide.

Tableau I.5: Estimations des pluies moyennes mensuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
P en mm	31,0	23,5	33,2	52,9	54,3	34,2	38,5	35,1	29,2	10,7	5,1	7,0
P en %	8,7	6,6	9,4	14,9	15,3	9,6	10,8	9,9	8,2	3,0	1,4	2,0

source ANRH Blida

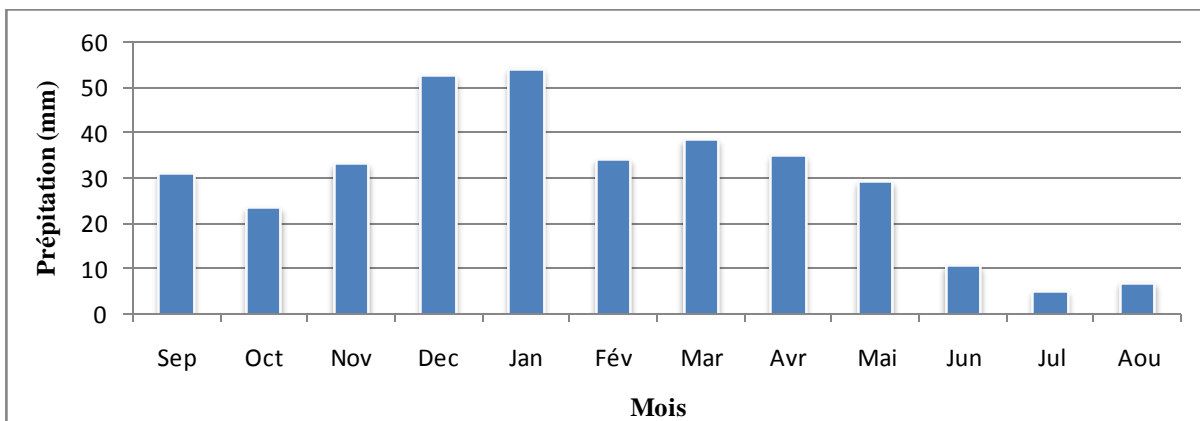


Figure I.8 : Histogramme des répartitions mensuelles des précipitations.

On remarque l'existence d'une saison sèche qui correspond aux mois de juin à août, avec des pluies moyennes mensuelles inférieures à 20 mm et une saison humide qui correspond aux autres mois.

Tableau I.6: Répartition saisonnière des précipitations.

Saisons	Automne	Hiver	Printemps	Eté
P (%)	24,7	39,9	29,0	6,4

source ANRH Blida

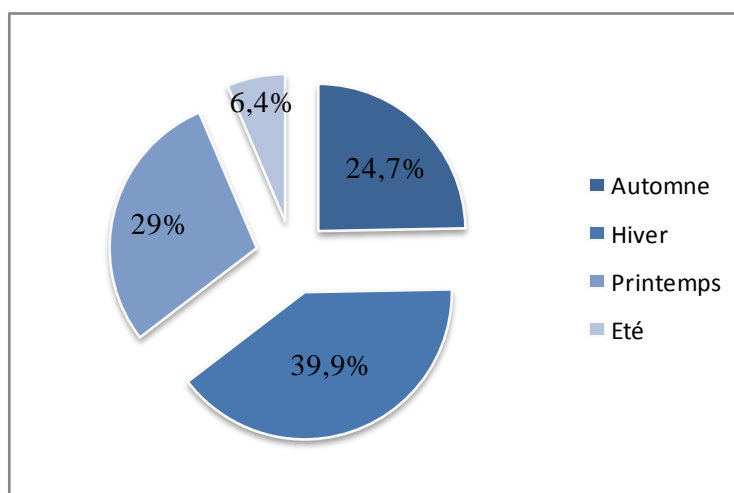


Figure I.9 : Secteur de la répartition saisonnière des précipitations.

Les températures moyennes mensuelles, minimales et maximales, sont récapitulées dans le tableau I.7:

Tableau I.7 : Moyennes mensuelles des températures.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
T moy °C	7,53	8,15	12,67	14,53	18,68	25,10	27,73	26,77	22,58	20,07	12,62	8,90

source ANRH Blida

T moy : Température moyenne en °C.

T max : Température maximale moyenne en °C.

T min : Température minimale moyenne en °C.

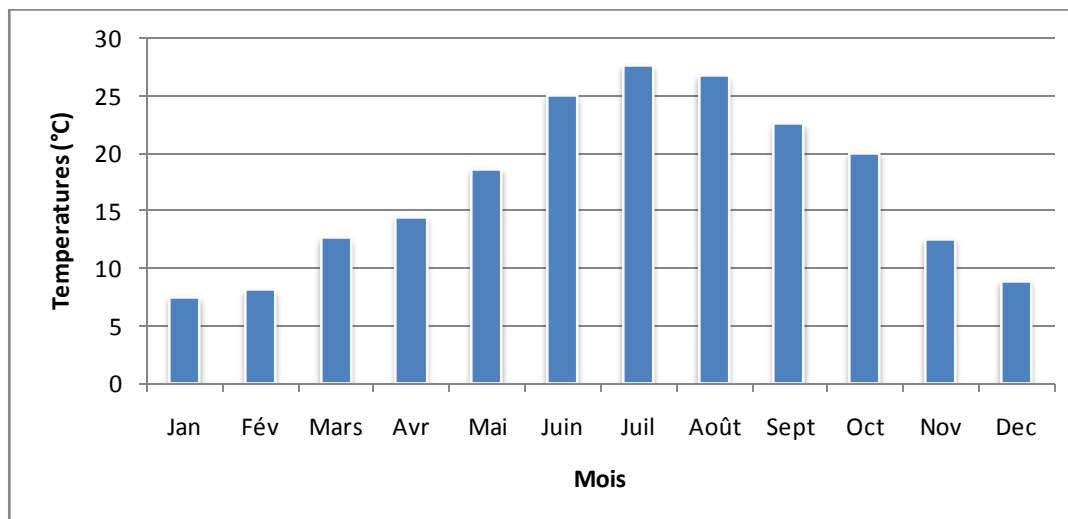


Figure I.10 : Histogramme des températures moyennes mensuelles en °C.

Les communes de l'aire de l'étude situées au pied du Djurdjura bénéficient d'un climat plus humide
 Les vitesses mensuelles moyennes du vent sont récapitulées dans le tableau I.8 :

Tableau I.8 : Vitesses mensuelles moyennes des vents.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Vmoy(m/s)	2,3	2,22	2,37	2,88	2,42	2,38	2,3	2,22	1,88	1,98	2,03	2,22

source ANRH Blida

L'aire de l'étude appartient à l'étage bioclimatique méditerranéen qui est caractérisée par un climat à hiver tempéré.

I.3.2: Géologie et géotechnique :

La géologie de l'aire d'étude est caractérisée par les dépôts quaternaires qui comblent la dépression entre les massifs de Djurdjura et des Bibans. On distingue :

- Les alluvions anciennes (conglomérats, calcaires, grés et formation argilo-gréseuses) forment les anciennes terrasses de l'actuel plateau de Bouira.
- Les alluvions récentes (limons et argiles sableuses) occupent les fonds des vallées creusées par l'oued Eddous, les plateaux d'Elisnam, de Bled El Madjen et de Bouira.
- Le versant sud du massif du Djurdjura et le versant nord du massif des Bibans sont essentiellement formés d'argiles et de marnes intercalées de couches de calcaire (Crétacé supérieur).

Dans la partie centrale du massif des Bibans, on distingue surtout des calcaires avec des grés en plaquette, tandis que sur le versant sud apparaissent des schistes argileux avec alternances de marnes grises et calcaires marneux. Plus au sud, on rencontre des formations de marnes avec intercalations de grés quartzeux. Les communes citées possèdent des potentialités importantes en terrain agricole.

I.3.3 : Population :

L'aire de l'étude compte quatre communes d'où la population, par communes de cette zone, est connue une augmentation importante jusqu'à l'année 1998 avec un taux d'accroissement allant de 2 à 16%, à partir de 1998, le taux d'accroissement a diminué d'une façon considérable pour l'ensemble de la zone de l'étude. Selon les résultats préliminaires datant du mois de juillet 2008, elle comptait une population de 62 750 Habitants.

Plusieurs remarques sont à faire quant à l'évolution de la population depuis l'indépendance jusqu'à 2008 :

- 1- L'augmentation de la population de la commune d'El Adjiba est très importante dans la période 1988/1998 avec un taux d'accroissements de 16,93%, puis elle chute entre 1998/2008 avec un taux d'accroissement de 0,76%.
- 2- La commune d'Ahnif a été créée en 1987 et l'agglomération Ighil Nait Aneur, en 1998. L'évolution de population est très importante entre les années 1978 et 1998, le taux d'accroissement y a atteint 16,22%, elle sera suivie d'une diminution de population en 2008 avec un taux de -0,58%.
- 3- la population des agglomérations secondaires de la commune de M'Chedallah, Bouaklane et Boumedjbar, a été intégrée dans la population de chef lieu en 2008. L'évolution de la population est très importante entre 1968/1978 avec un taux d'accroissements de 10,59%; le taux d'accroissement entre 1998/2008 est descendu à 1,23%.
- 4- L'évolution de la population de la commune de Chorfa est très importante entre 1978/1988 avec un taux d'accroissements de 6,58% ; il atteint 0,80% entre 1998/2008.

Le nombre d'habitant total de la wilaya de Bouira l'an 2008 est de 717 698 habitants.

Le recensement détaillé pour différentes communes est récapitulé dans le tableau annexe-1-.

La répartition de la densité des habitants dans la zone d'études en 2008 est donnée dans le tableau I.9:

Tableau I.9: Densité d'habitation dans la zone d'étude

Agglomération (commune)	Population en 2008	Pourcentage (%)
El Adjiba	12486	19,90
Ahnif	9685	15,43
M'Chedallah	24406	38,89
Chorfa	16173	25,77
total	62750	100

source ADE Bouira

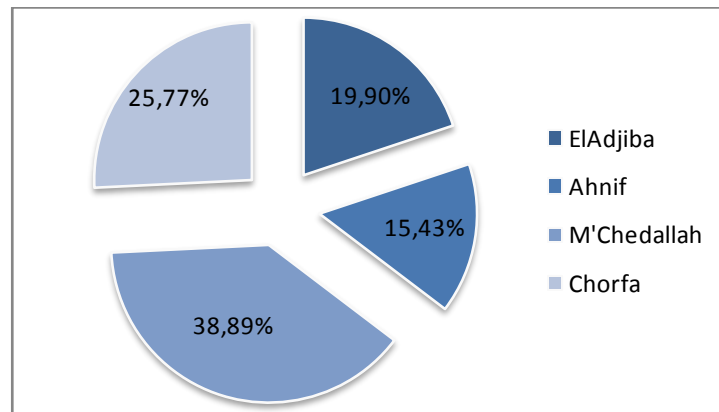


Figure I.11 : Secteur de la répartition de la densité des habitants pour la zone d'étude.

I.3.4 : Hydraulique :

I.3.4.1 : Sources d'alimentation de la zone d'étude : [1]

La nappe alluviale de la vallée de Sahel possède une recharge moyenne annuelle, de l'ordre de 7hm^3 , équivalente à la réserve régulatrice moyenne. Une étude détaillée sur les potentialités effectives et réelles de la nappe de la vallée de l'oued Sahel doit être réalisée pour déterminer les eaux souterraines exploitables sans risque d'épuisement des réserves. La source «Anser Aberkane» dénommée «Tala Rana», ayant son point de résurgence à une altitude de 1200m est située sur le versant sud de la chaîne des montagnes kabyles, dans la commune de Saharidj, daïra M'Chedallah. Dans la haute saison pluviale, entre novembre et avril, le débit de cette source est environ de 170 litres par seconde. En saison sèche, le débit ne régresse que de quelques litres. La résurgence de Anser Aberkane alimente une grande partie des villages de la daïra de M'Chedallah situés en aval.

Les eaux de la nappe du Sahel ne sont pas vraiment de bonne qualité puisque le résidu sec est supérieur ou égale à 1g/l . Les différentes analyses réalisées depuis 1971, montrent que l'eau est de type hydrocarbonatée calcique $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ avec une dominance des ions Na^+ , Cl^- et SO_4^{-2} , provenant de la dissolution des sels NaCl , et CaSO_4 . La composition des ions reste pratiquement constante pendant l'année. La teneur en ions dominants ne dépasse pas le seuil de tolérance. La teneur en ion HCO_3^- est élevée et met en évidence la dureté de l'eau avec le risque de formation de dépôts dans les conduites. Par ailleurs la teneur en ions sulfate SO_4^{-2} est à prendre en compte pour les risques de phénomène d'attaque qu'ils pourraient entraîner dans les conduites en fonte ou en acier. La nappe aquifère de la vallée de Sahel est constituée par les dépôts du quaternaire, en forme de terrasses. Elle est alimentée essentiellement par les affluents situés sur la rive gauche du Sahel, qui fournissent environ 60% des apports. Le reste provient de l'infiltration directe des pluies (35%), et des conglomérats miocène (5%). La direction générale d'écoulement est Ouest vers l'Est au niveau des basses terrasses, et Nord ouest vers le Sud dans la zone des cônes de déjection et des anciennes terrasses. Les paramètres hydrodynamiques varient en fonction de la composition des

lithologiques des alluvions. Le coefficient d'emménagement est de $S=0,12$ dans les basses terrasses, et de $S= 0.03$ dans les cônes et les terrasses anciennes. Les ressources exploitables seraient selon les estimations comprises entre 9.5 et 13.2 hm³/an. Nous retiendrons la valeur de 9.5hm³/an comme ressources exploitables car une partie des eaux contribue à l'alimentation de la nappe alluviale de la basse Soummam à travers le seuil de Sidi Aich. Les prélèvements estimés seraient de l'ordre de 6 hm³/an, ce qui laisse apparemment un potentiel d'exploitation de l'ordre de 3.5 hm³/an. Mais il ne faut perdre de vue que les prélèvements agricoles sont souvent difficiles à estimer avec précision à cause du mode d'irrigation, des types de spéculations, et surtout de la réticence des agriculteurs à déclarer ou à reconnaître l'existence de puits ou forage sur leur parcelles. Les prélèvements agricoles sont donc souvent sous estimés.

Tableau I.10: Enumération des sources aux différentes localités

Agglomération	Forage	Puits	Source
EL ADJIBA	8	0	1
AHNIF	5	3	1
M'CHEDALLAH	9	1	1
CHORFA	3	3	1
TOTAL	25	7	4

source ADE Bouira

I.3.4.2 : La dotation actuelle de la zone d'étude :

Pour la commune d'EI Adjiba d'après le tableau I.11 la dotation réelle varie entre 10 l/j/hab à 49 l/j/hab moyenne en AEP la dotation est de 30,03 l/j/hab.

Tableau I.11 : Dotation réelle de la commune d'EI Adjiba.

Année	2006	2007	2008	2009
Volume (m ³ /an)	81976	82 324	96 129	96116
Population	7 936	4 600	8 076	25 904
Dotation (l/j/hab.)	28,30	49,03	32,61	10,17

source ADE Bouira

Pour la commune d'Ahnif d'après le tableau I.12 la dotation réelle varie entre 17 l/j/hab à 29 l/j/hab moyenne en AEP la dotation est de 20,77 l/j/hab.

Tableau I.12 : Dotation réelle de la commune d'Ahnif.

Années	2006	2007	2008	2009
Volume (m ³ /an)	55 265	61984	55 392	60 857
Population	5 175	8 973	9075	9177
Dotation (l/j/hab.)	29,26	18,93	16,72	18,17

source ADE Bouira

Pour la commune d'Ahnif d'après le tableau I.13 la dotation réelle varie entre 32 l/j/hab à 63 l/j/hab moyenne en AEP la dotation est de 54,30 l/j/hab.

Tableau I.13: Dotation réelle de la commune de M'Chedallah.

Année	2006	2007	2008	2009
Volume (m ³ /an)	348 637	358 771	354 639	376 736
Population	29 511	16 500	15 731	16 253
Dotation (l/j/hab.)	32,37	59,57	61,76	63,51

source ADE Bouira

Pour la commune de Chorfa d'après le tableau I.14 la dotation réelle varie entre 32 l/j/hab à 35 l/j/hab, moyenne en AEP la dotation est de 33,84 l/j/hab.

Tableau I.14: Dotation réelle de la commune de Chorfa.

Année	2006	2007	2008	2009
Volume (m ³ /an)	112 293	119 318	110 530	113 805
Population	9 177	9 184	9 032	9 536
Dotation (l/j/hab.)	33,52	35,59	33,53	32,70

source ADE Bouira

✚ **Remarque :** on distingue que le nombre d'habitant de recensement (année 2008) de chacune des communes est strictement supérieur au nombre d'abonnés dans chacune d'elles, ce qui implique que la demande en eau potable de la population n'est pas entièrement assurée par les services d'ADE Bouira, ainsi que la dotation assurée aux abonnés est inférieure à la norme nationale, de plus en état actuel, le temps de présence de l'eau chez l'abonné ne dépasse pas quelques heures par jour.

Conclusion:

Ce chapitre récapitule les données nécessaires, topographique, géologique, démographique ainsi que hydraulique, ce dernier titre nous a éclairé la situation hydraulique tel que la dotation assurée par l'ADE à partir des sources de la région ne dépasse pas la moitié de la norme nationale qui est de l'ordre 100 à 200 l/j/hab. Ces données nous serviront dans l'étude d'une adduction en alimentation en eau potable de la région concernée.

Sommaire

INTRODUCTION:	2
I.1: Contexte et objet de l'étude:	2
I.2: Description générale de l'aire de l'étude:	2
I.2.1: Présentation du barrage TILES DIT:[1]	3
<i>Tableau I.1 : caractéristiques principales du barrage.</i>	3
<i>Figure I.2 : Vue aérienne de la cuve et du corps du barrage TILES DIT wilaya de Bouira</i>	4
I.2.2: Présentation de la station de traitement:	4
<i>Tableau I.2: Les paramètres physicochimiques de l'eau traitée.</i>	5
I.3 : Présentation des localités à alimenter:	6
I.3.1: Géographie et climat :	6
<i>Tableau I.3: Dairas et communes de Bouira.</i>	7
<i>Tableau I.4: Estimations des pluies moyennes annuelles.</i>	9
<i>Figure I.7 : Histogramme des répartitions annuelles des précipitations.</i>	9
<i>Tableau I.5: Estimations des pluies moyennes mensuelles.</i>	9
<i>Figure I.8 : Histogramme des répartitions mensuelles des précipitations.</i>	10
<i>Tableau I.6: Répartition saisonnière des précipitations.</i>	10
<i>Figure I.9 : Secteur de la répartition saisonnière des précipitations.</i>	10
<i>Tableau I.7 : Moyennes mensuelles des températures.</i>	10
<i>Figure I.10 : Histogramme des températures moyennes mensuelles en °C.</i>	11
Les communes de l'aire de l'étude situées au pied du Djurdjura bénéficient d'un climat plus humide	11
<i>Tableau I.8 : Vitesses mensuelles moyennes des vents.</i>	11
I.3.2: Géologie et géotechnique :	11
I.3.3 : Population :	12
<i>Tableau I.9: Densité d'habitation dans la zone d'étude</i>	12
<i>Figure I.11 : Secteur de la répartition de la densité des habitants pour la zone d'étude.</i>	13
I.3.4 : Hydraulique :	13
I.3.4.1 : Sources d'alimentation de la zone d'étude : [1]	13
<i>Tableau I.10: Enumération des sources aux différentes localités</i>	14
I.3.4.2 : La dotation actuelle de la zone d'étude :	14
<i>Tableau I.11 : Dotation réelle de la commune d'EI Adjiba.</i>	14
<i>Tableau I.12 : Dotation réelle de la commune d'Ahnif.</i>	14
<i>Tableau I.13: Dotation réelle de la commune de M'Chedallah.</i>	14

- *Remarque* : on distingue que le nombre d'habitant de recensement (année 2008) de chacune des communes est strictement supérieur au nombre d'abonnés dans chacune d'elles, ce qui implique que la demande en eau potable de la population n'est pas entièrement assurée par les services d'ADE Bouira, ainsi que la dotation assurée aux abonnés est inférieure à la norme nationale, de plus en état actuel, le temps de présence de l'eau chez l'abonné ne dépasse pas quelques heures par jour. 15

COCLUSION:..... 15

CHAPITRE II :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU
POTABLE

Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable qui correspondent et cela à différents horizons, et pour bien estimer les besoins on ajoute pour ce dernier la demande en eau potable des équipements.

II.1 : Catégories des besoins en eau:

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération, on trouve :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels.

II.2 : Evolution de la population :

Suite à la réception de nouvelles données du recensement de l'année 2008, on a pu récapituler le nombre d'habitant qui présente notre zone d'étude de différentes communes (comme les chefs lieux ainsi les zones éparses). Le recensement est donné dans le tableau II.1 :

Tableau II.1 : Nombre d'habitant l'an 2008.

Agglomération (commune)	Population en 2008 (habitants)
El Adjiba	12486
Ahnif	9685
M'Chedallah	24406
Chorfa	16173
TOTAL	62750

source DHW Bouira

Les localités bénéficiaires sont au nombre de neuf. Le nombre d'habitant varie d'une localité à l'autre selon l'importance de chacune d'elles. Le nombre d'habitants à l'année de recensement est estimé à 6 2750 habitants. La population par communes et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

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

P_n : population à l'horizon de calcul (hab).

P_0 : population à l'année de recensement 2008 (hab).

α : taux d'accroissement démographique.

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Les zones constituant l'aire d'étude connaissent des différents taux de croissance d'après les recensements effectués aux différentes années (de 1966 à 2008).

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans l'annexe II.1.

Le tableau II.2 résumant l'annexe II.1 comme suit :

Tableau II.2 : Evolution de nombre d'habitant aux différents horizons.

Commune	L'an 2008	Taux d'acc	L'an 2010	Taux d'acc	L'an 2015	Taux d'acc	L'an 2020	Taux d'acc	L'an 2025	Taux d'acc	L'an 2030
El Adjiba	12486	2,13%	13023	2,14%	14475	2,06%	16032	2,03%	17731	2,05%	19622
Ahnif	9685	1,76%	10029	1,40%	11046	2,17%	12297	2,21%	13717	2,24%	15324
M'Chedallah	24406	2,21%	25497	2,81%	29286	3,12%	34149	3,17%	39916	3,22%	46769
Chorfa	16173	1,80%	16760	1,80%	18324	1,43%	19672	1,26%	20943	1,26%	22296
TOTAL	62750		65309		73131		82151		92307		104012

source DHW de Bouira

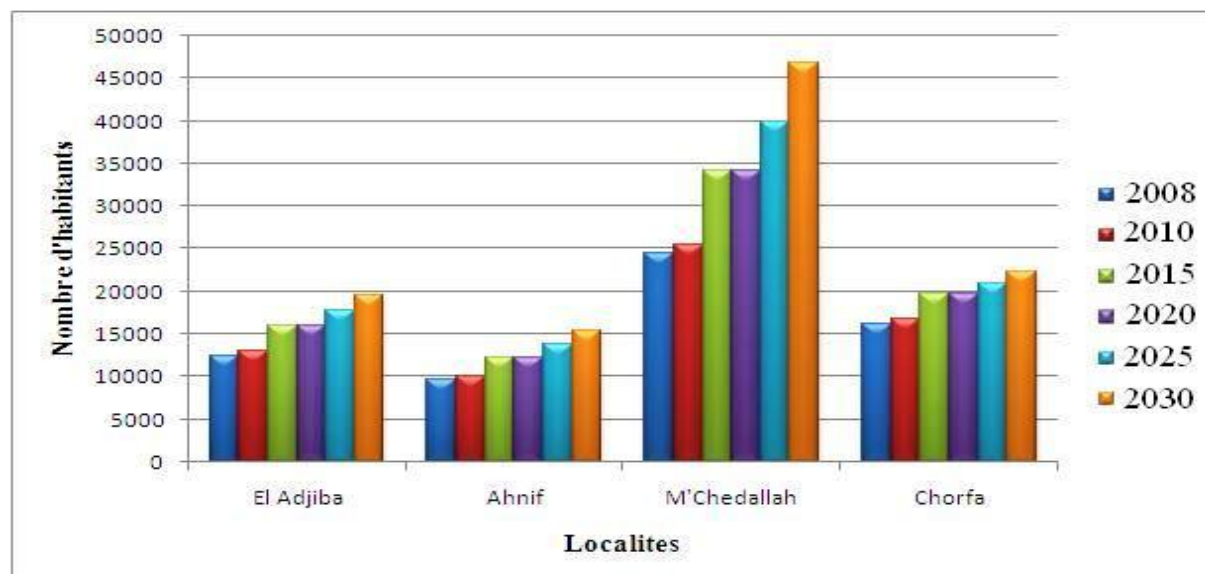


Figure II.1 : Histogramme d'évolution du nombre d'habitant à différents horizons

A l'horizon (2030) le nombre d'habitant sera de **104 012** habitants.

II.3 : Evaluation de la consommation moyenne journalière : [1]

La dotation en eau potable est estimée à partir de l'évaluation des besoins en eau potable d'une agglomération selon son importance. Le débit unitaire est souvent normalisé sur la base de critères socio-économiques. Rappelons que le plan national de l'eau (PNE 1997) prévoit des dotations unitaires moyennes par strate de population allant de 85 à 180 l/j/hab.

Tableau II.3 : Dotation unitaire moyenne.

Strate	Demande en eau
> 50 000 habitants	180 l/j/hab.
De 20 000 à 50 000 habitants	160 l/j/hab.
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab.
< 10 000 habitants	85 l/j/hab.

Cette stratification par taille d'agglomération présente l'inconvénient de ne pas tenir compte de la répartition des types d'habitat et du niveau socio-économique local. Ces valeurs moyennes peuvent varier assez fortement, à population égale, d'une agglomération à une autre.

Par contre, l'étude de la tarification de l'eau à usage domestique et industriel en Algérie réalisée par SOGREAH en 2002, pour le compte du Ministère des Ressources en eau, dégage une dotation unitaire moyenne pour l'ensemble du pays de 100 l/j/hab.

L'étude récente du plan national de l'eau (PNE 2005) définit deux hypothèses d'évolution de la demande :

- Une hypothèse tendancielle : accroissement modéré, mais régulier de la dotation.
- Une hypothèse volontariste, considérant que la mise en œuvre d'une politique de l'eau efficace permet, après un accroissement initial, de maîtriser l'évolution de la dotation.

Tableau II.4 : Dotations Moyennes (l/j/hab.) : Hypothèse Tendancielle.

Type de population	2010	2020	2030
Urbaine	111	116	121
Rurale agglomérée	82	88	95
Eparse	66	71	76

source : Plan National de l'eau 2005

Tableau II.5 : Dotations Moyennes (l/j/hab.) : Hypothèse Volontariste.

Type de population	1998	2010	2010	2030
Urbaine	105	100	95	95
Rurale agglomérée	75	82	88	95
Eparse	60	66	71	76

Source : Plan National de l'eau 2005

Pour la présente étude, nous optons pour les dotations tableau II. Selon les critères socio-économiques des agglomérations concernées par le transfert par échéance.

Tableau II.6 : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).

Critères socio-économique	2010	2015	2020	2025	2030
Urbaine	100	110	120	130	150
rurale	90	100	110	120	130
Zones Eparses	80	90	90	100	100

II.4 : Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

II.4.1 : Besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

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

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque agglomération dans l'annexe II.2.

Le tableau suivant II.7 résumant l'annexe II.2.

Tableau II.7 : Répartition par communes des besoins moyens journaliers.

Commune	Agglomération	Dotation l/j/hab	Population en 2030 (hab)	Besoins domestiques m ³ /j
El Adjiba	El Adjiba	150	6330	949,5
	Semmache	130	8392	1090,83
	Ouled Boubkeur	100	4901	490,1
	Total	----	19622	2530,43
Ahnif	Ahnif centre	150	7299	1094,85
	Akcim	130	8025	1043,25
	Total	----	15324	2138,1
M'Chedallah	M'Chedallah	150	34545	5181,75
	Raffour	150	12224	1833,6
	Total	----	46769	7015,35
Chorfa	Chorfa	150	20191	3028,65
	Tiksiridene	130	2105	273,65
	Total	----	22296	3302,3
Totaux			104012	14986,18

II.4.2 : Besoins administratifs :

Tableau II.8 : Evaluation des besoins administratifs.

Equipement	Unité	Agglomération	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m3/j)
Siège daïra	employé	M'Chedallah	40	15	0,60
PTT	employé	El Adjiba	20	15	0,30
		Semmache	10	15	0,15
		Ouled Boubkeur	10	15	0,15
		Ahnif centre	15	15	0,23
		Akcim	12	15	0,18
		M'Chedallah	30	15	0,45
		Raffour	13	15	0,20
		Chorfa	20	15	0,30
		Tiksiridene	10	15	0,15
		Total			140
A.P.C	employé	El Adjiba	20	15	0,30
		Ahnif centre	15	15	0,23
		M'Chedallah	30	15	0,45
		Chorfa	20	15	0,30
		Total			85
Subdivision Hydraulique	employé	M'Chedallah	15	15	0,225
Gendarmerie	agent	El Adjiba	50	50	2,5
		Ahnif centre	30	50	1,5
		M'Chedallah	60	50	3
		Chorfa	50	50	2,5
		Total			190
Subdivision Travaux Publique	employé	M'Chedallah	20	15	0,3
Subdivision impôt	employé	M'Chedallah	20	15	0,3
La Sûreté	agent	El Adjiba	80	15	1,2
		M'Chedallah	120	15	1,8
		Total			200
Totaux					17,31

II.4.3 : Besoins scolaires :

Tableau II.9 : Evaluation des besoins scolaires.

Equipement	Unité	Agglomérations	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m3/j)
Ecole primaire	élève	El Adjiba	845	30	25,35
		Semmache	580	30	17,4
		Ouled Boubekeur	464	30	13,92
		Ahnif centre	760	30	22,8
		Akcim	400	30	12
		M'Chedallah	1570	30	47,1
		Raffour	700	30	21
		Chorfa	1202	30	36,06
		Tiksiridene	600	30	18
		Total	6657	30	199,71
C.E.M	élève	El Adjiba	734	30	22,02
		Semmache	420	30	12,6
		Ahnif centre	600	30	18
		M'Chedallah	1390	30	41,7
		Chorfa	940	30	28,2
		Tiksiridene	400	30	12
		Total	4484	30	134,52
Lycée	élève	El Adjiba	1008	30	30,24
		M'Chedallah	2116	30	63,48
		Chorfa	980	30	29,4
		Total	4104	30	123,12
Crèche	enfant	El Adjiba	90	30	2,7
		Semmache	56	30	1,68
		Ahnif centre	67	30	2,01
		Akcim	30	30	0,9
		M'Chedallah	130	30	3,9
		Raffour	64	30	1,92
		Chorfa	110	30	3,3
		Tiksiridene	70	30	2,1
		Total	617	30	18,51
Total				475,86	

II.4.4 : Besoins sanitaires :

Tableau II.10: Evaluation des besoins sanitaires.

Equipement	Unité	Agglomérations	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m3/j)
Hopital	Patient	M'Chedallah	500	300	150
		Total	500	300	150
Centre de santé	Patient	El Adjiba	20	30	0,6
		Ahnif centre	15	30	0,45
		M'Chedallah	30	30	0,9
		Raffour	15	30	0,45
		Chorfa	20	30	0,6
		Total	100	30	3
Salle de soins	Patient	El Adjiba	20	20	0,4
		Semmache	13	20	0,26
		Ouled Boubkeur	15	20	0,3
		Ahnif centre	15	20	0,3
		Akcim	10	20	0,2
		M'Chedallah	30	20	0,6
		Raffour	15	20	0,3
		Chorfa	20	20	0,4
		Tiksiridene	10	20	0,2
		Total	133	20	2,66
Maternité	lit	M'Chedallah	30	100	3
		Chorfa	20	100	2
		Total	50	100	5
Total					160,66

II.4.5 : Besoins socioculturels :

Tableau II.11: Evaluation des besoins socioculturels.

Equipement	Unité	Agglomérations	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m3/j)
Mosquée	fidèle	El Adjiba	1531	80	122,48
		Semmache	2580	80	206,4
		Ouledboubekeur	1507	80	120,56
		Ahnif centre	1691	80	135,28
		Akcim	2668	80	213,44
		M'Chedallah	7724	80	617,92
		Raffour	3259	80	260,72
		Chorfa	6502	80	520,16
		Tiksiridene	776	80	62,08
		Total		28238	80
Maison dejeunes	fidèle	El Adjiba	60	20	1,2
		M'Chedallah	120	20	2,4
		Raffour	50	20	1
		Chorfa	70	20	1,4
		Total		300	20
Bibliothèque	lecteur	M'Chedallah	300	10	3
		Raffour	100	10	1
		Total	400	10	4
Stade	vistière	El Adjiba	1	5000	5
		M'Chedallah	1	5000	5
		Chorfa	1	5000	5
		Total	3	5000	15
Total					2284,04

II.4.6 : Besoins commerciaux :

Tableau II.12: Evaluation des besoins commerciaux.

Equipement	Unité	Agglomérations	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Restaurant	repas	El Adjiba	60	80	4,8
		Semmache	30	80	2,4
		Ahnif centre	180	80	14,4
		Akcim	70	80	5,6
		M'Chedallah	90	80	7,2
		Raffour	100	80	8
		Chorfa	120	80	9,6
		Total	650	80	52
Cafés	client	El Adjiba	681	60	40,86
		Semmache	1147	60	68,82
		Ouled Boubkeur	670	60	40,2
		Ahnif centre	751	60	45,06
		Akcim	1186	60	71,16
		M'Chedallah	3433	60	205,98
		Raffour	1448	60	86,88
		Chorfa	2890	60	173,4
		Tiksiridene	345	60	20,7
		Total	12550	60	753
Total					805

La répartition des besoins journaliers des différents d'équipements (m³/j) des agglomérations est récapitulée dans ce tableau II.13.

Tableau II.13 : Récupération de toutes les besoins de la zone à desservir.

agglomérations	domestiques	administratifs	scolaires	socioculturels	sanitaires	commerciaux	Total
El Adjiba	949,5	4,3	80,31	128,68	1	45,66	1209,45
Semmache	1090,83	0,15	31,68	206,4	0,26	71,22	1400,54
Ouled Boubkeur	490,1	0,15	13,92	120,56	0,3	40,2	665,23
Total	2530,43	4,6	125,91	455,64	1,56	157,08	3275,22
Ahnif centre	1094,85	1,96	42,81	135,28	0,75	59,46	1335,11
Akcim	1043,25	0,18	12,9	213,44	0,2	77,06	1347,03
Total	2138,1	2,14	55,71	348,72	0,95	136,52	2682,14
M'Chedallah	5181,75	6,9	156,18	628,32	154,5	213,18	6340,83
Raffour	1833,6	0,2	22,92	262,72	0,75	94,88	2215,07
Total	7015,35	7,1	179,1	891,04	155,25	308,06	8555,9
Chorfa	3028,65	3,1	96,96	526,56	3	183	3841,27
Tiksiridene	273,65	0,15	32,1	62,08	0,2	20,7	388,88
Total	3302,3	3,25	129,06	588,64	3,2	203,7	4230,15
TOTAUX	29972,36	17,09	489,78	2284,04	160,96	805,36	
18 743,41m ³ /j équivalent de 216,94 l/s							

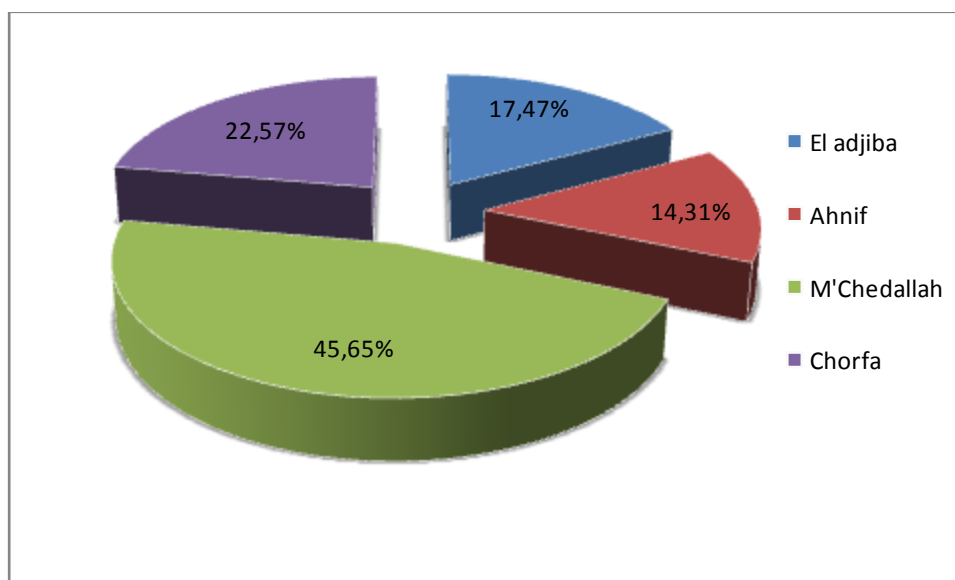


Figure II.2 : Secteur de la répartition des besoins en eau potable par communes.

II.5 : Détermination des consommations maximales et minimales journalière :

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe des journées où la consommation d'eau est maximale; par contre il existe des journées où elle est minimale.

II.5.1 : Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum $K_{\max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j);

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$.

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

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

II.5.2 : Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j);

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$.

On prend: $K_{\min,j} = 0,9$;

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II.14.

Tableau II.14: Récapitulatif des besoins journalières $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$; $Q_{max,j}$ (m^3/j)

Agglomérations	Besoins domestiques m^3/j	Besoins d'équipements m^3/j	Besoins totaux $Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)
El Adjiba	949,5	1209,45	2158,95	1,3	2806,64	0,9	1943,06
Semmache	1090,83	1400,54	2491,37	1,3	3238,78	0,9	2242,23
Ouled Boubkeur	490,1	665,23	1155,33	1,3	1501,93	0,9	1039,80
Total	2530,43	3275,22	5805,65	1,3	7547,35	0,9	5225,09
Ahnif centre	1094,85	1335,11	2429,96	1,3	3158,95	0,9	2186,96
Ighrem	1043,25	1347,03	2390,28	1,3	3107,36	0,9	2151,25
Total	2138,1	2682,14	4820,24	1,3	6266,31	0,9	4338,22
M'Chedallah	5181,75	6340,83	11522,58	1,3	14979,35	0,9	10370,32
Raffour	1833,6	2215,07	4048,67	1,3	5263,27	0,9	3643,80
Total	7015,35	8555,9	15571,25	1,3	20242,63	0,9	14014,13
Chorfa	3028,65	3841,27	6869,92	1,3	8930,90	0,9	6182,93
Tiks iridene	273,65	388,88	662,53	1,3	861,29	0,9	596,28
Total	3302,3	4230,15	7532,45	1,3	9792,19	0,9	6779,21
Totaux			33729,59		43848,48		

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier total calculé $Q_{max,j} = 43\ 848,48\ m^3/j$.

En citant bien que la production en eau potable de la région l'an 2008 ne dépasse pas 10,68% des besoins annuels à l'horizon. Le tableau II.5 illustre la production annuelle (2008).

Le tableau II.15 : Production annuelle d'eau potable (2008).

Commune	Production (m^3)
El Adjiba	415381
Ahnif	225466
M'Chedallah	793655
Chorfa	274403
Total	1 708 905

source ADE Bouira

II.6 : Etude des variations des débits horaires :

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

➤ Consommation maximale horaire :

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

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

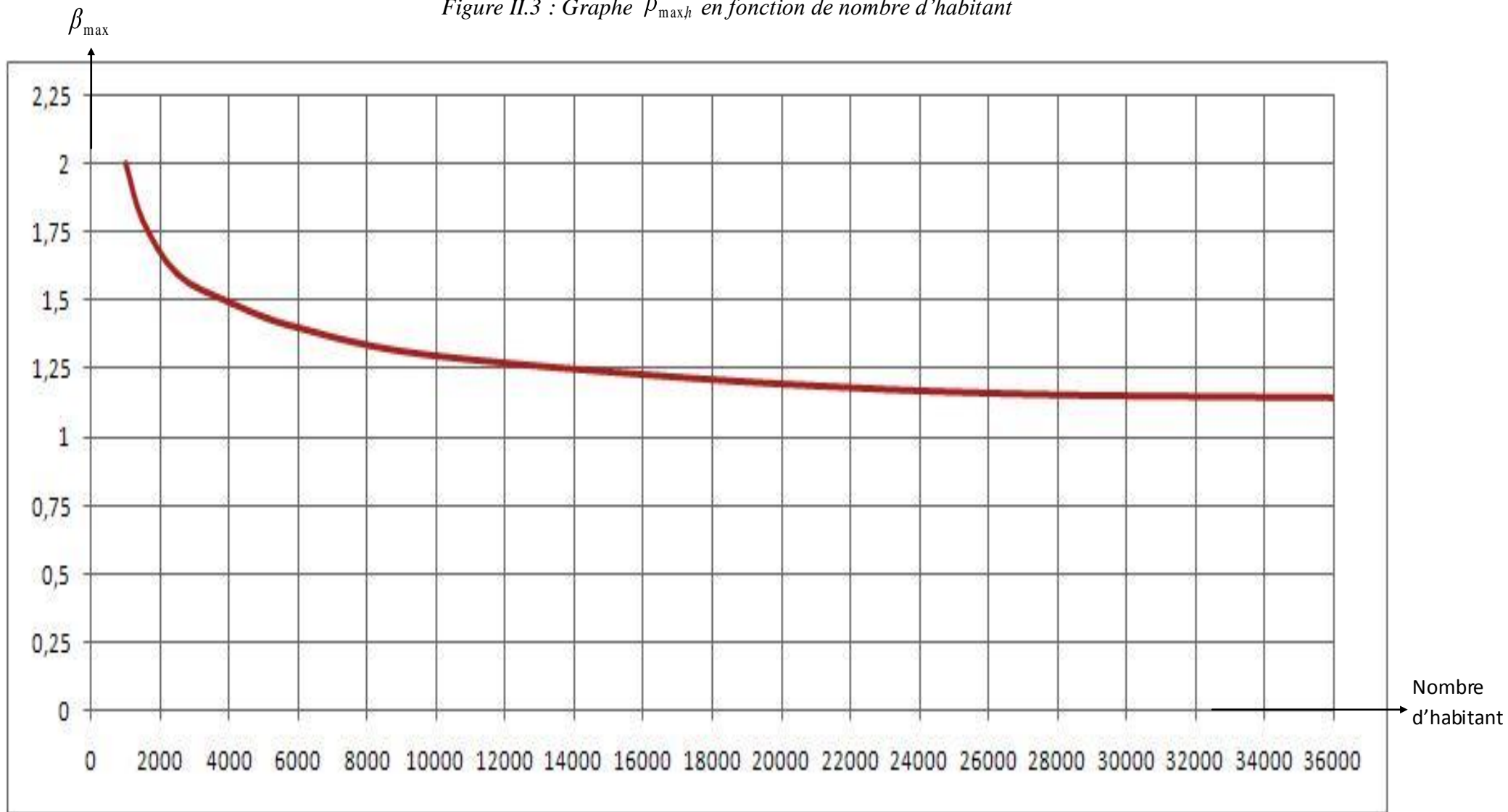
Tableau II.16: Variation du coefficient max en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas d'étude on a $\alpha_{\max} = 1,3$ pour toute l'agglomération.

Le graphe $\beta_{\max}=f(\text{nombre d'habitant})$, nous donnons β_{\max} pour les différentes agglomérations.

Figure II.3 : Graphe $\beta_{\max,h}$ en fonction de nombre d'habitant



Pour $K_{max,h}$ des agglomérations, sont récapitulés dans le tableau II.17.

Tableau II.17 : $K_{max,h}$ pour toutes agglomérations.

Commune	Agglomération	Population en 2030	$\alpha_{max,h}$	$\beta_{max,h}$	$K_{max,h}$
El Adjiba	El Adjiba	6330	1,3	1,42	1,85
	Semmache	8391	1,3	1,42	1,85
	Ouled Boubkeur	4901	1,3	1,45	1,89
Ahnif	Ahnif centre	7299	1,3	1,42	1,85
	Ighrem	8025	1,3	1,42	1,85
M'Chedallah	M'Chedallah	34545	1,3	1,17	1,52
	Raffour	12224	1,3	1,26	1,64
Chorfa	Chorfa	20191	1,3	1,2	1,56
	Tiksiridene	2105	1,3	1,61	2,09

➤ **Consommation minimale horaire :**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{min,h} = \alpha_{min,h} * \beta_{min,h}$$

Tableau II.18: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,5$ pour toute agglomération et β_{min} d'après le graphe suivant $\beta_{min}=f(\text{nombre d'habitant})$

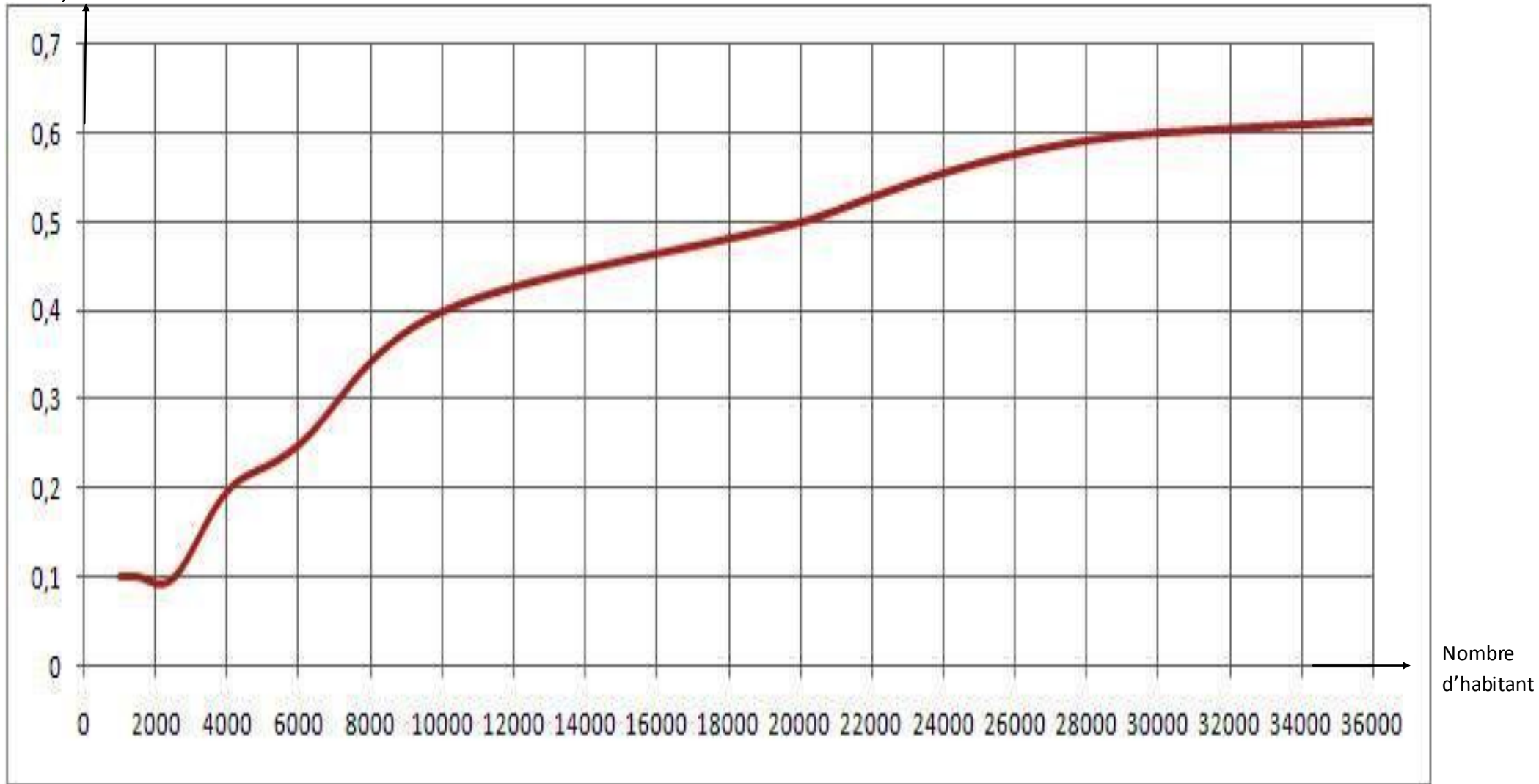


Figure II.4 : Graphe $\beta_{\min,h}$ en fonction de nombre d'habitant

Tableau II.19: $K_{min,h}$ pour toutes agglomérations.

<i>Commune</i>	Agglomération	Population en 2030	$\alpha_{min,h}$	$\beta_{min,h}$	$K_{min,h}$
El Adjiba	El Adjiba	6330	0,5	0,26	0,13
	Semmache	8391	0,5	0,36	0,18
	Ouled Boubkeur	4901	0,5	0,22	0,11
Ahnif	Ahnif centre	7299	0,5	0,32	0,16
	Ighrem	8025	0,5	0,34	0,17
M'Chedallah	M'Chedallah	34545	0,5	0,61	0,31
	Raffour	12224	0,5	0,44	0,22
Chorfa	Chorfa	20191	0,5	0,5	0,25
	Tiksiridene	2105	0,5	0,1	0,05

Pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau II.18 le suivant :

Tableau II.20: Répartition horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

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 2030 :

- Les agglomérations à savoir El Adjiba, Semmache, Ouled Boubekeur, Ahnif centre, Ighrem et Tiksiridene dont le nombre d'habitant de chacune est < 10000 correspondent à la première colonne de répartition.
- Les autres agglomérations M'Chedallah, Raffour et Chorfa dont le nombre d'habitant de chacune est compris entre 10 000 et 50 000 correspondent à la deuxième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.21: Variation du débit horaire -El Adjiba-

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=2806,64\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	28,07	1	28,07
1-2	1	28,07	2	56,13
2-3	1	28,07	3	84,20
3-4	1	28,07	4	112,27
4-5	2	56,13	6	168,40
5-6	3	84,20	9	252,60
6-7	5	140,33	14	392,93
7-8	6,5	182,43	20,5	575,36
8-9	6,5	182,43	27	757,79
9-10	5,5	154,37	32,5	912,16
10-11	4,5	126,30	37	1038,46
11-12	5,5	154,37	42,5	1192,82
12-13	7	196,46	49,5	1389,29
13-14	7	196,46	56,5	1585,75
14-15	5,5	154,37	62	1740,12
15-16	4,5	126,30	66,5	1866,42
16-17	5	140,33	71,5	2006,75
17-18	6,5	182,43	78	2189,18
18-19	6,5	182,43	84,5	2371,61
19-20	5,0	140,33	89,5	2511,94
20-21	4,5	126,30	94	2638,24
21-22	3	84,20	97	2722,44
22-23	2	56,13	99	2778,57
23-24	1	28,07	100	2806,64

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour El Adjiba est de **196,46 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II.22: Variation du débit horaire –Semmache-

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=3238,78\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	32,39	1	32,39
1-2	1	32,39	2	64,78
2-3	1	32,39	3	97,16
3-4	1	32,39	4	129,55
4-5	2	64,78	6	194,33
5-6	3	97,16	9	291,49
6-7	5	161,94	14	453,43
7-8	6.5	210,52	20,5	663,95
8-9	6.5	210,52	27	874,47
9-10	5.5	178,13	32,5	1052,60
10-11	4.5	145,75	37	1198,35
11-12	5.5	178,13	42,5	1376,48
12-13	7	226,71	49,5	1603,20
13-14	7	226,71	56,5	1829,91
14-15	5.5	178,13	62	2008,04
15-16	4.5	145,75	66,5	2153,79
16-17	5	161,94	71,5	2315,73
17-18	6.5	210,52	78	2526,25
18-19	6.5	210,52	84,5	2736,77
19-20	5.0	161,94	89,5	2898,71
20-21	4.5	145,75	94	3044,45
21-22	3	97,16	97	3141,62
22-23	2	64,78	99	3206,39
23-24	1	32,39	100	3238,78

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Semmache est de **226,71 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II.23: Variation du débit horaire -Ouled Boubkeur-

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=1501,93\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	15,02	1	15,02
1-2	1	15,02	2	30,04
2-3	1	15,02	3	45,06
3-4	1	15,02	4	60,08
4-5	2	30,04	6	90,12
5-6	3	45,06	9	135,17
6-7	5	75,10	14	210,27
7-8	6.5	97,63	20,5	307,90
8-9	6.5	97,63	27	405,52
9-10	5.5	82,61	32,5	488,13
10-11	4.5	67,59	37	555,71
11-12	5.5	82,61	42,5	638,32
12-13	7	105,14	49,5	743,46
13-14	7	105,14	56,5	848,59
14-15	5.5	82,61	62	931,20
15-16	4.5	67,59	66,5	998,78
16-17	5	75,10	71,5	1073,88
17-18	6.5	97,63	78	1171,51
18-19	6.5	97,63	84,5	1269,13
19-20	5.0	75,10	89,5	1344,23
20-21	4.5	67,59	94	1411,81
21-22	3	45,06	97	1456,87
22-23	2	30,04	99	1486,91
23-24	1	15,02	100	1501,93

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Ouled Boubkeur est de **105,14 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II.24: Variation du débit horaire -Ahnif centre-

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=3158,95\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	31,59	1	31,59
1-2	1	31,59	2	63,18
2-3	1	31,59	3	94,77
3-4	1	31,59	4	126,36
4-5	2	63,18	6	189,54
5-6	3	94,77	9	284,31
6-7	5	157,95	14	442,25
7-8	6.5	205,33	20,5	647,58
8-9	6.5	205,33	27	852,92
9-10	5.5	173,74	32,5	1026,66
10-11	4.5	142,15	37	1168,81
11-12	5.5	173,74	42,5	1342,55
12-13	7	221,13	49,5	1563,68
13-14	7	221,13	56,5	1784,81
14-15	5.5	173,74	62	1958,55
15-16	4.5	142,15	66,5	2100,70
16-17	5	157,95	71,5	2258,65
17-18	6.5	205,33	78	2463,98
18-19	6.5	205,33	84,5	2669,31
19-20	5.0	157,95	89,5	2827,26
20-21	4.5	142,15	94	2969,41
21-22	3	94,77	97	3064,18
22-23	2	63,18	99	3127,36
23-24	1	31,59	100	3158,95

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Ahnif centre est de **221,13 m³/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II.25: Variation du débit horaire -Akcim-

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=3107,36\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	31,07	1	31,07
1-2	1	31,07	2	62,15
2-3	1	31,07	3	93,22
3-4	1	31,07	4	124,29
4-5	2	62,15	6	186,44
5-6	3	93,22	9	279,66
6-7	5	155,37	14	435,03
7-8	6.5	201,98	20,5	637,01
8-9	6.5	201,98	27	838,99
9-10	5.5	170,90	32,5	1009,89
10-11	4.5	139,83	37	1149,72
11-12	5.5	170,90	42,5	1320,63
12-13	7	217,52	49,5	1538,14
13-14	7	217,52	56,5	1755,66
14-15	5.5	170,90	62	1926,56
15-16	4.5	139,83	66,5	2066,39
16-17	5	155,37	71,5	2221,76
17-18	6.5	201,98	78	2423,74
18-19	6.5	201,98	84,5	2625,72
19-20	5.0	155,37	89,5	2781,09
20-21	4.5	139,83	94	2920,92
21-22	3	93,22	97	3014,14
22-23	2	62,15	99	3076,29
23-24	1	31,07	100	3107,36

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Ighrem est de **$217,52\text{m}^3/\text{h}$** et survient entre midi et 14h.

Tableau II.26: Variation du débit horaire –Tiksiridene-

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=861,29 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	8,61	1	8,61
1-2	1	8,61	2	17,23
2-3	1	8,61	3	25,84
3-4	1	8,61	4	34,45
4-5	2	17,23	6	51,68
5-6	3	25,84	9	77,52
6-7	5	43,06	14	120,58
7-8	6.5	55,98	20,5	176,56
8-9	6.5	55,98	27	232,55
9-10	5.5	47,37	32,5	279,92
10-11	4.5	38,76	37	318,68
11-12	5.5	47,37	42,5	366,05
12-13	7	60,29	49,5	426,34
13-14	7	60,29	56,5	486,63
14-15	5.5	47,37	62	534,00
15-16	4.5	38,76	66,5	572,76
16-17	5	43,06	71,5	615,82
17-18	6.5	55,98	78	671,81
18-19	6.5	55,98	84,5	727,79
19-20	5.0	43,06	89,5	770,85
20-21	4.5	38,76	94	809,61
21-22	3	25,84	97	835,45
22-23	2	17,23	99	852,68
23-24	1	8,61	100	861,29

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Tiksiridene est de **60,29 m^3/h** et survient entre midi et 14h.

Tableau II.27: Variation du débit horaire -M'Chedallah-

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=14979,35\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	224,69	1	224,69
1-2	1.5	224,69	2	449,38
2-3	1.5	224,69	3	674,07
3-4	1.5	224,69	4	898,76
4-5	2.5	374,48	6	1273,24
5-6	3.5	524,28	9	1797,52
6-7	4.5	674,07	14	2471,59
7-8	5.5	823,86	20,5	3295,46
8-9	6.25	936,21	27	4231,67
9-10	6.25	936,21	32,5	5167,88
10-11	6.25	936,21	37	6104,09
11-12	6.25	936,21	42,5	7040,29
12-13	5	748,97	49,5	7789,26
13-14	5	748,97	56,5	8538,23
14-15	5.5	823,86	62	9362,09
15-16	6	898,76	66,5	10260,85
16-17	6	898,76	71,5	11159,62
17-18	5.5	823,86	78	11983,48
18-19	5	748,97	84,5	12732,45
19-20	4.5	674,07	89,5	13406,52
20-21	4	599,17	94	14005,69
21-22	3	449,38	97	14455,07
22-23	2	299,59	99	14754,66
23-24	1.5	224,69	100	14979,35

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour M'Chedallah est de **936,21 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II.28: Variation du débit horaire -Raffour-

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=5263,27\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	78,95	1	78,95
1-2	1.5	78,95	2	157,90
2-3	1.5	78,95	3	236,85
3-4	1.5	78,95	4	315,80
4-5	2.5	131,58	6	447,38
5-6	3.5	184,21	9	631,59
6-7	4.5	236,85	14	868,44
7-8	5.5	289,48	20,5	1157,92
8-9	6.25	328,95	27	1486,87
9-10	6.25	328,95	32,5	1815,83
10-11	6.25	328,95	37	2144,78
11-12	6.25	328,95	42,5	2473,74
12-13	5	263,16	49,5	2736,90
13-14	5	263,16	56,5	3000,06
14-15	5.5	289,48	62	3289,54
15-16	6	315,80	66,5	3605,34
16-17	6	315,80	71,5	3921,14
17-18	5.5	289,48	78	4210,62
18-19	5	263,16	84,5	4473,78
19-20	4.5	236,85	89,5	4710,63
20-21	4	210,53	94	4921,16
21-22	3	157,90	97	5079,06
22-23	2	105,27	99	5184,32
23-24	1.5	78,95	100	5263,27

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour Raffour est de **328,95 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II.29: Variation du débit horaire -Chorfa-

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=8930,29\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	133,95	1	133,95
1-2	1.5	133,95	2	267,91
2-3	1.5	133,95	3	401,86
3-4	1.5	133,95	4	535,82
4-5	2.5	223,26	6	759,07
5-6	3.5	312,56	9	1071,63
6-7	4.5	401,86	14	1473,50
7-8	5.5	491,17	20,5	1964,66
8-9	6.25	558,14	27	2522,81
9-10	6.25	558,14	32,5	3080,95
10-11	6.25	558,14	37	3639,09
11-12	6.25	558,14	42,5	4197,24
12-13	5	446,51	49,5	4643,75
13-14	5	446,51	56,5	5090,27
14-15	5.5	491,17	62	5581,43
15-16	6	535,82	66,5	6117,25
16-17	6	535,82	71,5	6653,07
17-18	5.5	491,17	78	7144,23
18-19	5	446,51	84,5	7590,75
19-20	4.5	401,86	89,5	7992,61
20-21	4	357,21	94	8349,82
21-22	3	267,91	97	8617,73
22-23	2	178,61	99	8796,34
23-24	1.5	133,95	100	8930,29

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Chorfa est de **558,14 m^3/h** et survient entre 8h et midi.

Conclusion :

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2030, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des bâches d'eau ainsi que le dimensionnement de l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

CHAPITRE III :
ETUDE D'ADDUCTION

Introduction :

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation ; dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

Ce chapitre sera consacré à l'étude de détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale.

III.1 : Types d'adduction :

Selon leurs fonctionnements hydrauliques les adductions sont classées en trois parties :

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

III.1.1 : Adduction gravitaire :

Dans ce cas le transport ou l'écoulement de l'eau est engendré par la force qui est due à la gravité qui est en même conditionnée par la topographie. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Dans ce genre d'adduction on distingue deux types d'écoulement, à surface libre et en charge.

- Ecoulement à surface libre :

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale (*Figure III.1*).

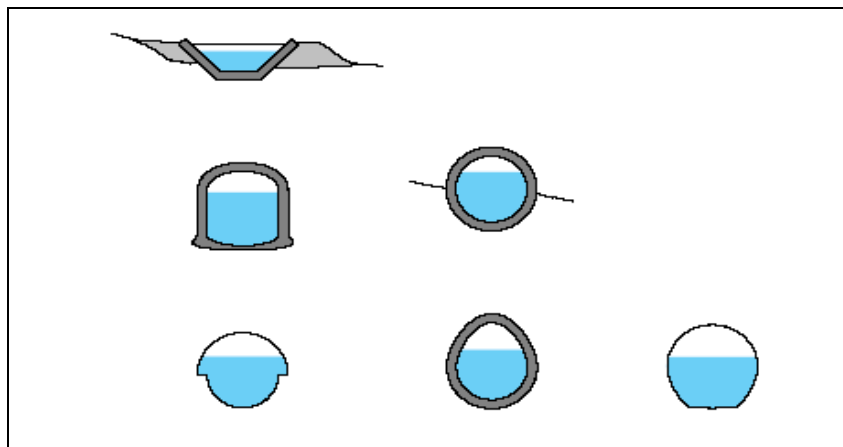


Figure III.1: Quelques formes des canaux.

➤ **Ecoulement en charge :**

L'eau remplit totalement la conduite et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

III.1.2 : Adduction par refoulement :

L'écoulement dans ce type est assuré par une pression engendrée par des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée

III.1.3 : Adduction mixte :

Dans certains cas, la topographie impose une adduction mixte, refoulement-gravitaire. Ce pourra être le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est importante, ce qui suppose un profil accidenté. Dans ce type des adductions l'écoulement est en charge.

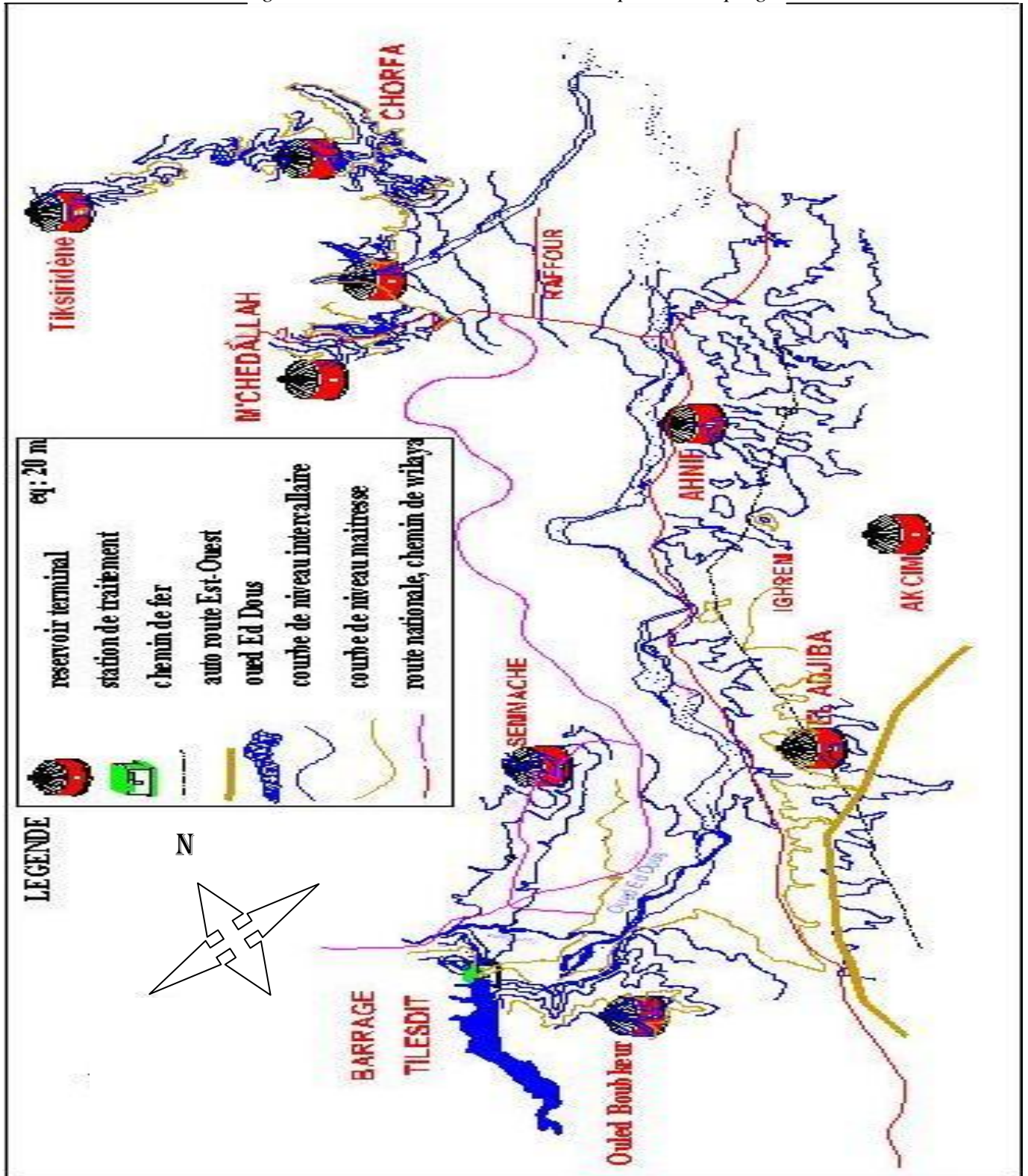
III.2 : Etude des variantes :

Pour la détermination de la variante la plus économique bien sur qu'elle doit répondre aux exigences techniques, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

- Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Il y a lieu d'éviter, en effet les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- De plus en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour s'opposer aux effets du coup de Bélier n'ont pas été suffisantes, il peut apparaître en ces points hauts, en régime transitoire, par la suite de la dépression régnant dans la conduite une cavitation pouvant occasionner des éclatements au cours de la phase de surpression qui succède.

La Figure III.2 nous montre la situation des sites à desservir et le point de captage (la station de traitement TILES-DIT). Le levé topographique est obtenu à partir des cartes d'état major de la région concernée (M'Chedallah 31-V-53 Est ech 1/50000, M'Chedallah 31-V-53 Ouest ech 1/25000 et M'Chedallah 31-V-54 Est ech 1/25000).

Figure III.2 : Les sites à desservir et le point de captage .



III.3 : Proposition des variantes :

III.3.1 : Analyse des variantes :

Notre l'aire d'étude est allongé suivant l'axe du barrage (TILESDIT) jusqu'à M'Chedallah, ou on va rencontrer un terrain accidenté, pour cela on a divisé l'aire d'étude en deux zones, qui sont illustrées dans l'annexe III.1. Le levé topographique ainsi que les ouvrages hydrauliques existants (stations de pompage, réservoirs), peuvent être exploitables, nous ont permis de proposer deux (02) tracés (variantes) pour chacune des zones, sur lesquelles les réservoirs sont implantés à des cotes bien déterminées d'après l'étude du réseau pour chaque agglomération. Pour suite, une seule variante sera retenue. La *Figure III.3* et *Figure III.4* illustre la première et la deuxième variante respectivement de la première zone.

➤ La première zone :

Pour le choix du tracé, notre zone à alimenter est allongée le long de la vallée SAHEL. Le site est une suite des agglomérations sur deux bondes de terre par rapport à l'oued Ed Dous (bonde droite et bonde gauche). Un pourcentage considérable des habitants sur la bonde droite (75,98%) et de (24,02%) (les pourcentages sont calculés par rapport au nombre d'habitants de la première zone) sur l'autre bonde. Une route nationale (N°5) suivant l'oued (sur la bonde droite), un chemin de wilaya (N°98) (sur la bonde gauche), et surtout les terres à gauche de l'oued sont à caractère agricole. Pour cela, il faut suivre les routes existantes pour faciliter la réalisation, en bénéficiant ainsi de traversés réalisés (ponts et ses protections à travers des oueds et routes, des galeries à travers des voies ferrés). On a comme ouvrages hydrauliques existants le réservoir terminal (Akcim) et la station de pompage SPI.

➤ La station de pompage SPI :

-SPI qui se situe juste après la station de traitement d'altitude 400,20 m, tel qu'elle reçoit les eaux traitées, en les injectant dans différentes adductions de différentes destinations (une vers BOUIRA ville de capacité 12 325,86 m³/j, l'autre vers le sud de wilaya de Bouira de capacité 8 147,06 m³/j). Pour chaque adduction citée, a son propre bâtiment et un groupement électropompe qui convient, c'est le cas pour notre adduction, un bâtiment contenant un groupe électropompe sera implanté dans SPI. Ce qui fait notre station sera sous la gestion de l'équipe SPI elle-même.

✓ **Variante N°I :**

La canalisation commence à partir de réservoir tampon, traversant l'oued Barber et suivant le chemin de wilaya (N°98) jusqu'à SPII (station de pompage existante à la deuxième zone). Les piquages (Ouled Boubkeur, El Adjiba, Akcim et Ahnif) sont traversés l'oued Ed Dous et la RN°5.

✓ Variante N°II :

La canalisation commence à partir de réservoir tampon traversant l'oud et la RN°5 en deux fois, tel que les piquages sont courts sans aucune franchise. Elle arrive jusqu'à SPII.

✚ Remarque : SPI refoule vers le réservoir tampon. La majorité des réservoirs terminaux (Semmache, Ouled Boubkeur et Akcim) sont à des niveaux élevés par rapport à la station de traitement, pour le gain de l'énergie électrique on a installé ce réservoir qui est le plus élevé.

➤ La deuxième zone :

Les réservoirs de la deuxième zone (M'Chedallah, Raffour, Chorfa et Tiksiridene) à des emplacements aléatoires, sont alimentés par la SPII (existante). La région est connue par un relief accidenté, d'où une station de pompage ou plus sont nécessaires. Avant de désigner les tracés possibles de la conduite, on a comme ouvrages hydrauliques existants un réservoir (Tiksiridene) et une station de pompage SPII.

➤ La station de pompage SPII :

SPII qui se situe à chef lieu de daïra M'Chedallah d'altitude 370,70 m. La station est destinée pour combler les besoins d'une région montagneuse, (Ighil Hemmad) au dessus de M'Chedallah ville, par des forages situés à la vallée (M'Chedallah), par la suite la région a été bénéficiée d'un autre projet d'AEP, INSER ABERKANE (commune de saharidj), et par conséquent la SPII reste sans fonctionnement jusqu'à ce jour. Le groupement électropompe a été endommagé et la bêche d'aspiration est inutile car elle est pleine de fissures.

✓ Variante N°I :

SPII injecte le débit de la deuxième zone dans une seule conduite qui se termine dans un réservoir d'accumulation (Tiksiridene) par l'intermédiaire d'une station de pompage SPIII qui est au niveau du terrain 544.00 m, les agglomérations de la zone seront alimentés par gravité à partir de ce réservoir. La canalisation suit les pistes agricoles de la région pour facilité la réalisation et d'éviter de trancher les champs privés.

✓ Variante N°II :

La deuxième variante insiste de refouler un débit propre de chaque réservoir (M'Chedallah, Raffour et Chorfa), une station de pompage SPIII sera installée auprès de réservoir de Chorfa à une cote de 544 m qui va recevoir le débit de Tiksiridene, en le refoulant vers son réservoir.

Figure III.3 : Schéma explicatif de la première variante proposée pour la première zone.

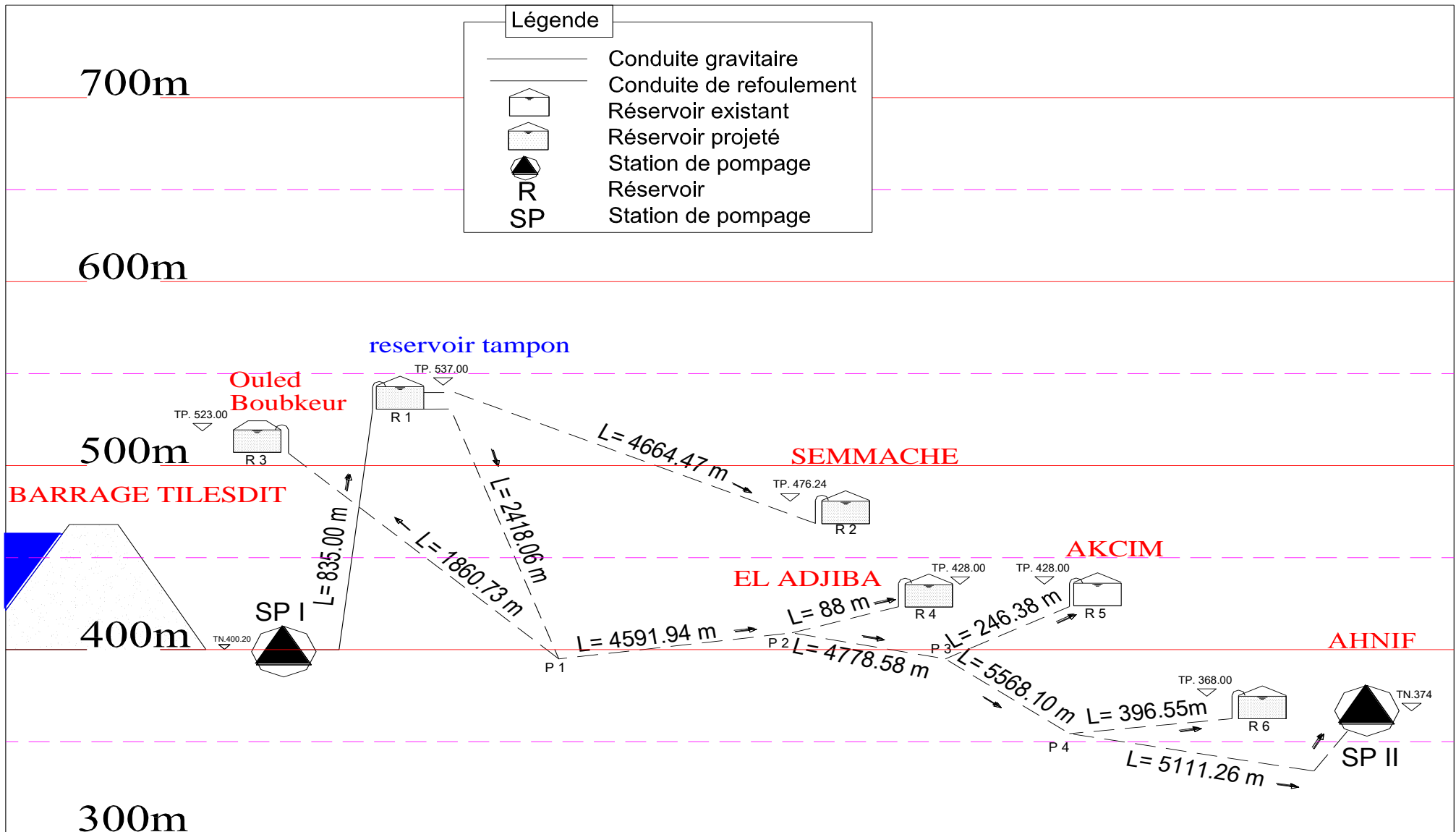


Figure III.4 : Schéma explicatif de la deuxième variante proposée pour la première zone.

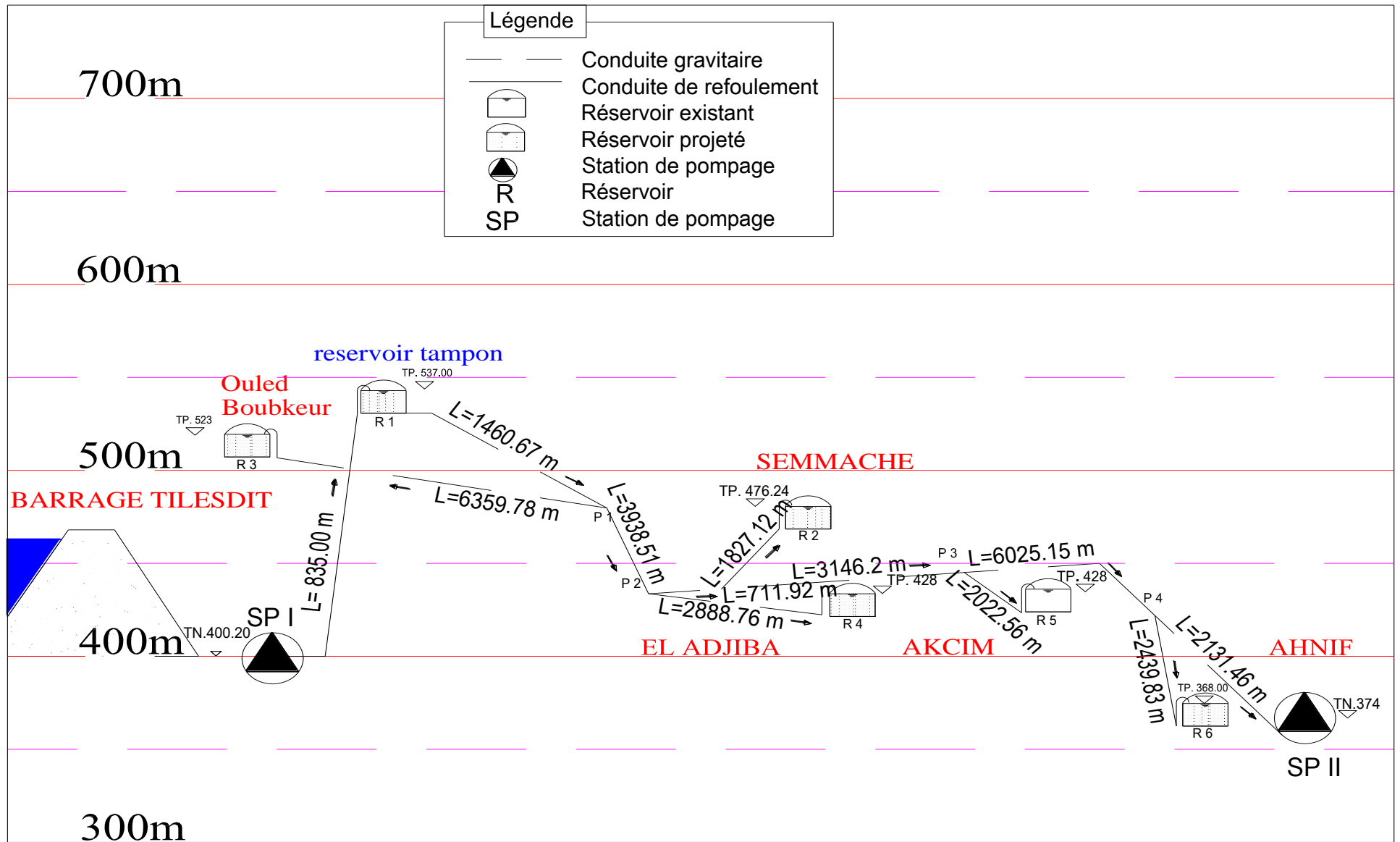


Figure III.5 : Schéma explicatif de la première variante proposée pour la deuxième zone.

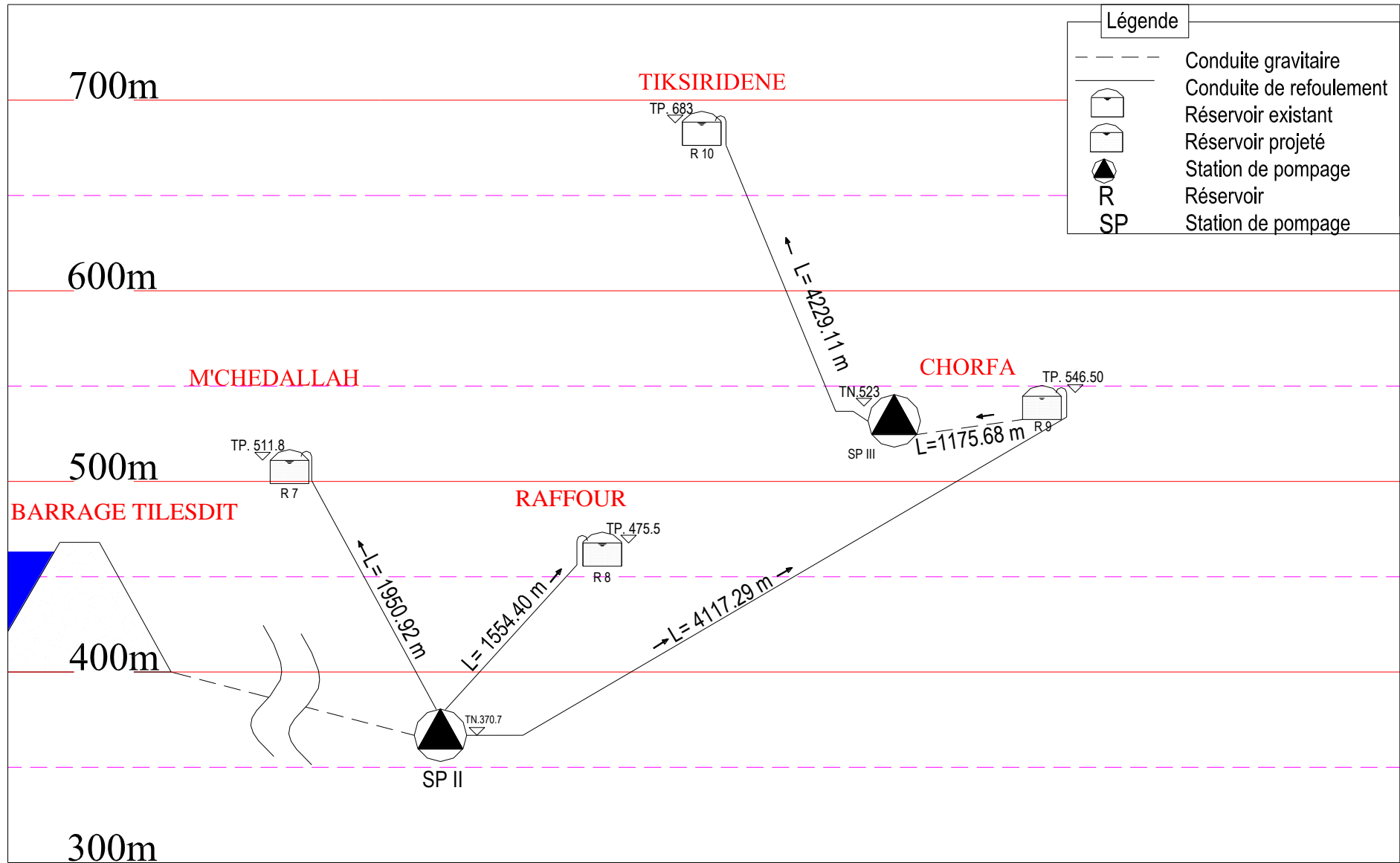
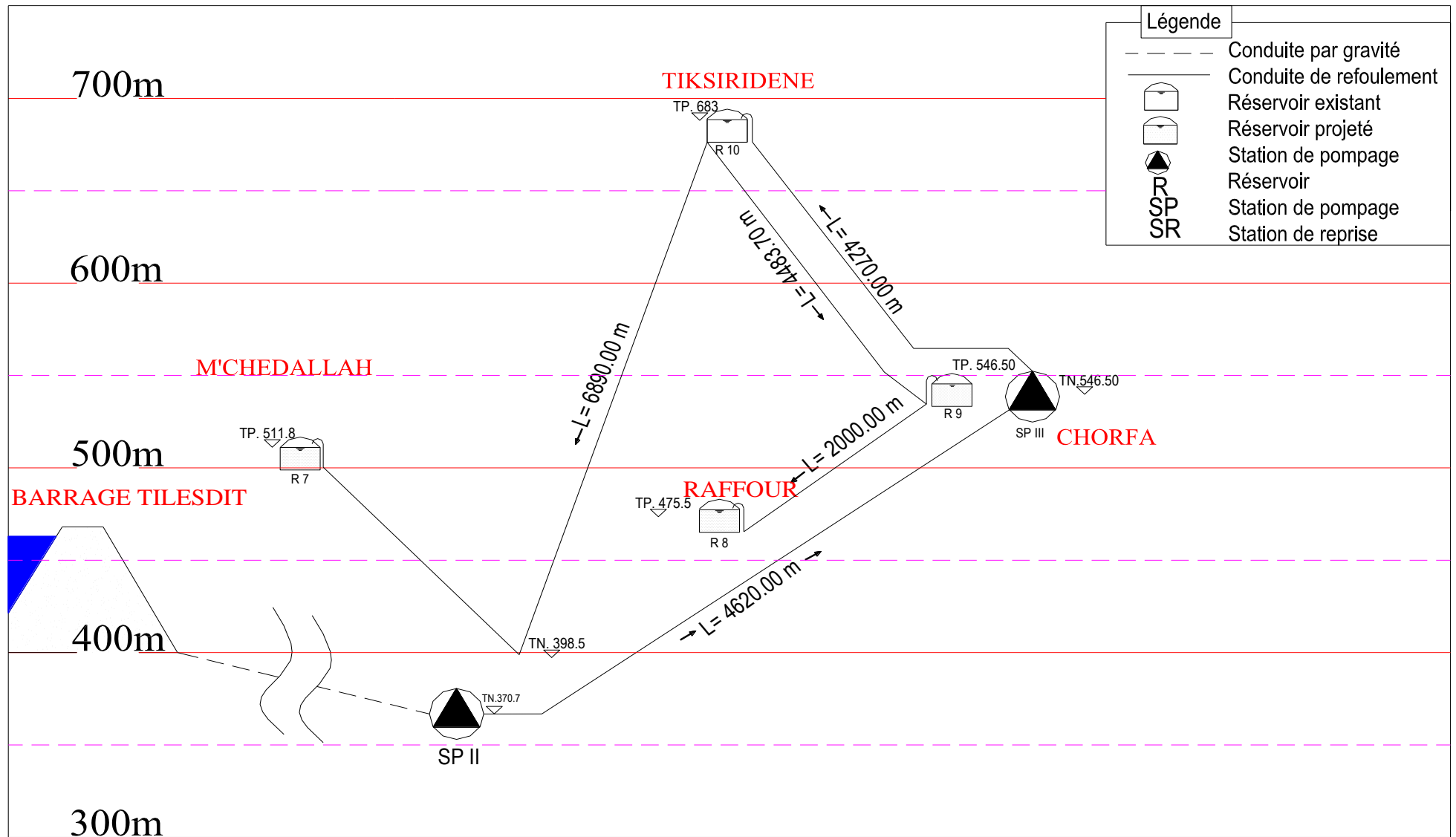


Figure III.6 : Schéma explicatif de la deuxième variante proposée pour la deuxième zone.



III.3.2 : Choix de la variante :

- ✓ La première zone :

Les deux variantes présentent des tracés différents, pour :

- ❖ La première variante, le tracé sur une longueur de **30 565.07 m**, ce tracé a connu des franchissements dont on peut citer :
 - La route nationale N°5 en quatre (04) fois.
 - Le chemin de wilaya N°98 en une (01) seule foi.
 - La voie ferrée en quatre (04) fois.
 - L'oued BARBAR en une (01) seule foi.
 - L'oued Ed Dous en deux (02) fois.
- ❖ La deuxième variante présente, le tracé sur une longueur de **33 786.96 m**, ce tracé a connu des franchissements dont on peut citer :
 - La route nationale N°5 en deux (02) fois.
 - Le chemin de wilaya N°98 en trois (03) fois.
 - La voie ferrée en une (01) seule foi.
 - L'oued BARBAR en une (01) seule foi.
 - L'oued Ed Dous en quatre (04) fois.

Le tableau III.1 nous permet de comparer entre les franchissements sur échelle du cout.

Tableau III.1 : Comparaison entre les franchissements.

Franchissement	La première variante	La deuxième variante
- L'oued Ed Dous.	2	4
- L'oued BARBAR.	1	1
- La voie ferrée.	4	1
- La route nationale N°5.	4	2
- Le chemin de wilaya N°98.	1	3

La franchise la plus couteuse est celle de l'oued, proportionnellement à l'état de l'oued, on cite que l'oued Ed Dous a des apports importants, d'où le barrage TILES DIT est implanté.

La première variante présente un linéaire de la conduite moins de **3 221.89 m** par rapport celui de la deuxième variante.

En conclusion; la première variante est la mieux-disante, c'est la variante la plus avantageuse.

Les figures III.5 et III.6 illustrent les tracés détaillés de la 1^{ère} et 2^{ème} variante respectivement.

Figure III.7 : Tracé détaillé de la première variante pour la première zone.

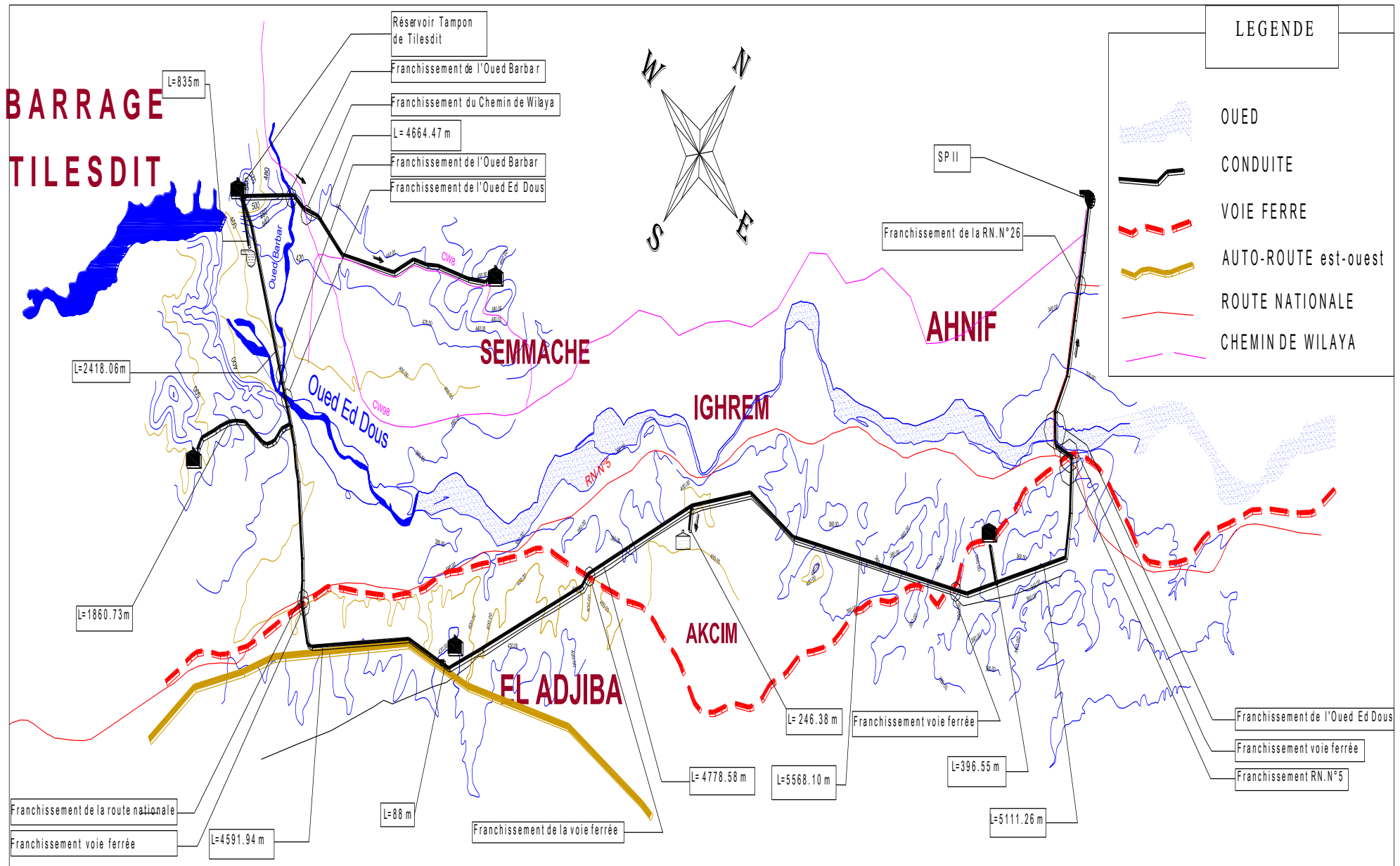
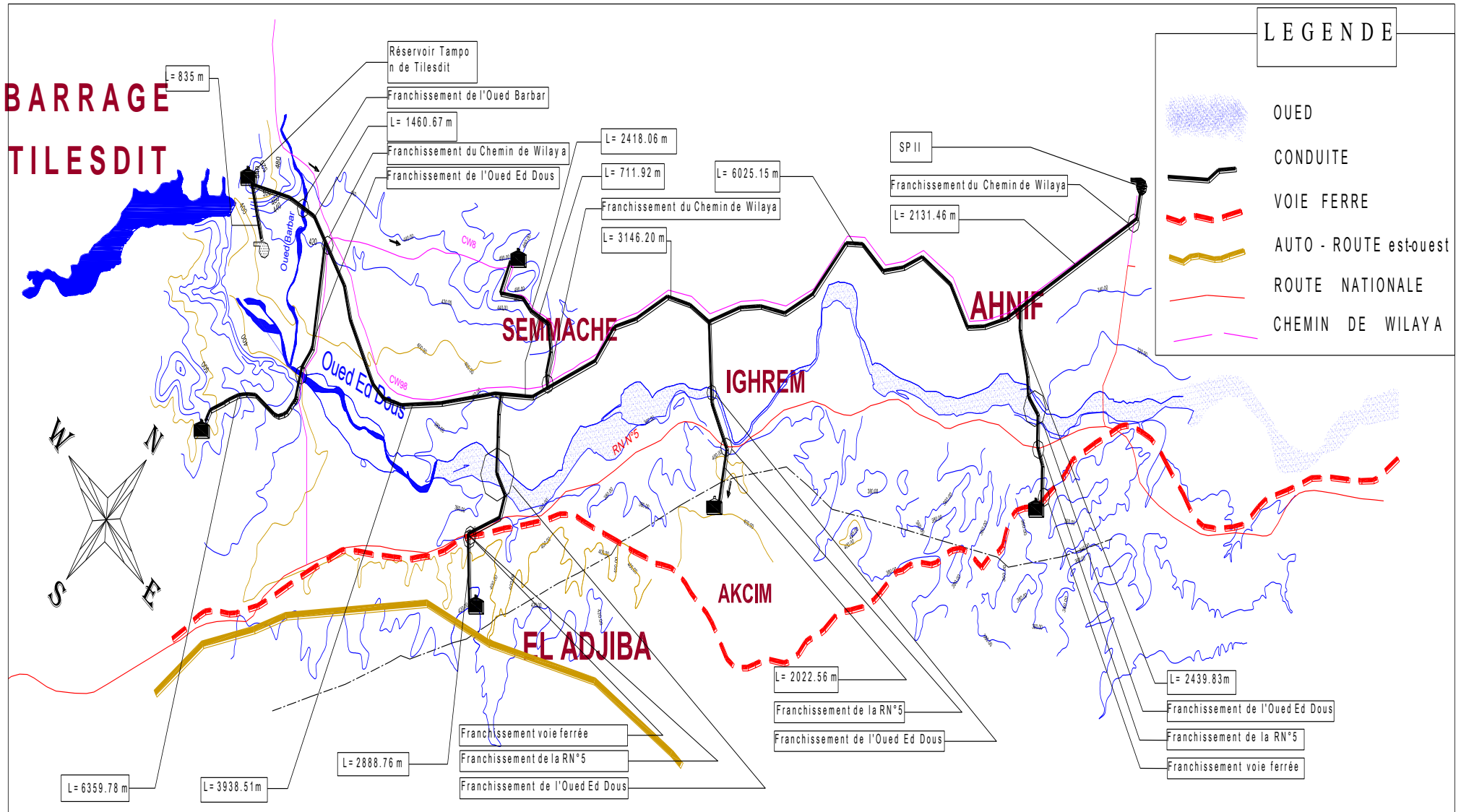


Figure III.8 : Tracé détaillé de la deuxième variante pour la première zone.



✓ La deuxième zone :

Cette deuxième zone sera alimentée par SPII, qui reçoit son débit par l'adduction gravitaire (la 1^{ère} zone), pour cela on a proposé deux variantes qui sont :

❖ La première variante :

Les réservoirs (M'Chedallah, Raffour, Chorfa) seront alimentés par SPII, de cote du terrain 370.70 m, SPII injecte un débit dans une conduite pour chaque réservoir par conséquent on aura trois sorties de conduites de SPII, la raison est consiste sur la topographie de la région ainsi la répartition des habitats tel que SPII est implantée en milieu de la partie inférieure de l'agglomération M'Chedallah, pour cela on est obligé de suivre des piste de moins trafic (agricoles). Le réservoir Tiksiridene sera alimenté par SPIII, qui reçoit son débit de réservoir Chorfa. SPIII est de cote du terrain 544.00 m. Les réservoirs M'Chedallah, Raffour, Chorfa et Tiksiridene sont à des cotes de trop plein respectivement 511.80 m, 475.50 m, 546.50 m, 683.00 m. Le tracé est de linéaire **13 027.40 m**, il a connu deux franchissements à travers de l'oued Ouakour, SPII vers le réservoir Raffour et SPII vers le réservoir Chorfa, un autre franchissement à travers RN°30 de SPII vers le réservoir M'Chedallah.

❖ La deuxième variante :

Les réservoirs (M'Chedallah, Raffour et Chorfa) seront alimentés par le réservoir d'accumulation Tiksiridene, ce dernier est alimenté par SPII (TN 370.70 m) par l'intermédiaire la station de reprise SR (TN 544.00 m). Le réservoir d'accumulation alimente les réservoirs cités ainsi l'agglomération Tiksiridene (distribution). Le tracé set de linéaire **22 263.70 m**, il a connu aussi des franchissements, à travers l'oued Ouakour ; deux traversés par la conduite de SPII vers SR et l'autre par le réservoir Tiksiridene vers M'Chedallah.

- Les deux variantes contiennent mêmes ouvrages hydrauliques (réservoirs, stations de pompage et les traversés) mais de linéaires différents, tel que la 2^{ème} dépasse la 1^{ère} de **9 236.30 m**.

En conclusion; la première variante est la mieux-disante, c'est la variante la plus avantageuse.

Les figures III.7 et III.8 illustrent les tracés détaillés de la 1^{ère} et 2^{ème} variante respectivement.

Figure III.9 : Tracé détaillé de la première variante pour la deuxième zone.

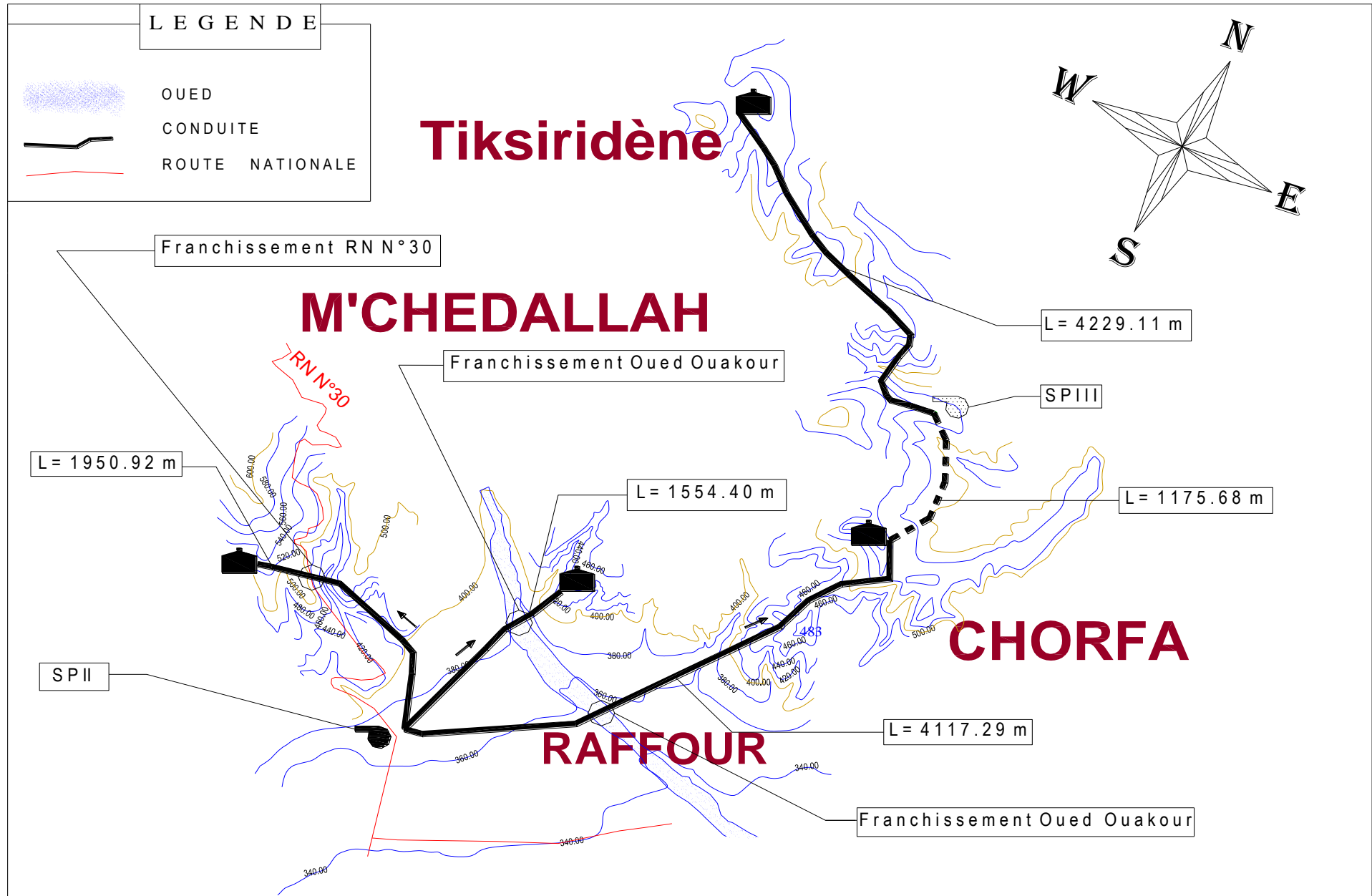
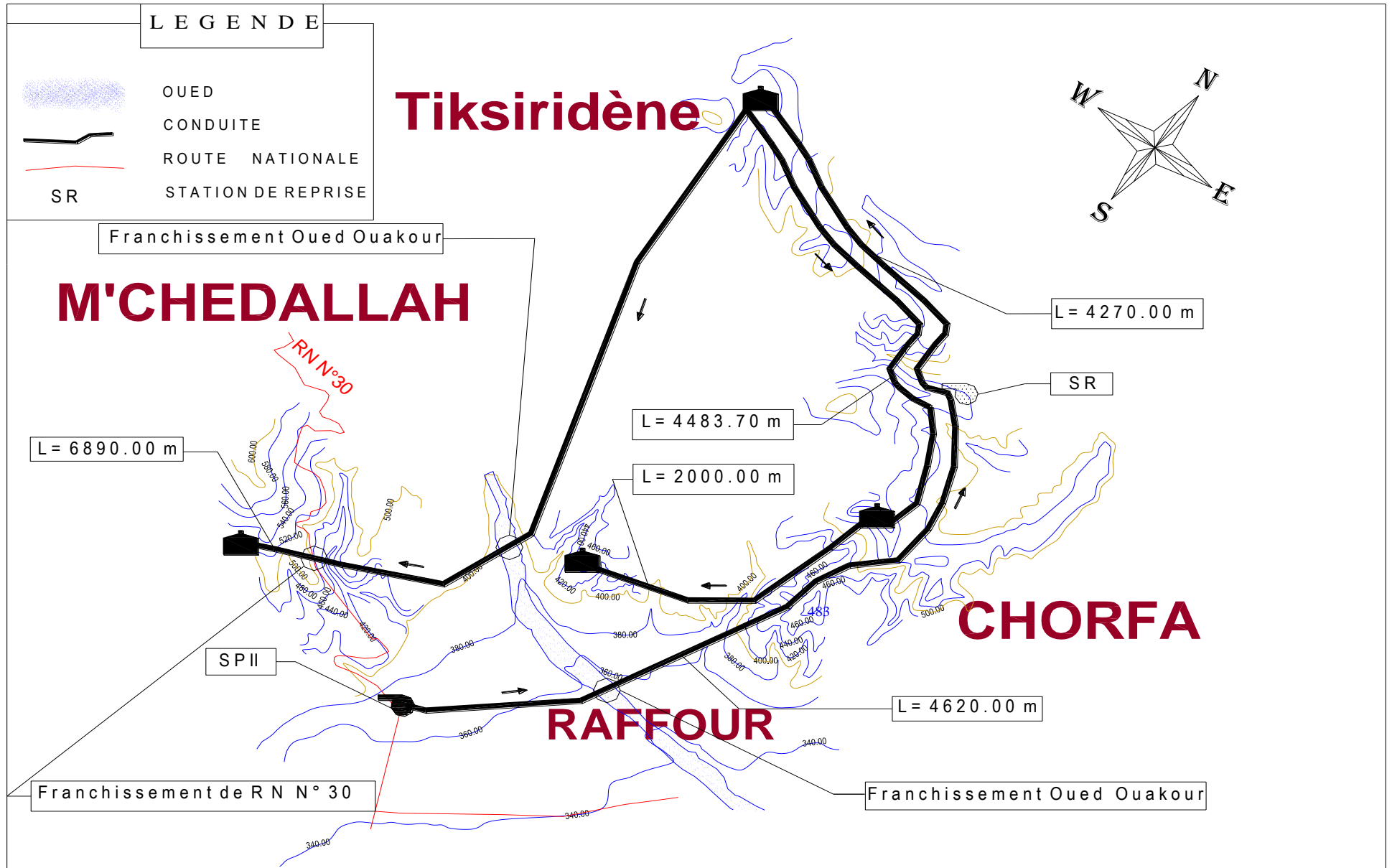


Figure III.10 : Tracé détaillé de la deuxième variante pour la deuxième zone.



III.4 : Dimensionnement des conduites d'adduction :

III.4.1 : Choix des diamètres :

Le choix du diamètre de la conduite se fait en fonction du débit. Il est conditionné par la vitesse d'écoulement recommandée par les raisons économique et les diamètres normalisés disponibles sur le marché. Dans l'objectif d'éviter la cavitation dans les conduites, d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau et d'éviter les phénomènes de dépôt. En citant bien que la canalisation sera enterrée dans de tranchés et des traversés à terrains différents (traversant des oueds et des terrains agricoles) qui fait soumettre la conduite aux charges extérieures, ainsi qu'elle doit résister aux différentes pressions intérieures (la pression de service normal et les pressions engendrées par le changement brusque du régime d'écoulement ; coups de bélier), on trouve comme pressions :

- Dans le domaine hydraulique : [2]
 - La pression dynamique, est une relative, elle est supportée effectivement par une canalisation bien déterminer pour un régime donné de fonctionnement.
 - La pression de service, est la pression dynamique supportée par la conduite lors l'installation est à un seul régime de fonctionnement.
 - La pression statique, est la pression supportée par la conduite à débit nul. Suivant les installations, elle est supérieure ou inférieure à la pression dynamique.
 - La pression maximale de service (PMS), est la pression dynamique la plus élevée en régime de fonctionnement permanent (sans coups de bélier).
 - La pression maximale de fonctionnement (PMF), est la PMS augmentée de coups de bélier.
- Dans le domaine du matériel hydraulique :
 - La pression nominale (PN), est la pression servant de déterminer les dimensions de la conduite à une température donnée.
 - La pression d'épreuve à l'usine (PEU), pour l'amiante-ciment, on l'appelle classe et pour le PVC, on parle de pression de rupture.
 - La pression maximale admissible (PMA), certains praticiens l'appelle PET, elle correspond à la pression pour laquelle la conduite est vendue.

Pour ces raisons là, on est imposé par le choix du matériau de la tuyauterie qui devait être répondre aux exigences. On trouve comme matériaux utilisables, le béton armé, la fonte, l'acier, l'amiante ciment, PEHD et PVC (**P**oly**C**hlorure de **V**inyle). Dans notre cas, on opte à l'utilisation des matériaux usuellement demandés qui sont, la fonte ductile et le PEHD (**P**oly**E**thylène à **H**aute **D**ensité). Plusieurs critères doivent être pris en considération pour le choix d'un matériau. Il y a deux types de critères différents, les critères techniques et les critères financiers.

- Pour les critères techniques, on trouve principalement :
 - Les pressions de service et maximale.

- La qualité des revêtements intérieurs et extérieurs.
 - Pour le revêtement intérieur, il s'agit de vérifier qu'il permet de transporter l'eau, dans des conditions sanitaires répondant aux normes de potabilité.
 - Pour le revêtement extérieur, il s'agit là de vérifier qu'il protège le tuyau contre les agressions extérieures, principalement les attaques chimiques et électrochimiques, sources de corrosion.
- Les charges statiques et dynamiques dues au poids des terres et aux trafics usuels qui peuvent, suivant les cas, être importants. Il est donc nécessaire d'y prêter attention et de le préciser lors de la demande.
- La méthode de pose, parfois imposée, peut également être prédominante sur le choix du matériau (travaux sans tranchée : type cracking).
 - Pour les critères financiers, on considère :
 - les coûts du transport, du levage, de montage, ... qui peuvent être différents d'un matériau à un autre.
 - les coûts de l'outillage et de la logistique nécessaires au chantier.
 - les frais d'excavation et de remblayage qui peuvent également être différents en fonction du choix du tuyau (Diamètre extérieur, technique de pose, ...).

Il y a également les frais d'exploitation et d'entretien qui seront supportés pendant toute la durée de vie de la conduite :

- Il y a d'abord les frais d'une éventuelle réparation. L'importance de ces frais, imputables à la corrosion, à la stabilité du terrain ou encore aux travaux des autres services publics doit être prise en considération
- Le type de matériau existant déjà sur le réseau est également un élément de choix. La multiplication des types de matériau sur un réseau implique des frais d'exploitation supplémentaire, de stockage de pièces de réparation et de raccordement, de formation sur la pose des tuyaux.
- Les frais de surveillance et d'entretien préventif (recherche de fuite, par exemple) doivent être pris en considération.
 - Pour la **fonte ductile** : [1]

Ce tube a subi de nombreuses évolutions, principalement dans ses revêtements intérieurs et extérieurs. Il existe d'ailleurs aujourd'hui, plusieurs types de revêtements intérieurs et extérieurs.

Types de revêtements :

Revêtements intérieurs	Polyuréthane (PUR) Ciment
Revêtements extérieurs	Zingage Polyuréthane (PUR) Polyéthylène (PE) Ciment

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- Une bonne connaissance du produit posé depuis très longtemps,
- Une bonne résistivité aux mouvements du sol,

- Une excellente résistance mécanique.

Ces principaux défauts sont :

- Un poids élevé.
 - Un prix relativement élevé.
 - Une structure multicouche.
 - Une sensibilité à la corrosion.
- Pour le **PEHD**, on a les avantages et les inconvénients suivants :

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- La résistance à la corrosion.
- La légèreté.
- La souplesse.
- Le faible prix.

Ces principaux défauts sont :

- Un raccord nécessitant certaines précautions.
- Une légèrement moins bonne résistance mécanique.

Donc, le choix du matériau dépend principalement de l'aspect technico-économique de la conception.

D'un point de vue économique, pour les diamètres supérieurs à 400 mm, il est préférable de prévoir des conduites en fonte ductile plutôt qu'en PEHD. D'un point de vue technique, la conduite doit résister à la pression de service. Les conduites en fonte ductile sont caractérisées par une pression nominale de 25 bars, ce qui oriente notre choix vers ce type de matériau notamment lorsqu'il s'agit de pression supérieure à la pression nominale des conduites en PEHD (16 bars) pour les faibles diamètres. Dans notre projet, on prévoit des conduites en fonte ductile caractérisées par une pression nominale de 25 bars pour le tracé principal, et des conduites en PEHD caractérisées par une pression nominale de 16 bars pour les tronçons de desserte.

III.4.2 : Adduction par refoulement :

Pour la partie de refoulement le diamètre est déterminé en fonction des calculs économiques, qui visent à minimiser :

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

III.4.2.1 : Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements : [3]

Pour élever un débit connu à une hauteur manométrique donnée, il existe une infinité de solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de la canalisation de refoulement, c'est-à-dire aux pertes de charge générées qui majorent la puissance d'élévation théorique nécessaire. Par contre, si l'on tient compte, d'une part, de l'investissement de la conduite qui croît avec le diamètre et, d'autre part, du coût proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe (énergie

théorique d'élévation) et une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, on peut déterminer un **diamètre optimal au sens économique**.

Bresse a proposé l'approche qui suppose que le prix de revient d'une canalisation pouvait s'écrire :

$$P1 = K1 * DL$$

Avec : D : diamètre,
L : longueur.

Cela est approximativement vrai pour des longueurs de canalisation réduites. Il a posé que le prix de revient de la station élévatoire (investissement + dépenses d'exploitation actualisées) pouvait s'écrire :

$$P2 = K2 N$$

Avec : N : puissance de la station.

Le **prix global** serait donc : $P = P1 + P2 = K1 * DL + K2 * N$

Par un calcul de minimisation, il obtient la valeur optimale :

$$D = \left(\frac{8}{\pi}\right)^{1/3} \left(\frac{1000 \alpha K_2}{15 K_1 \eta}\right)^{1/6} Q^{1/2}$$

Avec : η : rendement de la pompe,
 α : coefficient de Chézy.

En négligeant le facteur sous puissance 1/6, on obtient :

$$D = 1,37 \sqrt{Q}$$

En tenant compte des valeurs courantes de son époque, apparaissant dans le terme sous puissance 1/6,

Bresse a proposé :

$$D = 1,5 \sqrt{Q}$$

✚ Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petites longueurs de la conduite (≤ 1 Km). Cette formule fait ressortir que le diamètre économique ne dépend ni de H ni de L. par contre elle est très utile pour les études d'avant-projet sommaire. Le projet d'exécution (ou une étude de faisabilité) doit faire intervenir tous les paramètres en cause ainsi qu'une évaluation précise des investissements et des coûts d'exploitation, notamment de celui de l'énergie. Il faut également faire intervenir les facteurs de charge quotidiens ou saisonniers et les possibilités de modulation des tarifs de l'énergie

Messieurs **Vibert** et **Koch** ont affiné l'approche de Bresse et proposé :

$$D = 1,547 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ pour un pompage continu}$$

$$D = 1,35 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ pour 10 h par jour}$$

Avec : e : prix du kWh,

f : prix d'1 kg de fonte.

Maintenant que l'on dispose de moyens de calcul d'un accès et d'un emploi aisés, les formules affinées n'ont plus le même intérêt que naguère. La formule de Bresse garde sa signification pour une appréciation

en ordre de grandeur ; pour une détermination précise, il est recommandé de faire le calcul approprié pour chaque cas.

Suivant la même procédure que **Bresse, Bonnin** a proposé :

$$D = \sqrt{Q}$$

Munier a proposé par un calcul du diamètre de la conduite de refoulement, tel que :

$$D_{cal} = \sqrt[3]{0,02n \cdot Q}$$

n représente le nombre d'heure de pompage.

III.4.3 : Adduction gravitaire :

Le diamètre dans ce cas doit satisfaire certaines conditions de fonctionnement, qui sont comme suit :

- la charge résiduelle à l'extrémité aval de la conduite soit positive,
- l'épaisseur choisie supporte la pression engendrée par la topographie surtout dans le cas d'un siphon.

III.5 : Pertes de charge hydraulique dans les conduites :

III.5.1 : Perte de charge linéaire :

Les pertes de charge linéaires (Δh) dans une conduite de longueur (L) est donnée par la formule

universelle de **Darcy Weisbach** :
$$\Delta H_l = J * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

λ : Coefficient de frottement.

D : diamètre intérieur de la conduite.

g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

V : vitesse moyenne du liquide dans la conduite (m/s).

Sachant que la formule de la continuité nous donne $Q=V*S$, alors :
$$\Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g}$$

Si on tient compte du régime d'écoulement :
$$\Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\pi^2 D^m} \frac{Q^\beta}{g} = \frac{k' L Q^\beta}{D^m}$$

k' : coefficient de pertes de charges.

β : tient compte du régime d'écoulement,

m : tient compte du matériau de la conduite utilisée.

Le coefficient de frottement λ est défini par la formule de **Colebrook** : [3]

- En régime turbulent ($Re > 2000$) ;

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right)$$

- En régime laminaire ($Re \leq 2000$) ;

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

k : rugosité absolue moyenne de la paroi intérieure de la conduite en mm.

Re : nombre de Reynolds égale à : $\frac{V D}{\nu}$, (ν étant la viscosité cinématique du liquide).

Tableau.III.2 : Valeurs du coefficient k de la formule de Colebrook

Nature	k (en 10^{-4} m)
Fonte vieille.....	20
Fonte neuve sans revêtement.....	10
Fonte revêtue de ciment.....	5
Béton coulé.....	5
Fonte revêtue de ciment centrifugé.....	2,5
Béton centrifugé.....	2,5
Acier ou béton lisse.....	1
Fonte revêtue de ciment lisse.....	0,5
Béton précontraint.....	0,5
Amiante-ciment.....	0,25

Le nombre de Reynolds (Re) détermine le régime d'écoulement d'un fluide. Les différents régimes d'écoulements sont visualisés par le diagramme de Moody.

Une autre étude a été faite par M^f **Nikuradsé** pour la détermination de λ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2}$$

Avec : K_s est La rugosité absolue, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau, avec ;

$$K_s = K_0 + \alpha T$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs.

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

$\alpha = 0,04$ mm/an.

T: temps de service = 20 ans.

III.5.2 : Perte de charge singulière :

- Les pertes de charges singulières ou locales sont liées aux accessoires. Elles sont provoquées par des empêchements le long de parcours, plus ou moins brusques. Elles sont engendrées par la réorganisation de l'écoulement qui s'exprime sans référence au nombre de Reynolds (écoulement en charge). Cela pose une convention à définir dans l'évaluation de la perte de charge par voie expérimentale pour atteindre une approche correcte du coefficient de perte de charge.

Comme pour les pertes de charge linéaires, les pertes de charge singulières se traduisent par la relation :

$$J_s = \alpha \frac{v^2}{2g}$$

α : coefficient de perte de charge singulière.

III.5.3 : Hypothèses de calcul : [1]

- La viscosité cinématique prise pour le calcul du nombre de Reynolds est celle d'une eau à une température de 20°C, elle est déterminée par la formule de Poiseuille. A 20°C, la viscosité cinématique est égale à : 1,01022 E-06 m²/s. Dans la présente étude, en tenant compte du vieillissement des conduites et pour des raisons de sécurité hydraulique, nous optons pour les valeurs du coefficient de rugosité moyen suivantes :

- Pour les conduites neuves en fonte ductile le coefficient de rugosité K_0 est pris égal à 1 mm.
- Pour les conduites en PEHD :
 - 0,01 mm pour les conduites neuves de diamètre extérieur \leq à 200 mm,
 - 0,02 mm pour les conduites neuves de diamètre extérieur $>$ à 200 mm.

- Les pertes de charges singulières sont liées aux accessoires. Elles sont provoquées par des. Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires. Pour le notre cas on prendra :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

III.6 : Calcul du diamètre économique :**III.6.1 : Hauteur Manométrique Totale : [4]**

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mce) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (J_{asp} , J_{ref}).

$$H_{mT} = H_{geom.tot} + J_{asp} + J_{ref}.$$

III.6.2 : Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

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

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

III.6.3 : Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]}$$

Avec : t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20h$ (les pompes travaillent de 4^h jusqu'à 00^h).

P: puissance de la pompe en (kW).

III.6.4 : Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]}$$

Avec :E: énergie consommée par la pompe en (Kwh).

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ.

Tableau III.3: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

source SONELGAZ Sidi Aich, wilaya de Béjaia.

$$\text{Donc : } e = \frac{1,34 * 11 + 6,06 * 4 + 0,74 * 9}{24} \Rightarrow e = 1,29 \text{ DA}$$

III.6.5 : Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [\text{DA}]$$

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

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

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

Avec : i: Taux d'annuité annuel, (i = 8 % en algérie).

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

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

III.6.7 : Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

➤ SPI vers le réservoir tampon TILES-DIT :

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :

$$Q = 43\,848,48 \text{ m}^3/\text{j} = 0.609 \text{ m}^3/\text{s}. \text{ (sur } 20^{\text{h}}).$$

$$L = 835 \text{ m}.$$

$$H_g = 143.80 \text{ m}.$$

Avant de commencer le calcul économique, on calcule le diamètre par la formule de

- **Bresse** : $D = 1.5\sqrt{Q} \Rightarrow D = 1.5\sqrt{0.609} = 1.170\text{m} = 1170\text{mm}$
- **Bonnin** : $D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = \sqrt{0.609} = 0.780\text{m} = 780\text{mm}$
- **Munier** : $D = \sqrt[3]{1 + 0.02n} \sqrt{Q} \Rightarrow D = (1 + 0.02 * 20)\sqrt{0.609} = 1.093\text{m} = 1093\text{mm}$

Le diamètre de la conduite est autour de 700 mm donc la conduite est en fonte ductile et par hypothèses de calcul posées, on a : $K_s = K_0 + \alpha T \Rightarrow K_s = 1 + 0.04 * 20 = 1.4 \text{ mm}$

Par l'étude économique, on opte à des calculs pour le dimensionnement économique sont illustrés dans les tableaux : III-4, III-5, III-6 et III-7 :

Tableau III.4 : Calcul de la HMT

ϕ mm	V m/s	Re	λ	I m/m	L m	ΔH m	HMT m
100	77,580	7679477,5	0,043203089	132,52904515	835	127261,016	127391,576
150	34,480	5119651,7	0,037561039	15,17321338	835	14570,078	14700,638
200	19,395	3839738,8	0,034202453	3,27871405	835	3148,385	3278,945
250	12,413	3071791,0	0,031898118	1,00198516	835	962,156	1092,716
300	8,620	2559825,8	0,030183911	0,38103556	835	365,889	496,449
350	6,333	2194136,4	0,028840121	0,16844306	835	161,747	292,307
400	4,849	1919869,4	0,027747309	0,08312223	835	79,818	210,378
450	3,831	1706550,6	0,026834126	0,04460886	835	42,836	173,396
500	3,103	1535895,5	0,026054922	0,02557620	835	24,560	155,120
600	2,155	1279912,9	0,024784487	0,00977732	835	9,389	139,949
700	1,583	1097068,2	0,023781463	0,00434055	835	4,168	134,728
800	1,212	959934,7	0,022961016	0,00214950	835	2,064	132,624
900	0,958	853275,3	0,022272066	0,00115703	835	1,111	131,671
1000	0,776	767947,8	0,021681720	0,00066510	835	0,639	131,199
1100	0,641	698134,3	0,021167676	0,00040319	835	0,387	130,947

Tableau III.5 : Calcul de frais d'exploitation

ϕ mm	P Kwh	E=P*t*365	F _{exp} =E*e DA
100	773449,4068	5646180669	7283573063
150	89253,93848	651553750,9	840504338,7
200	19907,89566	145327638,3	187472653,5
250	6634,353391	48430779,75	62475705,88
300	3014,159203	22003362,18	28384337,21
350	1774,725064	12955492,97	16712585,93
400	1277,296641	9324265,483	12028302,47
450	1052,760124	7685148,902	9913842,083
500	941,7979222	6875124,832	8868911,034
600	849,6889873	6202729,608	8001521,194
700	817,9920883	5971342,244	7703031,495
800	805,2180684	5878091,899	7582738,55
900	799,4318699	5835852,651	7528249,919
1000	796,5639054	5814916,509	7501242,297
1100	795,0368981	5803769,356	7486862,469

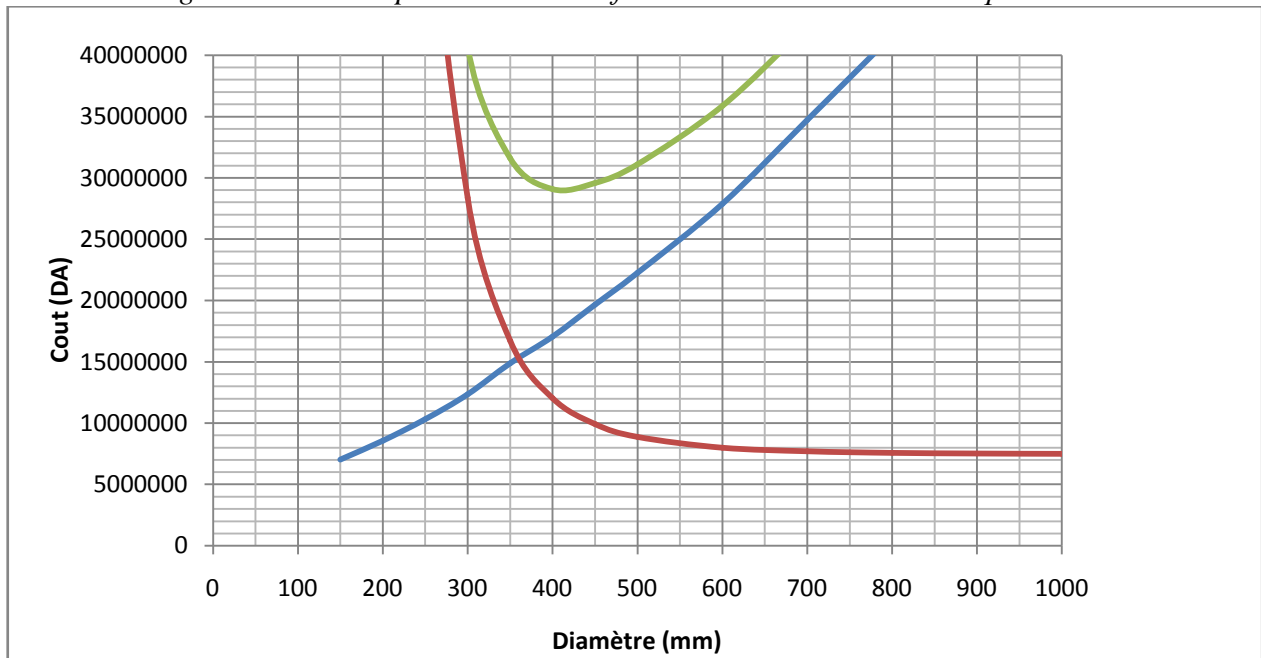
Tableau III.6 : Calcul des frais d'amortissement

ϕ mm	prix ml DA	L m	prix tot DA	F _{amotr} DA
100	6651	835	5553585	648825,3356
150	8413	835	7024855	820713,8097
200	10272	835	8577120	1002064,93
250	12359	835	10319765	1205658,145
300	14781	835	12342135	1441931,632
350	17820	835	14879700	1738395,351
400	20425	835	17054875	1992521,046
450	23546	835	19660910	2296984,115
500	26632	835	22237720	2598032,828
600	33383	835	27874805	3256613,468
700	41577	835	34716795	4055963,16
800	49898	835	41664830	4867702,089
900	58827	835	49120545	5738753,272
1000	68591	835	57273485	6691261,253
1100	79089	835	66039315	7715373,171

Tableau III.7: bilan des frais d'exploitation et d'investissement

φ mm	F investi DA	F expl DA	BILAN DA
100	5553585	7283573063	7289126648
150	7024855	840504338,7	847529193,7
200	8577120	187472653,5	196049773,5
250	10319765	62475705,88	72795470,88
300	12342135	28384337,21	40726472,21
350	14879700	16712585,93	31592285,93
400	17054875	12028302,47	29083177,47
450	19660910	9913842,083	29574752,08
500	22237720	8868911,034	31106631,03
600	27874805	8001521,194	35876326,19
700	34716795	7703031,495	42419826,5
800	41664830	7582738,55	49247568,55
900	49120545	7528249,919	56648794,92
1000	57273485	7501242,297	64774727,3
1100	66039315	7486862,469	73526177,47

Figure III.12 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.



En conclusion; selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : D=600mm avec une vitesse d'écoulement de V=2.16 m/s.

➤ **SPII vers le réservoir M'Chedallah :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : $Q = 14\ 979.35\ m^3/j = 0.208\ m^3/s.$ (sur 20^h).

$$L = 1950.92\ m.$$

$$Hg = 141.10\ m.$$

Avant de commencer le calcul économique, on calcule le diamètre par la formule de

- **Bonnin :** $D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = \sqrt{0.208} = 0.456m = 456mm$
- **Munier :** $D = (1 + 0.02n) \sqrt{Q} \Rightarrow D = (1 + 0.02 * 20) \sqrt{0.208} = 0.638m = 638mm$

Le diamètre de la conduite est autour de 400 mm donc la conduite est en fonte ductile et par hypothèses de calcul posées, on a : $K_s = K_0 + \alpha T \Rightarrow K_s = 1 + 0.04 * 20 = 1.4\ mm$

Par l'étude économique, on opte à des calculs pour le dimensionnement économique sont illustrés dans les tableaux ci-après : III-8, III-9, III-10 et III-11

Tableau III.8: Calcul de la HMT

ϕ mm	V m/s	Re	λ	I m/m	L m	ΔH m	HMT m
100	26,497	2622875,7	0,043203089	15,45977445	1950,92	34684,901	34826,001
150	11,776	1748583,8	0,037561039	1,76998526	1950,92	3971,065	4112,165
200	6,624	1311437,9	0,034202453	0,38246846	1950,92	858,090	999,190
250	4,239	1049150,3	0,031898118	0,11688354	1950,92	262,235	403,335
300	2,944	874291,9	0,030183911	0,04444855	1950,92	99,723	240,823
350	2,163	749393,1	0,028840121	0,01964922	1950,92	44,084	185,184
400	1,656	655718,9	0,027747309	0,00969637	1950,92	21,754	162,854
450	1,308	582861,3	0,026834126	0,00520371	1950,92	11,675	152,775
500	1,060	524575,1	0,026054922	0,00298351	1950,92	6,694	147,794
600	0,736	437146,0	0,024784487	0,00114054	1950,92	2,559	143,659
700	0,541	374696,5	0,023781463	0,00050633	1950,92	1,136	142,236
800	0,414	327859,5	0,022961016	0,00025074	1950,92	0,563	141,663
900	0,327	291430,6	0,022272066	0,00013497	1950,92	0,303	141,403
1000	0,265	262287,6	0,021681720	0,00007759	1950,92	0,174	141,274
1100	0,219	238443,2	0,021167676	0,00004703	1950,92	0,106	141,206

Tableau III.9: Calcul de frais d'exploitation

ϕ mm	P Kwh	$E=P*t*365$	$F_{exp}=E*e$ DA
100	72245,00941	527388568,7	680331253,7
150	8530,504912	62272685,86	80331764,75
200	2072,776145	15131265,86	19519332,96
250	836,7007721	6107915,637	7879211,171
300	499,5765298	3646908,667	4704512,181
350	384,1563966	2804341,695	3617600,787
400	337,8342461	2466189,997	3181385,096
450	316,9246762	2313550,136	2984479,676
500	306,5915156	2238118,064	2887172,302
600	298,0140324	2175502,436	2806398,143
700	295,0623142	2153954,893	2778601,812
800	293,8727559	2145271,118	2767399,743
900	293,3339263	2141337,662	2762325,584
1000	293,0668522	2139388,021	2759810,547
1100	292,9246523	2138349,962	2758471,451

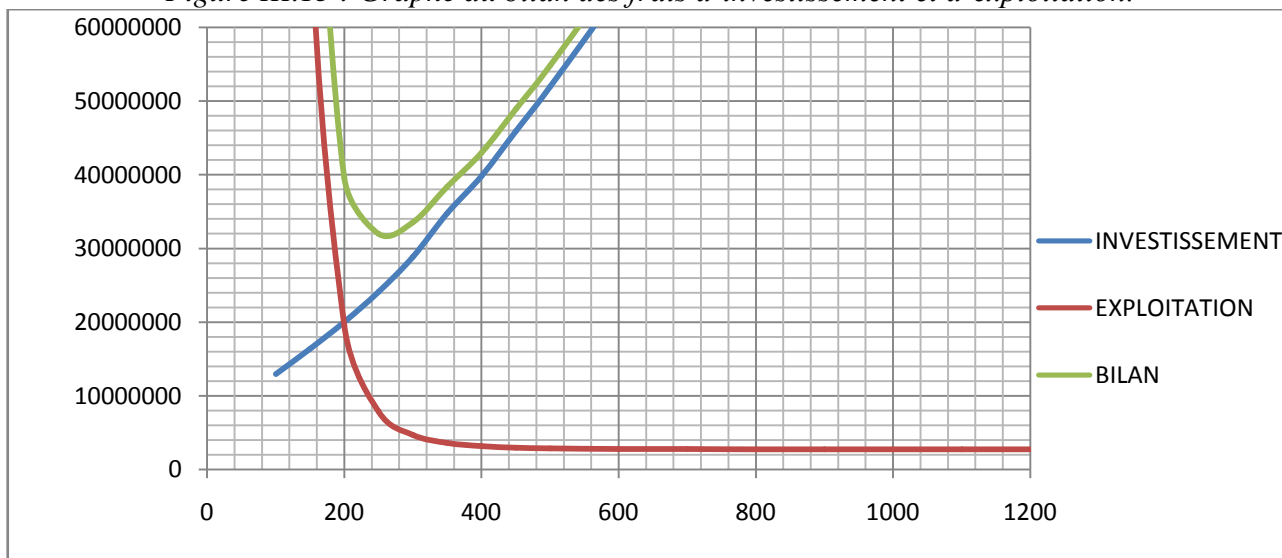
Tableau III.10: Calcul des frais d'amortissement

φ mm	prix ml DA	L m	prix tot DA	Famotr DA
100	6651	1950,92	12975568,92	1515935,717
150	8413	1950,92	16413089,96	1917541,3
200	10272	1950,92	20039850,24	2341255,704
250	12359	1950,92	24111420,28	2816937,231
300	14781	1950,92	28836548,52	3368973,964
350	17820	1950,92	34765394,4	4061641,028
400	20425	1950,92	39847541	4655388,215
450	23546	1950,92	45936362,32	5366745,21
500	26632	1950,92	51956901,44	6070124,795
600	33383	1950,92	65127562,36	7608853,111
700	41577	1950,92	81113400,84	9476478,62
800	49898	1950,92	97347006,16	11373050,73
900	58827	1950,92	114766770,8	13408201,84
1000	68591	1950,92	133815553,7	15633671,14
1100	79089	1950,92	154296311,9	18026438,12

Tableau III.11: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

φ mm	F investi DA	F expl DA	BILAN DA
100	12975568,92	680331253,7	693306822,6
150	16413089,96	80331764,75	96744854,71
200	20039850,24	19519332,96	39559183,2
250	24111420,28	7879211,171	31990631,45
300	28836548,52	4704512,181	33541060,7
350	34765394,4	3617600,787	38382995,19
400	39847541	3181385,096	43028926,1
450	45936362,32	2984479,676	48920842
500	51956901,44	2887172,302	54844073,74
600	65127562,36	2806398,143	67933960,5
700	81113400,84	2778601,812	83892002,65
800	97347006,16	2767399,743	100114405,9
900	114766770,8	2762325,584	117529096,4
1000	133815553,7	2759810,547	136575364,3
1100	154296311,9	2758471,451	157054783,3

Figure III.13 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.



En conclusion; selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : D= 350mm avec une vitesse d'écoulement de V=2.16 m/s.

➤ **SPII vers le réservoir Raffour :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : $Q = 5\,263.27 \text{ m}^3/\text{j} = 0.0731 \text{ m}^3/\text{s}$. (sur 20^h).

$$L = 1554.40 \text{ m.}$$

$$H_g = 104.80 \text{ m.}$$

Avant de commencer le calcul économique, on calcule le diamètre par la formule de

- **Bonnin :** $D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = \sqrt{0.0731} = 0.270 \text{ m} = 270 \text{ mm}$
- **Munier :** $D = \left(1 + 0.02n\right) \sqrt{Q} \Rightarrow D = (1 + 0.02 * 20) \sqrt{0.0731} = 0.378 \text{ m} = 378 \text{ mm}$

Le diamètre de la conduite est autour de 250 mm donc la conduite est en fonte ductile et par hypothèses de calcul posées: $K_s = K_0 + \alpha T \implies K_s = 1 + 0.04 * 20 = 1.80 \text{ mm}$.

Par l'étude économique, on trouve :

Les calculs pour le dimensionnement économique sont illustrés dans les tableaux ci-après :

III-12, III-13, III-14 et III-15.

Tableau III.12: Calcul de la HMT

ϕ mm	V m/s	Re	λ	I m/m	L m	ΔH m	HMT m
100	9,312	921789,5	0,043203089	1,90946296	1554,4	3413,280	3518,080
150	4,139	614526,3	0,037561039	0,21861388	1554,4	390,785	495,585
200	2,328	460894,8	0,034202453	0,04723933	1554,4	84,443	189,243
250	1,490	368715,8	0,031898118	0,01443648	1554,4	25,806	130,606
300	1,035	307263,2	0,030183911	0,00548992	1554,4	9,814	114,614
350	0,760	263368,4	0,028840121	0,00242691	1554,4	4,338	109,138
400	0,582	230447,4	0,027747309	0,00119762	1554,4	2,141	106,941
450	0,460	204842,1	0,026834126	0,00064272	1554,4	1,149	105,949
500	0,372	184357,9	0,026054922	0,00036850	1554,4	0,659	105,459
600	0,259	153631,6	0,024784487	0,00014087	1554,4	0,252	105,052
700	0,190	131684,2	0,023781463	0,00006254	1554,4	0,112	104,912
800	0,146	115223,7	0,022961016	0,00003097	1554,4	0,055	104,855
900	0,115	102421,1	0,022272066	0,00001667	1554,4	0,030	104,830
1000	0,093	92179,0	0,021681720	0,00000958	1554,4	0,017	104,817
1100	0,077	83799,0	0,021167676	0,00000581	1554,4	0,010	104,810

Tableau III.13: Calcul de frais d'exploitation

ϕ mm	P Kwh	E=P*t*365	Fexp=E*e DA
100	2563,174121	18711171,09	24137410,7
150	361,0696429	2635808,393	3400192,827
200	137,8772387	1006503,843	1298389,957
250	95,15592848	694638,2779	896083,3785
300	83,50422045	609580,8093	786359,2439
350	79,51506297	580459,9597	748793,348
400	77,91407406	568772,7406	733716,8354
450	77,19139626	563497,1927	726911,3786
500	76,83426095	560890,105	723548,2354
600	76,53780547	558725,9799	720756,5141
700	76,43578801	557981,2525	719795,8157
800	76,39467443	557681,1233	719408,6491
900	76,37605137	557545,175	719233,2758
1000	76,36682074	557477,7914	719146,3509
1100	76,36190602	557441,9139	719100,069

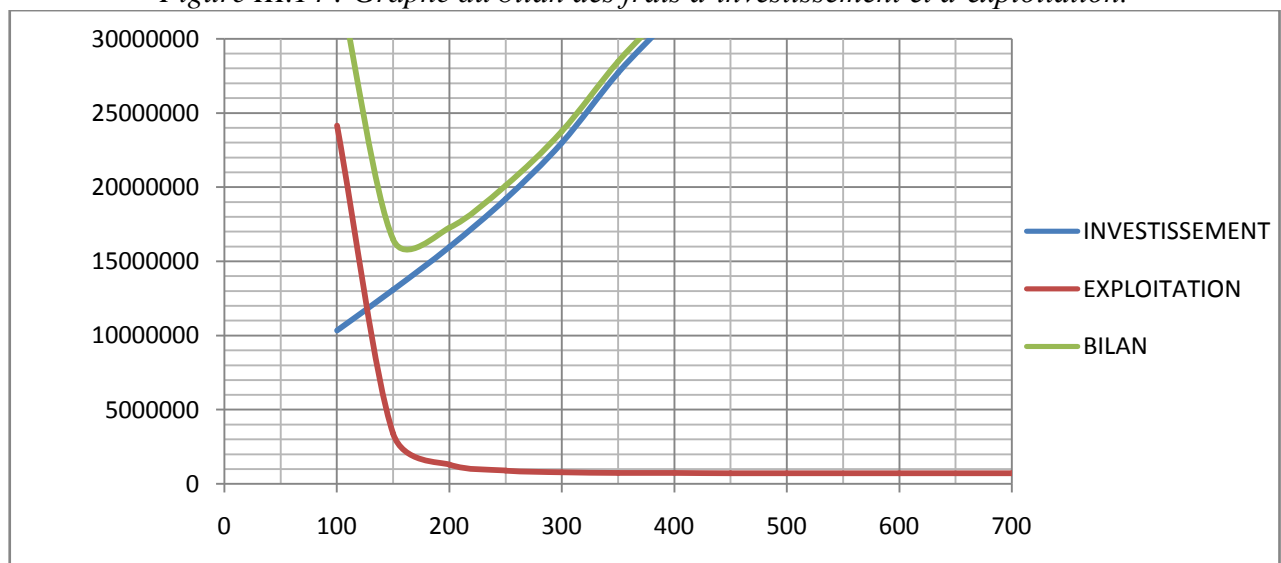
Tableau III.14: Calcul de frais d'exploitation

ϕ mm	prix ml DA	L m	prix tot DA	Famotr DA
100	6651	1554,4	10338314,4	1207515,122
150	8413	1554,4	13077167,2	1527413,129
200	10272	1554,4	15966796,8	1864921,866
250	12359	1554,4	19210829,6	2243824,897
300	14781	1554,4	22975586,4	2683548,492
350	17820	1554,4	27699408	3235290,854
400	20425	1554,4	31748620	3708238,816
450	23546	1554,4	36599902,4	4274868,6
500	26632	1554,4	41396780,8	4835143,997
600	33383	1554,4	51890535,2	6060814,511
700	41577	1554,4	64627288,8	7548467,332
800	49898	1554,4	77561451,2	9059177,5
900	58827	1554,4	91440688,8	10680272,45
1000	68591	1554,4	106617850,4	12452964,93
1100	79089	1554,4	122935941,6	14358917,98

Tableau III.15: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

ϕ mm	F investi DA	F expl DA	BILAN DA
100	10338314,4	24137410,70	34475725,1
150	13077167,2	3400192,83	16477360,03
200	15966796,8	1298389,96	17265186,76
250	19210829,6	896083,38	20106912,98
300	22975586,4	786359,24	23761945,64
350	27699408	748793,35	28448201,35
400	31748620	733716,84	32482336,84
450	36599902,4	726911,38	37326813,78
500	41396780,8	723548,24	42120329,04
600	51890535,2	720756,51	52611291,71
700	64627288,8	719795,82	65347084,62
800	77561451,2	719408,65	78280859,85
900	91440688,8	719233,28	92159922,08
1000	106617850,4	719146,35	107336996,8
1100	122935941,6	719100,07	123655041,7

Figure III.14 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.



En conclusion; selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D=250\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V=1.49$ m/s.

➤ **SPII vers le réservoir Chorfa :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : $Q = 9\,792.19 \text{ m}^3/\text{j} = 0.136 \text{ m}^3/\text{s}$. (sur 20^h).

$$L = 4117.29 \text{ m.}$$

$$H_g = 175.80 \text{ m.}$$

Avant de commencer le calcul économique, on calcule le diamètre par la formule de

- **Bonnin :** $D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = \sqrt{0.136} = 0.368 \text{ m} = 368 \text{ mm}$
- **Munier :** $D = \left(1 + 0.02n\right) \sqrt{Q} \Rightarrow D = (1 + 0.02 * 20) \sqrt{0.136} = 0.516 \text{ m} = 516 \text{ mm}$

Le diamètre de la conduite est autour de 250 mm, la conduite est en fonte ductile et par hypothèses de calcul posées: $K_s = K_0 + \alpha T \Rightarrow K_s = 1 + 0.04 * 20 = 1.80 \text{ mm}$.

Par l'étude économique, on trouve :

Les calculs pour le dimensionnement économique sont illustrés dans les tableaux ci-après :

III-16, III-17, III-18 et III-19

Tableau III.16: Calcul de la HMT

φ mm	V m/s	Re	λ	I m/m	L m	ΔH m	HMT m
100	17,325	1714957,2	0,043203089	6,60928227	4117,29	31294,182	31469,982
150	7,700	1143304,8	0,037561039	0,75669488	4117,29	3582,862	3758,662
200	4,331	857478,6	0,034202453	0,16351092	4117,29	774,205	950,005
250	2,772	685982,9	0,031898118	0,04996944	4117,29	236,599	412,399
300	1,925	571652,4	0,030183911	0,01900241	4117,29	89,974	265,774
350	1,414	489987,8	0,028840121	0,00840033	4117,29	39,775	215,575
400	1,083	428739,3	0,027747309	0,00414534	4117,29	19,628	195,428
450	0,856	381101,6	0,026834126	0,00222466	4117,29	10,534	186,334
500	0,693	342991,4	0,026054922	0,00127550	4117,29	6,039	181,839
600	0,481	285826,2	0,024784487	0,00048760	4117,29	2,309	178,109
700	0,354	244993,9	0,023781463	0,00021647	4117,29	1,025	176,825
800	0,271	214369,7	0,022961016	0,00010720	4117,29	0,508	176,308
900	0,214	190550,8	0,022272066	0,00005770	4117,29	0,273	176,073
1000	0,173	171495,7	0,021681720	0,00003317	4117,29	0,157	175,957
1100	0,143	155905,2	0,021167676	0,00002011	4117,29	0,095	175,895

Tableau III.17: Calcul de frais d'exploitation

φ mm	P Kwh	E=P*t*365	F _{exp} =E*e DA
100	42693,7889	311664659	402047410,1
150	5099,193539	37224112,83	48019105,55
200	1288,825683	9408427,483	12136871,45
250	559,4822802	4084220,646	5268644,633
300	360,5629042	2632109,201	3395420,869
350	292,4595228	2134954,517	2754091,326
400	265,1272455	1935428,892	2496703,271
450	252,7896024	1845364,097	2380519,685
500	246,6925449	1800855,578	2323103,696
600	241,6314209	1763909,373	2275443,091
700	239,8897664	1751195,295	2259041,93
800	239,1878704	1746071,454	2252432,175
900	238,8699352	1743750,527	2249438,18
1000	238,7123487	1742600,146	2247954,188
1100	238,628444	1741987,641	2247164,057

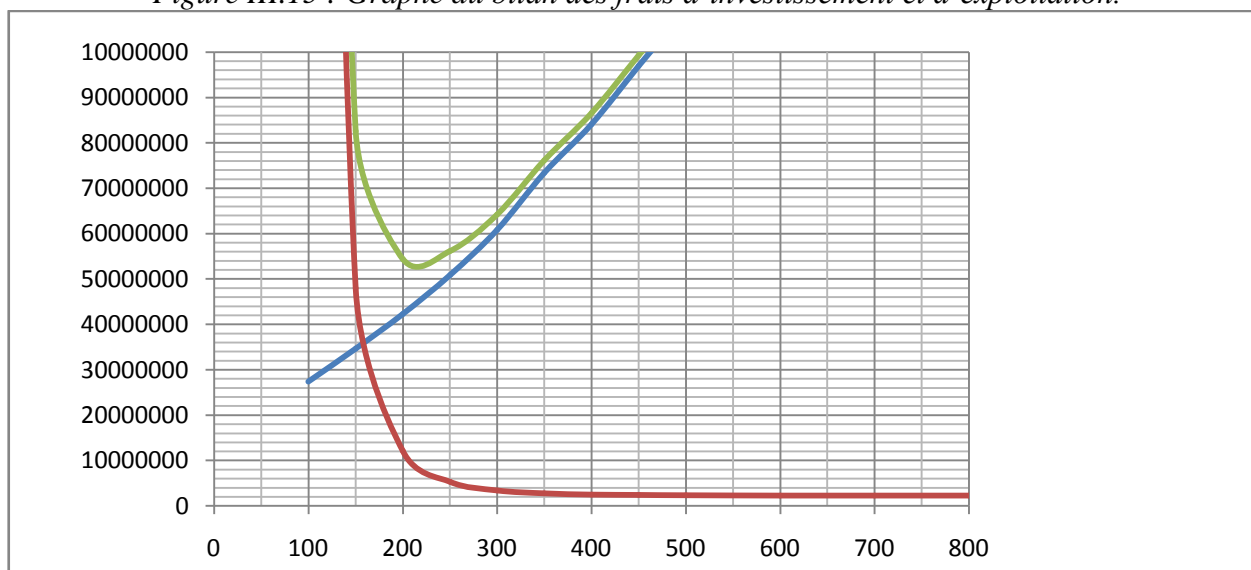
Tableau III.18: Calcul des frais d'amortissement

φ mm	prix ml DA	L m	prix tot DA	Famotr DA
100	6651	4117,29	27384095,79	3198462,388
150	8413	4117,29	34638760,77	4045807,258
200	10272	4117,29	42292802,88	4939799,376
250	12359	4117,29	50885587,11	5943436,574
300	14781	4117,29	60857663,49	7108175,096
350	17820	4117,29	73370107,8	8569628,591
400	20425	4117,29	84095648,25	9822371,716
450	23546	4117,29	96945710,34	11323258,97
500	26632	4117,29	109651667,3	12807314,74
600	33383	4117,29	137447492,1	16053867,07
700	41577	4117,29	171184566,3	19994357,35
800	49898	4117,29	205444536,4	23995921,85
900	58827	4117,29	242207818,8	28289873,24
1000	68591	4117,29	282409038,4	32985375,68
1100	79089	4117,29	325632348,8	38033858,34

Tableau III.19: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

φ mm	F investi DA	F expl DA	BILAN DA
100	27384095,79	402047410,1	429431505,8
150	34638760,77	48019105,55	82657866,32
200	42292802,88	12136871,45	54429674,33
250	50885587,11	5268644,633	56154231,74
300	60857663,49	3395420,869	64253084,36
350	73370107,8	2754091,326	76124199,13
400	84095648,25	2496703,271	86592351,52
450	96945710,34	2380519,685	99326230,03
500	109651667,3	2323103,696	111974771
600	137447492,1	2275443,091	139722935,2
700	171184566,3	2259041,93	173443608,3
800	205444536,4	2252432,175	207696968,6
900	242207818,8	2249438,18	244457257
1000	282409038,4	2247954,188	284656992,6
1100	325632348,8	2247164,057	327879512,9

Figure III.15 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.



En conclusion; selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D=300\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V=1.96\text{ m/s}$.

➤ **SPII vers le réservoir Tiksiridene :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : $Q = 861.29\text{ m}^3/\text{j} = 0.0119\text{ m}^3/\text{s}$. (sur 20^{h}).

$$L = 4229.11\text{ m.}$$

$$H_g = 139\text{ m.}$$

Avant de commencer le calcul économique, on calcule le diamètre par la formule de

- **Bonnin :** $D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = \sqrt{0.0119} = 0.109\text{m} = 109\text{mm}$
- **Munier :** $D = \left(1 + 0.02n\right) \sqrt{Q} \Rightarrow D = (1 + 0.02 * 20) \sqrt{0.0119} = 0.153\text{m} = 153\text{mm}$

Le diamètre de la conduite est autour de 250 mm, la conduite est en fonte ductile et par hypothèses de calcul posées: $K_s = K_0 + \alpha T \implies K_s = 1 + 0.04 * 20 = 1.80\text{ mm}$.

Par l'étude économique, on trouve :

Les calculs pour le dimensionnement économique sont illustrés dans les tableaux ci-après :

III-20, III-21, III-22 et III-23

Tableau III.20: Calcul de la HMT

ϕ mm	V m/s	Re	λ	I m/m	L m	ΔH m	HMT m
100	1,529	151319,8	0,039705957	0,04729115	4229,11	29,999	168,999
150	0,679	100879,8	0,034714247	0,00544472	4229,11	26,480	165,480
200	0,382	75659,9	0,031722287	0,00118070	4229,11	5,742	144,742
250	0,245	60527,9	0,029660105	0,00036174	4229,11	1,759	140,759
300	0,170	50439,9	0,028120866	0,00013783	4229,11	0,670	139,670
350	0,125	43234,2	0,026911050	0,00006103	4229,11	0,297	139,297
400	0,096	37829,9	0,025925068	0,00003015	4229,11	0,147	139,147
450	0,075	33626,6	0,025099665	0,00001620	4229,11	0,079	139,079
500	0,061	30264,0	0,024394267	0,00000930	4229,11	0,045	139,045
600	0,042	25220,0	0,023241959	0,00000356	4229,11	0,017	139,017
700	0,031	21617,1	0,022330221	0,00000158	4229,11	0,008	139,008
800	0,024	18915,0	0,021583114	0,00000078	4229,11	0,004	139,004
900	0,019	16813,3	0,020954808	0,00000042	4229,11	0,002	139,002
1000	0,015	15132,0	0,020415729	0,00000024	4229,11	0,001	139,001
1100	0,013	13756,3	0,019945795	0,00000015	4229,11	0,001	139,001

Tableau III.21: Calcul de frais d'exploitation

φ mm	P Kwh	$E=P*t*365$	$F_{exp}=E*e$ DA
100	45,81980418	334484,5705	11,96341463
150	21,47196916	156745,3748	17,94512195
200	18,99099897	138634,2925	23,92682927
250	18,51449856	135155,8395	29,90853659
300	18,38421963	134204,8033	35,8902439
350	18,3395316	133878,5807	41,87195122
400	18,3215691	133747,4544	47,85365854
450	18,31345048	133688,1885	53,83536585
500	18,30943397	133658,868	59,81707317
600	18,30609569	133634,4985	71,7804878
700	18,30494511	133626,0993	83,74390244
800	18,30448084	133622,7101	95,70731707
900	18,30427031	133621,1733	107,6707317
1000	18,30416587	133620,4108	119,6341463
1100	18,30411022	133620,0046	131,597561

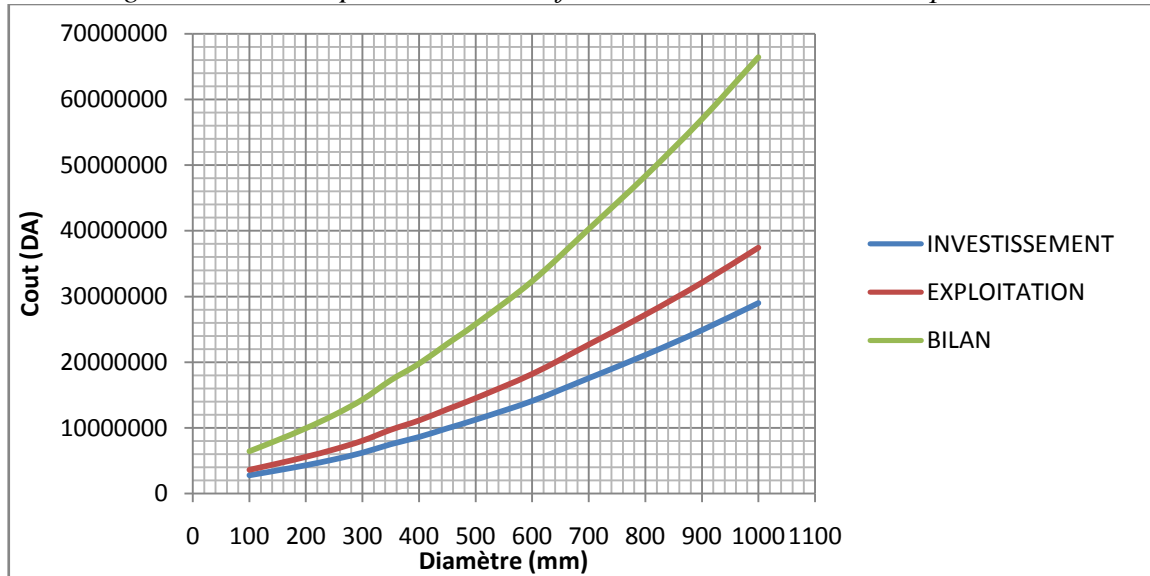
Tableau III.22: Calcul des frais d'amortissement

φ mm	prix ml DA	L m	prix tot DA	Famotr DA
100	6651	4229,11	28127810,61	3285328,279
150	8413	4229,11	35579502,43	4155685,884
200	10272	4229,11	43441417,92	5073957,613
250	12359	4229,11	52267570,49	6104852,233
300	14781	4229,11	62510474,91	7301223,469
350	17820	4229,11	75362740,2	8802368,055
400	20425	4229,11	86379571,75	10089133,98
450	23546	4229,11	99578624,06	11630783,29
500	26632	4229,11	112629657,5	13155144
600	33383	4229,11	141180379,1	16489868,28
700	41577	4229,11	175833706,5	20537376,92
800	49898	4229,11	211024130,8	24647618,48
900	58827	4229,11	248785854	29058187,74
1000	68591	4229,11	290078884	33881213,65
1100	79089	4229,11	334476080,8	39066806,24

Tableau III.23: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement

ϕ mm	F investi DA	F expl DA	BILAN DA
100	28127810,61	11,96341463	64412686,3
150	35579502,43	17,94512195	81477060,56
200	43441417,92	23,92682927	99480847,04
250	52267570,49	29,90853659	119692736,4
300	62510474,91	35,8902439	143148987,5
350	75362740,2	41,87195122	172580675,1
400	86379571,75	47,85365854	197809219,3
450	99578624,06	53,83536585	228035049,1
500	112629657,5	59,81707317	257921915,7
600	141180379,1	71,7804878	323303068,2
700	175833706,5	83,74390244	402659187,8
800	211024130,8	95,70731707	483245259,5
900	248785854	107,6707317	569719605,6
1000	290078884	119,6341463	664280644,4
1100	334476080,8	131,597561	765950225

Figure III.16 : Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.



En conclusion; selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D=100\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V=1.53$ m/s.

III.6.7 : Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires :

Le calcul se fait avec la formule Darcy-Weisbakh

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de frottement

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e_g}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

L_{e_e} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

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

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/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 III.24.

Tableau III.24: Coefficients K' , m et 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 :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

- Pour ce dimensionnement, on doit d'abord implanter le réservoir tampon TILES-DIT qui représente le point de commencement de la conduite gravitaire. Pour cela, la détermination de la cote du réservoir est imposée par un réservoir terminal le plus défavorable, celui d'Ouled Boubkeur sur une cote du trop plein 523 m NGA.

- D'après le profil en long on peut utiliser le PEHD comme matériau, de RT TILES-DIT au réservoir d'Ouled Boubkeur, alors on a $K'=0,001052$, $m=4,772$ et $\beta=2$.

- L'équation de continuité $Q=V*S$, nous permet de déterminer le ϕ des tronçons constituant la conduite RT-R d'O.B, on a imposé la vitesse dans la conduite de 1m/s, si on n'a pas obtenu un ϕ normalisé on recalcule ce la vitesse avec un diamètre normalisé proche de celui calculé et par la suite en utilisant la formule développée de Darcy-Weisbakh pour déterminer la cote du radier du RT. Le tableau III.25 illustre les étapes du calcul.

Tableau III.25: Détermination de C radier RT et le φ du tronçon RT-R O.B

tronçon	CTp m	Débit m ³ /s	Lg m	Le m	φ calculé m	Φnormalisé m	Vitesse DN m/s	ΔH m	CP P1 m
R O.B- P1	523	0,0174	1860,73	2139,84	0,149	-----	1,00	6,01	529,01
P1 – CrRT	-----	0,4702	2418,06	2780,77	0,774	0,800	0,94	3,48	532,49

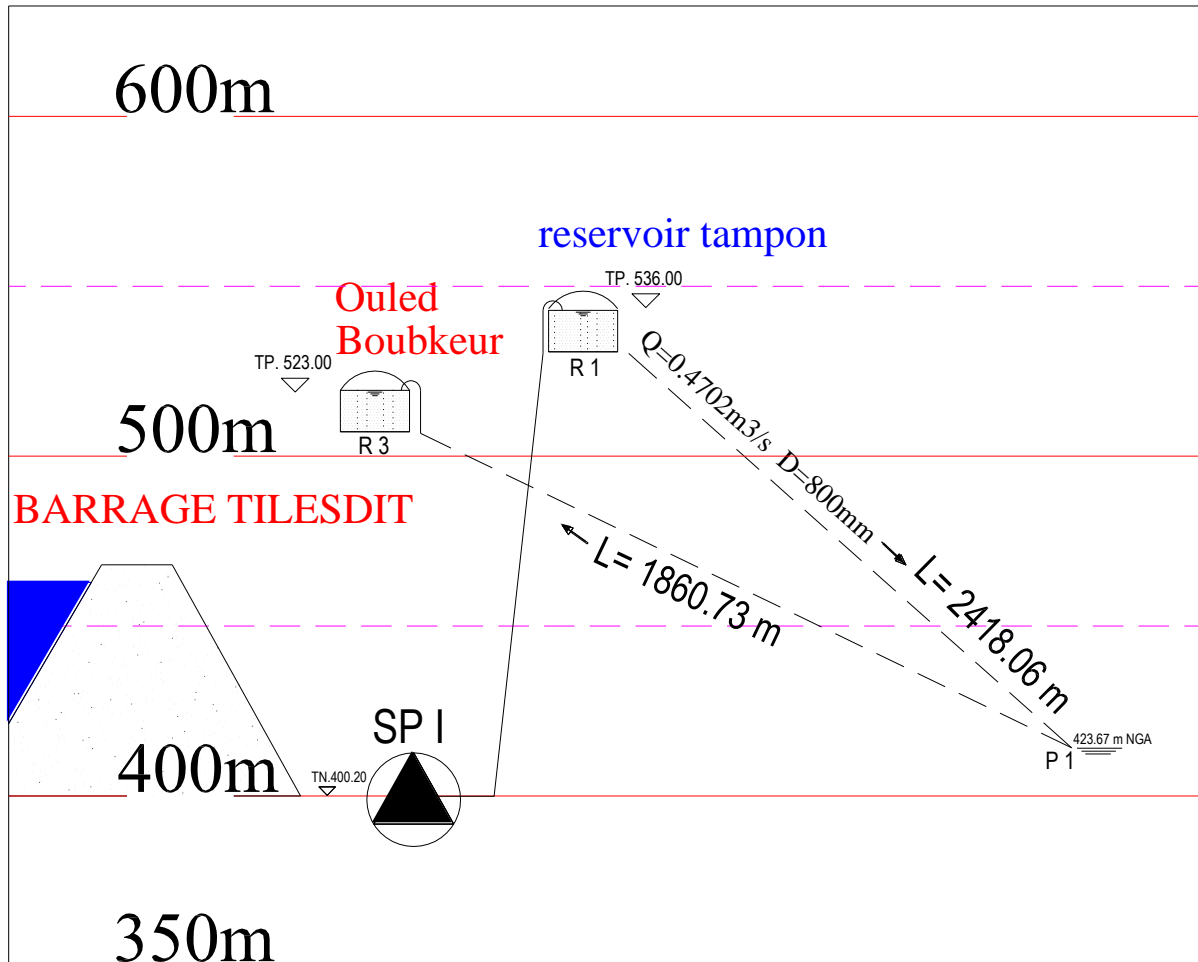


Figure III.17 : Schéma explicatif du tronçon RT-R O.B.

➤ **Calcul du diamètre avantageux de la conduite principale :**

Dans notre cas d'étude le réseau est considéré ramifié avec des cotes de trop plein des réservoirs terminaux connues

(imposées), alors on procède pour le calcul de gradient hydraulique moyen $Imoy = \frac{\Delta Hd}{L}$ m/m tel que $\Delta H = Hp1 - HspII$ et $L = 1,15 * Lt$. On trouve $\Delta H = 527,28 - 370,7 = 156,58$ m et $L = 1,15 * 20049,88 = 23057,36$ m donc

$Imoy = 0,00679 = 6,79$ pour mille. Par la formule développée de Darcy-Weisbakh, on calculera les

diamètres correspondant aux tronçons :
$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Le tableau III.26 résume les résultats de calculs.

Tableau III.26: Calcul des diamètres de différents tronçons.

tronçon	Débit (m ³ /s)	Lg (m)	Le (m)	I moy(m/m)	φ calculé (m)	V (m/s)	ΔH (m)	Cpi (m)	H (m)
P1-P2	0,4702	4591,94	5280,73	0,00672	0,494	2,45	35,49	493,52	82,30
P2-P3	0,4528	4778,58	5495,37	0,00672	0,486	2,44	36,93	456,59	56,53
P3-P4	0,4203	5568,1	6403,32	0,00672	0,471	2,41	43,03	413,56	24,38
P4-SPII	0,3843	5111,26	5877,95	0,00672	0,454	2,37	39,50	374,06	0,06

P1 point de desserte pour Ouled Boubkeur.

P2 point de desserte pour El Adjiba.

P3 point de desserte pour Akcim (Ighrem).

P4 point de desserte pour Ahnif.

Pour les diamètres normalisés le Tableau III.27, illustre les étapes de calcul ainsi les résultats obtenus.

Tableau III.27 : Calcul des diamètres normalisés de la conduite principale.

tronçon	Débit(m ³ /s)	Le (m)	φ normalisé (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	Cpi (m)	H (m)
P1-P2	0,4702	5280,73	0,60	1,66	14,06	514,95	103,73
P2-P3	0,4528	5495,37	0,60	1,60	13,57	501,38	101,32
P3-P4	0,4203	6403,32	0,60	1,49	13,62	487,76	98,58
P4-SPII	0,3843	5877,95	0,50	1,96	24,95	462,81	88,81

- On distingue que la charge au point d'arrivée SPII est élevée de 88.81 m par rapport à la cote du trop plein de la bache d'aspiration qui est de 374 m en utilisant le DN 500 mm, de vitesse 1,96 m/s. Si on garde la charge H à la sortie de la conduite P4-SPII nulle on doit proposer des diamètres différents, de longueurs qui conviennent à ces différentes, à calculer. Pour le DN 450 mm la vitesse sera égale à 2,42 m/s qui est hors l'intervalle (inadmissible), pour cela on propose un réducteur de pression de 8 bars à la rentrée de la bache d'aspiration.

➤ **Calcul des diamètres avantageux des conduites de desserte :**

Les conduites de dessertes sont en matériaux PEHD. Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.28.

Tableau III.28 : Calcul des diamètres pour les tronçons de dessertes.

Tronçon	Cp au départ	CTp i (m)	Débits (m ³ /s)	Lg (m)	Le (m)	ΔHd (m)	Diamètre (m)	Vitesse (m/s)
SEMMACHE	535	476,24	0,0375	4664,47	5364,14	58,76	0,155	2,00
O. BOUBK	529,01	523	0,0174	1860,73	2139,84	6,01	0,149	1,00
EL ADJIBA	493,52	428	0,0325	88	101,20	65,52	0,062	10,80
AKCIM	456,59	428	0,036	246,38	283,34	28,59	0,095	5,04
AH. CENTRE	413,56	368	0,0366	396,55	456,03	45,56	0,096	5,03

- Pour la normalisation des diamètres, les tableaux suivants nous illustrent les résultats obtenus.

Tableau III.29 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes Semmache.

Tronçon	Débits (m ³ /s)	Lg (m)	Le (m)	ΔHd (m)	DN (m)	vitesse(m/s)	ΔH calculé (m)
SEMMACHE	0,0375	4664,47	5364,14	58,76	0,160	1,87	49,83
					0,125	3,06	rejeté

- Le réservoir va recevoir une charge de 8,93 m qui va servir pour le brassage.

Tableau III.30 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes Ouled Boubkeur.

Tronçon	Débits (m3/s)	Lg (m)	Le (m)	ΔH_d (m)	DN (m)	vitesse(m/s)	ΔH calculé (m)	Le (m)	Lg (m)
O. BOUBK	0,0174	1860,73	2139,84	6,01	0,160	0,87	4,280	384,80	334,61
					0,125	1,42	13,901	1755,04	1526,12

Le tronçon se compose de 160 mm et 125 mm de diamètre avec des longueurs 334,61 m et 1526,12 m respectivement.

Tableau III.31 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes El Adjiba.

Tronçon	Débits (m3/s)	Lg (m)	Le (m)	ΔH_d (m)	DN (m)	vitesse(m/s)	ΔH calculé (m)
EL ADJIBA	0,0325	88	101,20	65,52	0,160	1,62	0,706
					0,125	2,65	rejeté

- Le réservoir va recevoir une charge de 64,81 m qui va servir pour le brassage. On propose un réducteur de pression de 6 bars.

Tableau III.32: Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes Akcim.

Tronçon	Débits (m3/s)	Lg (m)	Le (m)	ΔH_d (m)	DN (m)	vitesse(m/s)	ΔH calculé (m)
AKCIM	0,036	246,38	283,34	28,59	0,160	1,79	2,426
					0,125	2,94	rejeté

- Le réservoir va recevoir une charge de 26,80 m qui va servir pour le brassage. On propose un réducteur de pression de 2 bars.

Tableau III.33 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes Ahnif Centre.

Tronçon	Débits (m3/s)	Lg (m)	Le (m)	ΔH_d (m)	DN (m)	vitesse(m/s)	ΔH calculé (m)
AH. CENTRE	0,0366	396,55	456,03	45,56	0,160	1,82	4,036
					0,125	2,98	rejeté

- Le réservoir va recevoir une charge de 42,52 m qui va servir pour le brassage. On propose un réducteur de pression de 4 bars.

Tableau III.34 : Calcul des diamètres normalisés pour les tronçons de dessertes R Chorfa-SPIII.

Tronçon	Débits (m3/s)	Lg (m)	Le (m)	ΔH_d (m)	DN (m)	vitesse(m/s)	ΔH calculé (m)	Le (m)	Lg (m) ³
R ch- SPIII	0,01	1175,68	1352,03	23,5	0,125	0,82	2,901	11422,54	9932,65
					0,110	1,05	5,339	-10070,51	-8756,97

- On constate dans la normalisation de ce tronçon que pratiquement impossible de mettre de conduite en série de différents diamètres (125 mm et 110 mm respectivement). La somme de deux longueurs correspondantes des deux diamètres dépasse la longueur réelle existante, pour cela on propose un diamètre de 110 mm pour des raisons économiques qui sera munie d'un réducteur de pression de 1 bar et le réservoir reçoit une charge de 8,18 m au-dessus du trop plein.

Conclusion :

Le travail dans ce chapitre nécessite avant tout le choix d'une variante la mieux disante de projet, pour cet effet on a divisé ce dernier en deux zones (la 1^{ère} de la station de pompage TILES DIT SPI jusqu'à la station de pompage M'Chedallah SPII et l'autre de SPII jusqu'à les différentes localités ; M'Chedallah, Raffour, Chorfa et Tiksiridene). Ainsi qu'une étude technico-économique insiste sur le dimensionnement de tous les tronçons (détermination de diamètres intérieurs) en vérifiant les paramètres hydrauliques de pressions et de vitesses dont on trouve une partie refoulement et l'autre gravitaire. On a utilisé comme type de matériau le PEHD et Fonte Ductile de diamètres différents (normalisés), comme on a reconnu aussi des protections pour les franchises rencontrées (oueds, routes et voies ferrées). Les conduites en refoulement sont en Fonte Ductile à cause des pressions élevées (HMT des pompes) par contre les conduites gravitaires (la conduite principale et les conduites de dessertes) en PEHD, répondants aux exigences du terrain et des pressions.

CHAPITRE IV :

ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages qui permettent de relier entre deux régimes différents au cours d'une même journée, à savoir : le débit d'apport d'eau qui est uniforme et celui de consommation qui est variable. Donc l'étude de dimensionnement de ces derniers doit être approfondie afin d'assurer un bon fonctionnement.

IV.1 : Rôles des réservoirs :

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable. Les principales fonctions des réservoirs sont :

- ***l'emmagasinement*** : lors des heures creuses pendant la journée ($Q_{\text{apport}} > Q_{\text{demandé}}$), un volume se cumule dans le réservoir, on dit que le réservoir se remplit. Pendant les heures qui suivent, ou la consommation est élevée ($Q_{\text{demandé}} > Q_{\text{apport}}$), l'écart entre ces deux débits sera compensé par le volume emmagasiné auparavant, on dit que réservoir se vide.
- ***d'un régulateur de pressions*** : en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
- ***l'équilibre*** : si le réseau s'allonge (augmentation de la sa longueur par rapport à la position du réseau principal), aux points les plus éloignés, apparaissent des pressions faibles. dans ce cas, on installe un réservoir d'équilibre qui permet d'augmenter les pressions faibles et les débits dans la partie du réseau étendue. le réservoir d'équilibre joue le rôle d'un contre réservoir par rapport au principal.
- ***d'une brise-charge*** : son utilité est d'abaisser la pression dans une adduction (à point bas) à celle de l'atmosphère (en tout point le long de la canalisation, si la pression dépasse celle de fonctionnement normal, on doit protéger la canalisation contre les ruptures en plaçant un réservoir qui va amener la pression à la pression atmosphérique de telle sorte l'emplacement de ce dernier assure des pressions optimales le long de la conduite, on dit que le réservoir joue le rôle d'une brise-charge).
- ***d'un relai*** : ou intermédiaire, ce que nous appelons souvent un réservoir tampon. Dans une adduction mixte ; refoulement-gravitaire ; ce type de réservoir est nécessaire pour éviter les dépressions et la cavitation, il assure aussi la continuité de la distribution en cas de l'arrêt de la pompe.
- ***L'assurance de la réserve d'incendie*** : une demande en eau exceptionnelle qui sera utile en cas d'incendie, son volume est toujours réservé qui est au moins 120 m^3 . Comme le réservoir offre d'autres réserves ont comme avantages :
- ✓ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).

- ✓ Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- ✓ Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- ✓ Simplification de l'exploitation.
- ✓ Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- ✓ Régularité des pressions dans le réseau.

IV.2 : Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères.

-Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés

- ✓ en maçonnerie.
- ✓ en béton ordinaire ou précontraint.
- ✓ en acier inoxydable pour de petites capacités.

-La position par rapport au terrain naturel :

- ✓ sur sol.
- ✓ enterrés.
- ✓ semi-enterrés.
- ✓ sur tour (château d'eau).

-Selon la forme de la cuve :

- ✓ rectangulaires : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.
- ✓ Circulaires : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. L'avantage consiste une stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, ainsi qu'une économie de matériaux de construction.
- De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :
 - ✓ Conditions topographiques de la région à desservir.
 - ✓ Conditions hydrauliques de la distribution: volume du réservoir, pression à assurer,
 - ✓ Type de décideur: maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.
- Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont:
 - ✓ Les facteurs économiques,
 - ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
 - ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,
 - ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

IV.3 : Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes:

1. Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
2. Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
3. L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
4. L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés.

IV.4 : Equipement des réservoirs :

IV.4.1 : Généralités : [4]

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...).

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous ces équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires. tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus. Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans.

IV.4.2 : Equipements d'intervention :

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles.

On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

IV.4.3 : Equipements de nettoyage :

- ✓ Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- ✓ Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- ✓ Pompe d'alimentation en eau.

IV.4.4 : Equipements hydrauliques :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- ✓ d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- ✓ d'une conduite de départ ou de distribution.
- ✓ d'une conduite de vidange.
- ✓ d'une conduite de trop-plein.
- ✓ d'une conduite by-pass.
- ✓ d'un système de matérialisation d'incendie.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

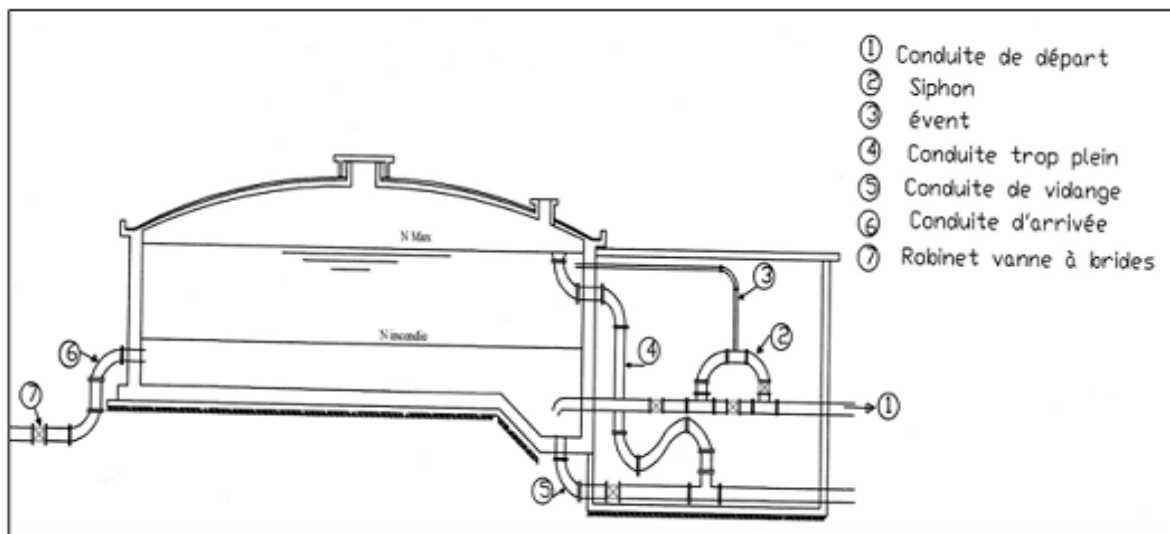


Figure IV-1: Equipements hydrauliques des réservoirs.

IV.5 : Capacités des réservoirs : [2]

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter. Elles normalisées comme suit : 25-50-75-100-150-200-300-500-750 et 1000 m³. La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

IV.5.1 : Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants). Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

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

V_r : capacité résiduelle (m³),

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

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

Et le volume total sera : $V_T = V_r + V_{\text{inc}}$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

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

Détermination du volume résiduel dans le réservoir :

-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 différence 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.

IV.5.2 : Méthode graphique : [4]

On trace, sur 24 heures les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation. On trace ensuite la courbe $[V_a(t)-V_c(t)]$. Le volume minimum nécessaire des réservoirs $V_{\text{rés}}$ sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et de la plus petite valeur (négative) de cette différence ($R_{\max} = |V^+| + |V^-|$ (%)). Cette

méthode, très précise. Suppose, donc, que l'on dispose de statistique suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui n'est pas toujours le cas notamment pour les villes qui ne sont pas encore alimentées. La méthode est illustrée par la figure IV-2. Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante: $V_r = \frac{Q_{max,j} \cdot R_{max}}{100}$

Dont le volume total sera $V_T = V_{rés} + V_{inc}$.

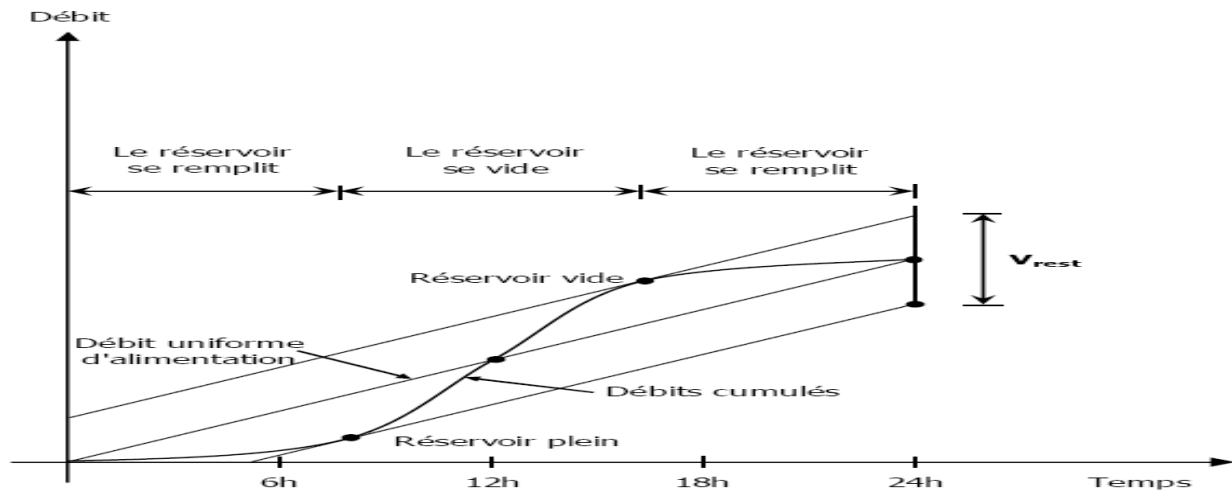


Figure IV-2. : Méthode graphique

IV.5.3 : Dimensionnement des Bâches de différentes stations de pompage : [4]

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 :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max},j} \cdot t}{24}$$

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

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 24h).

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

Dans notre projet aucune station de reprise ne se présente.

IV.5.4 : Dimensionnement des réservoirs d'alimentation :

Les réservoirs d'alimentation constituent les réservoirs de tête, qui sont directement liés au réseau de distribution. Dans notre présente étude deux communes sont concernées par le calcul des volumes des réservoirs d'alimentation. Comme c'est déterminé par la méthode analytique le volume est calculé comme suit :

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

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

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

IV.5.5 : Dimensions du réservoir :

- Le diamètre D de la cuve : On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad \Rightarrow \quad \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{après l'arrondissement de la valeur de D en}$$

nombre réel par excès. On pose au départ h égal à 4 m.

- Réévaluation de la hauteur d'eau h : On calcule le diamètre de la cuve comme suit : $h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$

Tel que D est celui recalculé.

- La section de la cuve : La section est calculée comme suit : $S = \frac{V_n}{h}$

Tel que h qui est calculée auparavant.

- La hauteur totale H du réservoir : La hauteur sera majorée par une hauteur R dite matelas d'air qui varie de 0.25 à 1m, donc $H = h + R$.

- La hauteur de la réserve d'incendie : La hauteur d'incendie est calculée en divisant le volume d'incendie par la surface de la cuve : $h_{inc} = \frac{120}{S}$

IV.6 : Dimensionnement des réservoirs:**IV.6.1 : Les volumes des réservoirs :**➤ **Réservoir tampon TILES-DIT :***Tableau IV.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de tampon.*

Heures	apport SPI	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	0	4,17	--	4,15	12,45
1--2	0	4,17	--	4,15	8,3
2--3	0	4,17	--	4,15	4,15
3--4	0	4,17	--	4,15	0
4--5	5	4,17	0,83	--	0,83
5--6	5	4,17	0,83	--	1,66
6--7	5	4,17	0,83	--	2,49
7--8	5	4,17	0,83	--	3,32
8--9	5	4,17	0,83	--	4,15
9--10	5	4,17	0,83	--	4,98
10--11	5	4,17	0,83	--	5,81
11--12	5	4,17	0,83	--	6,64
12--13	5	4,17	0,83	--	7,47
13--14	5	4,17	0,83	--	8,3
14--15	5	4,17	0,83	--	9,13
15--16	5	4,17	0,83	--	9,96
16--17	5	4,17	0,83	--	10,79
17--18	5	4,17	0,83	--	11,62
18--19	5	4,17	0,83	--	12,45
19--20	5	4,17	0,83	--	13,28
20--21	5	4,17	0,83	--	14,11
21--22	5	4,17	0,83	--	14,94
22--23	5	4,17	0,83	--	15,77
23--24	5	4,17	0,83	--	16,6

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 43\,848,48 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{16,6 * 43848,48}{100} = 7278,85 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = 7278,85 \text{ m}^3$, le volume normalisé est $V_n = 7300 \text{ m}^3$.

➤ **Réservoir de Semmache** : Semmache ne contient aucun réservoir d'eau, donc ce nouveau sera projeté avec un volume V_t qu'on va calculer par suite. Le calcul est illustré dans le *Tableau IV.2*.

Tableau IV.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Semmache.

Heures	apport	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	4,17	1	3,15	--	9,6
1--2	4,17	1	3,17	--	12,77
2--3	4,17	1	3,17	--	15,94
3--4	4,17	1	3,17	--	19,11
4--5	4,17	2	2,17	--	21,28
5--6	4,17	3	1,17	--	22,45
6--7	4,17	5	--	0,83	21,62
7--8	4,17	6,5	--	2,33	19,29
8--9	4,17	6,5	--	2,33	16,96
9--10	4,17	5,5	--	1,33	15,63
10--11	4,17	4,5	--	0,33	15,3
11--12	4,17	5,5	--	1,33	13,97
12--13	4,17	7	--	2,83	11,14
13--14	4,17	7	--	2,83	8,31
14--15	4,17	5,5	--	1,33	6,98
15--16	4,17	4,5	--	0,33	6,65
16--17	4,17	5	--	0,83	5,82
17--18	4,17	6,5	--	2,33	3,49
18--19	4,17	6,5	--	2,33	1,16
19--20	4,17	5	--	0,83	0,33
20--21	4,17	4,5	--	0,33	0
21--22	4,17	3	1,15	--	1,15
22--23	4,17	2	2,15	--	3,3
23--24	4,17	1	3,15	--	6,45

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 3\,238,78 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{22,45 * 3\,238,78}{100} = 727,1 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 727,11 + 120 = 847,11 \text{ m}^3$, le volume normalisé est $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

➤ **Réservoir d'Ouled Boubkeur:** Ouled Boubkeur ne contient aucun réservoir d'eau, donc ce nouveau sera projeté avec un volume V_t qu'on va calculer par suite. Le calcul est illustré dans le *Tableau IV.3.*

Tableau IV.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled Boubkeur.

Heures	apport	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	4,17	1	3,15	--	9,6
1--2	4,17	1	3,17	--	12,77
2--3	4,17	1	3,17	--	15,94
3--4	4,17	1	3,17	--	19,11
4--5	4,17	2	2,17	--	21,28
5--6	4,17	3	1,17	--	22,45
6--7	4,17	5	--	0,83	21,62
7--8	4,17	6,5	--	2,33	19,29
8--9	4,17	6,5	--	2,33	16,96
9--10	4,17	5,5	--	1,33	15,63
10--11	4,17	4,5	--	0,33	15,3
11--12	4,17	5,5	--	1,33	13,97
12--13	4,17	7	--	2,83	11,14
13--14	4,17	7	--	2,83	8,31
14--15	4,17	5,5	--	1,33	6,98
15--16	4,17	4,5	--	0,33	6,65
16--17	4,17	5	--	0,83	5,82
17--18	4,17	6,5	--	2,33	3,49
18--19	4,17	6,5	--	2,33	1,16
19--20	4,17	5	--	0,83	0,33
20--21	4,17	4,5	--	0,33	0
21--22	4,17	3	1,15	--	1,15
22--23	4,17	2	2,15	--	3,3
23--24	4,17	1	3,15	--	6,45

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 1\ 501,93\text{m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{22,45 * 1501,93}{100} = 337,18\text{m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 337,18 + 120 = 457,18\text{ m}^3$, le volume normalisé est $V_n = 500\text{ m}^3$.

➤ **Réservoir d'El Adjiba:** El Adjiba ne contient aucun réservoir d'eau, donc ce nouveau sera projeté avec un volume V_t qu'on va calculer par suite. Le calcul est illustré dans le *Tableau IV.4.*

Tableau IV.4 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'El Adjiba.

Heures	apport	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	4,17	1	3,15	--	9,6
1--2	4,17	1	3,17	--	12,77
2--3	4,17	1	3,17	--	15,94
3--4	4,17	1	3,17	--	19,11
4--5	4,17	2	2,17	--	21,28
5--6	4,17	3	1,17	--	22,45
6--7	4,17	5	--	0,83	21,62
7--8	4,17	6,5	--	2,33	19,29
8--9	4,17	6,5	--	2,33	16,96
9--10	4,17	5,5	--	1,33	15,63
10--11	4,17	4,5	--	0,33	15,3
11--12	4,17	5,5	--	1,33	13,97
12--13	4,17	7	--	2,83	11,14
13--14	4,17	7	--	2,83	8,31
14--15	4,17	5,5	--	1,33	6,98
15--16	4,17	4,5	--	0,33	6,65
16--17	4,17	5	--	0,83	5,82
17--18	4,17	6,5	--	2,33	3,49
18--19	4,17	6,5	--	2,33	1,16
19--20	4,17	5	--	0,83	0,33
20--21	4,17	4,5	--	0,33	0
21--22	4,17	3	1,15	--	1,15
22--23	4,17	2	2,15	--	3,3
23--24	4,17	1	3,15	--	6,45

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 2\ 806,64\text{m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{22,45 * 2806,64}{100} = 630,09\text{m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 630,09 + 120 = 750,09\text{ m}^3$, le volume normalisé est $V_n = 1000\text{ m}^3$.

➤ **Réservoir d'Ahnif centre** : Ahnif centre ne contient aucun réservoir d'eau, donc ce nouveau sera projeté avec un volume V_t qu'on va calculer par suite. Le calcul est illustré dans le *Tableau IV.5*.

Tableau IV.5 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ahnif centre.

Heures	apport	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	4,17	1	3,15	--	9,6
1--2	4,17	1	3,17	--	12,77
2--3	4,17	1	3,17	--	15,94
3--4	4,17	1	3,17	--	19,11
4--5	4,17	2	2,17	--	21,28
5--6	4,17	3	1,17	--	22,45
6--7	4,17	5	--	0,83	21,62
7--8	4,17	6,5	--	2,33	19,29
8--9	4,17	6,5	--	2,33	16,96
9--10	4,17	5,5	--	1,33	15,63
10--11	4,17	4,5	--	0,33	15,3
11--12	4,17	5,5	--	1,33	13,97
12--13	4,17	7	--	2,83	11,14
13--14	4,17	7	--	2,83	8,31
14--15	4,17	5,5	--	1,33	6,98
15--16	4,17	4,5	--	0,33	6,65
16--17	4,17	5	--	0,83	5,82
17--18	4,17	6,5	--	2,33	3,49
18--19	4,17	6,5	--	2,33	1,16
19--20	4,17	5	--	0,83	0,33
20--21	4,17	4,5	--	0,33	0
21--22	4,17	3	1,15	--	1,15
22--23	4,17	2	2,15	--	3,3
23--24	4,17	1	3,15	--	6,45

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 3\ 158,95\text{m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{22,45 * 3158,95}{100} = 709,18\text{m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 709,18 + 120 = 829,18\text{ m}^3$, le volume normalisé est $V_n = 1000\text{ m}^3$.

➤ **Réservoir d'Akcim** : Akcim contient un réservoir d'eau, dont son volume est de 300 m³ un nouveau sera projeté avec un volume V_r qu'on va calculer par suite. Le calcul est illustré dans le *Tableau IV.6.*

Tableau IV.6 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Akcim.

Heures	apport	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	4,17	1	3,15	--	9,6
1--2	4,17	1	3,17	--	12,77
2--3	4,17	1	3,17	--	15,94
3--4	4,17	1	3,17	--	19,11
4--5	4,17	2	2,17	--	21,28
5--6	4,17	3	1,17	--	22,45
6--7	4,17	5	--	0,83	21,62
7--8	4,17	6,5	--	2,33	19,29
8--9	4,17	6,5	--	2,33	16,96
9--10	4,17	5,5	--	1,33	15,63
10--11	4,17	4,5	--	0,33	15,3
11--12	4,17	5,5	--	1,33	13,97
12--13	4,17	7	--	2,83	11,14
13--14	4,17	7	--	2,83	8,31
14--15	4,17	5,5	--	1,33	6,98
15--16	4,17	4,5	--	0,33	6,65
16--17	4,17	5	--	0,83	5,82
17--18	4,17	6,5	--	2,33	3,49
18--19	4,17	6,5	--	2,33	1,16
19--20	4,17	5	--	0,83	0,33
20--21	4,17	4,5	--	0,33	0
21--22	4,17	3	1,15	--	1,15
22--23	4,17	2	2,15	--	3,3
23--24	4,17	1	3,15	--	6,45

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 3\ 107,36\text{m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{22,45 * 3107,36}{100} = 697,60\text{m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 697,60 + 120 = 817,60\text{ m}^3$, le volume normalisé est

$V_n = 1000\text{ m}^3$. Le réservoir projeté est de volume V_n' tel que $V_n' = V_n - 300 = 517,60\text{ m}^3$ d'où

$V_n' = 750\text{ m}^3$.

➤ **Réservoir de M'Chedallah :** M'Chedallah ne contient aucun réservoir d'eau, donc ce nouveau sera projeté avec un volume V_t qu'on va calculer par suite. Le calcul est illustré dans le *Tableau IV.7.*

Tableau IV.7 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de M'Chedallah.

Heures	apport	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	0	1,5	--	1,5	8,5
1--2	0	1,5	--	1,5	7
2--3	0	1,5	--	1,5	5,5
3--4	0	1,5	--	1,5	4
4--5	5	2,5	2,5	--	6,5
5--6	5	3,5	1,5	--	8
6--7	5	4,5	0,5	--	8,5
7--8	5	5,5	--	0,5	8
8--9	5	6,25	--	1,25	6,75
9--10	5	6,25	--	1,25	5,5
10--11	5	6,25	--	1,25	4,25
11--12	5	6,25	--	1,25	3
12--13	5	5	--	0	3
13--14	5	5	--	0	3
14--15	5	5,5	--	0,5	2,5
15--16	5	6	--	1	1,5
16--17	5	6	--	1	0,5
17--18	5	5,5	--	0,5	0
18--19	5	5	0	--	0
19--20	5	4,5	0,5	--	0,5
20--21	5	4	1	--	1,5
21--22	5	3	2	--	3,5
22--23	5	2	3	--	6,5
23--24	5	1,5	3,5	--	10

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 14\,979,35 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{22,45 * 14979,35}{100} = 1273,24 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 1\,273,24 + 120 = 1\,393,24 \text{ m}^3$, le volume normalisé est $V_n = 1500 \text{ m}^3$.

➤ **Réservoir de Raffour** : Raffour contient un réservoir d'eau, dont son volume est de 300 m³ un nouveau sera projeté avec un volume V_t qu'on va calculer par suite. Le calcul est illustré dans le *Tableau IV.8*.

Tableau IV.8 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Raffour.

Heures	apport	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	0	1,5	--	1,5	8,5
1--2	0	1,5	--	1,5	7
2--3	0	1,5	--	1,5	5,5
3--4	0	1,5	--	1,5	4
4--5	5	2,5	2,5	--	6,5
5--6	5	3,5	1,5	--	8
6--7	5	4,5	0,5	--	8,5
7--8	5	5,5	--	0,5	8
8--9	5	6,25	--	1,25	6,75
9--10	5	6,25	--	1,25	5,5
10--11	5	6,25	--	1,25	4,25
11--12	5	6,25	--	1,25	3
12--13	5	5	--	0	3
13--14	5	5	--	0	3
14--15	5	5,5	--	0,5	2,5
15--16	5	6	--	1	1,5
16--17	5	6	--	1	0,5
17--18	5	5,5	--	0,5	0
18--19	5	5	0	--	0
19--20	5	4,5	0,5	--	0,5
20--21	5	4	1	--	1,5
21--22	5	3	2	--	3,5
22--23	5	2	3	--	6,5
23--24	5	1,5	3,5	--	10

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 5\,263,27 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{8,5 * 5263,27}{100} = 447,38 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 447,38 + 120 = 567,38 \text{ m}^3$, le volume normalisé est

$V_n = 750 \text{ m}^3$. Le réservoir projeté est de volume V_n' tel que $V_n' = V_n - 300 = 450 \text{ m}^3$ d'où

$V_n' = 500 \text{ m}^3$.

➤ **Réservoir de Chorfa** : Chorfa ne contient aucun réservoir d'eau, donc ce nouveau sera projeté avec un volume V_t qu'on va calculer par suite, ce réservoir va servir la consommation de l'agglomération Chorfa et la SPIII en même temps. Le calcul est illustré dans le *Tableau IV.9*.

Tableau IV.9 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Chorfa.

Heures	apport	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	0	1,73	--	1,73	7,75
1--2	0	1,73	--	1,73	6,02
2--3	0	1,73	--	1,73	4,29
3--4	0	1,73	--	1,73	2,55
4--5	5	2,65	2,35	--	4,91
5--6	5	3,56	1,44	--	6,35
6--7	5	4,47	0,53	--	6,88
7--8	5	5,38	--	0,38	6,49
8--9	5	6,07	--	1,07	5,43
9--10	5	6,07	--	1,07	4,36
10--11	5	6,07	--	1,07	3,29
11--12	5	6,07	--	1,07	2,23
12--13	5	4,93	0,07	0,00	2,30
13--14	5	4,93	0,07	0,00	2,37
14--15	5	5,38	0,00	0,38	1,99
15--16	5	5,84	0,00	0,84	1,15
16--17	5	5,84	0,00	0,84	0,31
17--18	5	5,38	0,00	0,38	-0,07
18--19	5	4,93	0,07	--	0
19--20	5	4,47	0,53	--	0,53
20--21	5	4,01	0,99	--	1,51
21--22	5	3,10	1,90	--	3,41
22--23	5	2,19	2,81	--	6,22
23--24	5	1,73	3,27	--	9,49

D'après les calculs effectués précédemment le débit maximal journalier est de : $Q_{\max, j} = 9\,792,19 \text{ m}^3/\text{j}$ ($Q_{\max j} = 8\,930,30 \text{ m}^3/\text{j}$ pour Chorfa et $Q_{\max j} = 861,29 \text{ m}^3$ pour Tiksiridene) et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{(|9,49| + |-0,07|) * 9792,19}{100} = 935,98 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 935,98 + 120 = 1055,98 \text{ m}^3$, le volume normalisé est $V_n = 1200 \text{ m}^3$.

➤ **Réservoir de Tiksiridene** : Tiksiridene contient un réservoir d'eau, dont son volume est de 150 m^3 , un nouveau sera projeté avec un volume V_t qu'on va calculer par suite. Le calcul est illustré dans le *Tableau IV.10*.

Tableau IV.10 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Tiksiridene.

Heures	apport	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	0	1	--	1	8,5
1--2	0	1	--	1	7,5
2--3	0	1	--	1	6,5
3--4	0	1	--	1	5,5
4--5	5	2	3	--	8,5
5--6	5	3	2	--	10,5
6--7	5	5	--	--	10,5
7--8	5	6,5	--	1,5	9
8--9	5	6,5	--	1,5	7,5
9--10	5	5,5		0,5	7
10--11	5	4,5	0,5	--	7,5
11--12	5	5,5	--	0,5	7
12--13	5	7	--	2	5
13--14	5	7	--	2	3
14--15	5	5,5	--	0,5	2,5
15--16	5	4,5	0,5	--	3
16--17	5	5	--	0	3
17--18	5	6,5	--	1,5	1,5
18--19	5	6,5	--	1,5	0
19--20	5	5	--	0	0
20--21	5	4,5	0,5	--	0,5
21--22	5	3	2	--	2,5
22--23	5	2	3	--	5,5
23--24	5	1	4		9,5

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 861,29 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{10,5 * 861,29}{100} = 90,44 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{inc} = 90,44 + 120 = 210,44 \text{ m}^3$, le volume normalisé est

$V_n = 300 \text{ m}^3$. Le réservoir projeté est de volume V_n' tel que $V_n' = V_n - 150 = 60,44 \text{ m}^3$ d'où

$V_n' = 150 \text{ m}^3$.

IV.6.2 : Dimensions des réservoirs :

Le tableau IV.11 récapitule les dimensions géométriques des réservoirs après la détermination de leurs volumes normalisés.

Tableau IV.11 : Dimensions des réservoirs.

Réservoir	Vn (m ³)	Dc (m)	Dnor (m)	heau (m)	Scuve (m ²)	hair (m)	Hresvoir (m)	hinc (m)
semmache	1000	17,85	16	5,0	200,96	0,5	5,5	0,60
Ouled.B	500	12,62	13	3,8	132,67	0,9	4,7	0,90
El Adjiba	1000	17,85	16	5,0	200,96	0,5	5,5	0,60
Ahnif	1000	17,85	16	5,0	200,96	0,5	5,5	0,60
Akcim	750	15,45	16	3,7	200,96	0,3	4	0,60
M'Ched	1500	21,86	20	4,8	314,00	0,7	5,5	0,38
Raffour	500	12,62	13	3,8	132,67	0,7	4,5	0,90
Chorfa	1200	19,55	20	3,8	314,00	0,7	4,5	0,38
Tiksiridene	150	6,91	7	3,9	38,47	0,6	4,5	3,12
R tampon	2*3750	34,56	34	4,1	907,46	0,4	4,5	-----

IV.7 : Bâches des stations de pompage :**IV.7.1 : Les volumes des bâches d'aspiration :**➤ **Bâche de la SPI :**

La station de pompage I reçoit son débit de la station de traitement TILES DIT qui est de $0,609 \text{ m}^3/\text{s} = 43\,848,48 \text{ m}^3/\text{j}$, qui sera refoulé vers le réservoir tampon TILES DIT. Donc le volume

Tableau IV.12 : Volume de la bâche d'aspiration SPI.

Heures	apport RT	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	4,17	0	4,17	--	4,17
1--2	4,17	0	4,17	--	8,34
2--3	4,17	0	4,17	--	12,51
3--4	4,17	0	4,17	--	16,68
4--5	4,17	5	--	0,83	15,85
5--6	4,17	5	--	0,83	15,02
6--7	4,17	5	--	0,83	14,19
7--8	4,17	5	--	0,83	13,36
8--9	4,17	5	--	0,83	12,53
9--10	4,17	5	--	0,83	11,7
10--11	4,17	5	--	0,83	10,87
11--12	4,17	5	--	0,83	10,04
12--13	4,17	5	--	0,83	9,21
13--14	4,17	5	--	0,83	8,38
14--15	4,17	5	--	0,83	7,55
15--16	4,17	5	--	0,83	6,72
16--17	4,17	5	--	0,83	5,89
17--18	4,17	5	--	0,83	5,06
18--19	4,17	5	--	0,83	4,23
19--20	4,17	5	--	0,83	3,4
20--21	4,17	5	--	0,85	2,55
21--22	4,17	5	--	0,85	1,7
22--23	4,17	5	--	0,85	0,85
23--24	4,17	5	--	0,85	0

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 43\ 848,48\ \text{m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{16,68 * 43848,48}{100} = 7313,93\text{m}^3$$

Donc le volume total normalisé sera de : $V_n = 7500\ \text{m}^3$.

➤ **Bâche de la SPII :**

La station de pompage II reçoit son débit du réservoir tampon TILES DIT qui est de

$0,3477\ \text{m}^3/\text{s} = 30\ 041,28\ \text{m}^3/\text{j}$, qui sera refoulé vers les réservoirs (M'Chedallah, Raffour et Chorfa).

Tableau IV.13 : Volume de la bache d'aspiration SPII.

Heures	apport RT	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	4,17	0	4,17	--	4,17
1--2	4,17	0	4,17	--	8,34
2--3	4,17	0	4,17	--	12,51
3--4	4,17	0	4,17	--	16,68
4--5	4,17	5	--	0,83	15,85
5--6	4,17	5	--	0,83	15,02
6--7	4,17	5	--	0,83	14,19
7--8	4,17	5	--	0,83	13,36
8--9	4,17	5	--	0,83	12,53
9--10	4,17	5	--	0,83	11,7
10--11	4,17	5	--	0,83	10,87
11--12	4,17	5	--	0,83	10,04
12--13	4,17	5	--	0,83	9,21
13--14	4,17	5	--	0,83	8,38
14--15	4,17	5	--	0,83	7,55
15--16	4,17	5	--	0,83	6,72
16--17	4,17	5	--	0,83	5,89
17--18	4,17	5	--	0,83	5,06
18--19	4,17	5	--	0,83	4,23
19--20	4,17	5	--	0,83	3,4
20--21	4,17	5	--	0,85	2,55
21--22	4,17	5	--	0,85	1,7
22-23	4,17	5	--	0,85	0,85
23--24	4,17	5	--	0,85	0

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 30\,041,28 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{16,68 * 30\,041,28}{100} = 5009,81 \text{ m}^3$$

Donc le volume total normalisé sera de : $V_n = 5025 \text{ m}^3$.

➤ **Bâche de la SPIII :**

La station de pompage III reçoit son débit du réservoir Chorfa qui est de $0,001 \text{ m}^3/\text{s}$ qui est égal à $861,29 \text{ m}^3/\text{j}$, qui sera refoulé vers le réservoir Tiksiridene.

Tableau IV.14 : Volume de la bache d'aspiration SPII.

Heures	apport RT	distribution	surplus	déficit	résidu
	%	%	%	%	%
0--1	4,17	0	4,17	--	4,17
1--2	4,17	0	4,17	--	8,34
2--3	4,17	0	4,17	--	12,51
3--4	4,17	0	4,17	--	16,68
4--5	4,17	5	--	0,83	15,85
5--6	4,17	5	--	0,83	15,02
6--7	4,17	5	--	0,83	14,19
7--8	4,17	5	--	0,83	13,36
8--9	4,17	5	--	0,83	12,53
9--10	4,17	5	--	0,83	11,7
10--11	4,17	5	--	0,83	10,87
11--12	4,17	5	--	0,83	10,04
12--13	4,17	5	--	0,83	9,21
13--14	4,17	5	--	0,83	8,38
14--15	4,17	5	--	0,83	7,55
15--16	4,17	5	--	0,83	6,72
16--17	4,17	5	--	0,83	5,89
17--18	4,17	5	--	0,83	5,06
18--19	4,17	5	--	0,83	4,23
19--20	4,17	5	--	0,83	3,4
20--21	4,17	5	--	0,85	2,55
21--22	4,17	5	--	0,85	1,7
22-23	4,17	5	--	0,85	0,85
23--24	4,17	5	--	0,85	0

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$Q_{\max, j} = 861,29 \text{ m}^3/\text{j}$ et d'après le tableau précédent V_r est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{16,68 * 861,29}{100} = 143,66 \text{ m}^3$$

Donc le volume total normalisé sera de : $V_n = 150 \text{ m}^3$.

IV.7.2 : Dimensions des baches d'aspiration :

Le tableau IV.13 récapitule les dimensions géométriques des réservoirs des baches d'aspiration après la détermination de leurs volumes normalisés. On distingue que les baches ont des volumes importants comme SPI de 7300 m^3 et SPII de 5025 m^3 , en raison de leurs stabilités on propose de mettre les baches d'aspiration en deux réservoirs identiques, c'est le cas pour SPI et SPII.

Le tableau IV.15 : Dimensions des réservoirs des bâches d'aspiration.

Bâche	Nbre de réservoirs	Vn (m3)	Dc (m)	Dnor (m)	heau (m3)	Scuve (m2)	hair (m)	Hresvoir (m)
SPI	2	3750	34,56	34	4,1	907,46	0,4	4,5
SPII	2	2515	28,30	28	4,1	615,44	0,9	5
SPIII	1	150	6,91	7	3,9	38,47	1,6	5,5

Conclusion :

L'étude dans ce chapitre à permet de calculer les capacités des réservoirs terminaux qui sont dans le tableau suivant :

Réservoir	Vn (m3)
semmache	1000
O. B	500
El Adjiba	1000
Ahnif	1000
Akcim	750
M'Ched	1500
Raffour	500
Chorfa	1200
Tiksiridene	150
R tampon	2*3750

Les capacités des réservoirs des bâches d'aspiration qui sont dans le tableau suivant :

Bache	Nbre de reservoirs	Vn (m3)
SPI	2	3750
SPII	2	2515
SPIII	1	150

Les dimensions des réservoirs sont dans le tableau suivant :

Réservoir	Vn (m3)	Dc (m)	Dnor (m)	heau (m3)	Scuve (m2)	hair (m)	Hresvoir (m)	hinc (m)
semmache	1000	17,85	16	5,0	200,96	0,5	5,5	0,60
O. B	500	12,62	13	3,8	132,67	0,9	4,7	0,90
El Adjiba	1000	17,85	16	5,0	200,96	0,5	5,5	0,60
Ahnif	1000	17,85	16	5,0	200,96	0,5	5,5	0,60
Akcim	750	15,45	16	3,7	200,96	0,3	4	0,60
M'Ched	1500	21,86	20	4,8	314,00	0,7	5,5	0,38
Raffour	500	12,62	13	3,8	132,67	0,7	4,5	0,90
Chorfa	1200	19,55	20	3,8	314,00	0,7	4,5	0,38
Tiksiridene	150	6,91	7	3,9	38,47	0,6	4,5	3,12
R tampon	2*3750	34,56	34	4,1	907,46	0,4	4,5	
SPI	2*3750	34,56	34	4,1	907,46	0,4	4,5	
SPII	2*2515	28,30	28	4,1	615,44	0,9	5	
SPIII	150	6,91	7	3,9	38,47	1,6	5,5	

CHAPITRE V :
ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Introduction :

La topographie d'une région et la position de la source d'alimentation, peut nécessiter la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain.

Le but de ce chapitre est de déterminer le type de pompe qui assure la charge et le débit demandés, en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

V.1 : Choix du type de pompe :

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- ✓ Assurance d'un débit appelé Q_{app} et la hauteur manométrique totale (HMT [m]) ;
- ✓ Meilleur rendement (η en pourcentage) ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ($NPSH$ [m]);
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée (n [tr/min]);
- ✓ Puissance absorbée minimale (P_{abs} [kw]);
- ✓ Être fabriquée en série.

V.2 : Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.3 : Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge et le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu. On distingue deux types de couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait comme suit :

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

V.3.1 : Couplage en parallèle :

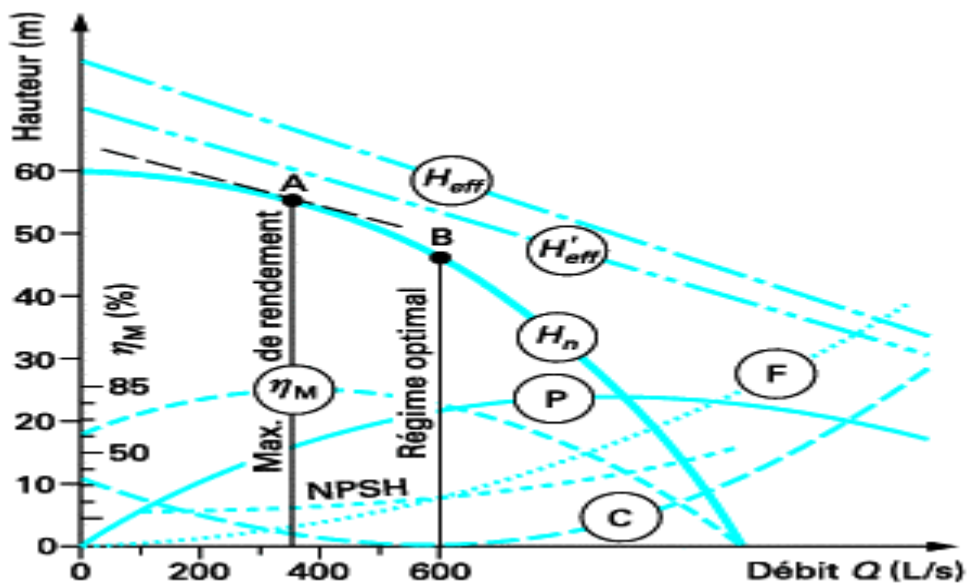
Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

Pour le couplage en série, les pompes sont munies de plusieurs cellules.

Dans la figure V-1 on représente les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

Figure V.1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.



(a) en fonction du débit :

- H_{eff} hauteurs théoriques effectivement engendrées (nombre d'aubes infini, d'épaisseur nulle)
- H'_{eff} hauteurs théoriques effectivement engendrées avec des aubes réelles, en nombre fini
- C pertes de charge dues aux chocs de l'eau à l'entrée et à la sortie des aubes
- F pertes de charge dues aux frottement de l'eau dans les aubes
- H_n hauteurs nettes engendrées : $H_n = H'_{eff} - (C + F)$
- η_M rendements manométriques en % : $\eta_M = H_n / H_{eff}$
- NPSH hauteurs nettes d'aspiration (*net positive suction head*)
- P puissance absorbée par la pompe

V.4 : Choix de types et de nombres de pompes pour chaque station de pompage :

➤ **Pompes de la SPI :**

La SPI refoule un débit de $43\,848,48 \text{ m}^3/\text{j} = 0,609 \text{ l/s}$, pour une HMT de 139,95 m, sur longueur de 835 m. Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes CAPRARI qui sont fabriquées en série et en vu de la disponibilité du choix.

Les résultats des pompes qui conviennent son récapitulés dans le tableau V.1

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes disponibles.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	609	139,95	--	--	--	--	--	--	--	--
2	304,5	139,95	--	--	--	--	--	--	--	--
3	203	139,95	--	--	--	--	--	--	--	--
4	152,25	139,95	--	--	--	--	--	--	--	--
5	121,8	139,95	PM150/4A	75,2	140	1750	4	215	8,06	360
6	101,5	139,95	PM150/5D	74,8	141	1750	5	195	5,57	360

Le cout d'énergie consommable en cours de l'année est représenté dans les graphes suivants.

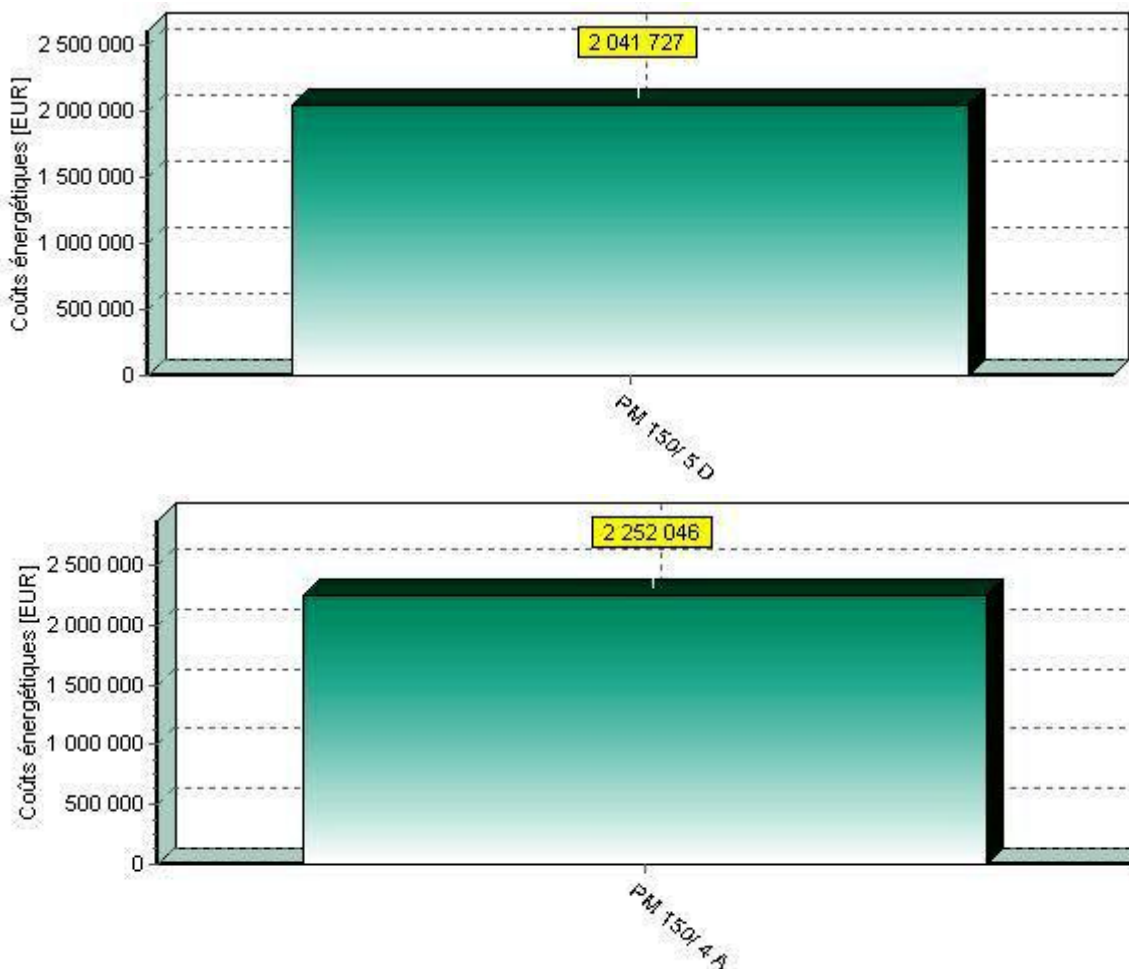


Figure V.2 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.

Pour les deux types de pompe sont presque identiques, pour le choix de type alors en comparant entre les couts des deux installations :

- ✓ Pour PM150/4A cout annuel = $2\,252\,046 * 5 = 11\,280\,230$ DA.
- ✓ Pour PM150/5D cout annuel = $2\,041\,727 * 6 = 12\,250\,362$ DA.

En conclusion, le type choisi est PM150/4A avec 2 pompes de secours.

Les courbes caractéristiques de ce type sont les suivants :

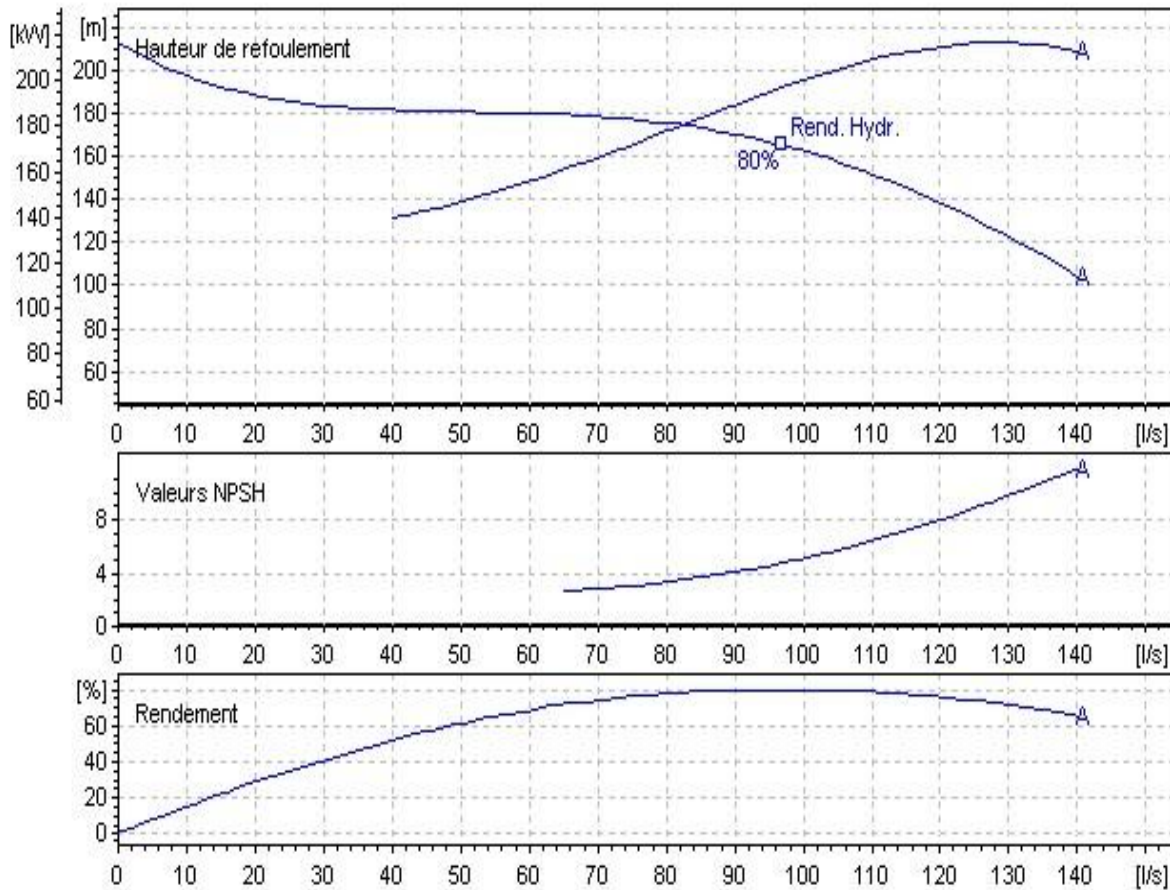


Figure V.3 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 150/4A.

➤ **Pompes de la SPII :**

La SPI refoule un débit de $25\,034,40\text{ m}^3/\text{j} = 0,3477\text{ l/s}$, la station refoule vers trois réservoirs (M'Chedallah, Raffour et Chorfa)

- **SPII vers le réservoir de M'Chedallah :** la HMT est 185,18 m et de débit 208,05 l/s, sur longueur de 1950,92 m. Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes CAPRARI qui sont fabriquées en série et en vu de la disponibilité du choix. Les résultats des pompes qui conviennent son récapitulés dans le tableau V.2

Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes disponibles.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	208,05	185,18	--	--	--	--	--	--	--	--
2	104,025	185,18	PM150/5B	79	187	1750	5	243	5,57	360
3	69,35	185,18	PM150/6E	75,8	193	1750	6	177	2,83	360
4	52,0125	185,18	PM100/2A	76,8	186	3500	2	123	7,49	270

Le cout d'énergie consommable en cours de l'année est représenté dans les graphes suivants.

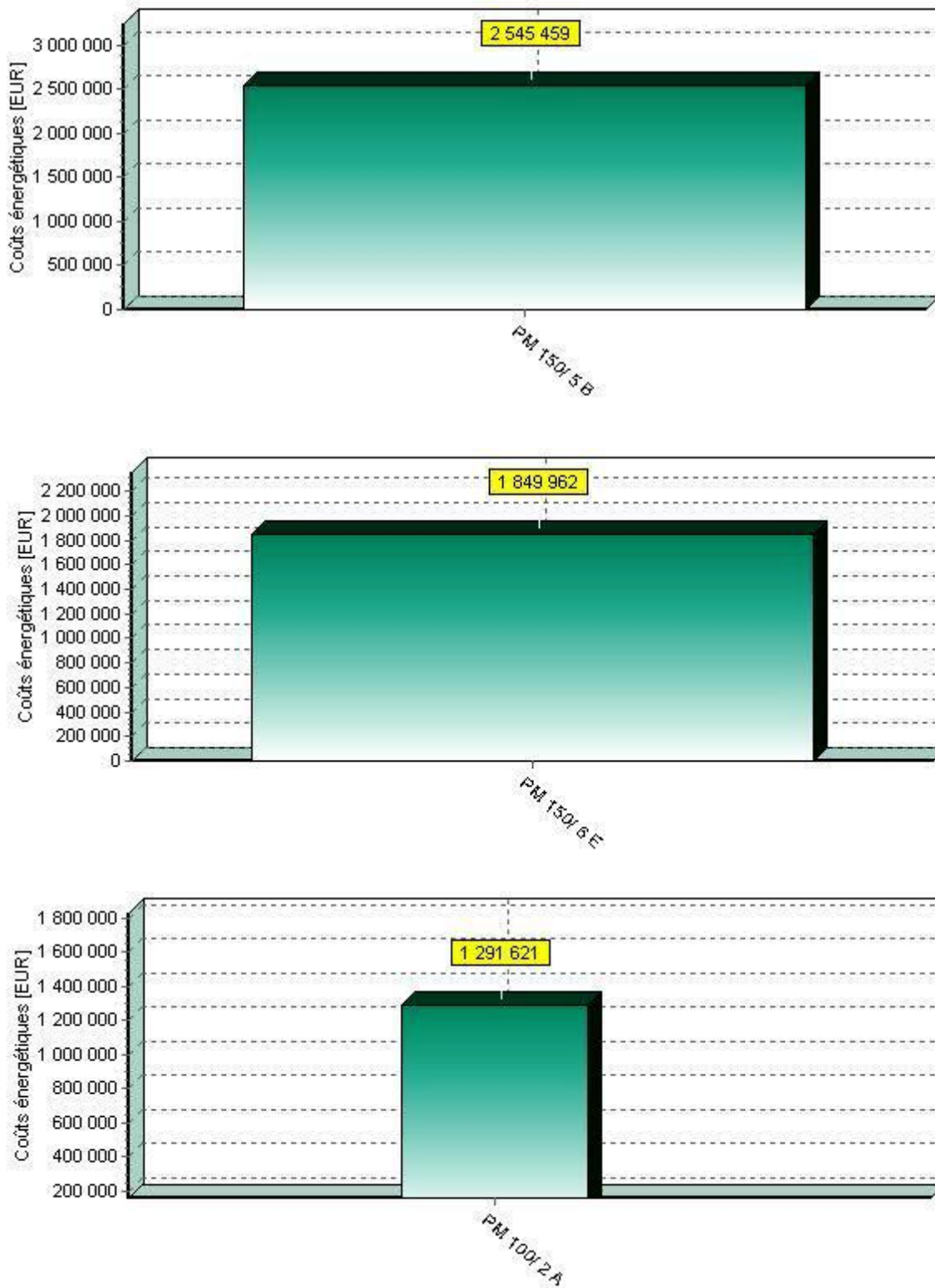


Figure V.4 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.

Pour le choix de type de pompes on prend aussi en considération le cout de consommation annuel, alors en comparant entre les couts des installations :

- ✓ Pour PM150/5B cout annuel = $2\,545\,459 * 2 = 5\,090\,918$ DA.
- ✓ Pour PM150/6E cout annuel = $1\,849\,962 * 3 = 5\,549\,886$ DA.
- ✓ Pour PM100/2A cout annuel = $1\,291\,621 * 4 = 5\,166\,484$ DA.

En conclusion, le type choisi est PM150/5B avec 1 pompe de secours.

Les courbes caractéristiques de ce type sont les suivants :

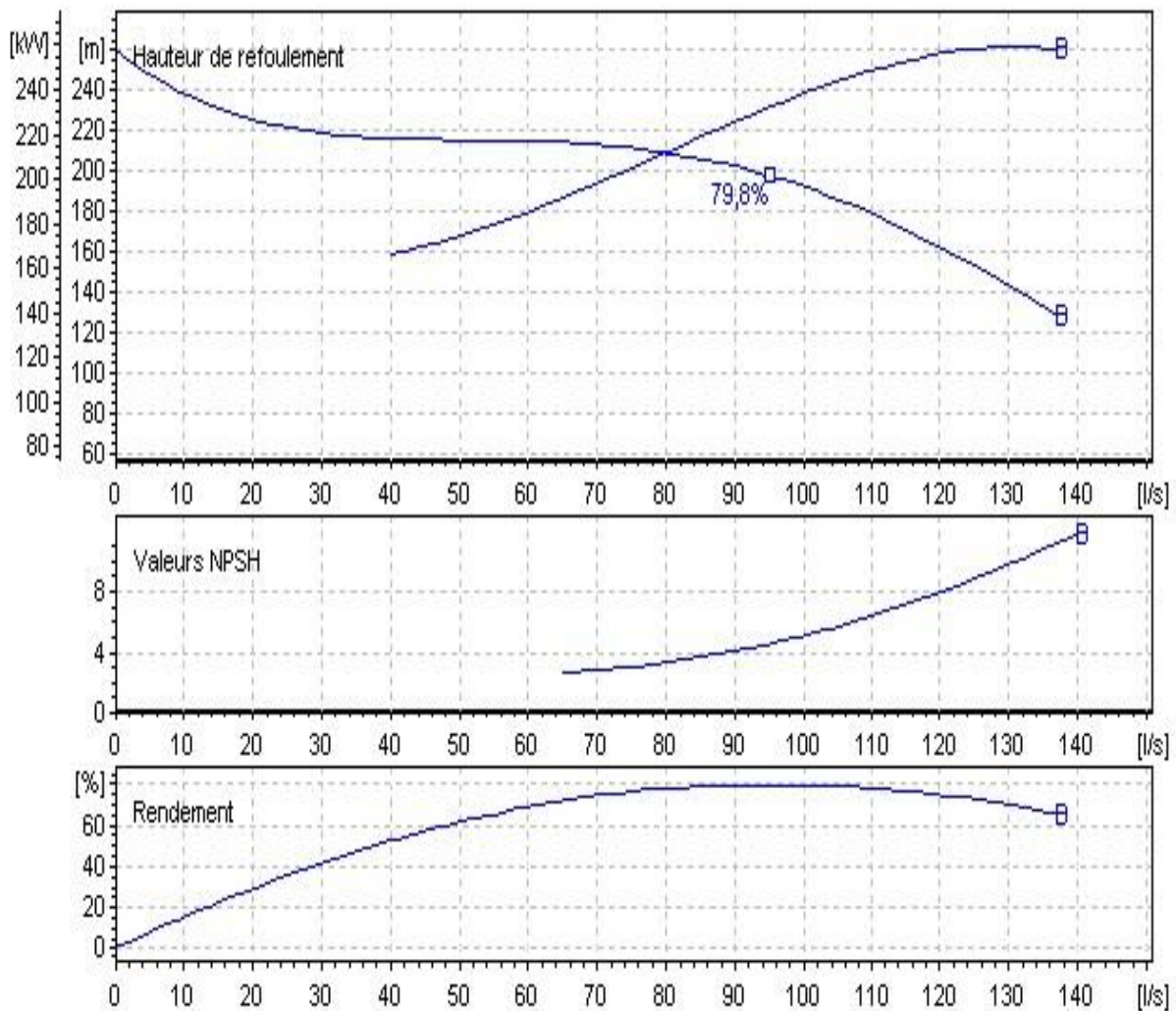


Figure V.5: Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 150/5B.

- **Vers le réservoir de Raffour** : la HMT est 130,61 m et de débit 73,1 l/s, sur longueur de 1554,4 m. Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes CAPRARI qui sont fabriquées en série et en vu de la disponibilité du choix. Les résultats des pompes qui conviennent son récapitulés dans le tableau V.3.

Tableau V.3 : Caractéristiques des pompes disponibles.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	73,1	130,61	PM150/4E	76,3	128	1750	4	119	2,89	360
2	36,55	130,61	PM80/3B	79	130	3500	3	60,7	8,61	235
3	24,67	130,61	PM150/3B	35,1	133	1750	3	96,5	1,61	360
4	18,275	130,61	PM80/9A	71,8	131	1750	9	32,9	2,55	235

Le cout d'énergie consommable en cours de l'année est représenté dans les graphes suivants.

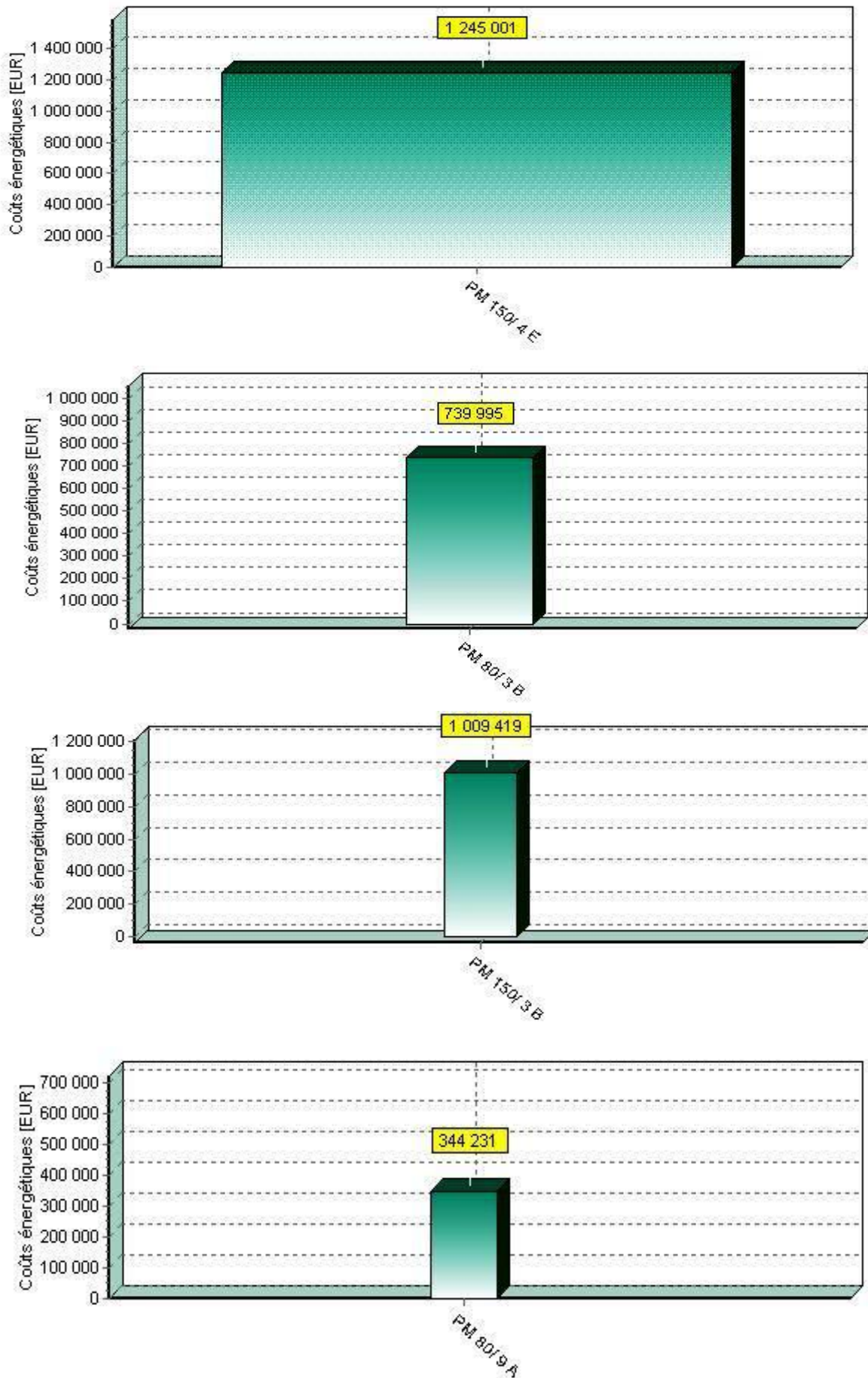


Figure V.6 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.

Pour le choix de type de pompes on prend aussi en considération le cout de consommation annuel, alors en comparant entre les couts des installations :

- ✓ Pour PM150/4E cout annuel = 1 245 001 * 1 = 1 245 001 DA.
- ✓ Pour PM80/3B cout annuel = 739 995 * 2 = 1 479 990 DA.
- ✓ Pour PM150/3B cout annuel = 1 009 419 * 3 = 3 028 257 DA.
- ✓ Pour PM80/9A cout annuel = 344 231 * 4 = 1 376 924 DA.

En conclusion, le type choisi est PM80/3B avec 1 pompe de secours.

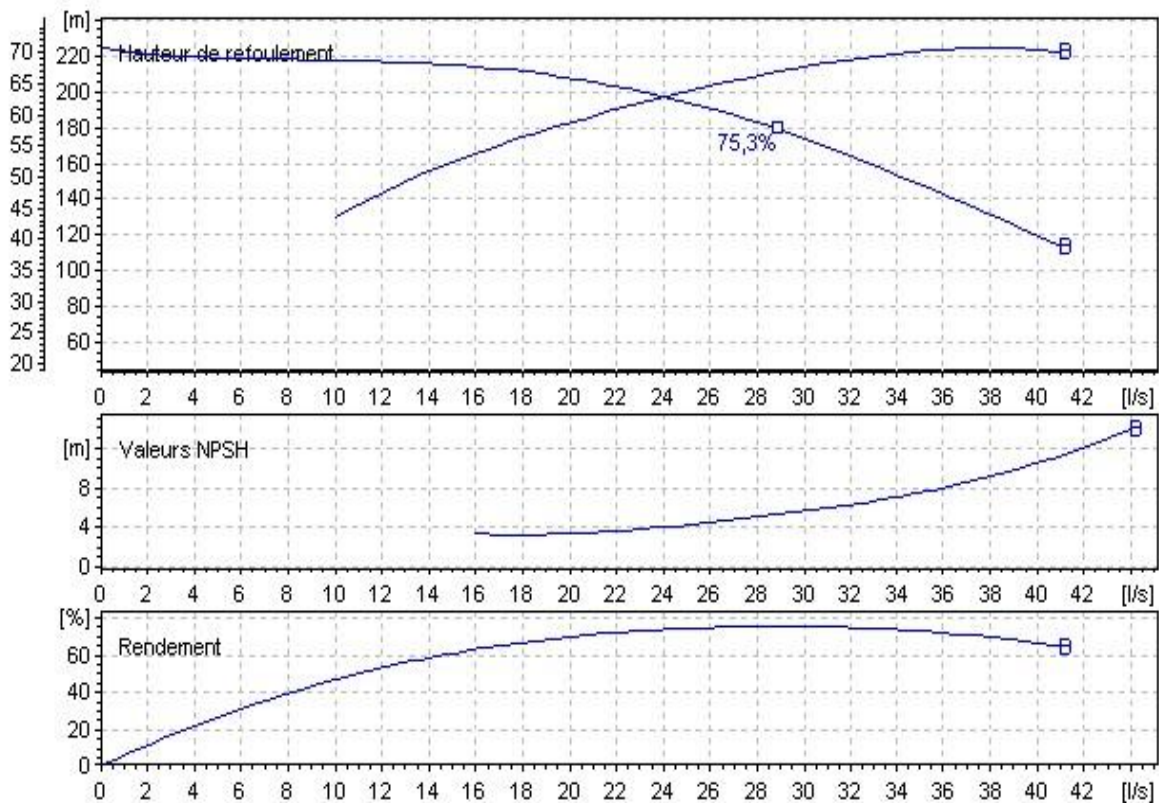


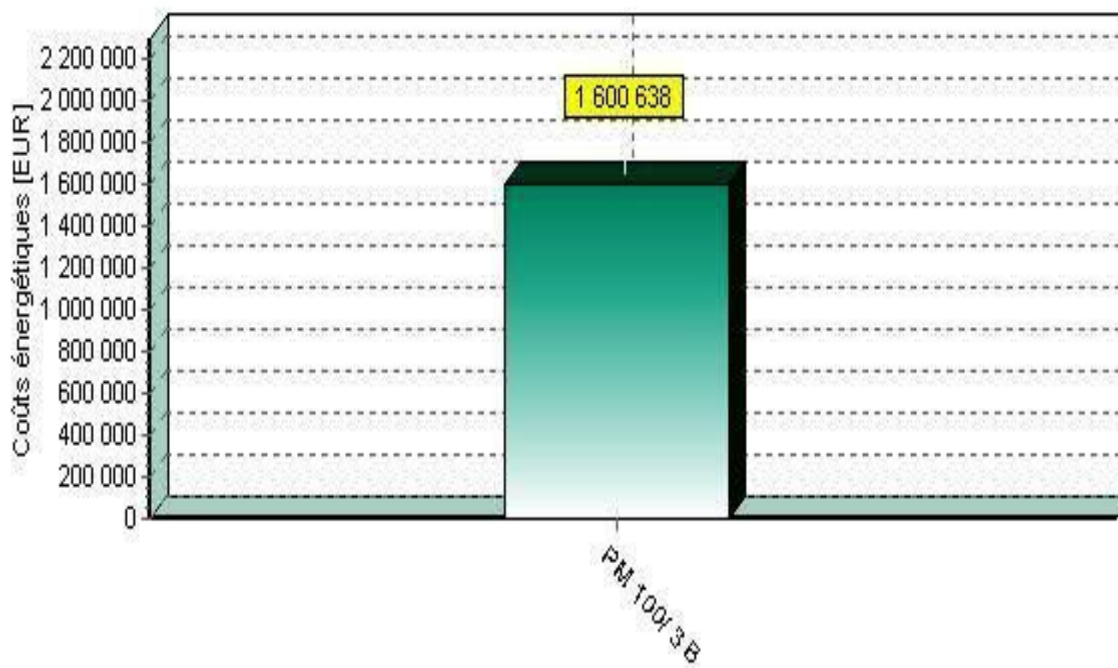
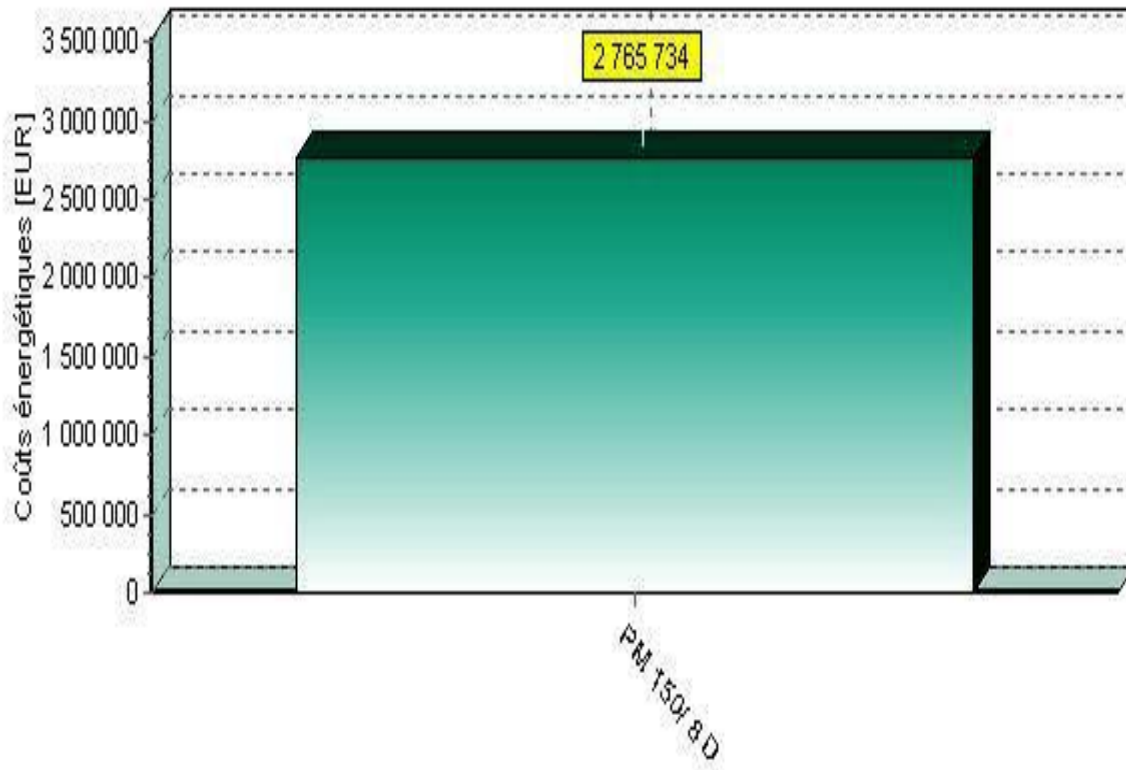
Figure V.7 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 80/3B.

- **Vers le réservoir de Chorfa :** la HMT est 265,77 m et de débit 136 l/s, sur longueur de 4117,29m. Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes CAPRARI qui sont fabriquées en série et en vu de la disponibilité du choix. Les résultats des pompes qui conviennent son récapitulés dans le tableau V.4.

Tableau V.4 : Caractéristiques des pompes disponibles.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	136	265,77	--	--	--	--	--	--	--	--
2	68	265,77	PM150/8D	75,3	286	1750	8	264	2,82	360
3	45,33	265,77	PM100/3B	35,1	267	3500	3	153	5,73	270
4	34	265,77	PM125/10D	74,2	274	1750	10	130	1,88	300
5	27,2	265,77	PM80/4A	75,3	287	3500	4	75,3	5,02	235

Le cout d'énergie consommable en cours de l'année est représenté dans les graphes suivants.



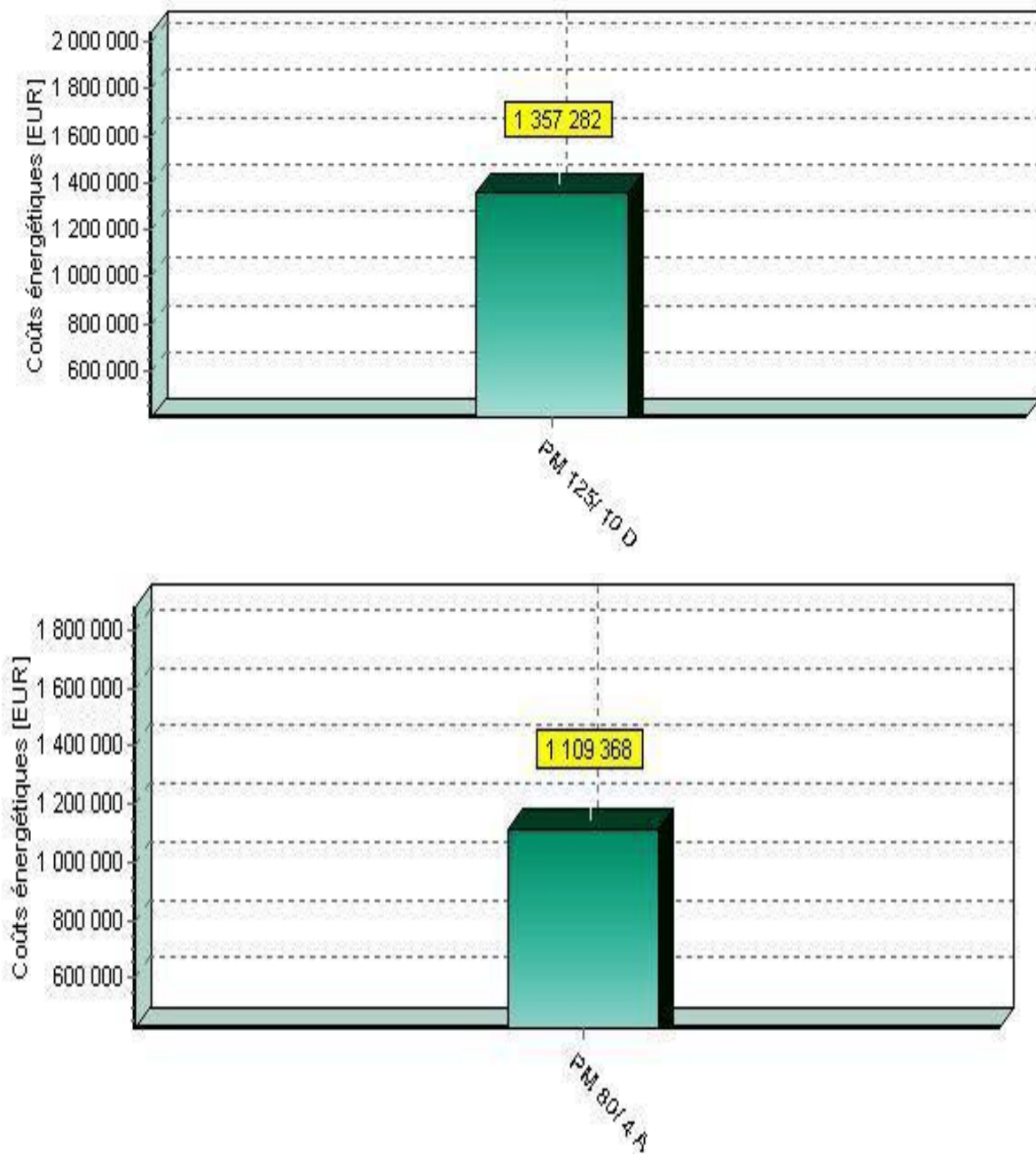


Figure V.8 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.

Pour le choix de type de pompes on prend aussi en considération le cout de consommation annuel, alors en comparant entre les couts des installations :

- ✓ Pour PM150/8D cout annuel = $2\,765\,734 * 2 = 5\,531\,468$ DA.
- ✓ Pour PM100/3B cout annuel = $1\,600\,638 * 3 = 4\,801\,914$ DA.
- ✓ Pour PM125/10D cout annuel = $1\,357\,282 * 4 = 5\,429\,128$ DA.
- ✓ Pour PM80/4A cout annuel = $1\,109\,368 * 5 = 5\,546\,840$ DA.

En conclusion, le type choisi est PM150/8D avec 1 pompe de secours.

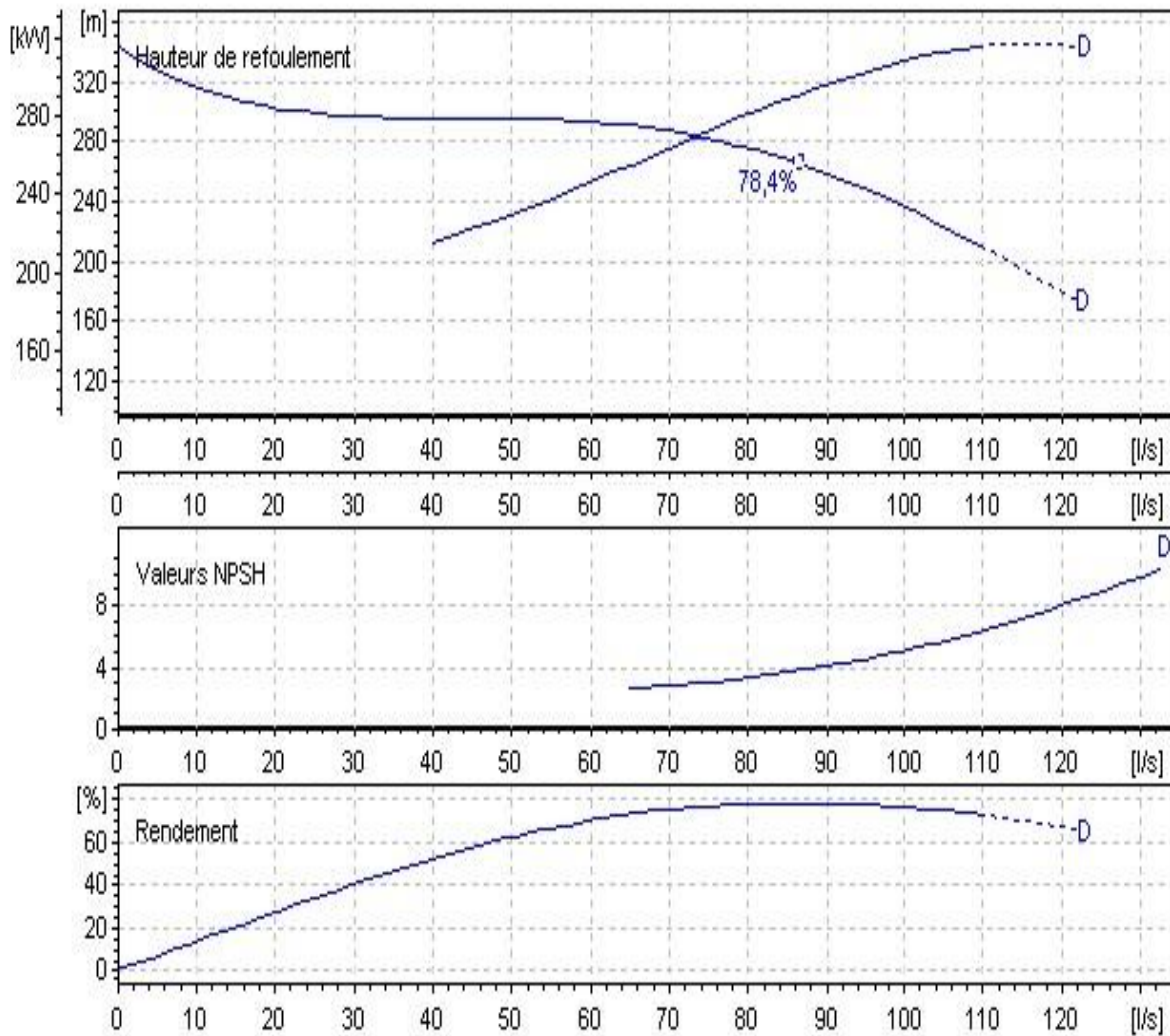


Figure V.9 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 150/8D.

➤ **Pompes de la SPIII :**

Vers le réservoir de Tiksiridene la HMT est 390 m et de débit 0,012 l/s, sur longueur de 4229,11m. Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes CAPRARI qui sont fabriquées en série et en vu de la disponibilité du choix. Les résultats des pompes qui conviennent son récapitulés dans le tableau V.5.

Tableau V.5 : Caractéristiques des pompes disponibles.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	12	168,99	PM80/9A	72	173	1750	9	26,6	1,79	235
2	6	168,99	HMU40-2/5E	66,9	173	3500	5	15,5	1,84	230
3	4	168,99	HMU40-1/6E	63	170	3500	6	10,7	2,66	185

Le cout d'énergie consommable en cours de l'année est représenté dans les graphes suivants.

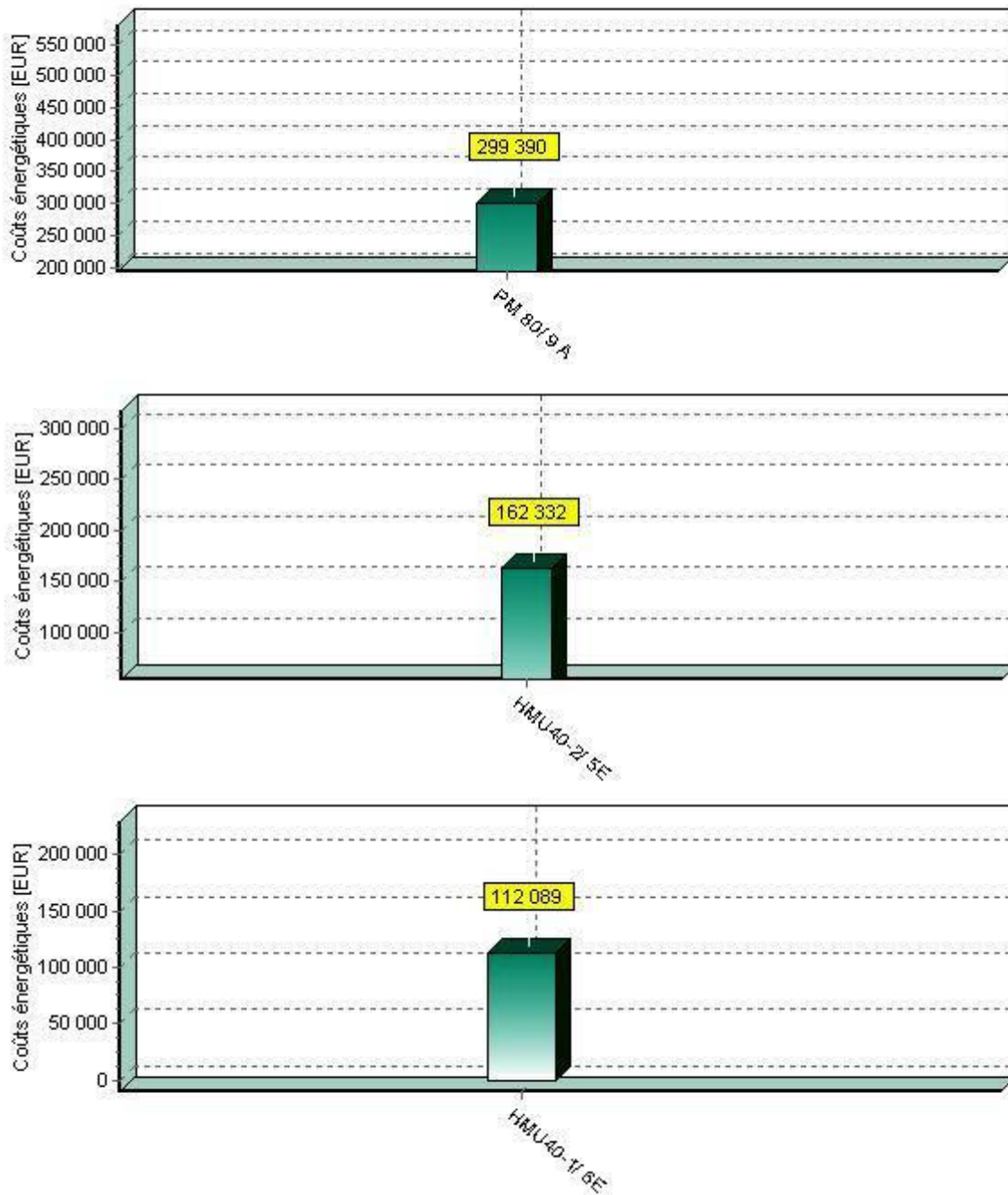


Figure V.10 : Graphe de consommation annuelle pour chaque type de pompe.

Pour le choix de type de pompes on prend aussi en considération le cout de consommation annuel, alors en comparant entre les couts des installations :

- ✓ Pour PM80/9A cout annuel = $299\,390 * 1 = 299\,390$ DA.
- ✓ Pour HMU40-2/5E cout annuel = $162\,332 * 2 = 324\,664$ DA.
- ✓ Pour HMU40-1/6E cout annuel = $112\,089 * 3 = 336\,267$ DA.

En conclusion, le type choisi est PM80/9A avec 1 pompe de secours.

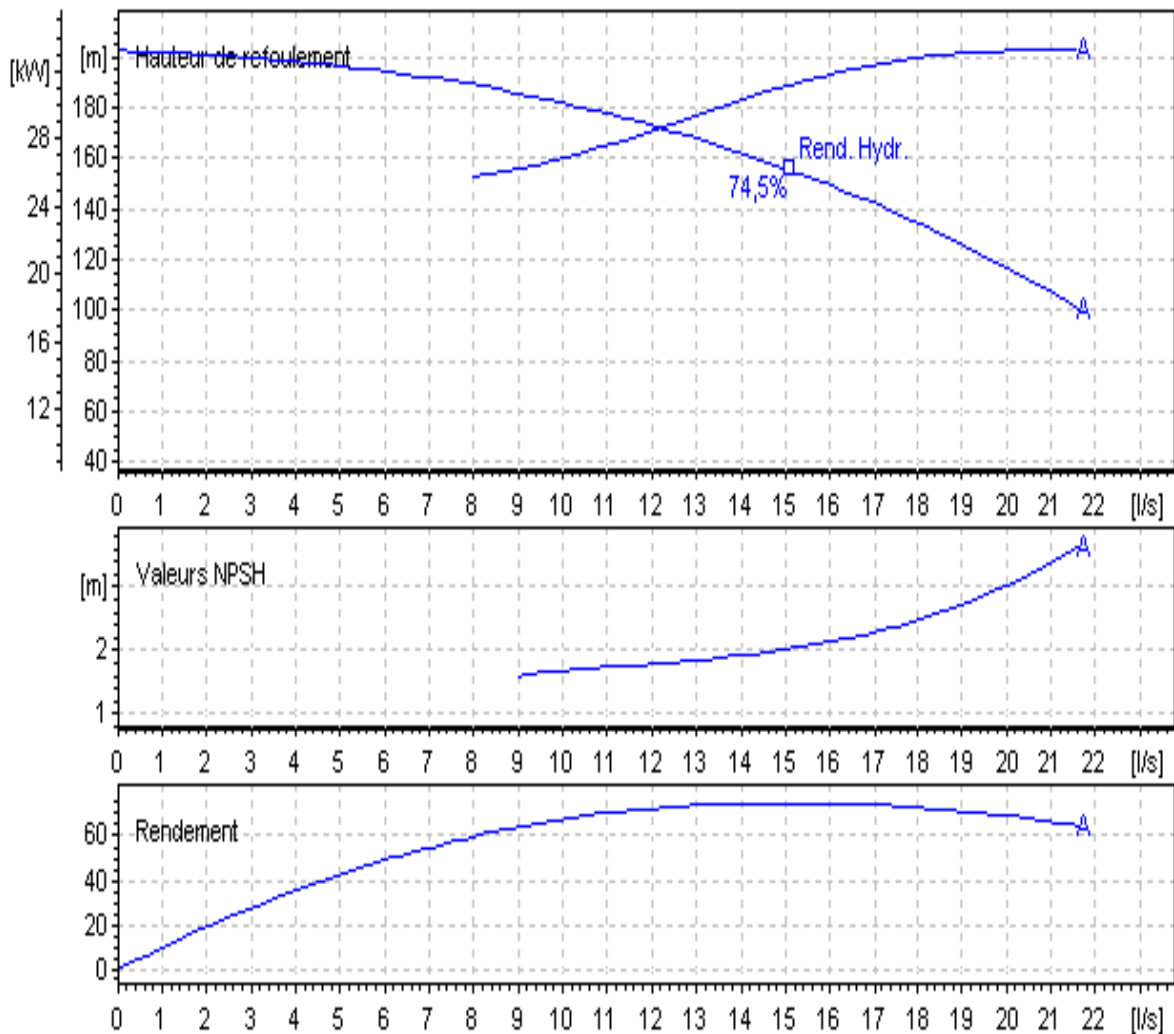


Figure V.11 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie PM 80/9A.

V.5 : Point de fonctionnement :

Pour déterminer le point de fonctionnement d'une pompe il nous faut le débit et la hauteur manométrique engendrée par une pompe donnée, débitant dans un réseau ou une conduite. La perte de charge totale d'une conduite, en fonction du débit du liquide, sera reportée sur un graphique. On obtient ainsi la courbe caractéristique de la conduite. La perte de charge est proportionnelle au carré du débit et la courbe est une parabole.

On peut également représenter la hauteur géométrique d'élévation en fonction du débit, ce qui permet de déterminer d'une façon simple, pour chaque débit, la somme de H géométrique et J.

A la figure V.11, ces courbes sont représentées, de même que la courbe caractéristique (Q-H) d'une pompe qui est donnée par le constructeur (par les essais de pompage). La hauteur manométrique de la pompe sera égale à la somme de la hauteur géométrique totale et de la perte de charge totale dans les conduites. Le point de fonctionnement est le point d'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et la courbe caractéristique de la conduite. La figure V-6 montre la méthode de détermination de point de fonctionnement.

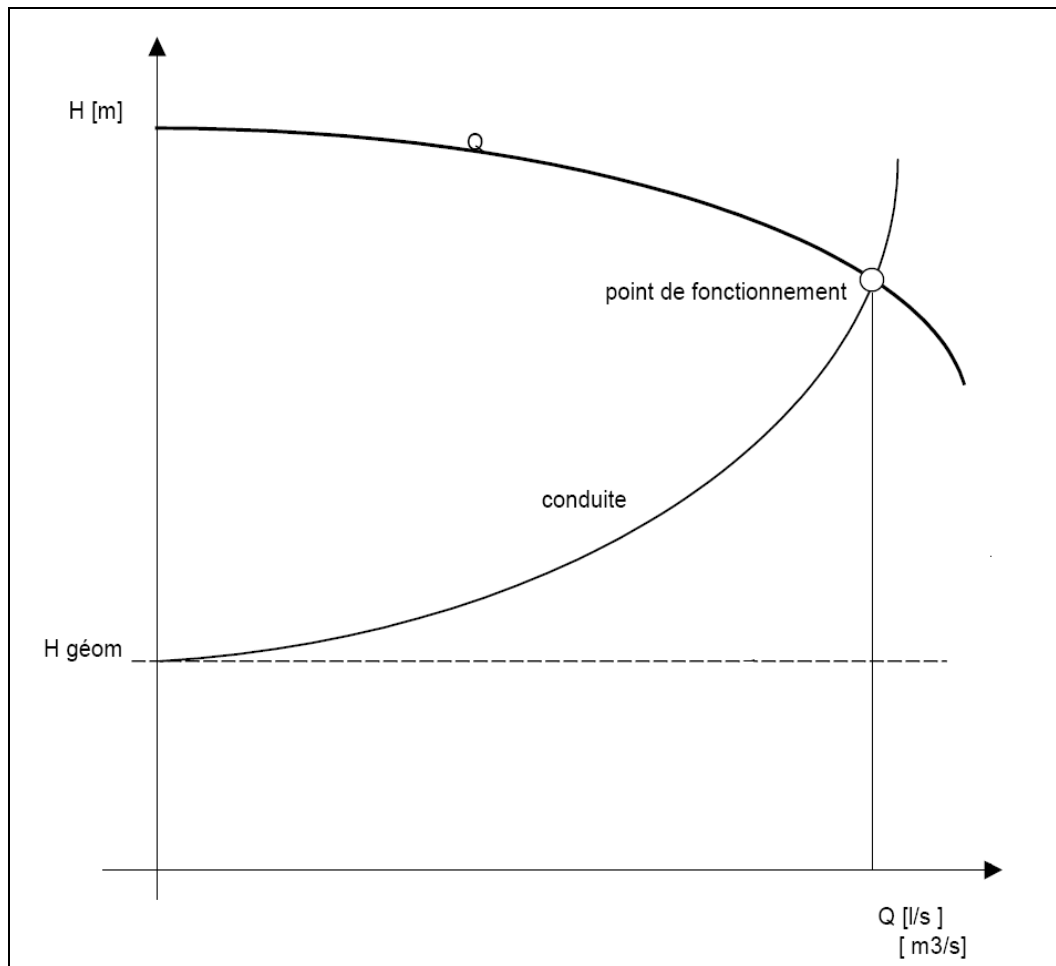


Figure V.12 : Détermination de point de fonctionnement.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

Avec : H_g : hauteur géométrique (m).

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5}$$

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

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

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

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

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

➤ Pour la conduite de SPI vers R tampon TILES DIT :

Tableau V.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N	Q (l/s)	5Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	Landa	Href (m)	Ht (mm)	Hc (m)
1	0	0	130,56	835	600	0,043	0	0	130,56
2	10	50	130,56	835	600	0,043	0,001	0,001	130,56
3	15	75	130,56	835	600	0,043	0,002	0,002	130,56
4	30	150	130,56	835	600	0,043	0,007	0,009	130,57
5	50	250	130,56	835	600	0,043	0,021	0,024	130,58
6	75	375	130,56	835	600	0,043	0,046	0,053	130,61
7	105	525	130,56	835	600	0,043	0,091	0,105	130,66
8	117	585	130,56	835	600	0,043	0,113	0,130	130,69
9	140	700	130,56	835	600	0,043	0,162	0,186	130,75

La courbe caractéristique de conduite est représentée dans la figure V-13.

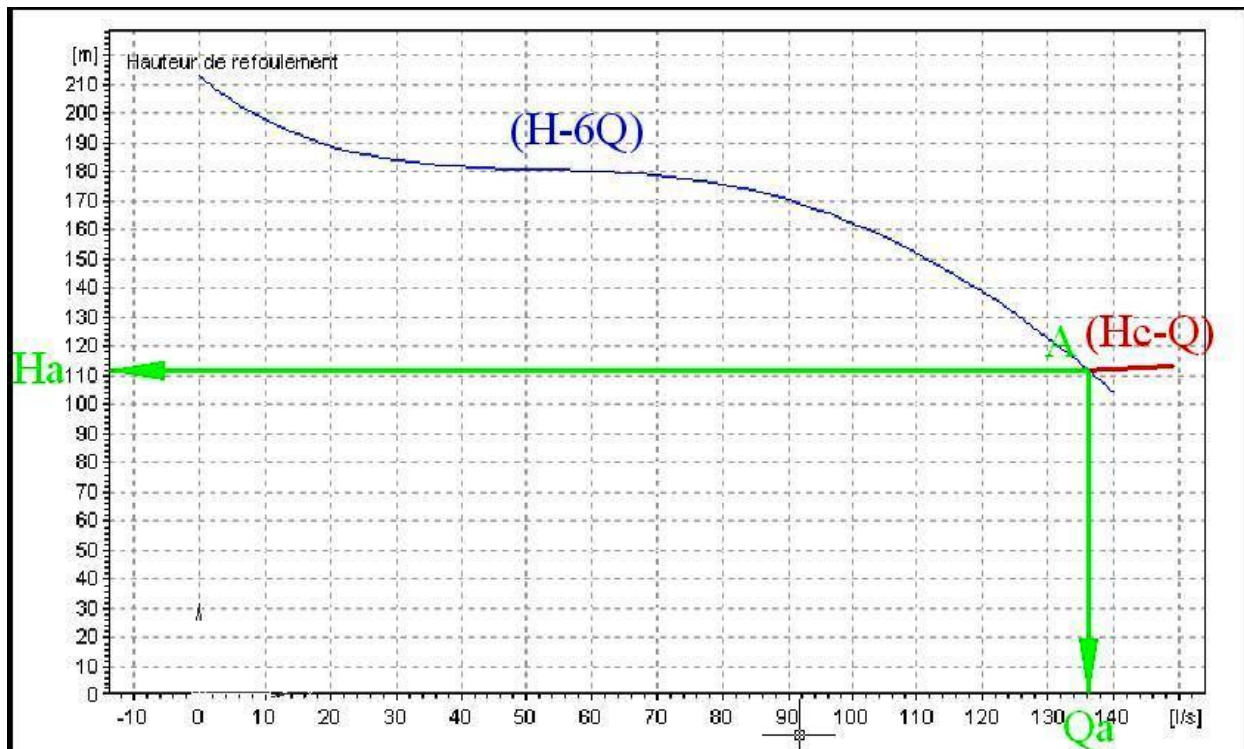


Figure V.13 : La courbe caractéristique de conduite.

D'après la figure précédente : Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de

fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 680L/s > Qd = 609L/s \\ H_{Pf} = 112m < Hd = 139,95m \end{cases}$$

➤ Pour la conduite de SPII vers R terminal M'Chedallah :

Tableau V.7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N	Q (l/s)	2Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	Landa	Href (m)	Ht (mm)	Hc (m)
1	0	0	141,1	1950,92	350	0,029	0	0	141,1
2	10	20	141,1	1950,92	350	0,029	0,03	0,03	141,13
3	15	30	141,1	1950,92	350	0,029	0,06	0,07	141,17
4	30	60	141,1	1950,92	350	0,029	0,23	0,27	141,37
5	50	100	141,1	1950,92	350	0,029	0,64	0,74	141,84
6	75	150	141,1	1950,92	350	0,029	1,44	1,66	142,76
7	105	210	141,1	1950,92	350	0,029	2,83	3,26	144,36
8	117	234	141,1	1950,92	350	0,029	3,51	4,04	145,14
9	140	280	141,1	1950,92	350	0,029	5,03	5,79	146,89

La courbe caractéristique de conduite est représentée dans la figure V-14.

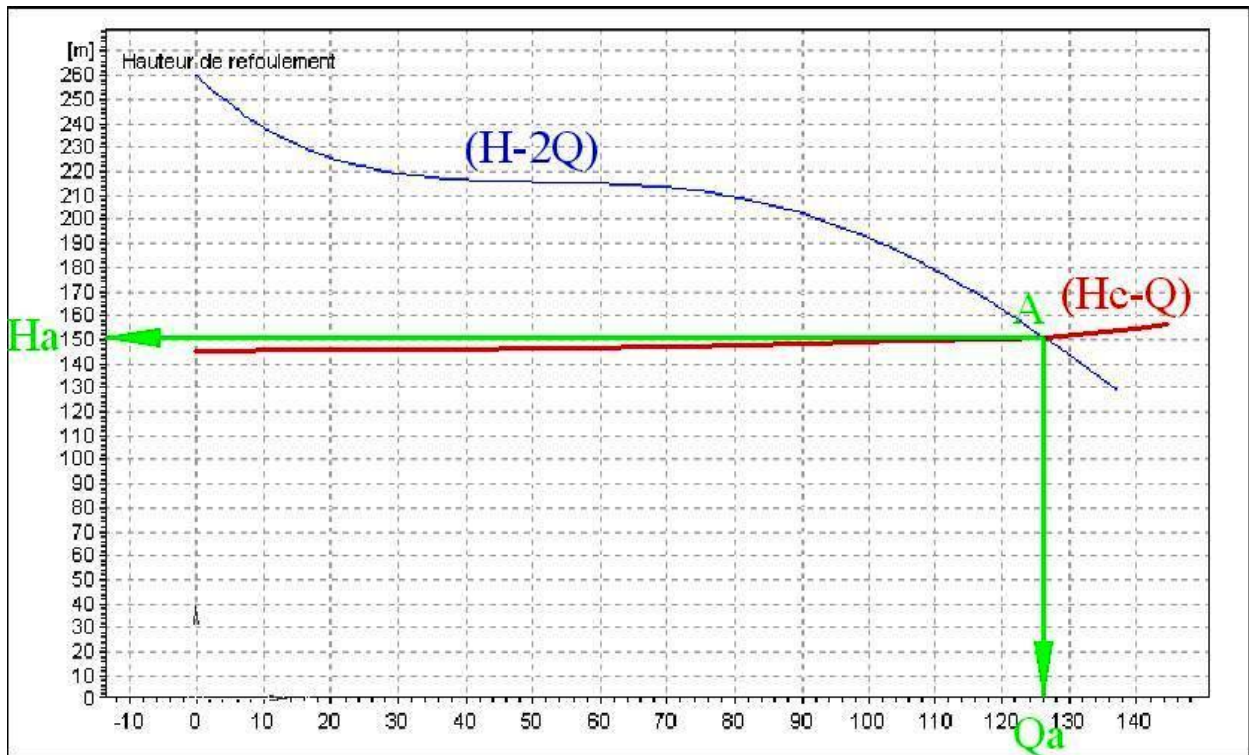


Figure V.14 : La courbe caractéristique de conduite.

D'après la figure précédente : Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de

$$\text{fonctionnement (Pf) sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 256L/s > Qd = 208,05L/s \\ H_{Pf} = 151m < Hd = 185,18m \end{cases}$$

➤ Pour la conduite de SPII vers R terminal Raffour :

Tableau V.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N	Q (l/s)	2Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	Landa	Href (m)	Ht (mm)	Hc (m)
1	0	0	104,8	1554,4	0,25	0,032	0	0	104,8
2	8	16	104,8	1554,4	0,25	0,032	0,004	0,005	104,80
3	15	30	104,8	1554,4	0,25	0,032	0,015	0,017	104,82
4	19	38	104,8	1554,4	0,25	0,032	0,024	0,027	104,83
5	22	44	104,8	1554,4	0,25	0,032	0,032	0,037	104,84
6	25	50	104,8	1554,4	0,25	0,032	0,041	0,047	104,85
7	28	56	104,8	1554,4	0,25	0,032	0,052	0,059	104,86
8	36	72	104,8	1554,4	0,25	0,032	0,085	0,098	104,90
9	42	84	104,8	1554,4	0,25	0,032	0,116	0,134	104,93

La courbe caractéristique de conduite est représentée dans la figure V-15.

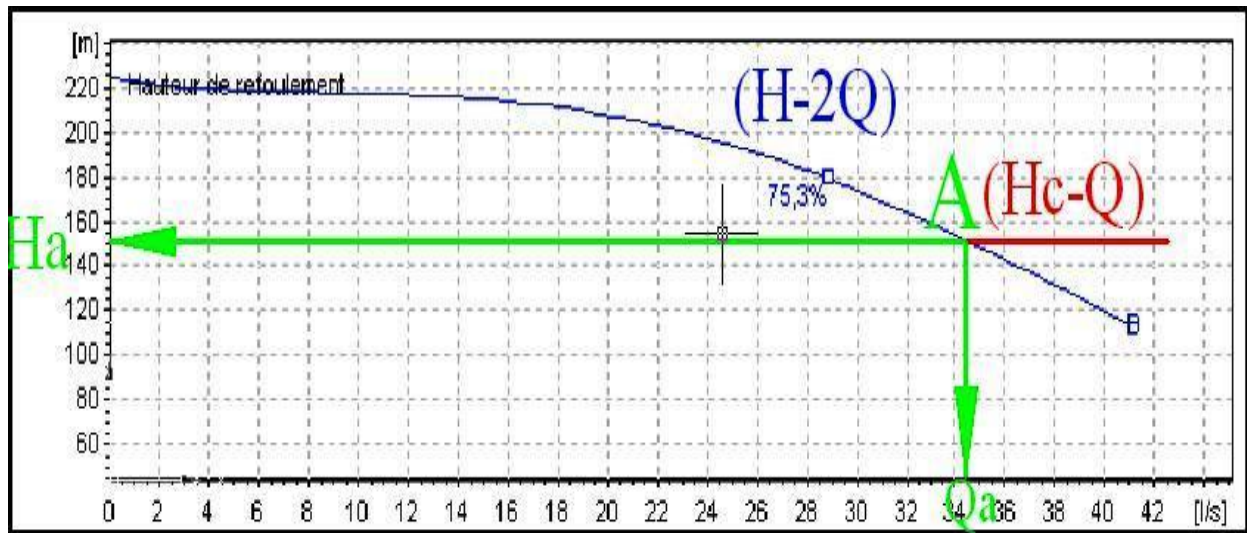


Figure V.15 : La courbe caractéristique de conduite.

D'après la figure précédente : Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de

fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 70,5L/s < Qd = 73,1L/s \\ H_{Pf} = 150m > Hd = 130,61m \end{cases}$$

➤ Pour la conduite de SPII vers R terminal Chorfa :

Tableau V.9 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

N	Q (l/s)	2Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	Landa	Href (m)	Ht (mm)	Hc (m)
1	0	0	175,8	4117,29	300	0,043	0	0	175,8
2	10	20	175,8	4117,29	300	0,043	0,02	0,02	175,82
3	20	40	175,8	4117,29	300	0,043	0,07	0,07	175,87
4	35	70	175,8	4117,29	300	0,043	0,20	0,23	176,03
5	55	110	175,8	4117,29	300	0,043	0,49	0,57	176,37
6	75	150	175,8	4117,29	300	0,043	0,92	1,05	176,85
7	900	1800	175,8	4117,29	300	0,043	131,79	151,56	327,36
8	105	210	175,8	4117,29	300	0,043	1,79	2,06	177,86
9	120	240	175,8	4117,29	300	0,043	2,34	2,69	178,49

La courbe caractéristique de conduite est représentée dans la figure V-16.

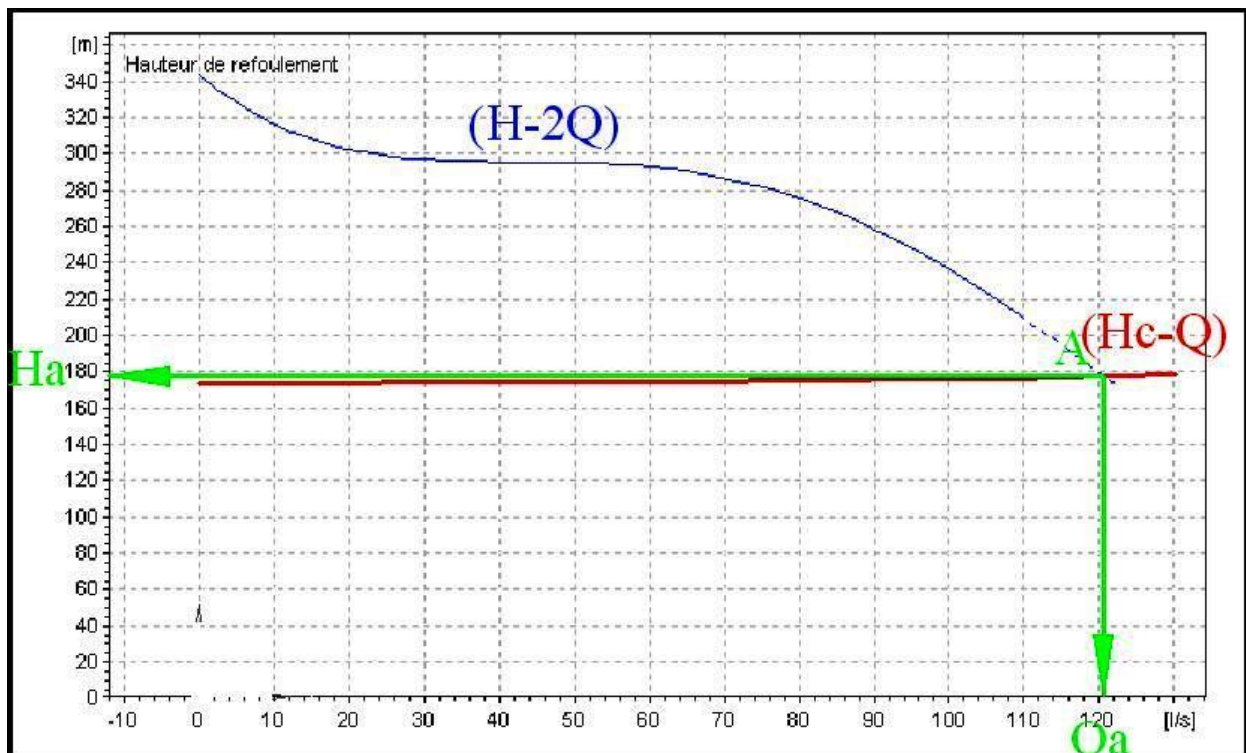


Figure V.16 : La courbe caractéristique de conduite.

D'après la figure précédente : Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de

$$\text{fonctionnement (Pf) sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 241,1L/s < Qd = 136L/s \\ H_{Pf} = 178m > Hd = 265,77m \end{cases}$$

➤ Pour la conduite de SPIII vers R terminal Tiksiridene :

Tableau V.10 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	Landa	Href (m)	Ht (mm)	Hc (m)
0	139	4229,11	100	0,047	0	0	139
10	139	4229,11	100	0,047	0,041	0,047	139,05
15	139	4229,11	100	0,047	0,133	0,153	139,15
30	139	4229,11	100	0,047	0,278	0,320	139,32
50	139	4229,11	100	0,047	0,370	0,425	139,43
75	139	4229,11	100	0,047	0,533	0,613	139,61
105	139	4229,11	100	0,047	0,658	0,756	139,76
117	139	4229,11	100	0,047	0,796	0,915	139,92
140	139	4229,11	100	0,047	0,870	1,000	140,00

La courbe caractéristique de conduite est représentée dans la figure V.17.

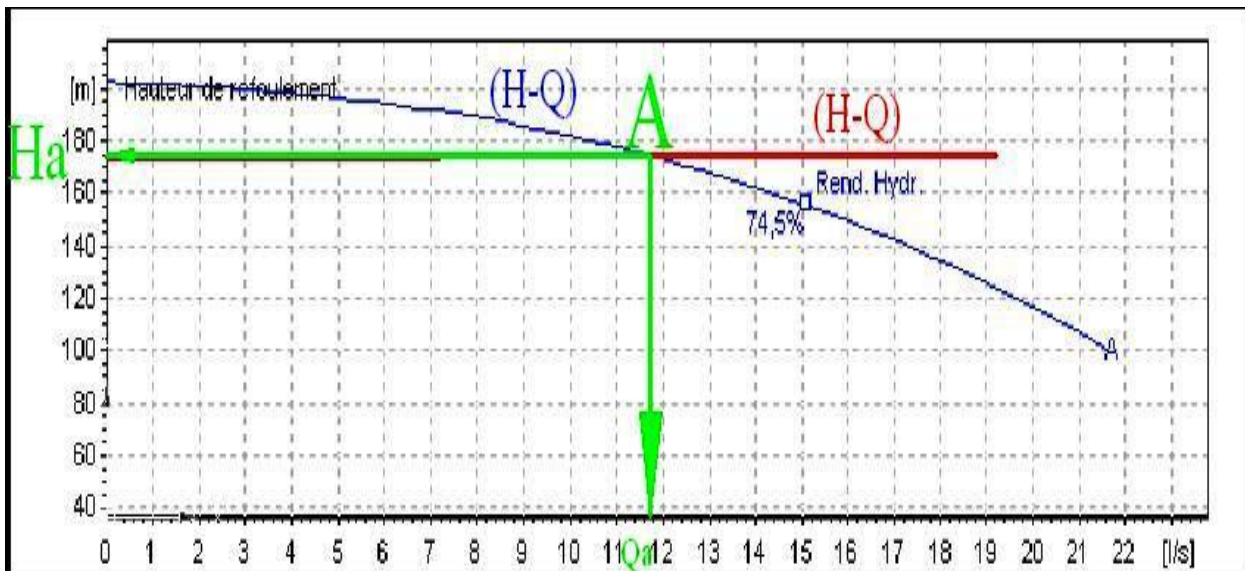


Figure V.17 : La courbe caractéristique de conduite.

D'après la figure précédente : Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de

$$\text{fonctionnement (Pf) sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 11,7L/s > Qd = 12L/s \\ H_{Pf} = 175m > Hd = 168,99m \end{cases}$$

V.6 : Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles en doit procéder par l'un de mode de réglage ci-dessous. Si deux modes au plus sont présentés, on préfère celui qui nous donne un meilleur rendement (élevé).

V.6.1 : Débit appelé > Débit demandé :

Les types de réglage pour ce cas sont comme suit :

- **Réglage qualitatif** : il est possible dans le cas des moteurs à vitesse variable (asynchrone) en réduisant leur vitesse de rotation.
- **Réglage quantitatif** : il s'effectue par la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement en jouant sur la quantité de débit, c'est le vannage.

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

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: 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

$$h_v = H'_c - H_{app}$$

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

- Un autre mode, est la diminution du diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé, c'est le rognage.

Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité $Q=V*S$.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q$$

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 :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}}$$

Q_E : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

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

De préférable ne pas appliquer le rognage pour les pompes multicellulaires afin d'éviter les erreurs de précision entre les roues de la pompe.

- Un autre mode, est de mettre un by-pass à la rentrée et à la sortie de la pompe pour recirculer la différence entre les deux débits.

- Un autre, est de diminuer le 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 $t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t$

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).

- Un autre mode, est de munir le coté aspiration de la pompe d'un robinet vanne pour introduire de l'air tout en évitant le phénomène de cavitation.
- Un autre mode se présente en dernière solution (dans le cas où aucun mode de réglage ne convient) est celui qui nécessite le changement de la pompe.

V.6.2 : Débit demandé > Débit appelé :

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

- **Réglage qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe (moteur asynchrone).
- **Réglage quantitatif** : il s'effectue par l'ouverture de robinet vanne de refoulement en jouant sur la quantité de débit, c'est le vannage.
- On peut aussi aboutir à l'augmentation de temps de pompage comme mode de réglage.
- Un autre mode se présente en dernière solution (dans le cas où aucun mode de réglage ne convient) est celui qui nécessite le changement de la pompe.
- Dans la présente étude, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et changement de vitesse de rotation.

V.6.3 : Application des types de réglage :

- **Pour les pompes de SPI vers le réservoir tampon TILES DIT:**

$$\begin{cases} Q_{pf} = 680L/s > Qd = 609L/s \\ H_{pf} = 112m < Hd = 139,95m \end{cases}$$

- Changement de vitesse :

On a $Q_a > Q_d$, les pompes sont munies avec des moteurs asynchrones. Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif en augmentant la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera d'après la loi de similitude égale :

$$n = N * \frac{Qd}{Qa} = 1750 * \frac{609}{680} = 1568 \text{ t/min}$$

Tel que : N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

$$a = \frac{Hd}{Qd^2} = \frac{139,95}{2192,4^2} = 0,0000291$$

Le rendement pour ce réglage $\eta = 75\%$.

Et pour la puissance absorbée on a $P_{abs} = \frac{9,81 \cdot 0,1218 \cdot 139,95}{0,75} = 222,96 \text{ kw}$.

Les courbes sont représentées dans la figure V.18.

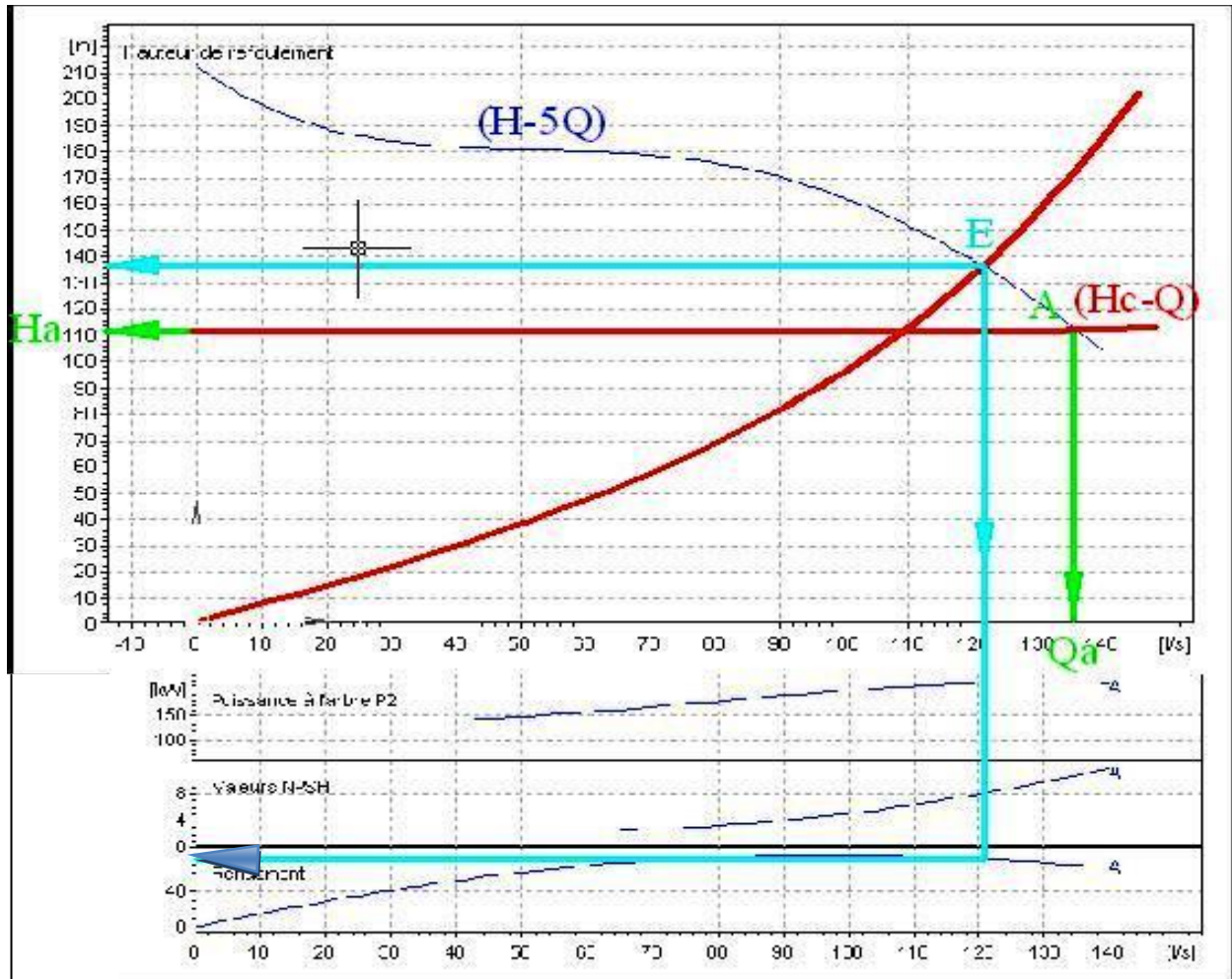


Figure V.18 : Régulation par changement de vitesse de rotation.

- Vannage :

$H_c = 112 \text{ m}$ (d'après la figure V-10)

$h_v = 139,95 - 112 \Rightarrow h_v = 27,95 \text{ m}$.

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 75,2 \cdot \frac{139,95}{139,95 + 27,95} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 62,68 \%$$

Moyennant la formule $P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{609}{5} \Rightarrow Q = 121,8L/s. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0,1218 * 139,95}{0,6268} \Rightarrow P_{abs} = 266,78 \text{ Kw.}$$

- Diminution du temps de pompage :

$$\text{Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{609}{680} * 20 \Rightarrow t' = 17h \ 54min \ 39sec$$

Le rendement correspondant au débit $Q_A = 121,8 \text{ L/s}$ est de 72 %

$$\text{Moyennant la formule } P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2)

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{609}{5} \Rightarrow Q = 121,8L/s. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0,1218 * 139,95}{0,72} \Rightarrow P_{abs} = 232,25 \text{ Kw.}$$

En conclusion, nous optons pour une diminution de la vitesse de rotation.

➤ **Pour les pompes de SPII vers le réservoir M'Chedallah:**

$$\begin{cases} Q_{pf} = 256L/s > Q_d = 208,05L/s \\ H_{pf} = 151m < H_d = 185,18m \end{cases}$$

on $Q_a > Q_d$, alors on aboutit pour les modes suivant :

- Changement de vitesse :

On a $Q_a > Q_d$, les pompes sont munies avec des moteurs asynchrones. Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif en augmentant la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera d'après la loi de similitude égale :

$$n = N * \frac{Q_d}{Q_a} = 1750 * \frac{208,05}{256} = 1423 \text{ t/min}$$

Tel que : N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

$$a = \frac{H_d}{Q_d^2} = \frac{185,18}{748,98^2} = 0,00033$$

Le rendement pour ce réglage $\eta = 75\%$.

$$\text{Et pour la puissance absorbée on a } P_{abs} = \frac{9,81 * 0,104 * 185,18}{0,77} = 245,36 \text{ kw.}$$

Les courbes sont représentées dans la figure V.19.

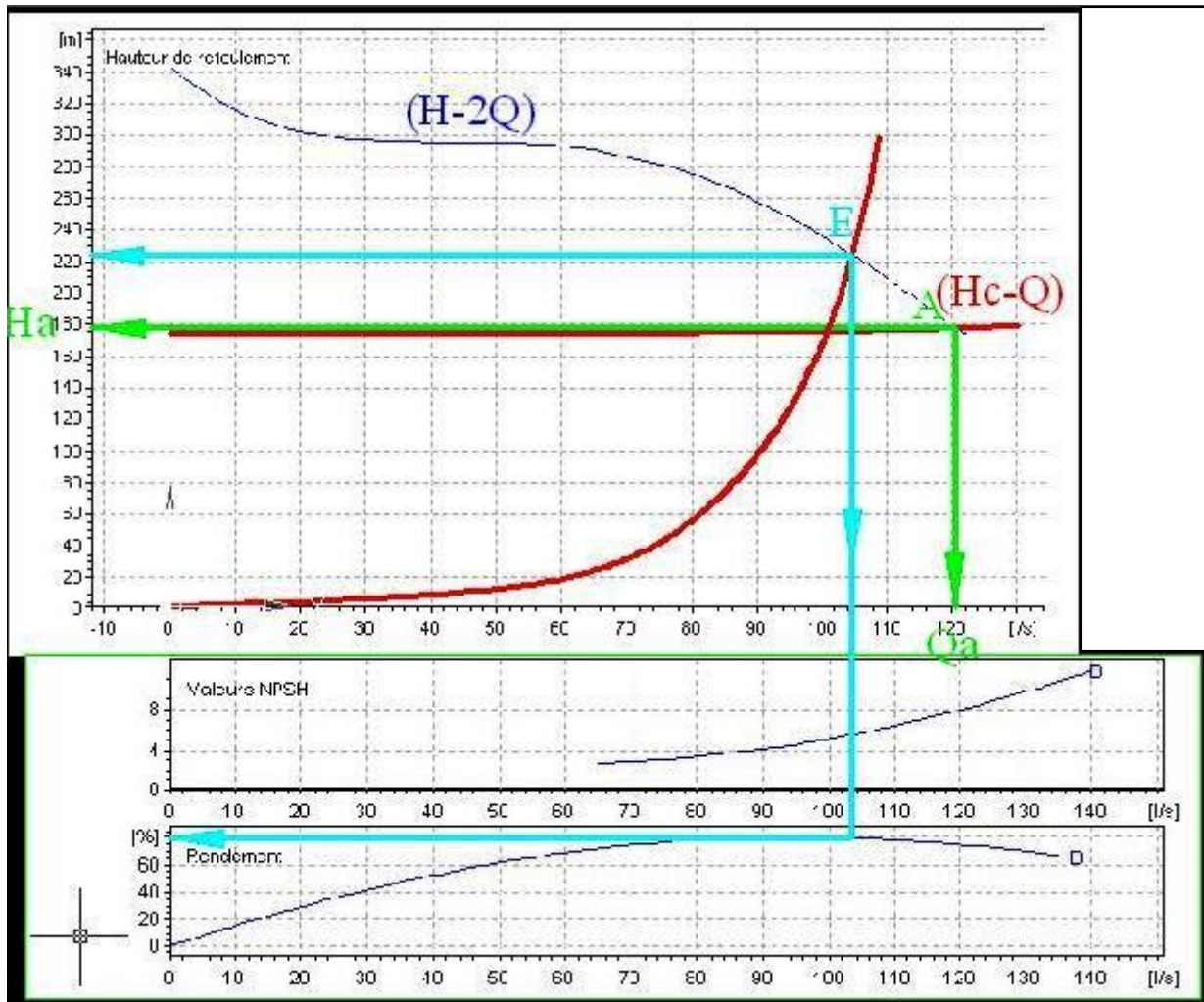


Figure V.19 : Régulation par changement de vitesse de rotation.

- Vannage :

$H_c = 151$ m (d'après la figure V-11)

$h_v = 185,18 - 151 \Rightarrow h_v = 27,95$ m.

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 79 * \frac{185,18}{185,18 + 34,18} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 66,69 \%$$

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{208,05}{2} \Rightarrow Q = 104,025 L/s. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0,104 * 185,18}{0,6669} \Rightarrow P_{abs} = 283,29 \text{ Kw.}$$

- Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{208,05}{256} * 20 \Rightarrow t' = 16h 15min 14sec$

Le rendement correspondant au débit $Q_A = 104,025 \text{ L/s}$ est de 77,6 %

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$

Avec : η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2)

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{208,05}{2} \Rightarrow Q = 104,025 \text{ L/s} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.104 * 185,18}{0,776} \Rightarrow P_{abs} = 243,46 \text{ Kw}.$$

En conclusion ; nous optons pour une diminution du temps de pompage.

➤ **Pour les pompes de SPII vers le réservoir Raffour:**

$$\begin{cases} Q_{pf} = 70 \text{ L/s} < Q_d = 73,1 \text{ L/s} \\ H_{pf} = 150 \text{ m} > H_d = 130,61 \text{ m} \end{cases}$$

- Changement de vitesse :

On a $Q_d > Q_a$, les pompes sont munies avec des moteurs asynchrones. Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif en augmentant la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera d'après la loi de similitude égale :

$$n = N * \frac{Q_d}{Q_a} = 3500 * \frac{73,1}{70} = 3655 \text{ t/min}$$

Tel que : N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

$$a = \frac{H_d}{Q_d^2} = \frac{130,61}{263,16^2} = 0,00189$$

Le rendement pour ce réglage $\eta = 70\%$.

Et pour la puissance absorbée on a $P_{abs} = \frac{9,81 * 0,03655 * 130,61}{0,7} = 66,9 \text{ kw}$.

Les courbes sont représentées dans la figure V.20.

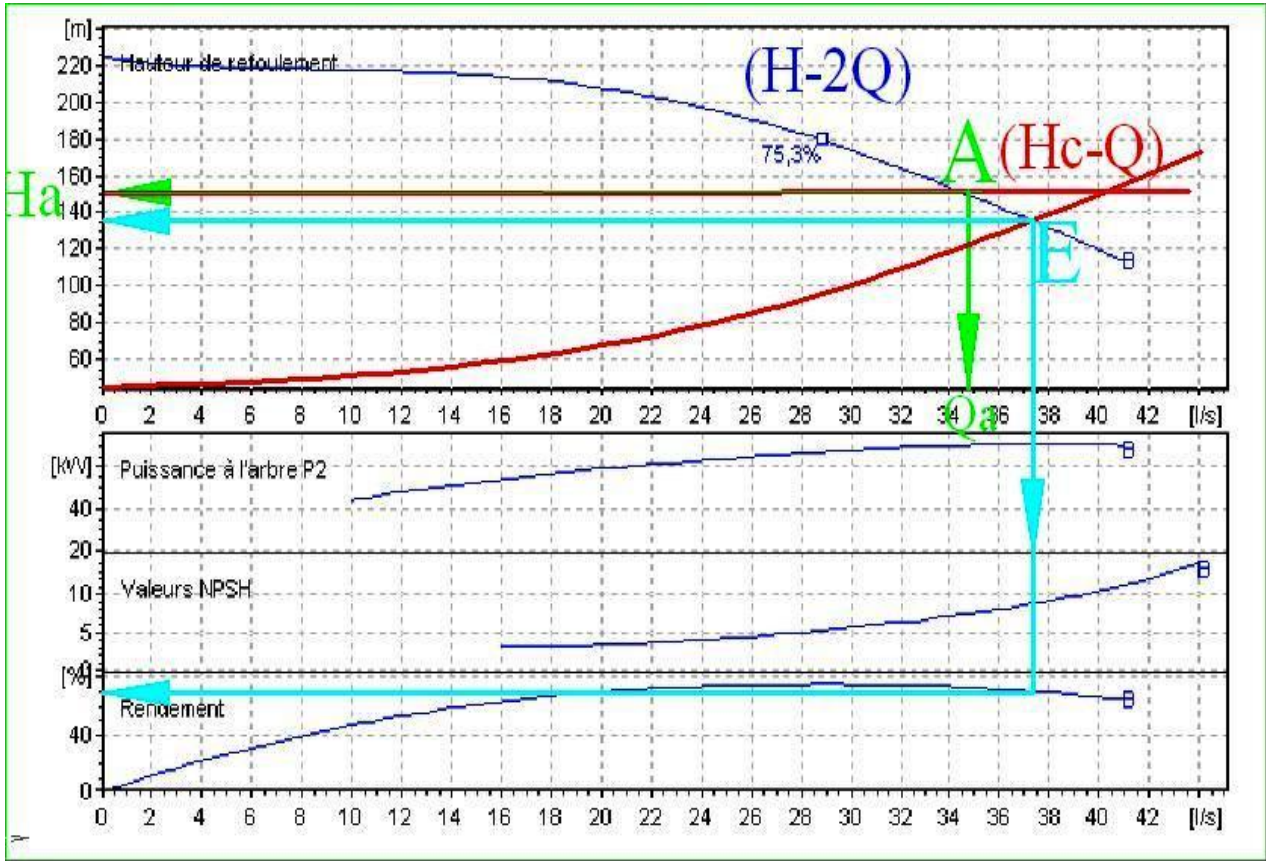


Figure V.20 : Réglage par changement de vitesse de rotation.

- Augmentation du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{73,1}{70} * 20 \Rightarrow t' = 20h 53min 9sec$

Le rendement correspondant au débit $Q_A = 104,025 L/s$ est de 71 %

Moyennant la formule
$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$).

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$Q = \frac{73,1}{2} \Rightarrow Q = 36,55 L/s$. Ainsi : $P_{abs} = \frac{9,81 * 0,03655 * 130,61}{0,71} \Rightarrow P_{abs} = 65,96 Kw$.

En conclusion, nous optons pour le changement de temps de pompage.

➤ **Pour les pompes de SPII vers le réservoir Chorfa:**

$$\begin{cases} Q_{pf} = 241,1L/s > Q_d = 136L/s \\ H_{pf} = 178m < H_d = 265,77m \end{cases}$$

- Changement de vitesse :

On a $Q_a > Q_d$, les pompes sont munies avec des moteurs asynchrones. Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif en augmentant la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera d'après la loi de similitude égale :

$$n = N * \frac{Q_d}{Q_a} = 1750 * \frac{136}{241,1} = 988 \text{ t/min}$$

Tel que : N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

$$a = \frac{H_d}{Q_d^2} = \frac{265,77}{489,6^2} = 0,0011$$

Le rendement pour ce réglage $\eta = 70\%$.

Et pour la puissance absorbée on a $P_{abs} = \frac{9,81 * 0,068 * 265,77}{0,75} = 236,39 \text{ kw}$.

Les courbes sont représentées dans la figure V.21.

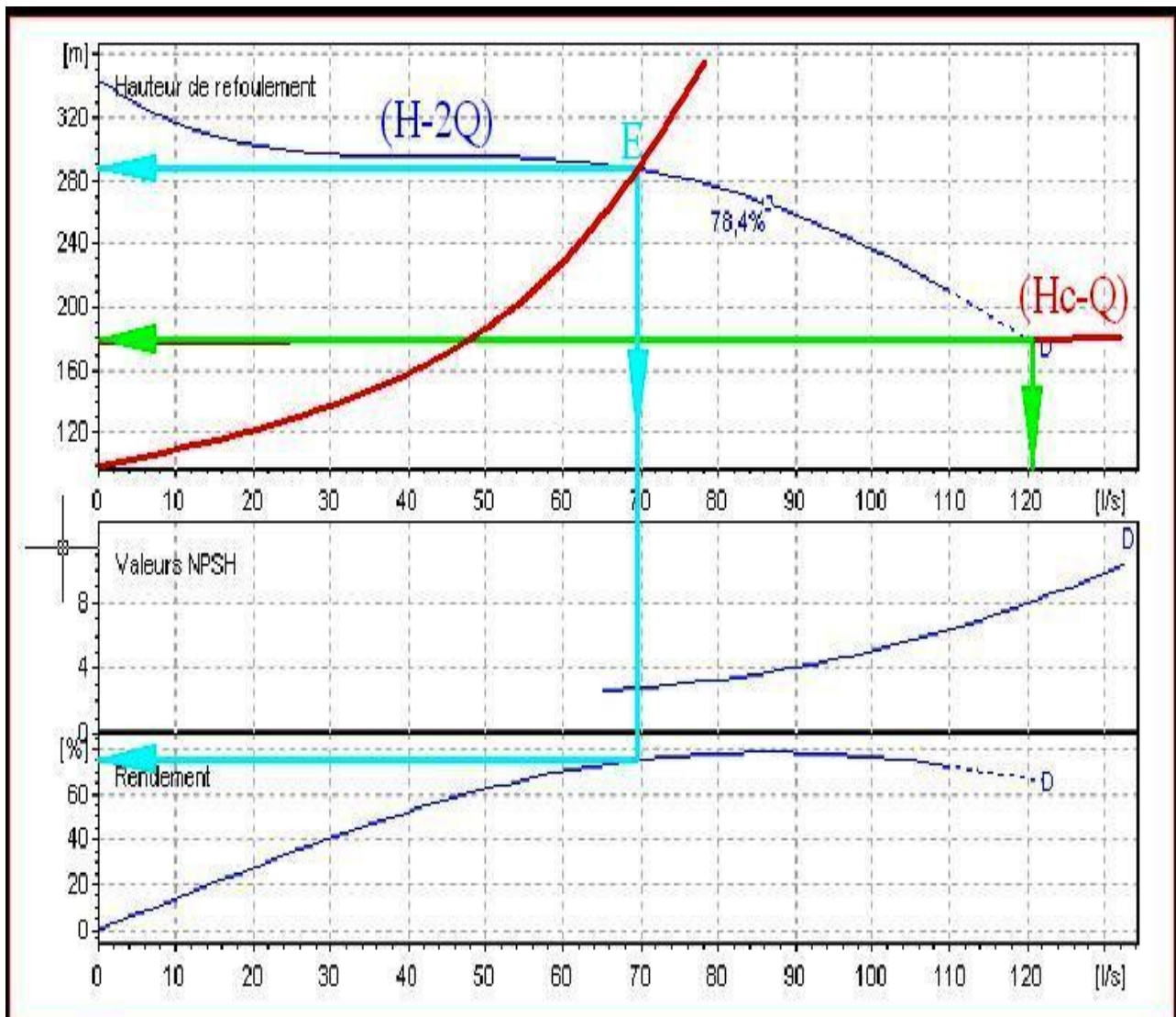


Figure V.21 : Réglage par changement de vitesse de rotation.

- Vannage :

$$H_c = 265,77 \text{ m (d'après la figure V-13)}$$

$$h_v = 265,77 - 178 \Rightarrow h_v = 87,77 \text{ m.}$$

$$\eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}} = 75,3 * \frac{265,77}{265,77 + 87,77} \Rightarrow \eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}} = 56,60 \%$$

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

$$\text{que : } Q = \frac{Q_{\text{app}}}{n} \text{ avec :}$$

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{136}{2} \Rightarrow Q = 68 \text{ L/s. Ainsi : } P_{\text{abs}} = \frac{9,81 * 0,068 * 265,77}{0,566} \Rightarrow P_{\text{abs}} = 313,23 \text{ Kw.}$$

- Diminution du temps de pompage :

$$\text{Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{136}{241,1} * 20 \Rightarrow t' = 11 \text{ h } 16 \text{ min } 54 \text{ sec}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_A = 68 \text{ L/s}$ est de 74 %

$$\text{Moyennant la formule } P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

Avec : η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$)

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{136}{5} \Rightarrow Q = 27,2 \text{ L/s. Ainsi : } P_{\text{abs}} = \frac{9,81 * 0,068 * 265,77}{0,78} \Rightarrow P_{\text{abs}} = 227,29 \text{ Kw.}$$

En conclusion, nous optons pour une diminution du temps de pompage.

➤ **Pour les pompes de SPIII vers le réservoir Tiksiridene:**

$$\begin{cases} Q_{pf} = 11,7 \text{ L/s} < Qd = 12 \text{ L/s} \\ H_{pf} = 175 \text{ m} > Hd = 168,99 \text{ m} \end{cases}$$

- Changement de vitesse :

On a $Q_d > Q_a$, les pompes sont munies avec des moteurs asynchrones. Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif en augmentant la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera d'après la loi de similitude égale :

$$n = N * \frac{Qd}{Qa} = 1750 * \frac{12}{11,7} = 1795 \text{ t/min}$$

Tel que : N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

$$a = \frac{Hd}{Qd^2} = \frac{168,99}{43,2^2} = 0,0905$$

Le rendement pour ce réglage $\eta = 71\%$.

Et pour la puissance absorbée on a $Pabs = \frac{9,81 * 0,012 * 168,99}{0,71} = 28,02 \text{ kw}$.

Les courbes sont représentées dans la figure V.22.

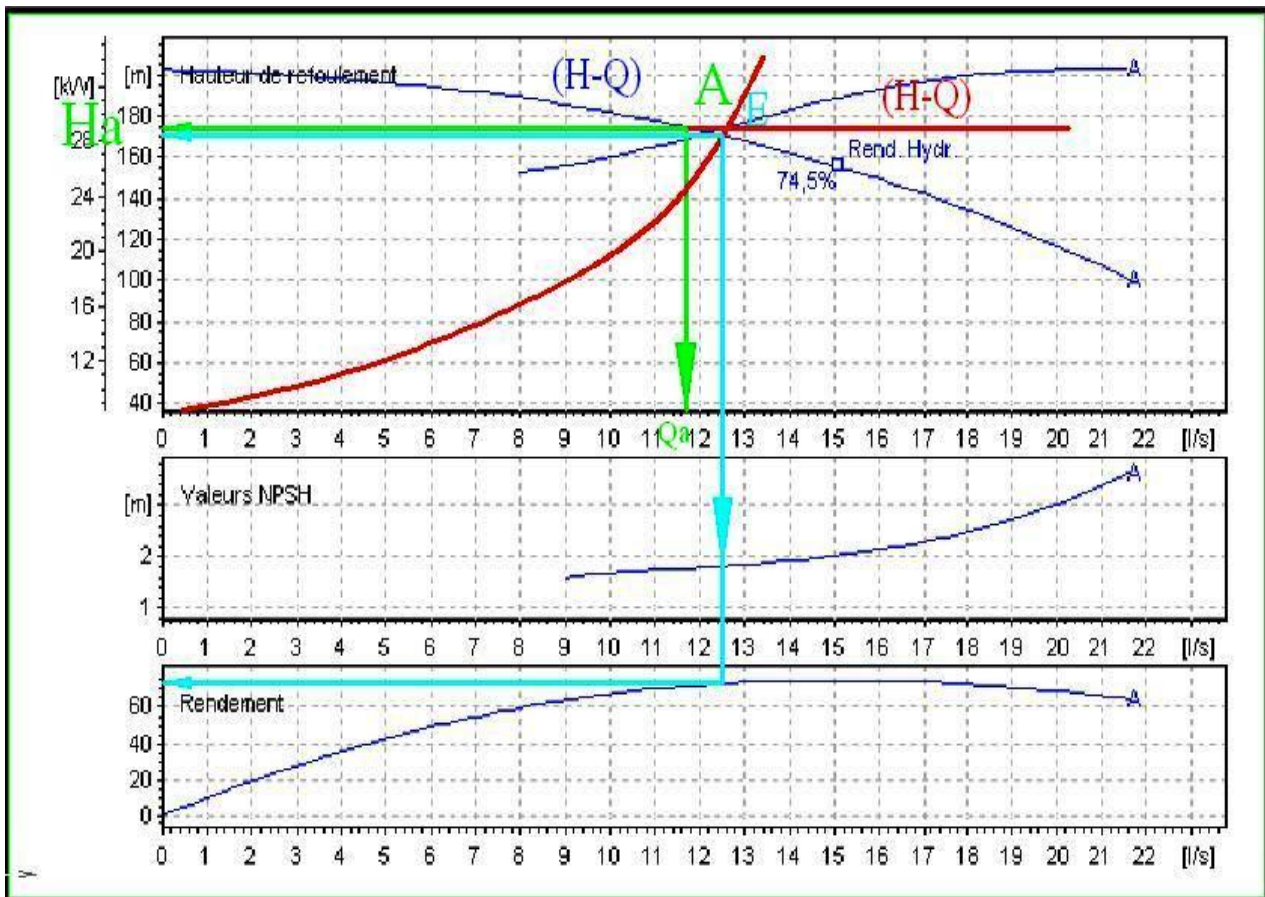


Figure V.22 : Réglage par changement de vitesse de rotation.

- Augmentation du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{12}{11,7} * 20 \Rightarrow t' = 20h \ 30min \ 46sec$

Le rendement correspondant au débit $Q_A = 12 \text{ L/s}$ est de 70 %

Moyennant la formule $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$

Avec : η : rendement de la pompe en (%)

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2).

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{12}{1} \Rightarrow Q = 12 \text{ L/s}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.012 * 168,99}{0,7} \Rightarrow P_{abs} = 28,42 \text{ Kw.}$$

En conclusion, nous optons pour le changement de la vitesse de rotation.

V.7 : Etude de la cavitation :

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse.

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente. Autrement dit, La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue (300 kg/cm^2),
- vibrations anormales,
- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- cela engendre une chute de performances de la pompé.

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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

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 de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on opte pour des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

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

Si l'installation ne convient pas, on aboutit pour l'installation en aspiration par la formule suivante :

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

Finalement en détermine le niveau de l'axe de pompe, comme suit :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{eau} - h_{asp}^{adm} + r \quad \text{pour les installations en charge.}$$

$$\nabla_{axe} = \nabla_{eau} + h_{asp}^{adm} - r \quad \text{pour les installations en aspiration.}$$

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

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

T_v : tension de vapeur (m.c.e).

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e), est en fonction de l'altitude, d'après le tableau V.11.

Tableau V.11 : Patm en fonction de l'altitude H.

H (m)	0	100	300	500	1500	2000
Patm (m.c.e)	10,33	10,02	10	9,7	8,6	8,4

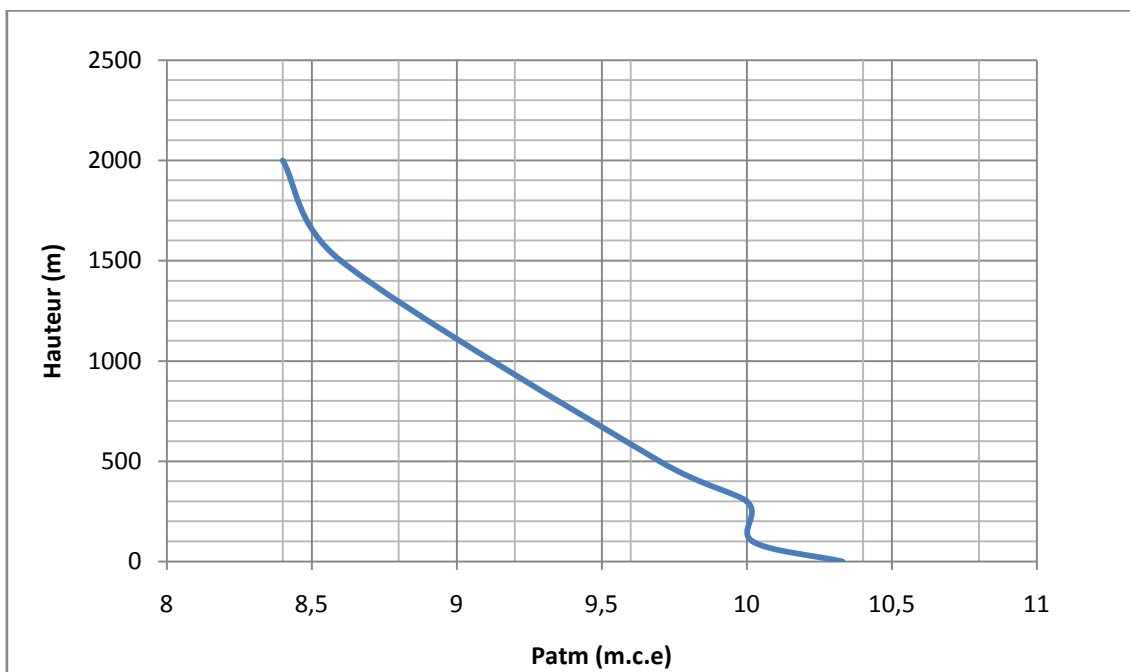


Figure V.23 : Variation de Patm en fonction de l'altitude H

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur (m.c.e) ;

Tableau V.12 : Variation de la T_v en fonction de la T ($^{\circ}\text{C}$).

T ($^{\circ}\text{C}$)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C .

Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

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

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 suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_{asp} * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_{asp} * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 50$ m en majorant ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_r = 1,5$ m en majorant.

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

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

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

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}}$$

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,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * D_a$$

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.

➤ Calage de pompes de SPI :

On a comme données requises :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,06$ m.
- La pression atmosphérique, $H = 400$ m: $P_{atm} = 9,6$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ} = 20^{\circ}\text{C}$: $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,33 * D_a$

Da = 200 mm

Donc : $D_a = 1,33 * 200 \Rightarrow D_a = 300 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 121,8 * 10^{-3}}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_a = 1,72 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 609 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,719 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0,7 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 609 * 10^{-3}}{3,14 * 0,7^2} \Rightarrow V_c = 1,58 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 700 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (609 * 10^{-3})^2}{0,7^{5,3}} + \frac{1,5 * (121,8 * 10^{-3})^2}{0,3^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,54 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,54 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,62 \text{ m}$

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

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 8,06 + 0,3 - 9,6 + 0,24 + \frac{1,72^2}{2 * 9,81} + 0,62 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -0,22 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 9,6 - 8,06 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,72^2}{2 * 9,81} - 0,62 \Rightarrow$$

$$h_{asp}^{adm} = 0,22 \text{ m}$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 404,1 + (0,22) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 404,02 \text{ mNGA}$

➤ Calage de pompes de SPII :

Pour SPII, on a trois types de pompes à installer et qui aspire dans une seule bache, alors :

➤ Calage de pompes pour SPII vers le réservoir M'Chedallah :

On a comme données requises :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5,57 \text{ m}$.
- La pression atmosphérique, H= 370 m: $P_{atm} = 10 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{ C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,33 * Da$

Da = 200 mm

Donc : $D_a = 1,33 * 200 \Rightarrow D_a = 300 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 104,025 * 10^{-3}}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_a = 1,47 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 208,05 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,420 m$$

On pose $D_c = 0,4 m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 208,05 * 10^{-3}}{3,14 * 0,4^2} \Rightarrow V_c = 1,66 m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 400 mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (208,05 * 10^{-3})^2}{0,4^{5,3}} + \frac{1,5 * (104,025 * 10^{-3})^2}{0,3^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,5 m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,5 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,58 m$

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

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5,57 + 0,3 - 10 + 0,24 + \frac{1,47^2}{2 * 9,81} + 0,58 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3,2 m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad h_{asp}^{adm} = 10 - 5,57 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,47^2}{2 * 9,81} - 0,58 \Rightarrow$$

$$h_{asp}^{adm} = 3,2 m.$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 374,1 + (3,2) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 377 mNGA$

➤ Calage de pompes pour SPII vers le réservoir Raffour :

On a comme données requises :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 8,61 m$.
- La pression atmosphérique, $H = 370 m$: $P_{atm} = 10 mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,33 * D_a$

$D_a = 100 mm$

Donc : $D_a = 1,33 * 100 \Rightarrow D_a = 150 mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 18,28 * 10^{-3}}{3,14 * 0,15^2} \Rightarrow V_a = 1,03 m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 36,55 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,176 m$$

On pose $D_c = 0,2 m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 36,55 * 10^{-3}}{3,14 * 0,2^2} \Rightarrow V_c = 1,16 m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 200 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (36,55 * 10^{-3})^2}{0,2^{5,3}} + \frac{1,5 * (18,28 * 10^{-3})^2}{0,15^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,61 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,61 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,7 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 8,61 + 0,3 - 10 + 0,24 + \frac{1,03^2}{2 * 9,81} + 0,7 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -0,09 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad h_{asp}^{adm} = 10 - 8,61 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,03^2}{2 * 9,81} - 0,7 \Rightarrow$$

$$h_{asp}^{adm} = 0,09 \text{ m.}$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 374,1 + (0,09) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 373,89 \text{ mNGA}$

➤ Calage de pompes pour SPII vers le réservoir Chorfa :

On a comme données requises :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,82 \text{ m.}$
- La pression atmosphérique, $H = 370 \text{ m}$: $P_{atm} = 10 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,33 * D_a$

$D_a = 200 \text{ mm}$

Donc : $D_a = 1,33 * 200 \Rightarrow D_a = 300 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 68 * 10^{-3}}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_a = 0,92 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 136 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,340 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0,35 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 136 * 10^{-3}}{3,14 * 0,35^2} \Rightarrow V_c = 1,41 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 350 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (136 * 10^{-3})^2}{0,35^{5,3}} + \frac{1,5 * (68 * 10^{-3})^2}{0,3^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,42 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,42 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,48 \text{ m}$

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

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2,82 + 0,3 - 10 + 0,24 + \frac{0,92^2}{2 * 9,81} + 0,48 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,12m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad h_{asp}^{adm} = 10 - 2,82 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,92^2}{2 * 9,81} - 0,48 \Rightarrow$$

$$h_{asp}^{adm} = 6,62m.$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 374,1 + (6,12) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 379,92mNGA$

➤ Calage de pompes de SPIII :

On a comme données requises :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,79 m$.
- La pression atmosphérique, $H = 530 m$: $P_{atm} = 9,55 mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,33 * Da$

$Da = 100 mm$

Donc : $D_a = 1,33 * 100 \Rightarrow D_a = 150 mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 12 * 10^{-3}}{3,14 * 0,15^2} \Rightarrow V_a = 0,68 m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 150 mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (12 * 10^{-3})^2}{0,15^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,29m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,29 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,33m$

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

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1,79 + 0,3 - 9,55 + 0,24 + \frac{0,68^2}{2 * 9,81} + 0,33 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,87m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad h_{asp}^{adm} = 9,55 - 1,79 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,68^2}{2 * 9,81} - 0,33 \Rightarrow$$

$$h_{asp}^{adm} = 6,87m.$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 533,9 + (6,87) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 540,47mNGA$

V.8 : Encombrement de la pompe :

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de Caprari dans les figures de l'annexe V.

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.
- ✓ Poids minimum.

V.9.2 : Puissance fournie par le moteur :

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m}$$

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 ;

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, en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.13 : Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 - 1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

➤ Choix du moteur électrique pour SPI :

Données techniques / Caractéristiques du moteur :

- Fréquence 60 Hz
- Tension nominale 460 V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 250 kW
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation F
- Poids 800 kg

➤ Choix du moteur électrique pour SPII –M'Chedallah- :

Données techniques / Caractéristiques du moteur :

- Fréquence 60 Hz
- Tension nominale 460 V

- Vitesse nominale 1750 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 315 kW
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation B
- Poids 874 kg

➤ **Choix du moteur électrique pour SPII –Raffour- :**

Données techniques / Caractéristiques du moteur :

- Fréquence 60 Hz
- Tension nominale 460 V
- Vitesse nominale 3500 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 75 kW
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation B
- Poids 199 kg

➤ **Choix du moteur électrique pour SPII –Chorfa- :**

Données techniques / Caractéristiques du moteur :

- Fréquence 60 Hz
- Tension nominale 460 V
- Vitesse nominale 1750 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 315 kW
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation D
- Poids 1096 kg

➤ **Choix du moteur électrique pour SPIII –Tiksiridene- :**

Données techniques / Caractéristiques du moteur :

- Fréquence 60 Hz
- Tension nominale 460 V
- Vitesse nominale 1750 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 37 kW
- Type de moteur 3~
- Classe d'isolation A
- Poids 322 kg

Conclusion :

Vu la variation de la hauteur manométrique et le débit demandés, les groupes électropompes des trois stations de pompage sont de caractéristiques hydro-électriques différentes.

Les pompes toutes de marque CAPRARI, type multicellulaire et de différentes classes.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs de marque CAPRARI, asynchrones triphasés.

CHAPITRE VI :
POSE ET PROTECTION DE LA
CANALISATION

Introduction :

Après l'étude technique et de conception de notre réseau, on doit planifier des techniques pour la pose de la canalisation ainsi sa protection. Cette planification est indispensable pour des raisons économiques, la moyenne de cout de cette canalisation environ 80% du cout de projet. Bonne planification, bonne protection et par conséquent une longue durée de vie du projet.

VI.1 : Pose de canalisation :**VI.1.1 : Principe de pose de canalisations :****➤ Pose classique : [3]**

Les conduites se posent généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite. Ce fond est garni d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau. Ce dernier est descendu à sa place définitive par des moyens appropriés (chariots porte-tuyaux pour les gros diamètres), et assemblé avec les tuyaux voisins.

La fouille est ensuite remblayée en ayant soin, s'il s'agit de tuyaux en tôle d'acier ou de tuyaux en fonte, de prendre toutes dispositions utiles pour que la paroi du tuyau ne soit pas en contact direct avec de gros cailloux ou de gros fragments de roche dure.

À la traversée des points particuliers (cours d'eau, lignes de chemin de fer, routes, croupes surélevées, etc.), on se trouve parfois dans l'obligation d'employer des dispositions spéciales : ponceaux, ponts, aqueducs, arcades, souterrains, tunnels, etc.

Quand il s'agit de grands diamètres, le profil en long doit être tel qu'il ne puisse se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières sont, en effet, dangereuses par leur élasticité au moment des surpressions. Il faut donc faciliter la collecte de l'air en des points hauts naturels ou artificiellement créés, de façon à permettre son évacuation aisée par des ventouses automatiques ou non. En pays plat, pour des vitesses de l'ordre de 1 m/s, la pente d'une grosse conduite doit être de l'ordre de 1/1 000 quand la conduite est ascendante dans le sens de l'écoulement de l'eau, et de 1/500 dans le cas contraire.

Ces valeurs doivent être considérées comme des minimums, pour assurer une évacuation correcte de l'air contenu dans les conduites.

➤ Aménagement du lit de pose :

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable. Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

➤ **La mise en place des canalisations :**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

➤ **Assemblage des conduites :**

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule. Pour des conduites en polyéthylène les assemblages sont en fonction de diamètres, pour une gamme il est recommandé d'utiliser l'électrosoudage et pour une autre bout à bout, tout en évitant les joints de jonction.

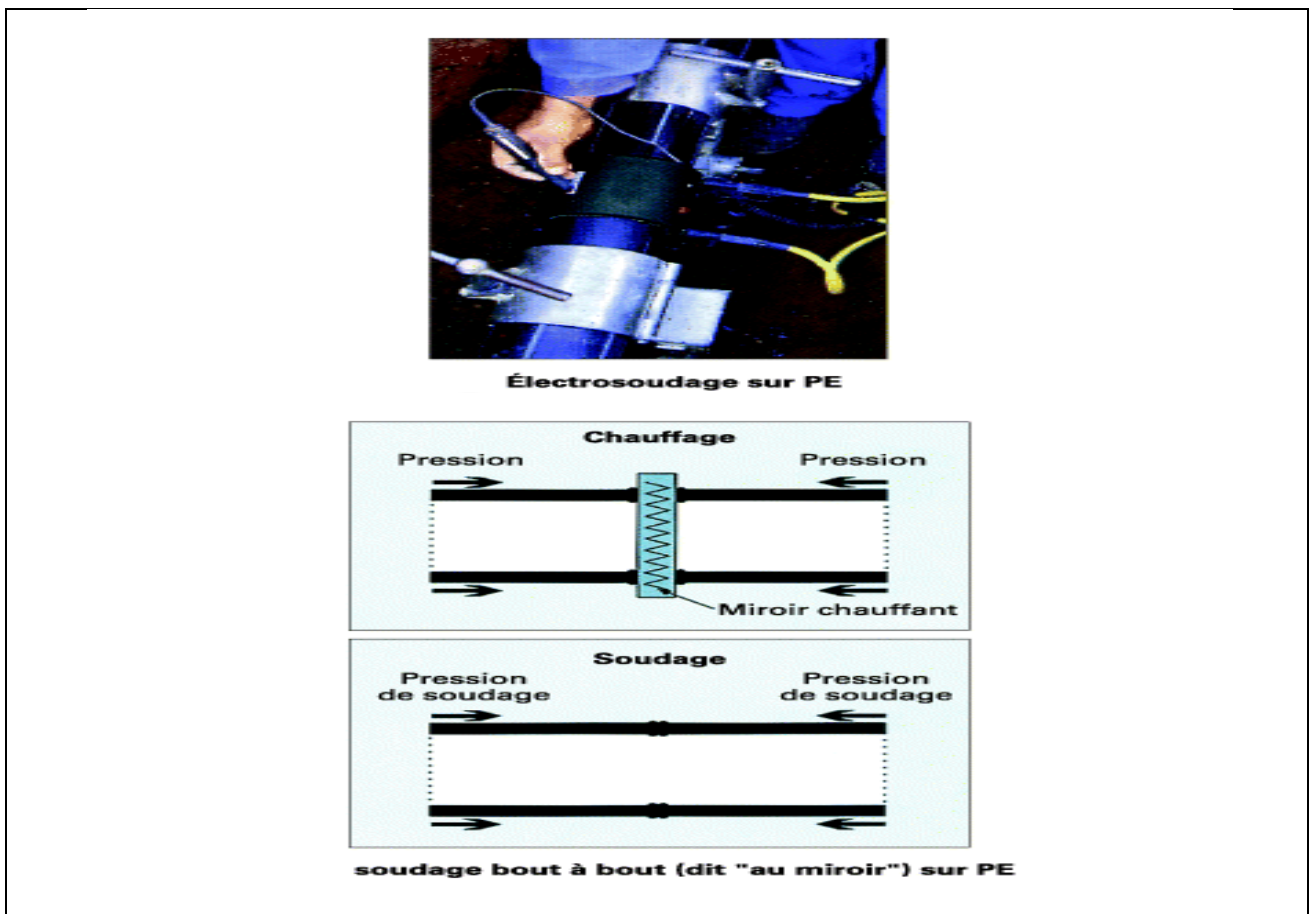


Figure VI.1 : Electrosoudage et soudage bout à bout.

➤ **Construction des regards :**

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des conduites. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

➤ **Remblai des tranchées :**

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais. Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VI.1.2 : Pose de canalisation en pente :

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées. Par simplification, on retiendra qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

- 20 % pour une conduite aérienne,
- 25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en fonte ductile peut être faite de deux façons :

- en réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau,

– en réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

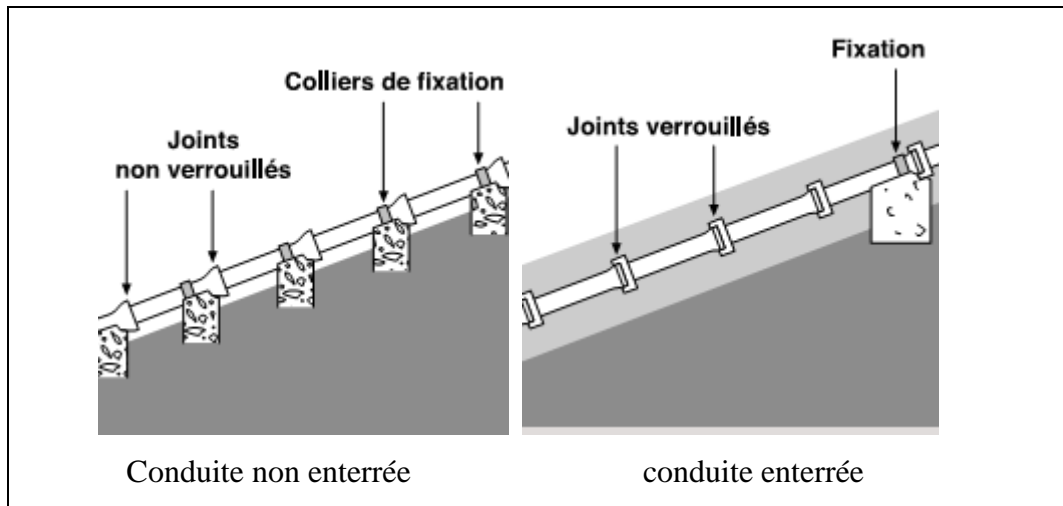


Figure VI.2. Pose de canalisation en pente.

VI.1.3 : Pose sans ouverture de tranchée : technique d'ingénieur

Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.), les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment, de plus en plus précises et adaptées à des diamètres allant du \varnothing 20 mm en branchements au \varnothing 2 500 mm et plus. Parmi leurs avantages, il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts. L'usage différencie les techniques de fonçage pour les \varnothing 800 mm et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.

✓ Fonçage : les fonçages sont généralement rectilignes et le plus souvent horizontaux, mais quelquefois en légère courbe et en faible pente.

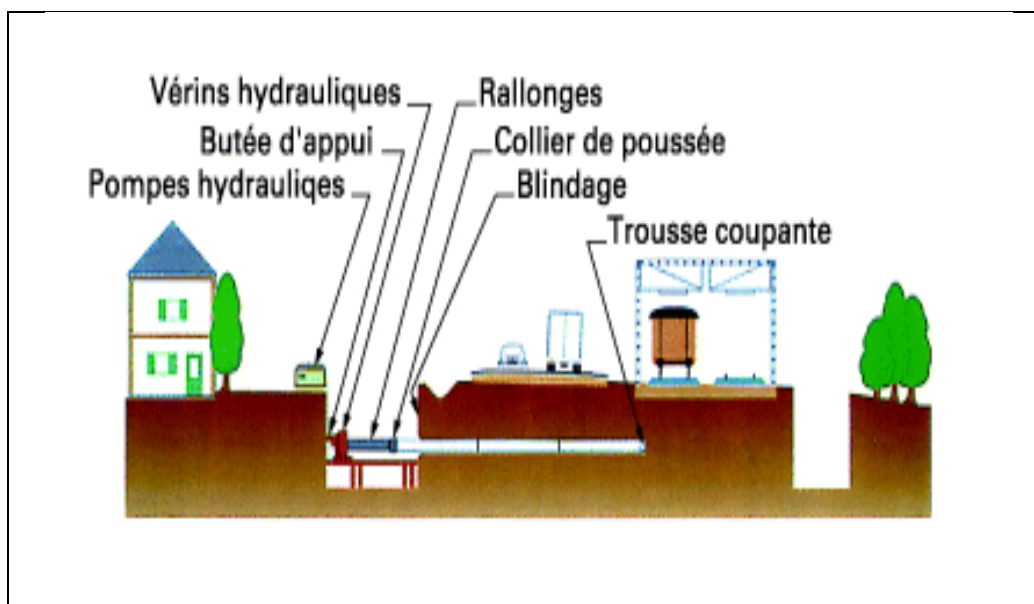


Figure VI.3 : Fonçage horizontal.

- ✓ Forages : il existe plusieurs techniques de pose par forage, qu'on peut trouver :
- Forage horizontal par poussée : la technique utilisée est sensiblement identique à celle du fonçage ; elle est appliquée aux diamètres inférieurs à 800 mm pour lesquels on ne peut accéder au front de taille. On utilise une tarière avec tête équipée de lames ou de dents en carbure de tungstène, ou marteau fond de trou ; l'évacuation des terres se fait simultanément à l'avancement par vis hélicoïdale.
 - Forage par compactage : ce procédé, maintenant très répandu, est mis en œuvre notamment pour la réalisation des branchements de petits diamètres. Il s'agit d'un forage par compactage du terrain, réalisé par l'intermédiaire d'un fonceur pneumatique qui crée le passage. La direction d'envoi de la fusée est réalisée au démarrage, à l'aide d'une lunette de visée placée dans la fouille de départ, et d'un jalon gradué placé dans la fouille d'arrivée. À l'issue du fonçage, un tube en polyéthylène est introduit soit directement dans le passage réalisé par la fusée, soit lorsque le terrain est bouillant, à l'intérieur d'un fourreau tracté à la suite de la tête du fonceur. Si l'on veut conserver une bonne précision quant à la cote d'arrivée, il convient de limiter les tronçons à une longueur de 10 m, qui peut atteindre 40 m, en utilisant une sonde de positionnement qui permet de connaître le cheminement de la fusée.
 - Forage dirigé : Le développement des canalisations autobutées souples ou supportant des écarts angulaires aux joints, la diminution du nombre des raccords (pour les PE) – raccords sans surépaisseur – ou des techniques de fonte adaptées avec faible surépaisseur, aux joints automatiques de maniement pratique, ont permis la généralisation de pose par forage dirigé. La pose d'une canalisation par forage dirigé est réalisée en deux étapes. Dans un premier temps, une tête de forage munie de buses d'injection de bentonite, et actionnée par un train de tiges, réalise un premier tracé de faible diamètre (50 mm), par rotation et jets à haute pression de bentonite. C'est une sonde, associée à un récepteur d'ondes, placée sur la tête de forage qui permet de connaître sa position exacte et donc de diriger le forage. Lorsque la tête de forage atteint la fouille d'arrivée, elle est remplacée par une tête d'alésage dont le diamètre dépend de la conduite à installer, et qui réalise en retour le passage définitif, tout en tractant la conduite en polyéthylène ou en fonte adaptée au forage. Le contrôle en 3 D de la position de tête de forage est effectué depuis la surface par un géoradar tenu manuellement par un opérateur.
- On peut également utiliser une tête en biseau qui tourne pour effectuer les corrections de tir.

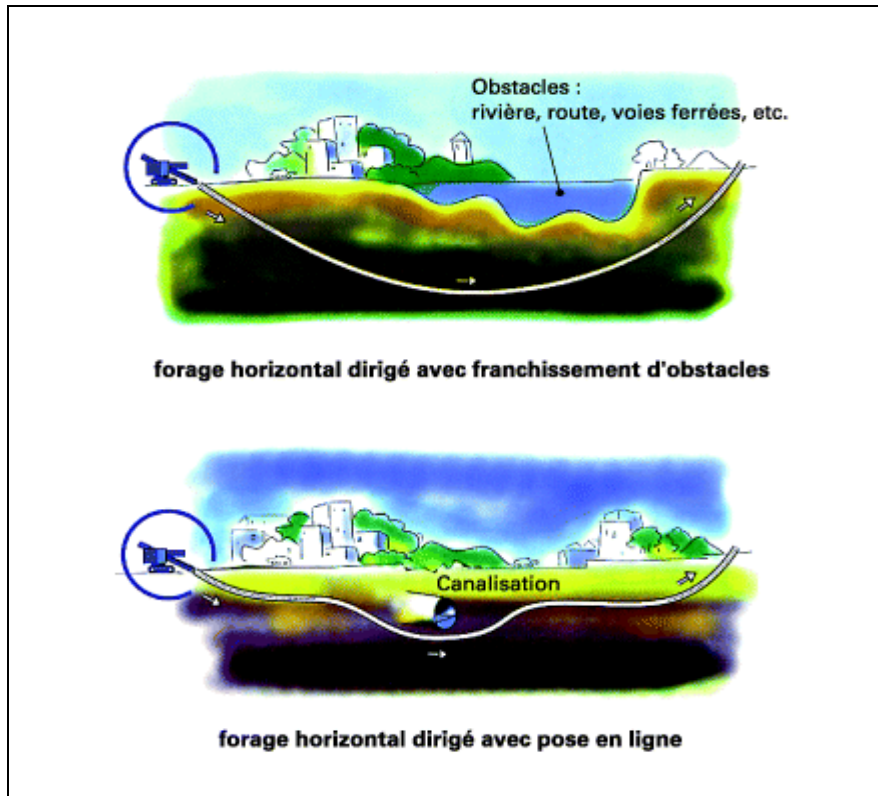


Figure V.4 : Forage horizontal dirigé (d'après document Sade)

VI.2 : Protection des conduites :

Qu'elles soient posées en terre, ce qui est le cas général, ou en galeries, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation 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 : fonte, acier, etc., ainsi que pour celles, telles que les conduites en béton armé, dans la constitution desquelles il entre des matériaux ferreux.

Par exemple, les conduites en acier reçoivent un goudronnage intérieur et extérieur. La protection extérieure des conduites placées en terre est complétée actuellement par un revêtement formé d'un complexe de produits bitumineux et de soie de verre imprégnée. Les conduites peuvent aussi être soumises fonctionnellement à des surpressions accidentelles auxquelles elles doivent résister soit intrinsèquement par leur résistance propre, soit par des moyens de protection appropriés. Ci-après sont données des indications générales sur :

1. la protection cathodique des canalisations.
2. la protection des conduites de refoulement ou gravitaire contre les coups de bélier.

VI.2.1 : Protection cathodique des canalisations :

La corrosion extérieure des conduites métalliques enterrées est généralement la conséquence d'un processus électrochimique, le sol jouant le rôle d'un électrolyte, particulièrement quand il est humide. On peut distinguer l'autocorrosion et la corrosion électrolytique.

✓ Autocorrosion : on lui rattache les corrosions spontanées telles que :

- Cytolyse ou corrosion électrochimique localisée, limitée à la surface du métal par l'étendue du terrain agressif, et due au mauvais isolement de la conduite ;
- Géolyse ou corrosion électrochimique étendue, due à la formation d'une pile géologique par la mise en contact du métal avec deux zones de terrains différentes.

✓ Corrosion électrolytique : ensemble des corrosions dues à des effets électriques extérieurs, particulièrement nombreux dans les régions industrielles (nombreuses terres) et à proximité de lignes de tramways et de chemins de fer électriques. Les effets de ces corrosions peuvent être désastreux.

On doit protéger les canalisations menacées par l'un ou l'autre des deux procédés suivants, qui peuvent d'ailleurs être employés simultanément.

- Isolement du métal de l'électrolyte par emploi d'un revêtement isolant efficace : convient particulièrement en terrain très sec et de très forte résistivité.
- Protection cathodique de la conduite : elle consiste à rendre le métal constituant cette dernière passif ou autrement dit cathodique par rapport à une anode naturelle (rail électrifié, par exemple) ou artificielle (blocs de magnésium, déversoir). Cette méthode implique l'utilisation d'une source de courant auxiliaire, d'origine galvanique (anodes réactives de magnésium) ou d'origine industrielle (protection électrique). Bien que le principe de la protection cathodique soit connu depuis longtemps déjà (fin du XIX^e siècle) et qu'elle était utilisée à une assez grande échelle. Elle a permis d'obtenir d'heureux résultats dans la protection des réseaux constitués par des conduites en acier. Elle apporte, pour ce matériau, une sécurité supplémentaire. La mise en œuvre de cette protection implique l'intervention de spécialistes.

VI.2.2 : Protection des conduites de refoulement contre les coups de bélier : [2]

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 ce terme 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.2.2.1 : Causes du coup de bélier :

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.

VI.2.2.2 : 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.

- **Fortes pressions :**

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).

- **Pressions négatives :**

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. Par conséquent, implosion de la conduite, l'aspiration des joints et décollement de l'enduit interne de la conduite.

- **Fatigue de la conduite :**

L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

- **Remèdes :**

- Dimensionnement correct de la conduite tenant compte de la valeur majorant du coup de bélier
- Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour atténuer les surpressions et les dépressions ainsi que l'économie dans la fabrication des tuyaux.

La figure suivante nous illustre les étapes de produire le coup de bélier en cas d'un arrêt brusque de la vanne de sectionnement.

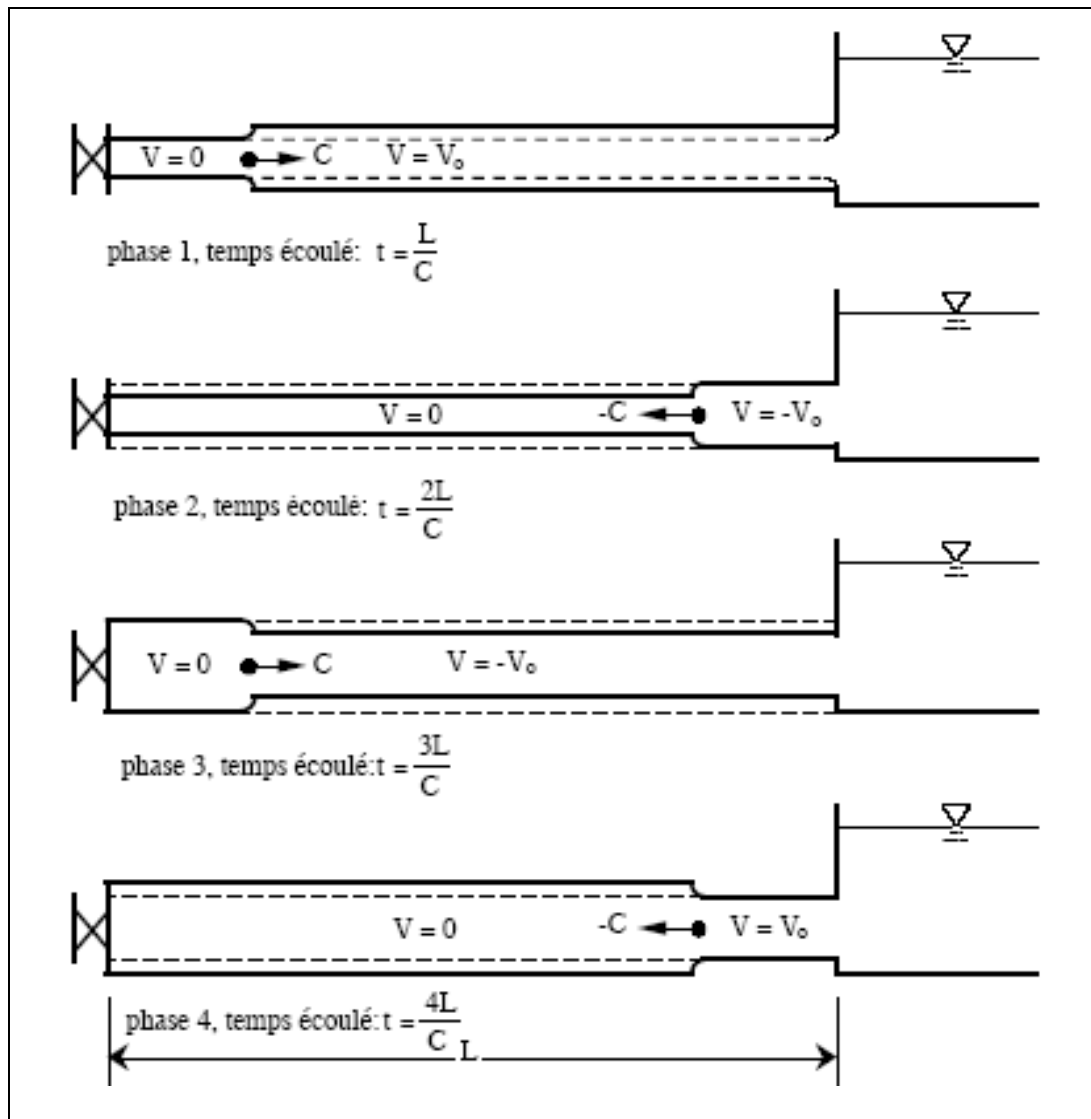


Figure VI.5 : Étapes d'un cycle de variation de pression.

VI.2.2.3 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne (la loi de manœuvre) sur cette conduite. Les conduites sont équipées avec des accessoires qui font amortir le phénomène, on trouve les ventouses, les soupapes de décharge... etc.

VI.2.2.4 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Les équipements de protection ont pour fonction générale d'atténuer les variations de pression et de réduire les effets néfastes de celles-ci. En d'autres termes, il ne suffit pas de penser uniquement à réduire l'amplitude des surpressions et dépressions mais aussi, dans certains cas, empêcher la cavitation ou les inversions d'écoulements. Compte tenu de la grande variété des

installations hydrauliques et de leurs modes d'opération, il n'est pas possible de considérer un équipement de protection universel et polyvalent. On décrira donc, dans ce qui suit, une panoplie d'équipements avec leurs caractéristiques propres et leurs contextes d'utilisation.

- **Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Il permet, lors d'une coupure d'alimentation, d'allonger le temps de fermeture en dissipant l'énergie cinétique de rotation accumulée. Par contre, son utilisation demande un volume d'encombrement suffisant et les départs de pompes ne pourront être rapides. Le principe de calcul est basé sur la quantité d'énergie cinétique de rotation accumulée par le volant. Dans la pratique, les points suivants doivent être considérés:

- Plus la conduite est longue plus l'inertie du système est grande et plus la masse du volant devra être importante. On limite les longueurs à quelques centaines de mètres.
- Le démarrage des moteurs électriques couplés à des volants de masse importante peut demander des intensités de courant inadmissible.
- Le volant ne limite que la dépression, une protection contre les surpressions peut aussi être nécessaire.

- **Chambres ou cheminées d'équilibre :**

Les cheminées d'équilibre sont des dispositifs assez simples qui permettent de transformer les surpressions et les dépressions en variation de hauteur de colonne d'eau. Pour le calcul, on considère la relation suivante, pour évaluer la variation de hauteur d'eau:

$$\Delta H_c = \frac{Q_o \Delta t}{A_c}$$

Où Q_o est le débit d'échange et A_c est la section de la cheminée si cette dernière est cylindrique. Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

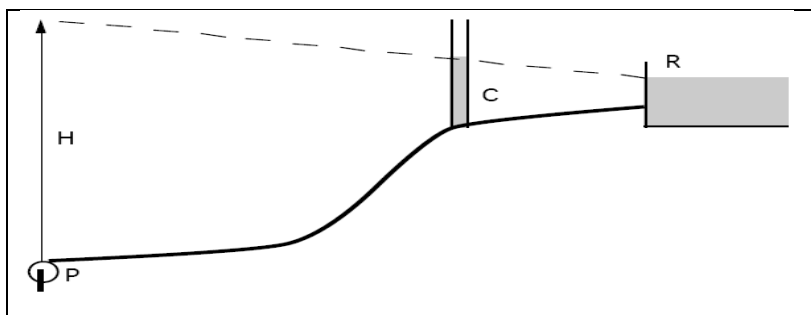


Figure VI.6 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

- **Chambres d'équilibre unidirectionnel :**

Ces chambres permettent de réduire les dépressions par admission d'un débit supplémentaire pour contrer la réduction du débit causée par une fermeture brusque ou un arrêt de pompe. Le calcul s'effectue comme pour une cheminée d'équilibre munie d'un clapet non retour.

- **Réservoirs d'air :**

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé. Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

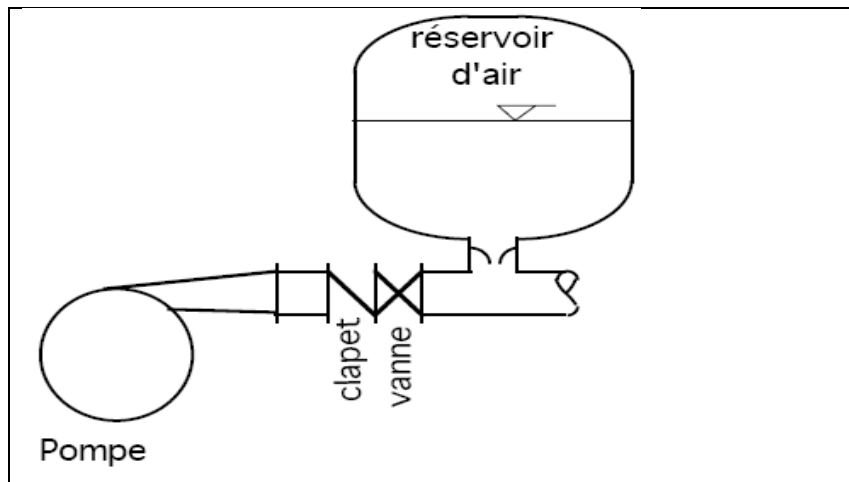


Figure VI.7 : Réservoir hydropneumatique

Sur le plan du calcul, il faut tenir compte de l'échange de débit entre le réservoir et la conduite.

- **Soupapes de décharge :**

Les soupapes de décharges sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement supérieure (5%) à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

- **Soupapes d'admission et de purge d'air :**

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et

expulsée du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquels les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

- By-pass, est une conduite équipée d'un clapet dans le sens amont aval qui court-circuiterait une pompe.

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.2.2.5 : Calcul des réservoirs d'air :

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure suivante :

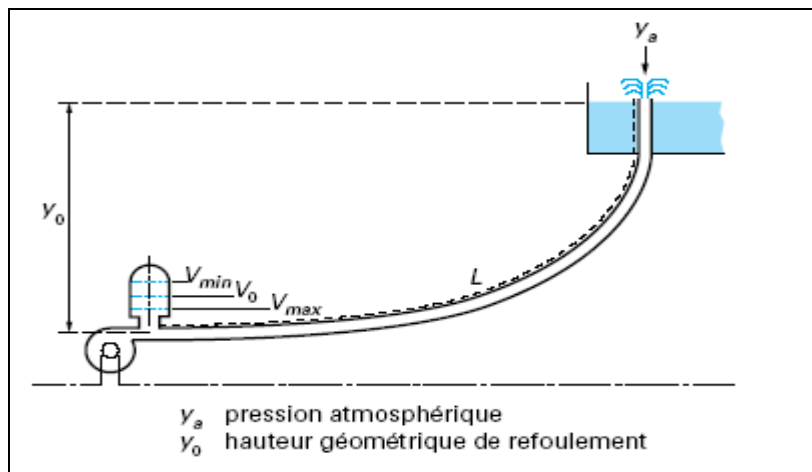


Figure VI.8 : Emplacement d'un réservoir d'anti-bélier.

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

✓ 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.

VI.2.2.5.1 : Dimensionnement des réservoirs d'air :

- La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{CV_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur (9,81 m/s²).

- La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

- La charge maximale absolue:

$$Z = Z_{max} = Hg + 10 + \frac{CV_0}{g}$$

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (SALAH. B) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$.

E_m : module de Young du matériau de la conduite, pour la fonte E_m = 0,8-1,0*10¹¹ pascal ;

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m=0,21$ à 0,26 (fonte).

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s=0,35$.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe III})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S \quad \text{et} \quad U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{min}}$$

U_{max} est le volume du réservoir d'air.

Application :

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement:

N° de la station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SPI	fonte	600	0,283	2,16	835	130,56
SPII-M'Chedallah	fonte	350	0,096	2,16	1950,92	141,10
SPII-Raffour	fonte	250	0,049	1,49	1554,40	104,80
SPII-Chorfa	fonte	300	0,071	1,93	4117,29	175,80
SPIII	fonte	100	0,008	1,53	4229,11	139

- Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI.2 :

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.

N° de station	K (10 ⁹ Pa)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (10 ⁸ Pa)	E _m (10 ¹¹ Pa)	e _m (m)	C (m/s)
SPI	2,07	1000	0,6	0,24	0,33	2	1	0,0099	827,887
SPII-M'Chedallah	2,07	1000	0,35	0,24	0,33	2	1	0,0077	897,054
SPII-Raffour	2,07	1000	0,25	0,24	0,33	2	1	0,0068	948,695
SPII-Chorfa	2,07	1000	0,3	0,24	0,33	2	1	0,0072	918,231
SPIII	2,07	1000	0,1	0,24	0,33	2	1	0,006	1129,993

- Calcul des capacités des réservoirs :

Tableau VI.3 : Calcul des paramètres.

N° de station	Z ₀	Z _{max}	Z _{max} /Z ₀	h ₀	h ₀ /Z ₀	U ₀ /L*S
SPI	140,56	322,847	2,30	0,238	0,00169	0,008
SPII-M'Chedallah	151,1	348,617	2,31	0,238	0,00157	0,0075
SPII-Raffour	114,8	258,893	2,26	0,113	0,00098	0,005
SPII-Chorfa	185,8	366,451	1,97	0,190	0,00102	0,007
SPIII	149	325,237	2,18	0,119	0,00080	0,004

Dans le tableau VI.4 les volumes des réservoirs sont normalisés.

Tableau VI.4 : Volumes maximums des réservoirs.

N° de station	U ₀ /L*S	Z _{min} /Z ₀	S (m)	L (m)	U ₀	U _{max} (m ³)	U _{max} (litres)
SPI	0,008	0,645	0,283	835	1,890	2,93091	2930,91
SPII-M'Chedallah	0,0075	0,645	0,096	1950,92	1,405	0,90601	906,01
SPII-Raffour	0,005	0,635	0,049	1554,4	0,381	0,24183	241,83
SPII-Chorfa	0,007	0,6	0,071	4117,29	2,046	1,22778	1227,78
SPIII	0,004	0,635	0,008	4229,11	0,135	0,08594	85,94

-CHARLATTE a normalisé les volumes des réservoirs d'air en considérant les charges maximales Z_{max}. Le tableau VI.5 résume les volumes normalisés des réservoirs d'après les abaques CHARLATTE.

Tableau VI.5 : Volumes normalisés des réservoirs.

N° de station	Z _{max} (m)	U _{max} litre	Unor (litres)
SPI	322,847	2930,91	3000
SPII-M'Chedallah	348,617	906,01	1000
SPII-Raffour	258,893	241,83	300
SPII-Chorfa	366,451	1227,78	1500
SPIII	325,237	85,94	100

La figure VI.9 donne la gamme des volumes normalisés des réservoirs.

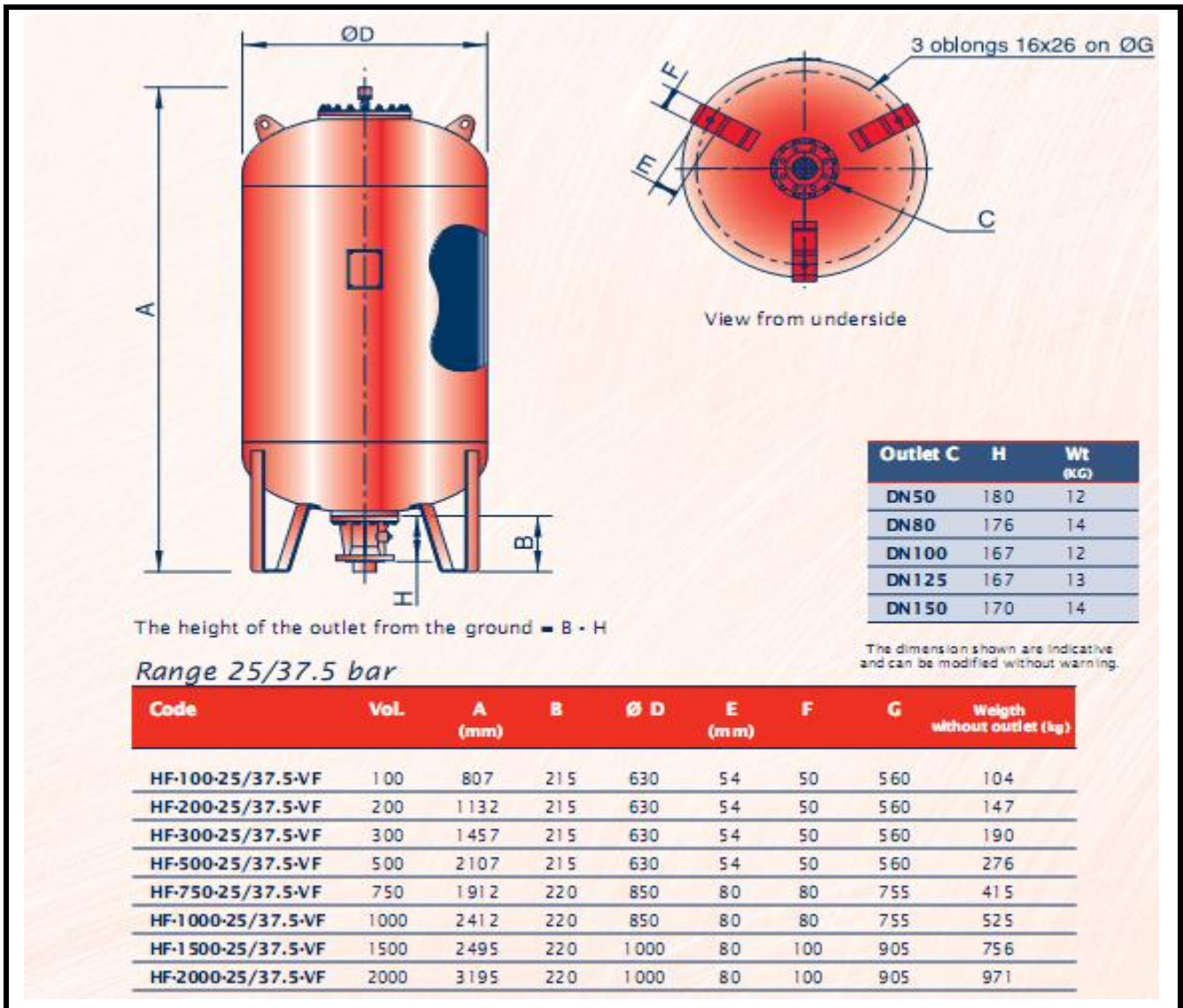


Figure VI.9 : Les volumes normalisés des réservoirs.

Conclusion :

Toute pose de canalisation nécessite un milieu qui va laisser la canalisation travailler sans contraintes, si le milieu ne répond pas aux conditions, dans ce cas on doit équiper la tranchée le nécessaire, de lit de sable, revêtement d'étanchéité et des protections en cas de franchisses.

Afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la station de pompage et pour économiser le cout de génie civil, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur.

CHAPITRE VII : **ORGANISATION DE CHANTIER**

Introduction :

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VII.1 : Différents travaux connus sur notre chantier :**VII.1.1 : Travaux concernant les stations de pompage :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.
- Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage).

- **Décapage :**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

- **Exécution des fouilles :**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

- **c) Coulage du béton de propreté :**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

- **d) Remblayage :**

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

- **e) Coulage du béton :**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demi-poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

- **f) Maçonnerie :**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII.1.2 : Travaux concernant l'adduction :

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblais sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

- **Construction des regards**

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

- **Pose du lit de sable :**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

- **Pose des conduites**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

- **Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VII.2 : Calcul des volumes des travaux :**VII.2.1 : Calcul des volumes des travaux de la station de pompage (SPI) :**

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : 42×27 [m²].
- La profondeur des fouilles h : $h = 1,5$ m.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L = 1,5$ m et de hauteur $h = 0,40$ m.
- Les avants poteaux sont de forme carré de côté $0,35$ m et de hauteur $h = 1,7$ m.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $L = 0,35$ m et de hauteur totale $h = 6$ m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,10$ m.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,60$ m et une épaisseur de $0,35$ m.

Le bâtiment ayant une longueur de 42 m et une largeur de 27 m, sachant que l'espacement entre deux poteaux sur longueur est de $6,6$ m, entre les deux poteaux sur largeur est de $6,3$ m. Le total des poteaux total est de 35 .

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 35 semelles et 35 fouilles. (Voir la vue en plan figure VIII.1).

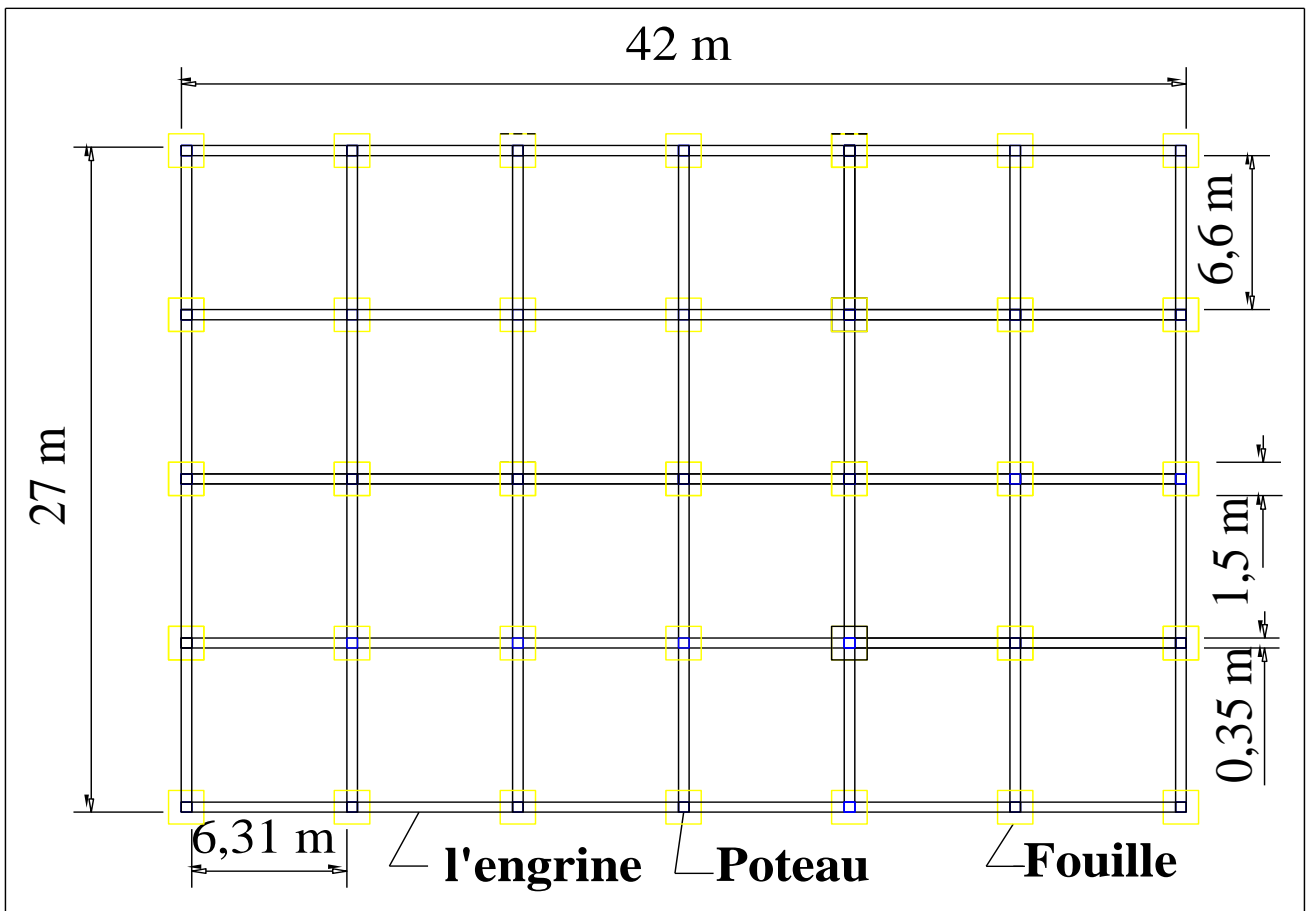


Figure VII.1 : Vue en plan de la SPI.

- **Calcul du volume de décapage :**

L'épaisseur de la couche superficielle à découper est de 10 cm et ce découpage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles $[(42+2*0,57) * (27+2*0,57)]*0,10 = 121,467 \text{ m}^3$

Donc le volume de découpage est estimé à **121,5 m³**

- **Calcul du volume des déblais :**

Le bâtiment de la station de pompage étant sur le terrain naturel, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la cote du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles. La fouille ayant le volume de $(1,5)^3 \text{ m}^3 = 3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 35, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **118,125 m³**.

Le volume total des déblais est tel que : $121,5 + 118,125$ soit environ: **240 m³**

- **Calcul du volume du béton de propreté :**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5*1,5*0,10$ soit $0,225 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 35, le volume total du béton de propreté est de **7,9 m³**.

- **Calcul du volume de béton armé :**

Les éléments des stations de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VII.1.: Calcul du volume du béton armé pour SPI.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*I*h*N (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	35	31,5
avants poteaux	0,35	0,35	1,7	35	7,29
poteaux	0,35	0,35	6	35	25,73
ceintures inf.sup long.	6,6	0,35	0,6	48	66,53
ceintures inf.sup. larg.	6,31	0,35	0,6	48	63,60
chape supérieure	43	28	0,07	1	84,28
chape inférieure	42	27	0,1	1	113,4
TOTAL : 393 m³					

- **Calcul du volume du remblai compacté :**

Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5 \times 1,5 \times 1,1$ (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1,1m), le volume est de $2,475 \text{ m}^3$. Le nombre de fouilles étant de 35 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **$86,63 \text{ m}^3$** .

- **Calcul du volume de la maçonnerie :**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \text{ (cm}^2\text{)}$. La surface de la maçonnerie totale est la surface des murs extérieurs multipliant par 2 (murs en double cloisons). La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06 \text{ m}^2$ ($0,30 \times 0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 25 704 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **26 500 briques**.

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau VII.2.

Tableau VII.2 : Volumes des travaux de la SPI.

Désignation	Unité	Quantité
Décapage	m^3	121,5
Excavation	m^3	240
Remblais compacté	m^3	86,63
Béton de propreté	m^3	7,9
Béton armé semelle	m^3	31,5
Béton armé demi poteaux	m^3	7,29
Béton armé des ceintures	m^3	130,13
Béton armé des poteaux	m^3	25,73
Béton armé des chapes	m^3	197,68
Maçonnerie (briquetage)	u	26 500

VII.2.2 : Calcul des volumes des travaux de la station de pompage (SPII) :

SPII, est une station existante, il faut l'équiper pour qu'elle soit adaptée pour ses types de pompes.

VII.2.3 : Calcul des volumes des travaux de la station de pompage (SPIII) :

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $10 \times 7 \text{ [m}^2\text{]}$.
- La profondeur des fouilles h : $h=1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de coté $L=1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,30 \text{ m}$.
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 1,7 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de coté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 4,5 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,10 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,30 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,30 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de 10 m et une largeur de 7 m, sachant que l'espacement entre deux poteaux sur longueur est de 4,55 m, entre les deux poteaux sur largeur est de 3,05 m. Le total des poteaux total est de 9.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 9 semelles et 9 fouilles. (Voir la vue en plan figure VII.2).

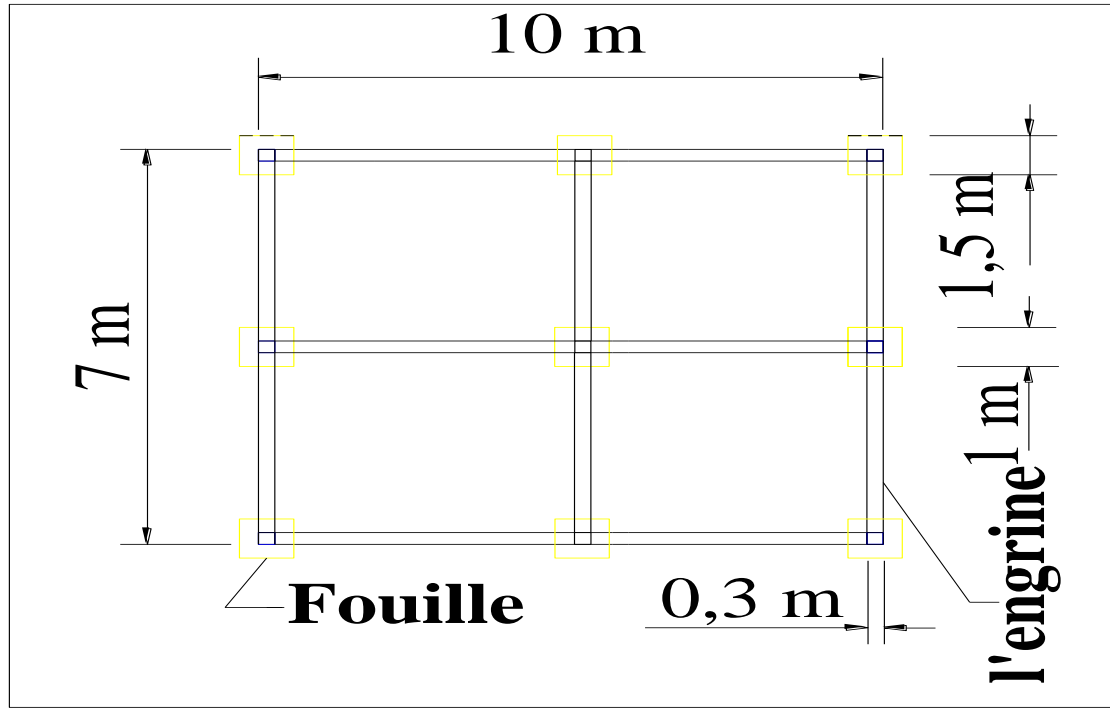


Figure VII.2 : Vue en plan de la SPIII.

- **Calcul du volume de décapage :**

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles $[(10+2*0,6) * (7+2*0,6)]*0,10 = 9,41 \text{ m}^3$

Donc le volume de décapage est estimé à **9,41 m³**

- **Calcul du volume des déblais :**

Le bâtiment de la station de pompage étant sur le terrain naturel, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles. La fouille ayant le volume de $(1,5)^3 \text{ m}^3 = 3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 9, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **30,375 m³**.

Le volume total des déblais est tel que : $30,375 + 9,41$ soit environ: **40 m³**

- **Calcul du volume du béton de propreté :**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5*1,5*0,10$ soit $0,225 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 9, le volume total du béton de propreté est de **2,025 m³**.

- **Calcul du volume de béton armé :**

Les éléments des stations de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VII.3 : Calcul du volume du béton armé pour SPIII.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h*N (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,3	9	6
avants poteaux	0,3	0,3	1,7	9	1,40
poteaux	0,3	0,3	6	9	4,86
ceintures inf.sup long.	4,55	0,3	0,3	12	4,92
ceintures inf,sup. larg.	3,05	0,3	0,3	12	3,30
chape supérieure	11	8	0,07	1	6,16
chape inférieure	10	7	0,1	1	7
TOTAL : 33,64 m³					

- **Calcul du volume du remblai compacté :**

Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5*1,5*1,1$ (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1,1m), le volume est de $2,475 \text{ m}^3$. Le nombre de fouilles étant de 9 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **22,30 m³**.

- **Calcul du volume de la maçonnerie :**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30*20 \text{ (cm}^2\text{)}$. La surface de la maçonnerie totale est la surface des murs extérieurs multipliant par 2 (murs en double cloisons). La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06\text{m}^2$ ($0,30*0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 4 560 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **5 000 briques**.

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau VII.4.

Tableau VII.4 : Volumes des travaux de la SPIII.

Désignation	Unité	Quantité
Décapage	m ³	9,41
Excavation	m ³	40
Remblais compacté	m ³	22,30
Béton de propreté	m ³	2,025
Béton armé semelle	m ³	6
Béton armé demi poteaux	m ³	1,4
Béton armé des ceintures	m ³	8,22
Béton armé des poteaux	m ³	4,86
Béton armé des chapes	m ³	13,16
Maçonnerie (briquetage)	u	5 000

VII.3 : Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

- **Déblais d'excavation :**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VIII.3).

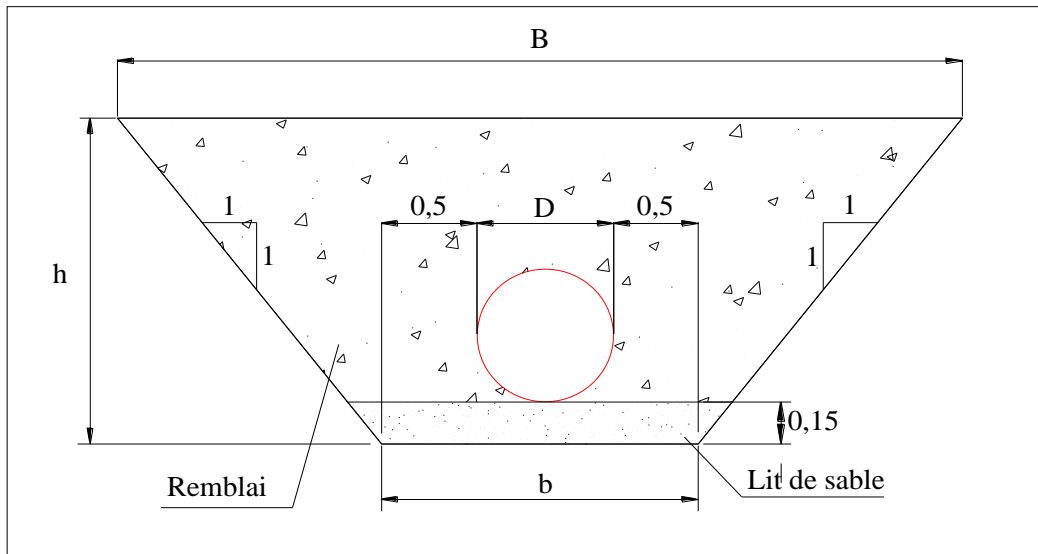


Figure VII.3 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Sachant que :

$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VII.5 : Calcul du volume des déblais.

Tronçon	D (mm)	b (m)	h (m)	B (m)	Sexc (m ²)	L (m)	Vexc (m ³)
SPI-RT	600	1,6	1,5	4,6	4,65	835	3882,75
RT-SEM	160	1,2	1,1	3,3	2,35	4664,47	10976,43
RT-P1	800	1,8	1,7	5,2	5,95	2418,06	14387,46
P1-P4	600	1,6	1,5	4,6	4,65	14938,62	69464,58
P4-SPII	500	1,5	1,4	4,3	4,06	5111,26	20751,72
P1-P1'	160	1,2	1,1	3,3	2,35	334,61	787,40
P1'-O.B	125	1,1	1,0	3,2	2,20	1526,12	3363,19
P2-E.A	160	1,2	1,1	3,3	2,35	88	207,08
P3-AK	160	1,2	1,1	3,3	2,35	246,38	579,78
P4-AH	160	1,2	1,1	3,3	2,35	396,55	933,16
SPII-M'C	350	1,4	1,3	3,9	3,25	1950,92	6340,49
SPII-RAF	250	1,3	1,2	3,6	2,76	1554,4	4290,14
SPII-CH	300	1,3	1,2	3,7	3,00	4117,29	12351,87
Rch-SPIII	110	1,1	1,0	3,1	2,14	1175,68	2517,37
SPIII-TIK	100	1,1	1,0	3,1	2,10	4229,11	8881,13
							159714,55

Donc le volume total des déblais est de 159 714,55 m³.

Tableau VII.6 : Calcul du volume des remblais.

Tronçon	D (mm)	b (m)	h (m)	B (m)	Sexc (m ²)	L (m)	Vcom (m ³)
SPI-RT	600	1,6	1,5	4,6	4,65	835	3355,87
RT-SEM	160	1,2	1,1	3,3	2,35	4664,47	9849,49
RT-P1	800	1,8	1,7	5,2	5,95	2418,06	12433,66
P1-P4	600	1,6	1,5	4,6	4,65	14938,62	60038,31
P4-SPII	500	1,5	1,4	4,3	4,06	5111,26	17978,86
P1-P1'	160	1,2	1,1	3,3	2,35	334,61	706,56
P1'-O.B	125	1,1	1,0	3,2	2,20	1526,12	3041,75
P2-E.A	160	1,2	1,1	3,3	2,35	88	185,82
P3-AK	160	1,2	1,1	3,3	2,35	246,38	520,26
P4-AH	160	1,2	1,1	3,3	2,35	396,55	837,35
SPII-M'C	350	1,4	1,3	3,9	3,25	1950,92	5541,10
SPII-RAF	250	1,3	1,2	3,6	2,76	1554,4	3790,79
SPII-CH	300	1,3	1,2	3,7	3,00	4117,29	10847,00
Rch-SPIII	110	1,1	1,0	3,1	2,14	1175,68	2285,35
SPIII-TIK	100	1,1	1,0	3,1	2,10	4229,11	8083,94
							139496,12

Donc le volume total des remblais est de 139 496,12 m³.

Tableau VII.7 : Calcul du volume de lit de sable.

Tronçon	D (mm)	b (m)	h (m)	B (m)	Sexc (m ²)	L (m)	lit sable (m ³)
SPI-RT	600	1,6	1,5	4,6	4,65	835	133,60
RT-SEM	160	1,2	1,1	3,3	2,35	4664,47	541,08
RT-P1	800	1,8	1,7	5,2	5,95	2418,06	435,25
P1-P4	600	1,6	1,5	4,6	4,65	14938,62	2390,18
P4-SPII	500	1,5	1,4	4,3	4,06	5111,26	766,69
P1-P1'	160	1,2	1,1	3,3	2,35	334,61	38,81
P1'-O.B	125	1,1	1,0	3,2	2,20	1526,12	171,69
P2-E.A	160	1,2	1,1	3,3	2,35	88	10,21
P3-AK	160	1,2	1,1	3,3	2,35	246,38	28,58
P4-AH	160	1,2	1,1	3,3	2,35	396,55	46,00
SPII-M'C	350	1,4	1,3	3,9	3,25	1950,92	263,37
SPII-RAF	250	1,3	1,2	3,6	2,76	1554,4	194,30
SPII-CH	300	1,3	1,2	3,7	3,00	4117,29	535,25
Rch-SPIII	110	1,1	1,0	3,1	2,14	1175,68	130,50
SPIII-TIK	100	1,1	1,0	3,1	2,10	4229,11	465,20
							6150,71

Donc le volume total de lit du sable est de 6 150,71 m³.

Tableau VII.8 : Calcul de la longueur des diamètres utilisés.

Conduite (mm)	PEHD (m)	Fonte ductile (m)
800	2418,06	----
600	14938,62	835
500	5111,26	----
350	----	1950,92
300	----	4117,29
250	----	1554,4
160	5730,01	----
110	1175,68	----
100	----	4229,11

VII.4 : Calcul de cout de tous les travaux :• **La SPI :***Tableau VII.9 : Estimation de cout des travaux de SPI.*

Désignation	Unité	Quantité	PRIX (DA)	Montant (DA)
Décapage	m3	121,5	200	24300
Excavation	m3	240	300	72000
Remblais compacté	m3	86,63	473	40975,99
Béton de propreté	m3	7,9	12000	94800
Béton armé semelle	m3	31,5	20000	630000
Béton armé demi poteaux	m3	7,29	20000	145800
Béton armé des ceintures	m3	130,13	20000	2602600
Béton armé des poteaux	m3	25,73	20000	514600
Béton armé des chapes	m3	197,68	20000	3953600
Maçonnerie (briquetage)	u	26500	40	1060000
			Total	9138675,99

• **La SPIII :***Tableau VII.10 : Estimation de cout des travaux de SPIII.*

Désignation	Unité	Quantité	PRIX (DA)	Montant (DA)
Décapage	m3	9,41	200	1882
Excavation	m3	40	300	12000
Remblais compacté	m3	22,3	473	10547,9
Béton de propreté	m3	2,025	12000	24300
Béton armé semelle	m3	6	20000	120000
Béton armé demi poteaux	m3	1,4	20000	28000
Béton armé des ceintures	m3	8,22	20000	164400
Béton armé des poteaux	m3	4,86	20000	97200
Béton armé des chapes	m3	13,16	20000	263200
Maçonnerie (briquetage)	u	5 000	40	200000
			Total	921529,9

• **La pose de la canalisation :***Tableau VII.11 : Estimation de cout des conduites.*

DN (mm)	Cout (DA)		PEHD	F.D	Montant (DA)
	PEHD	F. D			
800	2418,06	----	----	49898	120656357,9
600	14938,62	835	27232,12	33383	434685097,5
500	5111,26		17564,27		89775550,68
350	----	1950,92	----	17820	34765394,4
300	----	4117,29	----	14781	60857663,49
250	----	1554,4	----	12359	19210829,6
160	5730,01	----	1959,12	----	11225777,19
110	1175,68	----	1175,68	----	1382223,462
100	----	4229,11	----	6651	28127810,61
				Total	800686704,8

Tableau VII.12 : Estimation de cout de la pose de la canalisation.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m3	159714,55	300	47914365,93
Lit de sable	m3	6150,71	800	4920570,512
Remblais compacté	m3	139496,12	400	55798448,3
La conduite	m			800686704,8
			Montant	909320089,55

Le total des totaux, nous donne le cout de tout le projet qui est :

$$9\ 138\ 675,99 + 921\ 529,9 + 909\ 320\ 089,55 = \mathbf{919\ 380\ 295,40\ DA\ en\ HT}$$

En ajoutant la TVA qui est de l'ordre 17%, le résultat est **1 075 674 945,62 DA.**

VIII.5 : Les engins de chantier :

Tout les engins sont issus de tracteur qui lui-même un engin automoteur capable de transmettre un mouvement à d'autres matériels non automoteurs, soit en les tractant soit en les poussant, comme engin mobile. Dans la pratique, on utilise seulement les tracteurs muni de moteurs diesels, rapides qui sont plus puissants et plus économiques que les tracteurs muni d'un moteur à essence.

La puissance d'un tracteur varie de 20 chevaux à 460 chevaux avec une tendance à l'accroissement. Les moteurs s'orientent vers le diesel tournant de plus en plus rapidement, on atteint ainsi des régimes de l'ordre de 2000 tr/min, il existe deux types de tracteurs :

- **Le tracteur à chenilles :**

C'est un tapis de roulements sur lequel s'engrènent les roues motrices. Les tracteurs à chenilles répartissent le poids de l'engin sur une grande surface de terrain, et de ce fait la pression exercée sur le sol est suffisamment faible variant entre 0,3 et 0,6 kg/cm², avec ce type d'engin on peut travailler facilement sur les terrains peu consistants et en cas de mauvais temps, les chenilles assurent une très bonne adhérence au sol. L'inconvénient est que leur vitesse est limitée, elle est de l'ordre de 10km/h surtout lors de chargement des chantiers, elles ne peuvent rouler sur les routes sans peuvent étant dégrader l'état de revêtement.

- **Tracteurs à pneus :**

Ces tracteurs comprenaient deux (02) roues avant directrices et deux (02) roues arrière motrices. La tendance actuelle consiste à envisager les quatre (04) roues motrices et directrices à la fois. Ce qui peut présenter des nombreux avantages, au point de vue : adhérence, rendement et maniabilité. Pour tracteurs à pneus la pression exercée par le pneu au sol est supérieure à celle exercée par un tracteur à chenilles, elle est de l'ordre de 1,1 à 1,6 bars. La vitesse de déplacement peut atteindre 60 km/h, ils conviennent pour les terrains de faible pente.

- Le dozer :

Pour le décapage de la couche de la terre végétale on utilise le dozer pour des terrains qui sont très difficile. Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse. C'est un engin muni d'une lame à l'avant mobile dans certaines conditions et destinée à certains travaux de terrassements.

Cette lame est concave de largeur supérieure à la largeur de l'engin qui la porte, elle est construite en acier dur et renforcé à sa base par une partie en acier au manganèse, elle est fixée au châssis de l'engin à l'aide d'un cadre robuste, dans ce cas on a :

- ✓ Bulldozer : la lame peut s'abaisser et s'élever verticalement
- ✓ Angledozer : de plus la lame peut prendre des positions obliques en pivotant autour d'un axe vertical
- ✓ Tipdozer : Si en plus, la lame peut pivoter autour d'un axe horizontal c'est à dire faire plus ou moins avancer son bord supérieur

Le dozer est muni de lame à joues à leurs extrémités latérales de manière à réduire les pertes de matériaux durant le déplacement.



Figure VII.4 : Dozer sur chantier.

Le dozer utilise les effets de poussée de tracteurs, on peut toutefois envisager d'utiliser ces efforts pour d'autres travaux :

- déroctage : il s'agit d'enlever des gros blocs de rochers. au lieu de la lame du dozer, on monte à l'avant du tracteur râtelier muni des dents d'attaque en acier spécial, les dents disloquent le roché, l'extrait et le transporte

- défrichage : c'est encore un râteau monté à l'avant de l'engin mais moins que le précédent, il est destiné à arracher les racines tout en préservant la terre végétale

- chasse-neige : on remplace la lame par une étrave

-abattage : on met à l'avant du tracteur un bras porte fourche, qui sert à prendre appuis sur l'arbre plus haut que pourrait le faire la lame et en augmentant le bras de levier il permet d'abattre l'arbre.

- les pelles :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

Les aptitudes de la pelle en rétro peuvent creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau, elle peut excaver dans la direction de la machine, creusée avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux. Les caractéristiques de la pelle en butée sont : Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine, ramassage des matériaux. Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie d'après le catalogue (polycopie) de E.IVANOV et A.MAZILIAOUSKAS ; on peut choisir le type de pelle en fonction de la capacité du godet et de la distance de transport.



Figure VII.5 : Une pelle hydraulique sur chantier.

- La niveleuses :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison, lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de tranchée en ce point. La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Figure VII.6 : Niveleuse sur chantier.

- le chargeur :

Pour les grands travaux de ce type l'engin qui convient c'est le chargeur, ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet utiliser généralement pour le remblaiement des tranchées, si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VII.7 : Chargeur sur chantier.

Conclusion :

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

CHAPITRE VIII :

GESTION DU RESEAU D'ADDUCTION

Introduction :

La gestion d'un système d'adduction, est la dernière étape connaissant la conception de notre projet (réseau d'adduction). La gestion est recommandée et chargée par une équipe spéciale vue son l'importance et garder le système en marche dans les meilleurs conditions, dit meilleurs conditions, dit meilleur rendement. Pour maintenir ce dernier au seuil il faut bien que l'équipe veille sur l'état de ce réseau. La bonne gestion assure un cout de revient plus élevé et l'amortissement du projet dans le plus proche délai et d'éviter les problèmes qui à l'insuffisance de l'eau.

VIII.1 : Pérennité des ouvrages :

L'objectif primordial de tous gestionnaires est sans nul doute d'assurer la pérennité des tous les ouvrages (d'adduction, stockage) pour augmenter leurs durées de vie, l'assurance de leurs pérennité repose sur la maintenance avant l'entretien. Pour atteindre cette objectif, un bon gestionnaire doit tenir compte les paramètres suivant :

1. Faire une étude sérieuse sur le régime transitoire en dimensionnant parfaitement le réservoir anti-bélier et en faisant un bon dimensionnement mécanique.
2. Tenir compte de la protection contre la corrosion dans le cas des conduites en acier même si le sol n'est pas agressif.
3. Faire un mode de remplissage par un dixième de débit pour la mise en fonctionnement du réseau de distribution.
4. Prévoir une arrivé par le font pour le remplissage du réservoir de stockage pour pallier au problème de l'entartrage.

VIII.1.1 : Gestion et exploitation des stations de pompage :

La pompe est l'organe principal dans la station de pompage, le bon fonctionnement de cet organe nécessite un milieu favorable, dont on trouve les accessoires qui viennent avec ainsi que le bon calage pour que la pompe travaille au repos. Ces accessoires veillent sur la protection de la pompe telle qu'un clapet, une vanne, un vacuomètre à l'entrée et un clapet, une vanne, manomètre à la sortie de ce dernier, le volant d'inertie, un réservoir d'anti-bélier et un débitmètre ou un compteur. Avant chaque fonctionnement, il faut que vérifier que le courant électrique soit suffisant pour démarrer le moteur progressivement, l'ouverture de la vanne à la sortie soit aussi progressive en fur et à mesure que le débit refoulé augmente, bien sur que la bêche d'aspiration à un niveau d'eau suffisant tel qu'on laisse une hauteur d'eau dans la bêche après chaque arrêt de la pompe pour éviter l'entraînement de l'air à la conduite d'aspiration, c'est éviter le barbotage après cavitation de la pompe. Après chaque arrêt les clapets sont fermés, le réservoir d'anti-bélier est en marche, il faut vérifier son état de pression pour assurer l'atténuation de chocs de coups de bélier.

VIII.1.2 : Gestion et exploitation de la conduite d'adduction :

- La conduite est posée dans des conditions favorables (chapitre pose et protection de la conduite) contre la corrosion externe, la protection contre la corrosion interne est assurée par la vitesse moyenne d'écoulement qui ne faut pas dépassée les 2,2 m/s et la qualité de l'eau (rôle de la station de traitement), ne soit pas incrustante (agressive), même il faut éviter les dépôts par une vitesse minimale de 0,8 m/s et que l'eau ne soit pas entartrant, ces dépôts de tartre fait diminuer la section mouillé et par conséquent une augmentation de la vitesse d'écoulement et changement du régime.

- La canalisation doit être équipée par des accessoires qui vont travailler sur la protection de cette dernière tel que, chaque une distance de 200 m on place une vanne de sectionnement avec une ventouse juste après, un robinet vanne de vidange est placé à l'extrémité aval de chaque tronçon et un by-pass relie entre les deux tronçon de diamètre 1/10 de ceux des tronçons, muni d'un robinet vanne. Ces vannes de sectionnement sont de type opercule, elles sont fermées avant la mise en service.

- Le remplissage de la conduite se fait progressivement, on ouvre la vanne (à papillon) à la sortie du réservoir tampon TILES DIT d'un 1/10 de débit, l'eau s'écoule dans le premier tronçon, la ventouse laisse l'air de s'échappé, on ouvre les robinets vannes des by-pass l'un après l'autre de l'amont à l'aval, les tronçons se remplissent, puis on va ouvrir les vannes de sectionnement. A l'aval la conduite est munie d'une vanne à opercule, la fermeture de cette vanne obéit à la loi de manœuvre, à mi-section de la conduite la vanne se ferme rapide mais dés cette section là la vanne se ferme lentement pour ne pas créer de coups de bélier.

- La canalisation est bien équipée par des différents joints qui sont étanches et résistants aux pressions de service qui lient les accessoires avec, les conduites entre eux sont liées par des soudures bout à bout qui est une technique très efficace, assure l'étanchéité et elle résiste aux pressions de service.

- Après la mise en service, on veille contre les fuites pour toujours laisser le rendement élevé. Ces fuites peuvent être aperçues ou inaperçues. Pour une bonne gestion de répartition on doit équiper chaque réservoir terminal ou bache d'aspiration d'un compteur ou d'un débit mètre pour but d'évaluer les volumes distribués, dans ce cas le rendement sera égal à la somme des volumes reçus pour chaque réservoir divisé par le volume fourni multipliant le résultat par cent ($r = \frac{\Sigma V_{reçus}}{V_{fourni}} * 100$), chute de ce rendement veut dire des pertes considérables. On aussi d'autres facteurs agissent sur ce rendement, Les plus fréquemment cités sont : [1]

- l'âge moyen du réseau ;

- la nature des canalisations et de leurs joints ;
- les conditions d'exploitation (pression, coups de bélier) ;
- la nature des terrains ;
- la longueur du réseau ;
- le nombre de branchements.

L'amélioration du rendement s'obtient par un affinage des comptages amont et aval, par une recherche et une détermination précise des volumes utilisés non comptés et par une recherche systématique des fuites.

Les différents calculs de rentabilité effectués dans de nombreux services ont montré que les bénéfices induits couvrent largement les frais d'amélioration et qu'il faut continuer l'effort de maintien d'un haut rendement même lorsque ce dernier est finalement obtenu.

Une retombée appréciable réside dans l'excellente connaissance, mise à jour en permanence grâce à la continuité de cet effort, des différentes composantes du réseau et dans la possibilité offerte ainsi à l'exploitant d'intervenir à bon escient.

VIII.1.2.1 : Recherche des fuites : [3]

La surveillance du réseau comprend le constat visuel des anomalies (affleurements d'eau, affaissements de terrain, présence d'eau aux bouches à clé) ; le contrôle des débits et pressions sur le réseau et aux stations de pompage, d'où on trouve plusieurs méthodes :

➤ Méthodes acoustiques traditionnelles :

Elles consistent à déceler les bruits provoqués par la fuite à l'aide d'appareils mécaniques ou électroniques. Elles sont lentes et elles sont perturbées par les bruits ambiants. L'écoute au sol est gênée par l'affaiblissement du bruit avec la profondeur (ou l'écart latéral par rapport à la conduite) ; l'écoute sur conduite est plus efficace sur les petits diamètres et sur les conduites métalliques.

Les appareils mécaniques dérivent du principe du stéthoscope. Les appareils électroniques comportent un capteur, un amplificateur réglable, un filtre de fréquences, un casque d'écoute et un microampèremètre. À présent, le capteur est devenu microphone puis accéléromètre ; l'amplification est à réglage de la bande d'écoute par filtres.

➤ Méthodes nouvelles :

Corrélation acoustique ; On procède à une écoute à deux microphones ; un dispositif analyse les bruits captés en deux points éloignés de moins de 100 m de la même conduite (figure VIII.1) ; la courbe de corrélation de ces bruits est relativement plate s'il n'y a pas de génération de bruit entre les deux points d'écoute. Dans le cas contraire, la courbe de corrélation présente un maximum très net. Connaissant la vitesse de propagation (qui est celle de la vitesse du son dans l'eau), on peut localiser la fuite.

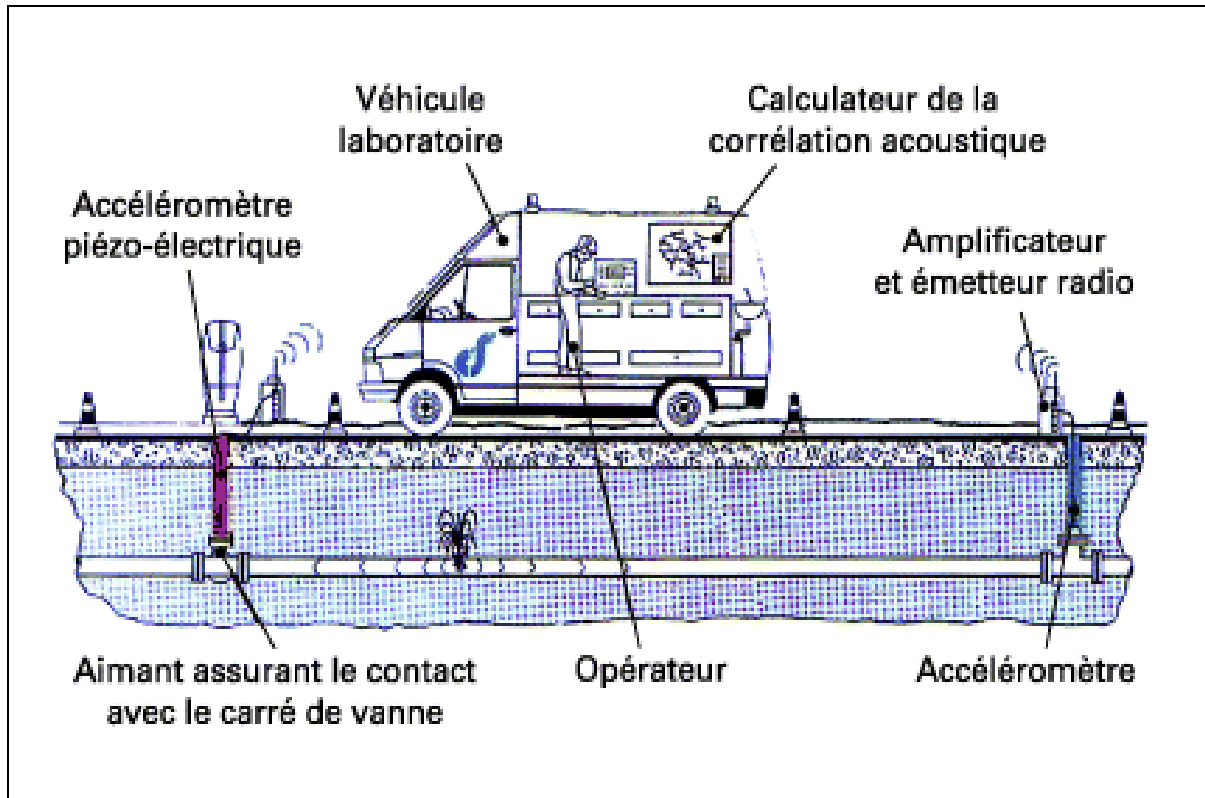


Figure VIII.1 : Méthode nouvelle « corrélation acoustique ». (d'après document Générale-des-eaux)

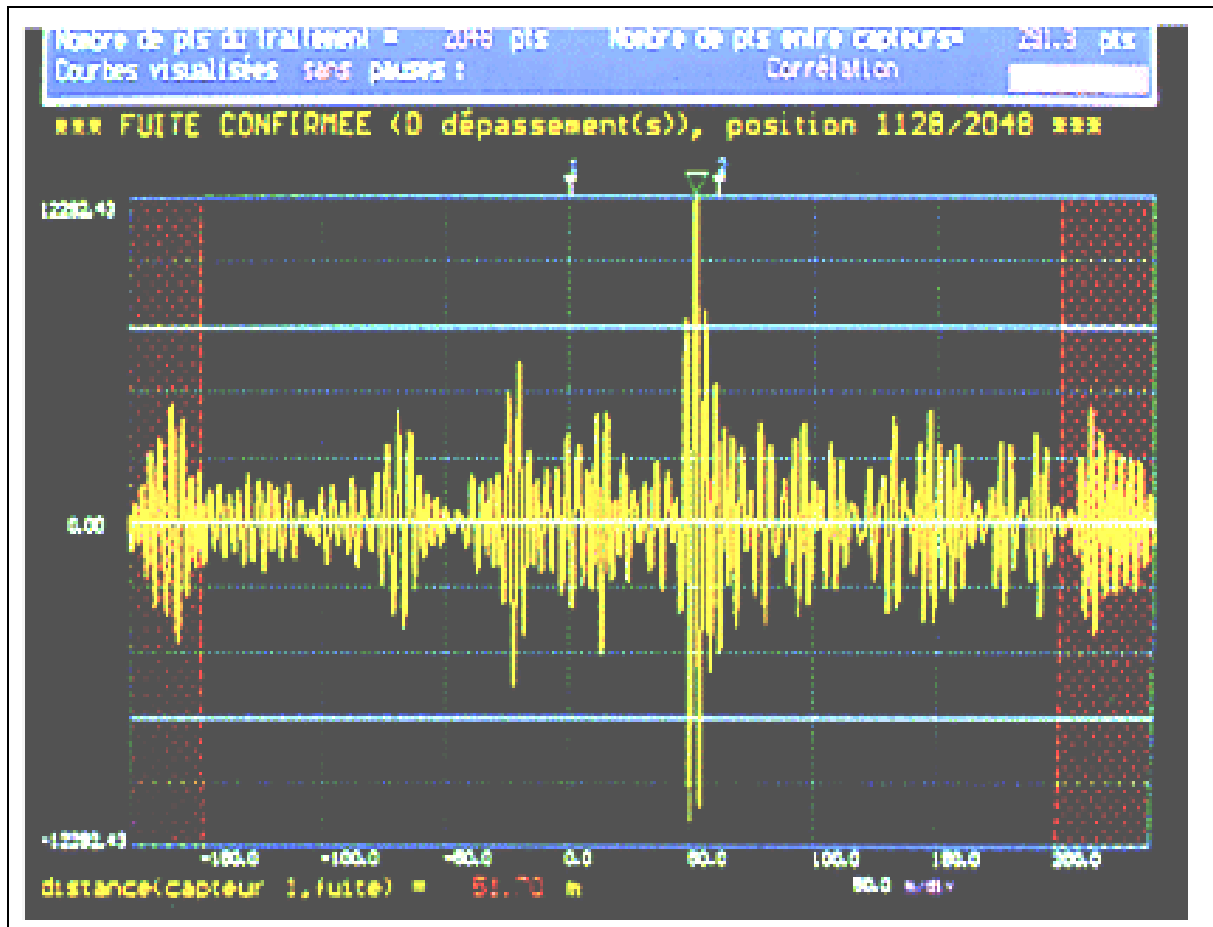


Figure VIII.2 : Tracé de corrélateur. (d'après document Degréane).

- **Les bruits dans les conduites :**

Sont soumis aux phénomènes suivants :

- les hautes fréquences s'atténuent plus vite que les basses ;
- les basses fréquences sont mieux véhiculées par l'eau que par les conduites ;
- les conduites en plastique amortissent beaucoup plus rapidement les vibrations que les conduites métalliques. Plus le diamètre est important, plus les bruits sont atténués.

C'est cette faculté de bonne localisation de la fuite (figure VIII.2) qui rend cette méthode particulièrement intéressante, car elle tend à des économies de temps et de terrassement. Son avantage principal réside dans la neutralisation des bruits de l'environnement ; elle permet par conséquent un travail de jour. Combinée avec les méthodes précédentes, qui déterminent une zone où peut se trouver la fuite, elle permet une localisation rapide et précise. Elle exige deux accès à la conduite séparés au plus de 100 m.

- **Injection de SF₆ :**

Quand on a la certitude d'une fuite dans une zone déterminée et que sa localisation précise est difficile à obtenir, on peut faire appel à une injection d'hexafluorure de soufre (SF₆), produit inodore, insipide et sans danger. SF₆ s'échappe par la fuite, pénètre dans le sol et la verticale de la fuite se détermine au moyen d'une sonde introduite dans de petits trous percés le long du tracé de la conduite.

Cette méthode est longue et coûteuse ; elle peut s'utiliser quand la corrélation acoustique est en défaut (conduites en matière plastique ou impossibilité d'avoir deux accès à la conduite séparés de moins de 100 m). Une variante consiste à utiliser des traceurs radioactifs.

- **Thermographie infrarouge :**

On détecte les fuites par mesure du gradient de température provoqué par la remontée de l'eau par capillarité du sous-sol. Cette technique est bien adaptée aux canalisations passant à travers champs. On obtient ainsi une cartographie rapide des zones potentielles de fuites par survol en hélicoptère, puis traitement différé des images infrarouges sur ordinateur.

- **Oreilles acoustiques :**

Le principe est de détecter le bruit de l'eau qui s'échappe des canalisations sous pression. La sensibilité de « l'oreille » s'étend sur une gamme de fréquences très large, et la période d'écoute est de l'ordre de 3 heures, ce qui permet de détecter des fuites faisant très peu de bruit.

- **Géoradar :**

Issu de la recherche militaire pour la détection de mines, son principe repose sur la vitesse de propagation d'ondes électromagnétiques dans le sol, variable en fonction des matériaux rencontrés et de la profondeur de l'objet détecté. Une poche d'eau se traduit par un ralentissement des ondes.

L'interprétation des données fournies par le géoradar permet la double détection des conduites et des fuites.

- **Radiomagnétotellurique :**

Cette technique vient de la géophysique et est basée sur la mesure de la résistivité apparente des terrains. Une zone de fuite est humide et s'exprime par une faible résistivité.

- **Bouchon de mousse dure en plastique envoyé dans le tuyau et véhiculé par l'eau :**

La pression varie au passage des joints, des appareils, des coudes, etc. Elle croît brutalement quand le bouchon atteint la fuite et donne une indication sur le débit de fuite.

VIII.1.3 : Gestion et exploitation des ouvrages de stockage :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans au minimum).

Les problèmes d'exploitation ou d'entretiens qui concernent les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la construction et d'équipements.

- **Equipements du réservoir :**

Le tableau ci-dessous fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau VIII.1 : Equipements des réservoirs.

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> - Clapet - Equipements de trop plein - Vidange - Siphon pour réserve incendie - Canalisation de liaison - Compteur - Clapet à rentrée d'air - Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Poste de livraison électrique - Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour les personnels et le matériel - Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage

VIII.1.3.1 : Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courantes de surveillance, entretien et nettoyage) ou occasionnelle (réparation).

Ils doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on cite :

• Contrôle hebdomadaire :

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

• Contrôle semestriel :

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

• Nettoyage :

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

Conclusion :

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre en amont de la conception et de l'adaptation des équipements nécessaires pour chaque système (captage, adduction, stockage et distribution) ainsi, les mesures et les actions portant en priorité sur la détection des fuites et la maîtrise de captage.

La remise en œuvre d'une organisation d'exploitation et de maintenance efficace tout en assurant l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel est conseillée pour toutes les structures de gestion. Elle permet l'amélioration de la sécurité et le fonctionnement du système, la réduction des pertes d'eau, l'amélioration de la qualité d'exécution des travaux, le prolongement de la durée de vie des équipements et des installations, la réduction voir même l'élimination des risque de contamination.

CONCLUSION GENERALE

A la lumière de cette étude, on note un flagrant manque des ressources saines et potables en eau au niveau de notre secteur d'étude. Pour remédier à cette problématique plusieurs variantes de tracés ont été proposées dans le but d'alimenter la région Nord-est de la wilaya de Bouira.

Ce projet s'inscrit dans ce contexte, il consistera à concevoir une conduite d'adduction vers cette région en question à partir du barrage TILESDDIT. En effet, ce projet peut bien être concrétisé du fait que la qualité des eaux sont de bonne qualité, et sa disponibilité est assurée grâce, premièrement à l'emplacement du barrage au piémont du Djurdjura qui est caractérisé par de fortes précipitations et chute de neige, mais aussi par l'existence du projet de transfert entre le barrage Tichy-haff (wilaya de Bejaia) et celui de Tilesdit. Ajoutons à cela la valeur de dotation qui n'atteint pas la moitié de la moyenne nationale.

L'étude de ce projet s'est basée sur l'aspect technico-économique ou nous avons opté pour la variante I dans les zones qui comporte le moins de franchisses possibles et surtout les traversées des terrains privés qui peuvent retarder la réalisation de projet et d'éventuelles indemnités supplémentaires.

Le choix de cette variante s'est appuyé également par l'exploitation des ouvrages déjà existants comme c'est le cas des deux stations de pompage et de plusieurs ponts. Enfin, il est à signaler que ce projet permettra de subvenir aux besoins urbains de toute la région jusqu'à l'horizon 2030.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] DHW - étude d'APS du projet Adduction à partir du barrage TILES DIT vers la région Nord-est de la wilaya de Bouira.
- [2] Extrait d'ouvrage Dupon- Adduction des eaux.
- [3] Technique de l'ingénieur-Adduction et distribution d'eau.
- [4] Mémoire de fin d'étude ZAMOUM.S promotion juillet 2010.
- [5] Mémoire de fin d'étude BELLOUL.M promotion juillet 2010.

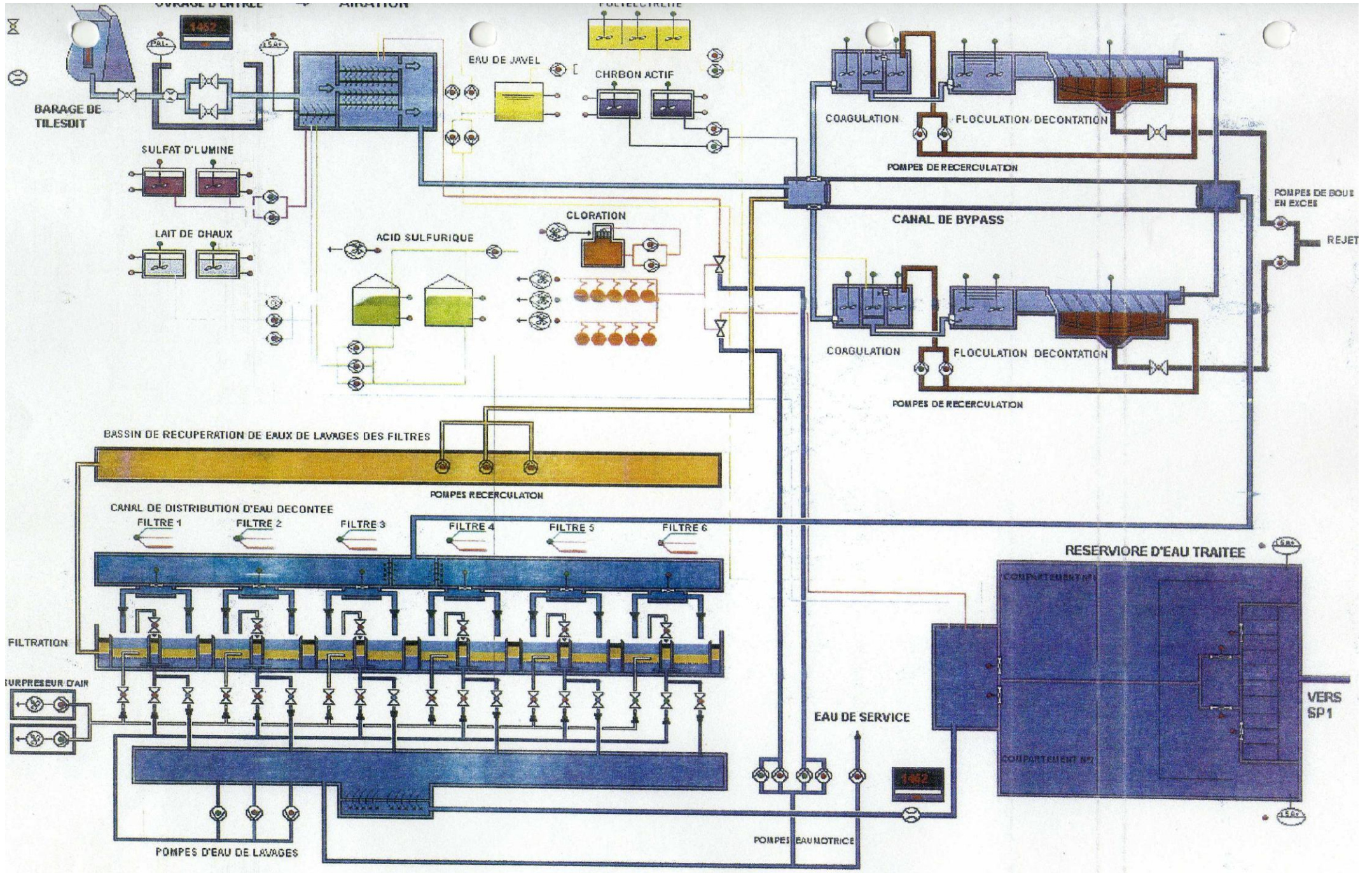
ANNEXES

Annexe I.1 : Evaluation de la population (1967 à 2008)

Source DHW de Bouira.

Échéances	Agglomération	Année 1967	Taux d'acc	Année 1977	Taux d'acc	Année 1987	Taux d'acc	Année 1998	Taux d'acc	Année 2008
Commune	zone	Population	%	Population	%	Population	%	Population	%	Population
ElAdjiba	ElAdjiba	1882	-1,95	1516	3,17	2071	1,96	2563	2,88	3403
	Semmache	1072	1,35	1242	-----	-----	-----	1941	11,44	5734
	Azaknoun	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	766
	Zone éparsé	-----	-----	-----	-----	-----	-----	7068	-9,58	2583
	Total	2954	-0,62	2758	-2,82	2071	1,96	11572	0,76	12486
Ahnif	Ahnif centre	-----	-----	-----	-----	2366	2,56	3124	1,86	3757
	Ighrem	836	2,34	1078	4,7	1707	3,08	2384	-2,72	1809
	Ighl NaitAmeur	-----	-----	-----	-----	-----	-----	879	-1,06	790
	Zone éparsé	-----	-----	-----	-----	-----	-----	3881	-1,52	3329
	Total	836	2,34	1078	14,22	4073	8,77	10268	-0,58	9685
M'Chedallah	M'Chedallah	1483	2,27	1899	2,76	2494	2,07	3124	12,59	10227
	Raffour	-----	-----	3205	4,62	5036	2,72	6763	0,69	7242
	Bouaklane	-----	-----	981	7,11	1949	4,85	3281	-----	-----
	M'Chdallah gare	866	1,53	1023	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	Boum edj bar	-----	-----	-----	-----	-----	-----	2033	-----	-----
	Zone éparsé	-----	-----	-----	-----	-----	-----	6392	0,82	6937
	Total	2349	10,59	7108	2,92	9479	7,77	21593	1,23	24406
Chorfa	Chorfa	504 9	-0,63	4708	4,25	7140	4,95	12150	1,65	14313
	Tiksiridene	710	2,14	896	4,07	1335	1,8	1625	0,6	1725
	Taghza	-----	-----	-----	-----	1733	-----	-----	-----	-----
	Zone éparsé	-----	-----	-----	-----	-----	-----	1075	-18,74	135
	Total	5759	0,25	5604	6,18	10208	3,47	14850	0,86	16173

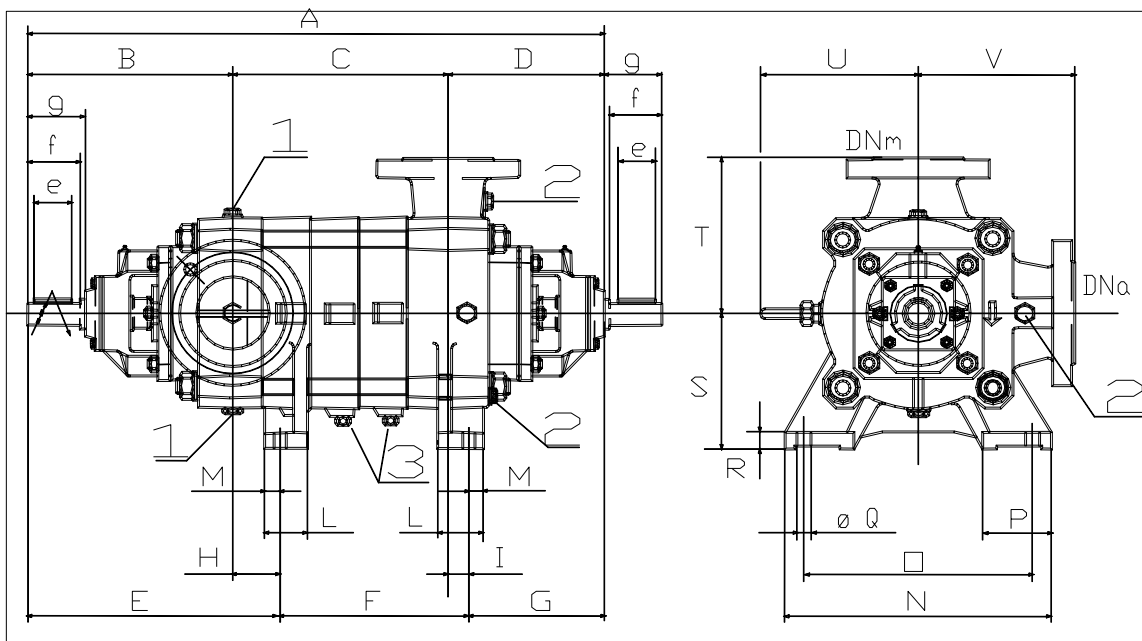
Annexe I.2 : Le schéma explicatif de la chaîne de traitement « station de traitement TILESDIT ».



Commune	Agglomération	Population en 2008	Taux d'acc	Population en 2010	Taux d'acc	Population en 2015	Taux d'acc	Population en 2020	Taux d'acc	Population en 2025	Taux d'acc	Populatin en 2030
El Adjiba	El Adjiba	3403	2,92%	3605	2,92%	4163	2,90%	4802	2,80%	5513	2,80%	6329
	Semmache	5734	1,83%	5946	1,83%	6510	1,72%	7090	1,70%	7713	1,70%	8391
	Azaknoun	766	1,83%	794	1,83%	870	1,72%	947	1,70%	1030	1,70%	1121
	Zone éparse	2583	1,83%	2678	1,83%	2933	1,72%	3194	1,70%	3474	1,70%	3780
	Total	12486		13023		14475		16032		17731		19622
Ahnif	Ahnif centre	3757	2,90%	3978	3,00%	4612	3,10%	5372	3,10%	6258	3,10%	7290
	Ighrem	1809	1,00%	1845	1,20%	1959	1,60%	2121	1,60%	2296	1,60%	2485
	Ighil Nait Aneur	790	1,20%	809	1,40%	867	1,60%	939	1,60%	1017	1,60%	1100
	Zone éparse	3329	1,00%	3396	1,20%	3605	1,40%	3864	1,40%	4142	1,40%	4440
	Total	9685		10029		11046		12297		13717		15324
M'Chedallah	M'Chedallah	10227	3,47%	10949	3,77%	13175	4,19%	16176	4,19%	19861	4,19%	24385
	Raffour	7242	1,00%	7388	2,40%	8318	2,60%	9457	2,60%	10752	2,60%	12224
	Zone éparse	6937	1,60%	7161	1,70%	7790	1,80%	8517	1,80%	9312	1,80%	10181
	Total	24406		25497		29286		34149		39916		46769
Chorfa	Chorfa	14313	1,90%	14862	1,90%	16329	1,50%	17591	1,30%	18764	1,30%	20016
	Tiksiridene	1725	1,00%	1760	1,00%	1849	0,80%	1925	0,90%	2013	0,90%	2105
	Zone éparse	135	1,60%	139	1,60%	151	1,45%	162	1,35%	173	1,35%	185
	Total	16173		16760		18324		19672		20943		22296
Totaux	62750		65309		73131		82151		92307		104012	

Commune	Agglomération	Population en 2008	Dot l/j	Population en 2010	Besoins m ³ /j	Dot l/j	Population en 2015	Besoins m ³ /j	Dot l/j	Population en 2020	Besoins m ³ /j	Dot l/j	Population en 2025	Besoins m ³ /j	Dot l/j	Population en 2030	Besoins m ³ /j
El Adjiba	El Adjiba	3403	100	3605	360,5	110	4163	457,93	120	4802	576,24	130	5513	716,69	150	6330	949,5
	Semmache	5734	90	5946	535,14	100	6510	651	110	7090	779,9	120	7713	925,56	130	8391	1090,83
	Ouledboubekour	3349	80	3472	277,76	90	3803	342,27	90	4141	372,69	100	4504	450,4	100	4901	490,1
	Total	12486	----	13023	1173,4	----	14475	1451,2	----	16032	1728,83	----	17731	2092,65	----	19622	2530,43
Ahnif	Ahnif centre	3757	100	3979	397,9	110	4615	507,65	120	5373	644,76	130	6258	813,54	150	7299	1094,85
	Ighrem	5928	90	6050	544,5	100	6431	643,1	110	6924	761,64	120	7459	895,08	130	8025	1043,25
	Total	9685	----	10029	942,4	----	11046	1150,75	----	12297	1406,4	----	13717	1708,62	----	15324	2138,1
M'Chedallah	M'Chedallah	17164	100	18110	1811	110	20968	2306,48	120	24693	2963,16	130	29164	3791,32	150	34545	5181,75
	Raffour	7242	100	7388	738,8	110	8318	914,98	120	9456	1134,72	130	10752	1397,76	150	12224	1833,6
	Total	24406	----	25497	2549,8	----	29286	3221,46	----	34149	4097,88	----	39916	5189,08	----	46769	7015,35
Chorfa	Chorfa	14448	100	15000	1500	110	16480	1812,8	120	17752	2130,24	130	18930	2460,9	150	20191	3028,65
	Tiksiridene	1725	90	1760	158,4	100	1844	184,4	110	1920	211,2	120	2013	241,56	130	2105	273,65
	Total	16173	----	16760	1658,4	----	18324	1997,2	----	19672	2341,44	----	20943	2702,46	----	22296	3302,3
Totaux		62750		65309	6324		73129	7820,61		82155	9574,55		92318	11692,81		104012	14986,18

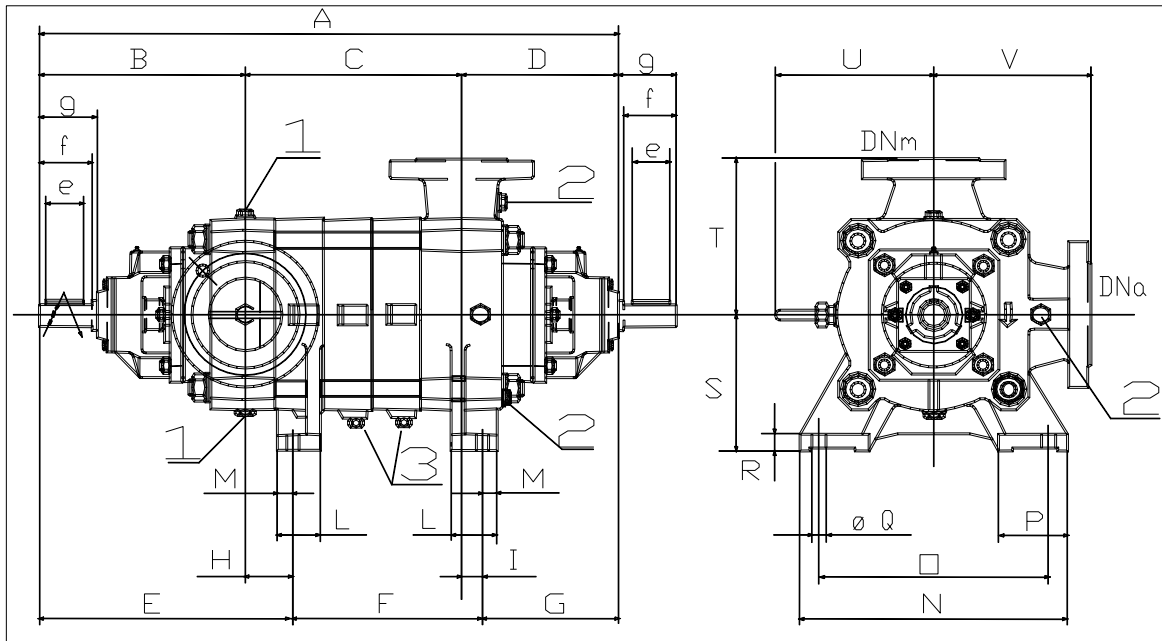
Annexe V : Encombrement des pompes d'après le catalogue Caprari.



Pompe type de la première station de pompage

Les dimensions sont en mm.

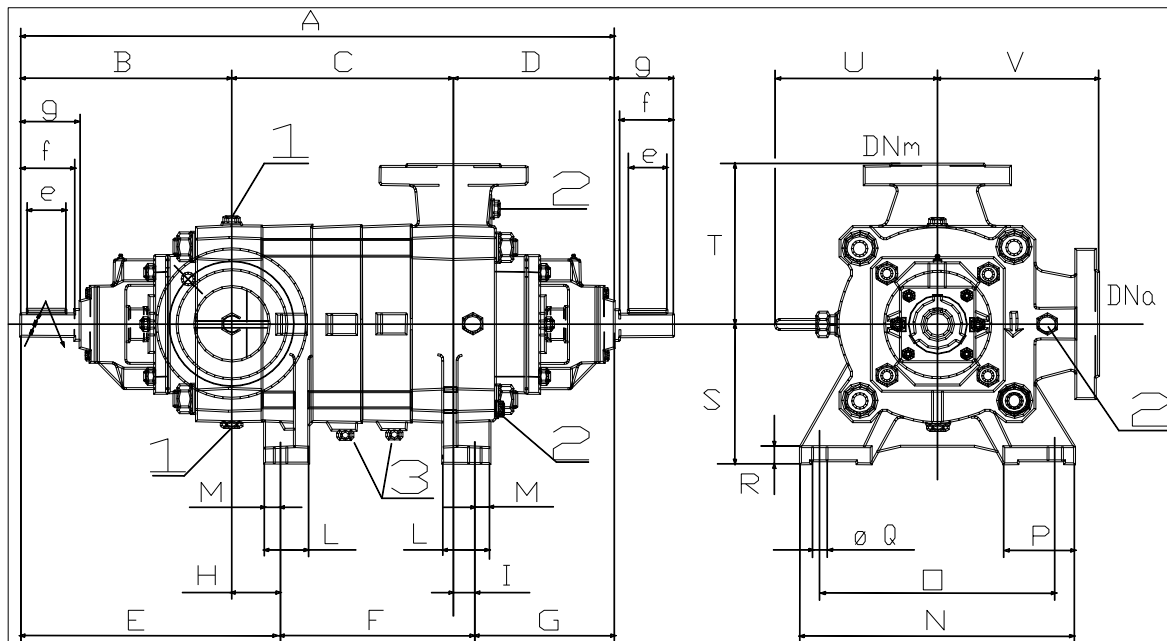
- A = 1440
- a = 55
- B = 479
- b = 59
- c = 16
- C = 610
- d = 10
- D = 351
- d_d = 25
- d_s = 25
- DN_a = 200
- DN_m = 150
- e = 120
- E = 619
- f = 130
- F = 520
- g = 145
- G = 301
- H = 140
- I = 50
- L = 125
- M = 45
- N = 680
- No = 12
- No = 8
- O = 590
- P = 170



Pompe type de la deuxième station de pompage –M’Chedallah-

Les dimensions sont en mm.

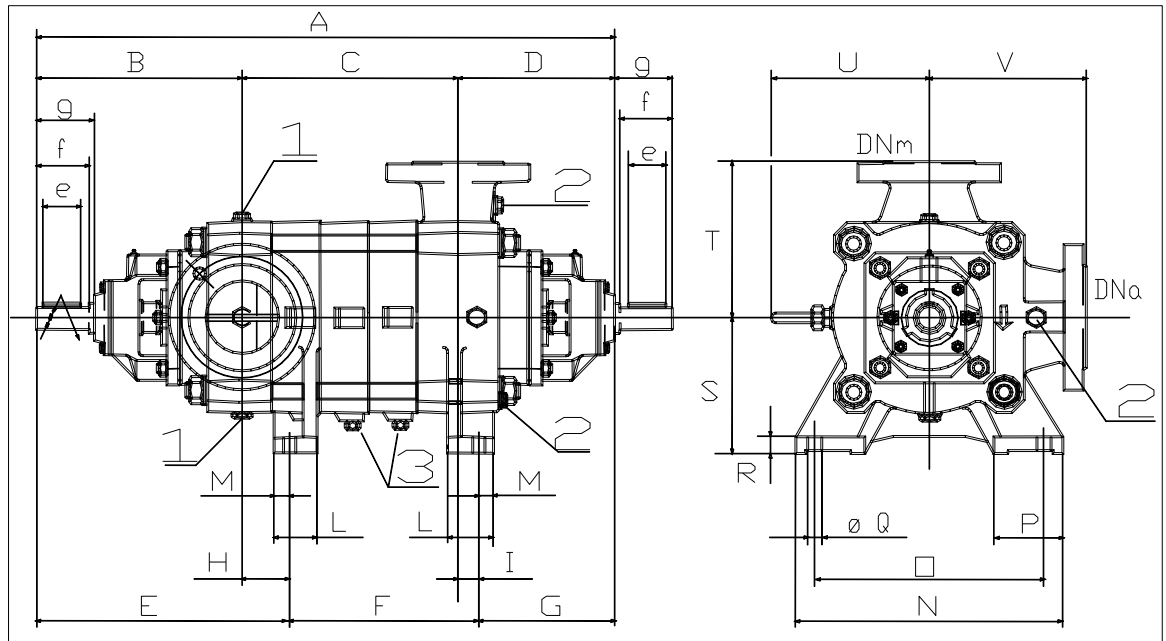
- A = 1565
- a = 55
- B = 479
- b = 59
- c = 16
- C = 735
- d = 10
- D = 351
- d_d = 25
- d_s = 25
- DNα = 200
- DNm = 150
- e = 120
- E = 619
- f = 130
- F = 645
- g = 145
- G = 301
- H = 140
- I = 50
- L = 125
- M = 45
- N = 680
- No = 12
- No = 8
- O = 590
- P = 170



Pompe type de la deuxième station de pompage –Raffour-

Les dimensions sont en mm.

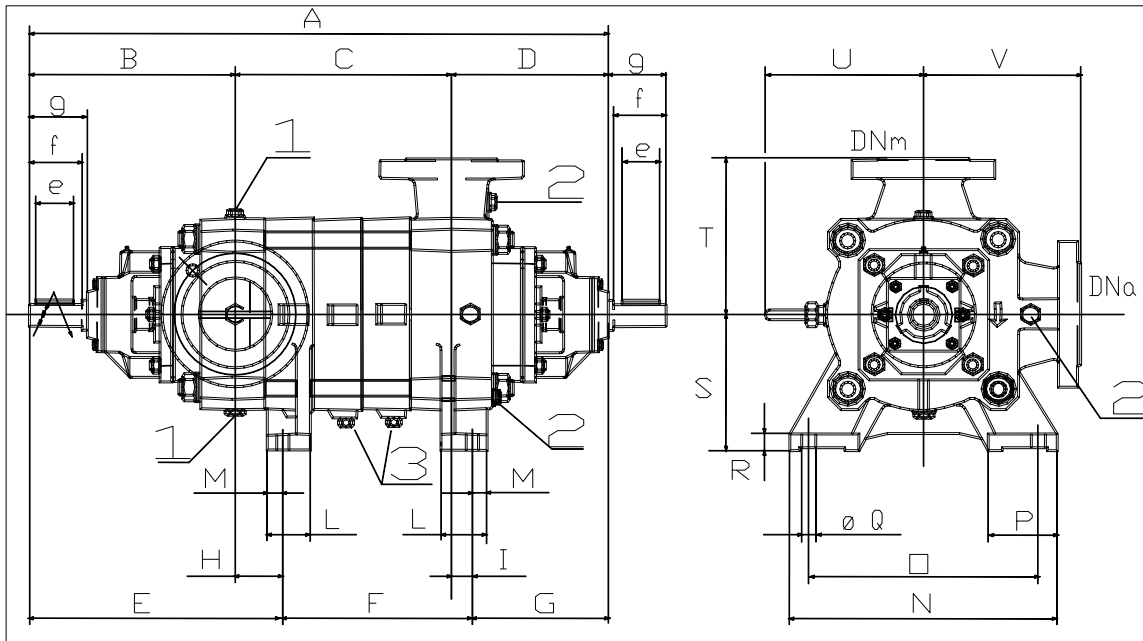
- a = 35
- A = 874
- B = 360
- b = 38
- c = 10
- C = 240
- D = 274
- d = 8
- d_d = 18
- d_s = 22
- DNα = 10
- DNm = 80
- E = 421
- e = 70
- F = 208
- f = 90
- g = 104
- G = 245
- H = 61
- I = 29
- L = 70
- M = 25
- N = 420
- No = 8
- O = 370
- P = 102
- Q = 24



Pompe type de la deuxième station de pompage –Chorfa-

Les dimensions sont en mm.

- A = 1940
- a = 55
- B = 479
- b = 59
- C = 1110
- c = 16
- d = 10
- D = 351
- d_d = 25
- d_s = 25
- DNα = 200
- DNm = 150
- e = 120
- E = 619
- F = 1020
- f = 130
- g = 145
- G = 301
- H = 140
- I = 50
- L = 125
- M = 45
- N = 680
- No = 12
- No = 8
- O = 590
- P = 170



Pompe type de la troisième station de pompage

Les dimensions sont en mm.

- A = 1294
- a = 35
- B = 360
- b = 38
- c = 10
- C = 660
- D = 274
- d = 8
- d_d = 18
- d_s = 22
- DN_a = 100
- DN_m = 80
- E = 421
- e = 70
- F = 628
- f = 90
- g = 104
- G = 245
- H = 61
- I = 29
- L = 70
- M = 25
- N = 420
- No = 8
- O = 370
- P = 102
- Q = 24

Annexe VI : calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VIBERT)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

Légende

- Pour SPII-M'Chedallah —
- Pour SPII-Raffour —
- Pour SPII-Chorfa —
- Pour SPI —
- Pour SPIII —

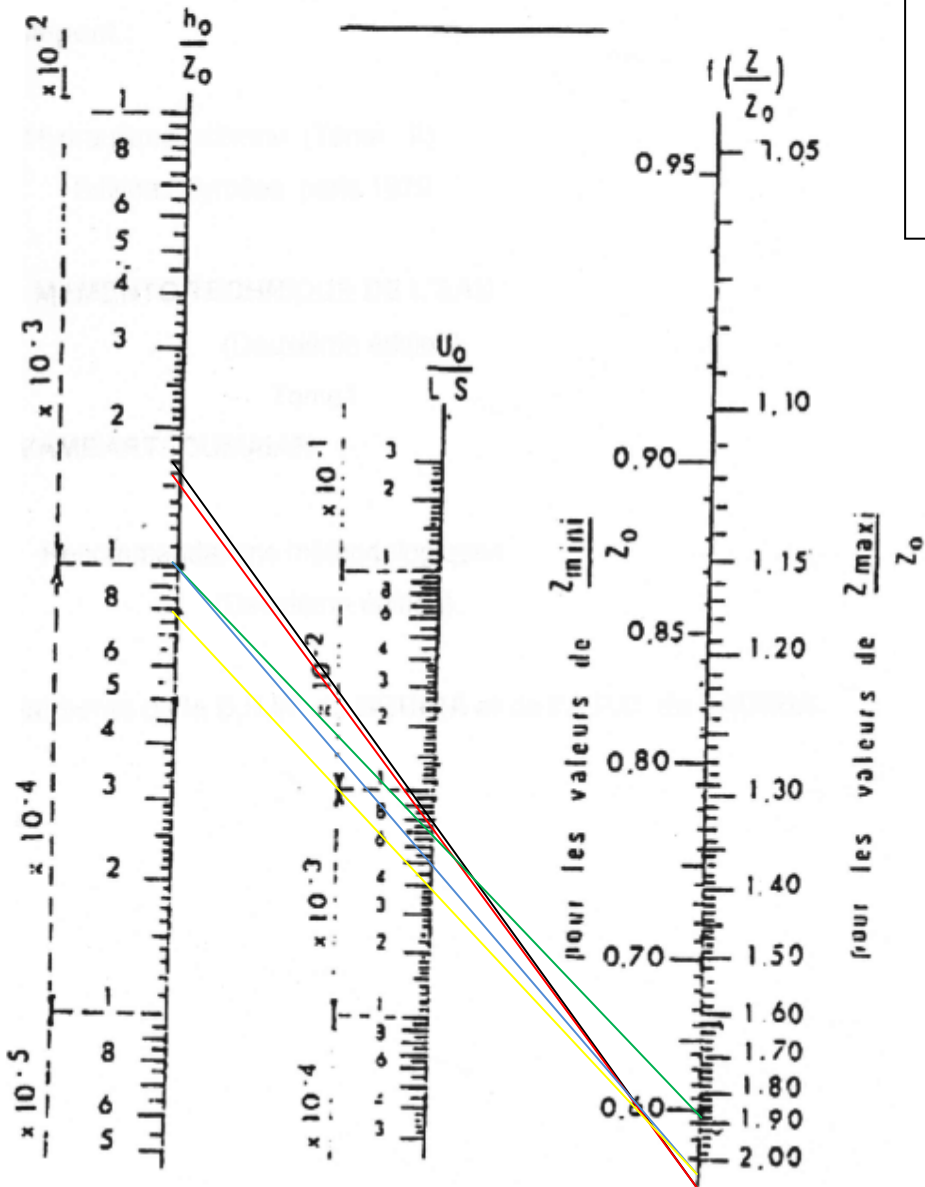


PLANCHE XXVII