

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'alimentation en eau potable d'El Malah a partir du reservoir Dzioua (w. Ain Temouchent) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-14

APA Citation (APA توثيق):

Mahmoudi, Ghani (2014). Renforcement de l'alimentation en eau potable d'El Malah a partir du reservoir Dzioua (w. Ain Temouchent)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدورات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE D'EL MALAH
A PARTIR DU RESERVOIR DZIOUA (W.AIN TEMOUCHENT).**

PRESENTE PAR :

M^r. MAHMOUDI GHANI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. KHETTAL Tahar	M .C.A	Président
M ^{me} . CHENITI Nawel	M.A.A	Examinatrice
Mr. HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examineur
M ^{me} . TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
Mr. MEDDI M'hamed	Ingénieur	Invité
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M .A.A	Promotrice

Septembre - 2014

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE D'EL MALAH
A PARTIR DU RESERVOIR DZIOUA (W.AIN TEMOUCHENT).**

PRESENTE PAR :

M^r. MAHMOUDI GHANI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. KHETTAL Tahar	M .C.A	Président
M ^{me} . CHENITI Nawel	M.A.A	Examinatrice
Mr. HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examineur
M ^{me} . TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
Mr. MEDDI M'hamed	Ingénieur	Invité
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M .A.A	Promotrice

Septembre - 2014

Remerciement

Je remercie mes parents en premier lieu qui m'ont permis et facilité les choses pour accomplir mes études.

je remercie aussi tous les autres membres de ma famille qui m'ont aidés et encouragés quel que soit les conditions.

J'exprime mes sincère remerciement et ma vive gratitude à madame MOKRANE pour son aide indéfectible, son soutien inestimable ainsi que ses conseils précieux tout au long de ce Travail, Sans cette brave femme je ne serais fait la moitié de ce que j'avais fait.

A tout le personelle de la subdivision hydraulique de ouacif, je leurs adresse à travers ce modeste travail mes remerciements, mes salutations ainsi que ma vive reconnaissance, d'avoir me facilité l'accès en général et en particulier monsieur le AIT DEHMANE M^{ed} said.

Je tiens à remercier aussi les enseignants qui m'ont accordé un peu de leur temps pour consulter le travail avec eux en toute aisance.

Je tiens à remercier aussi :

Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail ;

Tous les professeurs qui ont contribués à ma formation ;

Mes amis pour leur présence ;

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.

Sans oublier tout personelles de l'ENSH et de la Cité 03, à qui j'ai une affection particulière.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail...

A mes chers parents, qui ont tout fait pour que je puisse arriver à ce stade de réussite, leur soutien de toujours, leur amour propre et leur éducation m'ont permis d'affronter le naufrage de la vie et m'installer sur le trône de persévérance.

A la mémoire de mon cher frère avec qui j'ai grandi et de voir la vie de son bon côté que dieu l'accueille dans son vaste paradis

A mes chers frères (Hamid, Ahcene, Abbas, et Arezki).

A mes chers sœurs (Hassina, Zahia, Kahina, et Thaninna).

A mon amie, ma sœur, ma copine nawel chabni, qui m'a apporté son aide avec tant d'amour et de fidélité.

A mes beaux frères (Ouarab, Rabeh)

A mes amis (es) : Ahmed Meddane, Moussa kadir, Ouhada Mohamed, Amouchi Hacene, Remdane Samy, Zehouani Sadek, Abbas takfarines, Maouel Toufik, Rezzik Mohamed, Louda yazid, Ibbadane Yacine, Said Belour, oussama boulaouche, Igurenlala Mohamed, Karime Demouche, Karim Issad, Guettaf Bekacem, Redouane Hadj rabeh, Zohir Hamiti, Arezki Rekik, Sofiane Klaleche, Aghiles Chebil, Kaci ouled taleb, Mehdi hemzaoui, Miloda sadek, bilel sidani, massi yanes, amina, et kissoume lilia, Mentouri manel, Marouane Zineb, ...etc

A mes amis de l'ancienne promotion : Samir Abbou, Mehreze, nassim, lyes, kamel, Mazigh, youcef, Moumous, Latif,

Ouali, Chikhoun, Boudjma, ...etc.

Enfin ;

A toutes personnes que je porte dans mon cœur.

M.ghani

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى تدعيم شبكة المياه لبلديات عين طلبة، عين تيموشنت، شعبة اللحم و المالح بولاية عين تيموشنت عن طريق أنابيب مختلطة من مخزن دزيوة ذو سعة 10000 م³ إلى خزانات التزويد. بعد عرض المنطقة بغرض الدراسة وتقدير حاجياتها ، قمنا بدراسة خزانات الماء، بعد ذلك درسنا أنابيب الضخ والسيلان بالجاذبية من الجانب التقني و الاقتصادي . يرفع الماء بواسطة المضخات، لذلك درسنا محطات الضخ الخاصة بالشبكة الجديدة و كذلك ظاهرة المطرقة المائية وأخيرا تطرقنا إلى طريقة انجاز المشروع .

Résumé :

La présente étude a pour objectif d'étudier le réseau de renforcement des villes de (AIN TOLBA ; AIN TEMOUCHENT; CHABAT LEHAM jusqu'à EL MALAH) wilaya de AIN TEMOUCHENT, au moyen d'une adduction mixte (gravitaire, refoulement) à partir du réservoir DZIOUA d'une capacité de 10000m³.

Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous étudions les réservoirs d'eau ainsi que les conduites d'adduction du point de vue technico-économique.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par une nouvelle station de pompage projetée, nous établirons par la suite les moyens de protection de la conduite contre le phénomène du coup de bélier. Enfin, nous abordons les moyens et les méthodes de mise en œuvre du projet.

Abstract:

The present study has the aim of studying the network of reinforcement of the towns of (AIN TOLBA; AIN TEMOUCHENT; CHABAT LEHAM until EL MALAH), by means of a mixed adduction (gravitating, repression) starting from reserve DZIOUA of capacity 10000m³.

After having presented our zone of study and having estimated its requirements out of water, we study the water tanks as well as the conduits of adduction from the technical-economic point of view, in the discharge pipe, water is raised by a new projected pumping station; we will establish thereafter the means of protection of control against the phenomenon of the water hammer. In the end we approach the means and the methods of implementation of the project

Sommaire :

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Introduction.....	1
I.1-SITUATION GEOGRAPHIQUE	1
I.2-SITUATION TOPOGRAPHIQUE.....	2
I.3- Situation Géologique et géotechnique.....	3
I.4- Situation Hydrogéologique.....	3
I.5- Situation climatique.....	3
I.6- Pluviométrie	3
I.7- Température	4
I.8- Le vent.....	4
I.9- Le Gel	4
I.10- La sismicité.....	4
I.11-Humidité	5
I.12-Population actuelle	5
I.13- Réseau hydrographique	6
I.14 – Situations hydrauliques.....	6
a)-Ressources en eau potable de la zone d'étude	6
b) - Les réservoirs.....	6
Conclusion	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	8
II.1. Méthodologie d'évaluation de la demande future en eau.....	8
II.2. Evolution de la population actuelle et future	8
II.3. Catégories des besoins en eau potable	10
II.4. Variation des débits de consommation dans le temps	10
II.5. L'évaluation de la consommation moyenne journalière	10
II.6. VARIATION DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE	16
II.7.Détermination des consommations maximales et minimales journalières	18
II.8.Étude des variations des débits horaires	19
II.9.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants	20

II .10. Problématique	27
Conclusion	27

Chapitre III : Etude du stockage

Introduction.....	28
III.1.Fonctions des réservoirs	28
III.2.Prescription sanitaire	29
III.3.Implantation des réservoirs	29
III.4.Classification des réservoirs	30
III.5.Construction des réservoirs	31
III.6. Mesure de sécurité dans la construction	34
III.7.Equipement de réservoirs	34
III.8.Exigences techniques	36
III.9.Entretien des réservoirs	36
III.10.Hygiène et sécurité	36
III.11.Accessoires	37
II.12.Choix de type d'un réservoir	37
III.13.Méthodes de dimensionnement des réservoirs	38
III.13.1. La méthode graphique	38
III.13.2. La méthode analytique	39
III.13.2.1. Cas où l'eau arrive par refoulement	39
III.13.2.2.Cas d'une conduite gravitaire à débit limité constant	39
III.13.2.3.Réservoir tampon	40
III.14. Dimensions du réservoir	41
III.15.Calcul de la capacité des réservoirs Conclusion	42
Conclusion	48

Chapitre IV : Etude de l'adduction

IV.1. Définition	49
IV.1.1. Adduction gravitaire	49
IV.1.2. Adduction par refoulement	49
IV.1.3. Adduction mixte	49
IV.2. Choix du tracé	49
❖ Critères techniques	49
❖ Critères économiques	50
IV.3. Choix de type de matériaux	51

IV.4.Comportement d'une adduction	53
IV.4.1. Cas de surpression	54
IV.4.2. Cas de dépression	54
IV.5.Etude technico-économique des diamètres de la conduite de refoulement	55
IV.5.1.Choix de la gamme de diamètre	55
IV.5.2. La formule de Munier	56
IV.5.3. La formule de VIBERT	56
IV.5.4. La formule des facteurs Economiques.....	56
IV.5.5.Calcul des pertes de charge	57
IV.6.Détermination du diamètre avantageux	58
IV.7.Etude des variantes	59
IV.8.Proposition des variantes	59
IV.8.1. Variante N°01	61
IV.8.2. Variante N°02	61
IV.8.3. Variante N°03	62
IV.9.Etude technico-économique de l'adduction	62
IV.9.1.Etude de la Variante N°01	62
IV.9.2.Etude de la Variante N°02	67
IV.9.3.Etude de la Variante N°03	70
IV.10.Etude du reste de l'adduction	74
Conclusion	76

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction	78
V.1.Définition	78
V.2. Couplage des pompes	78
V.3.Choix du type de pompe	78
V.4.Choix du nombre de pompes	78
V.5. Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement.....	79
V.6. Le choix des pompes.....	81
V.7. Courbes caractéristiques des pompes.....	82
V.8.Le point de fonctionnement des pompes.....	83
V.9.Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe.....	85
V.9.1.Équipements en amont de la pompe.....	85
V.9.2. Equipements en aval de la pompe	86
V.10.Etude de la cavitation	87

V.11. Calage de la pompe	88
V.12. Choix du moteur électrique	89
V.12.1. Critères de choix du moteur électrique	89
V.12.2. Caractéristiques du moteur	89
V.13. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	90
V.13.1 Choix du bâtiment	90
V.13.2. Dimensions des portes.....	92
V.13.3. Dimensionnement des fenêtres	93
Conclusion	93

Chapitre VI : Protection et pose des conduites

Introduction

VI.1. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire.....	94
VI.1. Définition	94
VI.1.2. Les causes du coup de bélier.....	94
VI.1.3 Les conséquences du coup de bélier	94
VI.1.4. Description des phénomènes physiques.....	95
VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	96
VI.2. Calcul des réservoirs d'air.....	97
VI.3. Dimensionnement des réservoirs d'air	97
VI.4. Protection contre la corrosion	101
VI.5. Pose des canalisations.....	103
Conclusion	108

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	109
VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	109
VII.1.1. Travaux concernant l'adduction.....	109
VII.1.2. Travaux concernant la station de pompage.....	110
VII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	110
VII.2.1. Déblais d'excavation.....	110
VII.2.2. Lit de sable.....	111
VII.2.3. Remblais compacté.....	112
VII.2.4. Volume de la conduite.....	112

VII.3.Planification des travaux de l'adduction.....	113
VII.4.Définitions des tâches et leurs durées.....	114
VII.5.Planification par la méthode du réseau	114
VII.6.Choix des engins de terrassement.....	116
VII.6.1.Pelle hydraulique.....	116
VII.6.2.Dozer	117
VII.6.3.Chargeur.....	118
VII.6.4.Compacteur (vibrateur de sol).....	118
VII.7.Estimation des aménagements	118
Conclusion.....	119

Conclusion générale

Annexes

Références

bibliographiques

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm)	3
Tableau I.2 : Températures moyennes.....	4
Tableau I.3 : La population de chacune des communes de la région d'étude en 2008	5
Tableau I.4 : Etat des réservoirs de la région d'étude.....	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Répartition de la population en 2014.....	9
Tableau II.2 : Répartition de la population à l'horizon du projet (2034).....	9
Tableau II.3 : Répartition de la dotation des communes à l'horizon d'étude.....	11
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des consommations journalières domestiques à l'horizon 2034.....	11
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	12
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	13
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	14
Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	14
Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des besoins industriels.....	15
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	15
Tableau II.11 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau II.12 : Les valeurs du coefficient β_{max} pour chaque commune	17
Tableau II.13 : Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau II.14 : Les valeurs du coefficient β_{min} pour chaque commune.....	18
Tableau II.15 : Consommations maximales et minimales journalières pour chaque commune.....	19
Tableau II.16 : Consommations maximale et minimale horaire pour chaque commune.....	20
Tableau II.17 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	21
Tableau II.18 : Variation des débits horaires de la commune d'AIN TOLBA (W. AIN TEMOUCHENT).....	22
Tableau II.19 : Variation des débits horaires de la commune d'AIN TEMOUCHENT (W.AIN TEMOUCHENT).....	23
Tableau II.20 : Variation des débits horaires de la commune CHABAT LEHAM (W.AIN TEMOUCHENT).....	24
Tableau II.21 : Variation des débits horaires de la commune d'EL MALAH	

(W.AIN TEMOUCHENT).....25

Tableau II.22 : Tableau des déficits à combler à l'année 2034.....26

Chapitre III : Etude du stockage

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du réservoir de (AIN TOLBA).....43

Tableau III.2 : Détermination de la capacité du réservoir de (AIN TEMOUCHENT).....44

Tableau III.3 : Détermination de la capacité du réservoir de (CHABAT LEHAM).....45

Tableau III.4 : Détermination de la capacité du réservoir de (EL MALAH).....46

Tableau III.5 : Volume des réservoirs terminaux calculé pour chaque localité.....47

Tableau III.6 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.....48

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV.1 : Les valeurs de M en fonction du matériau de la conduite.....57

Tableau IV.2 : les valeurs de α , a et b.....57

Tableau IV.3 : Les valeurs des coefficients en fonction du matériau.....59

Tableau IV.4 : Les prix d'un mètre linéaire des différents diamètres des conduites en fonte....60

Tableau IV.5 : Prix unitaires des différents diamètres des conduites en PEHD.....60

Tableau IV.6 : Frais d'investissement des conduites gravitaires (des 02 tronçons).....63

Tableau IV.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour chaque diamètre.....65

Tableau IV.8 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....65

Tableau IV.9 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction des diamètres.....66

Tableau IV.10 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....66

Tableau IV.11 : Bilan total des coûts.....67

Tableau IV.12 : Frais d'investissement des conduites gravitaires (des 02 tronçons) de la deuxième variante.....68

Tableau IV.13 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour chaque diamètre.....68

Tableau IV. 14 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction des diamètres...69

Tableau IV.15 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....69

Tableau IV.16 : Bilan total des coûts.....70

Tableau IV.17: Frais d'investissement des conduites gravitaires (des 02 tronçons) de la troisième variante.....71

Tableau IV.18 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour chaque diamètre.....71

Tableau IV. 19 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction des diamètres...72

Tableau IV.20 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....72

Tableau IV.21 : Bilan total des coûts.....73

Tableau IV.22 : Bilan des trois variantes.....73

Tableau IV.23 : Tableau récapitulatif qui nous donne une vue générale sur la variante choisie ($C_{RT}=305m$).....	74
Tableau IV.24 : Tableau récapitulatif qui nous donne une vue générale sur le reste de l'adduction.....	76
Tableau IV.25 : Frais d'investissement des conduites gravitaires des 02 derniers tronçons.....	76

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes pour la station de pompage.....	81
Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-R3).....	84
Tableau V.3 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	87
Tableau V.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.....	88
Tableau V.5 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.....	89
Tableau V.6 : Choix du type de bâtiment.....	90
Tableau V.7 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	93

Chapitre VI : Protection et pose des conduites

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	98
Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	98
Tableau VI.3 : Calcul de volume de réservoir d'air.....	99
Tableau VI.4 : Les dimensions du réservoir d'air.....	100

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.....	111
Tableau VII.2 : Calcul du volume du lit de sable.....	112
Tableau VII.3 : Calcul du volume des conduites	113
Tableau VII.4 : Volumes des travaux de l'adduction.....	113
Tableau VII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction	114
Tableau VII.6 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	115

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

- Figure I.1** : Partie d'une carte géographique.2
Figure I.2 : Graphe de distribution mensuelle de l'humidité.....5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

- Figure II.1** : Evolution de la population des 04 communes.....9
Figure II.2 : Histogramme de consommation (2034).....26

Chapitre III : Etude du stockage

- Figure III.1** : Schéma d'un réservoir au sol.....32
Figure III.2 : Schéma d'un château d'eau33
Figure III.3 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....39

Chapitre IV : Etude de l'adduction

- Figure IV.1** : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....54
Figure IV.2 : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).....55
Figure IV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de variante 01.....67
Figure IV.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de variante 02.....70
Figure IV.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de variante 03.....73
Figure IV.6 : Schéma représentant la variante choisie (variante 03).....77

Chapitre V : Etude du pompage

- Figure V.1** : Pompe KSB de type Etanorm.....82
Figure V.2 : Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP.....83
Figure V.3 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SP.....85

Chapitre VI : Protection et pose des conduites

- Figure VI.1**: Planche d'encombrement des réservoirs d'air HYDROFORT CHARLATTE.....99
Figure VI.2 : Schéma d'installation du réservoir d'air.....100
Figure VI.3 : L'emplacement d'un réservoir anti bélier.....101
Figure VI.4: Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.....103

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 : Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.....	116
Figure VII.2 : Pelle hydraulique.....	117
Figure VII.3 : Bulldozer.....	118
Figure VII.4 : Chargeur.....	118
Figure VII.5: Compacteur.....	119

Liste des planches

Planche N°01 : TRACE DE L'ADDUCTION PROJETE (tronçon 1) A PARTIR DU RESERVOIR DZIOUA (W.AIN TEMOUCHENT)

Planche N°02 : TRACE DE L'ADDUCTION PROJETE (tronçon 2) A PARTIR DU RESERVOIR DZIOUA (W.AIN TEMOUCHENT)

Planche N°03 : PROFIL EN LONG DE L'ADDUCTION GRAVITAIRE (RESERVOIR DZIOUA-POIT DE PIQUAGE P1) W.AIN TEMOUCHENT

Planche N°04 : PROIL EN LONG DE L'ADDUCTION PAR REFOULEMENT W.AIN TEMOUCHENTE

Planche N°05 : VUE EN PLAN DU RESERVOIR DZIOUA 10000M3(W.AIN TEMOUCHENT)

Planche N°06 : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE DE DZIOUA (W.AIN TEMOUCHENT)

Introduction générale :

L'eau, désormais, perçue à l'échelle mondiale comme un bien naturel indispensable mais menacé, est l'un des enjeux essentiels du troisième millénaire. Alors qu'elle recouvre plus des trois quarts de la surface du globe, sa disponibilité est rare et inégalement distribuée dans le monde. Aujourd'hui, plus d'un milliard et demi d'hommes n'ont pas accès à l'eau potable, en outre, les facteurs de croissance démographique, de pollution et de sécheresse créent un risque de pénurie.

L'Algérie, est l'un des pays où le problème de l'eau se pose d'une manière particulièrement aiguë, et tous cela à cause des caractéristiques climatiques, fluctuantes entre les années les plus sèches et semi-arides, c'est pourquoi, elle doit faire l'objet d'une gestion très attentive, sous ce motif les études sont effectuées dans le souci de trouver une meilleure adéquation entre les besoins en eau exprimés et les ressources naturelles existantes.

La zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau, parce que les ressources actuelles (forages, etc.) ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau de la région. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste en un renforcement de quatre communes en alimentation en eau potable jusqu'à EL MALAH à partir du réservoir DZIOUA wilaya AIN TEMOUCHENT.

La mise en service de ce projet va permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P et par conséquence améliorer en vogue la vie des citoyens.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum qui sont répartis comme suit :

- Présentation de la région d'étude.
- L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2034 qui nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude.
- Etude du stockage.
- Etude de l'adduction.
- Etude du pompage.
- Protection et pose des conduites.
- L'organisation de chantier.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance géographique climatique, démographique, géologique et topographique du site ce qui permet de prendre les dispositions nécessaires.

I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La zone de projet est située dans la wilaya de AIN TEMOUCHENT dans l'ouest du pays, particulièrement dans les communes de AIN TOLBA ; AIN TEMOUCHENT; CHABAT LEHAM jusqu'à EL MALAH.

Notre région d'étude est située à l'Est de la wilaya d'AIN TEMOUCHENT avec les coordonnées géographiques suivantes : l'attitude 35.3926, longitude -1.09294, 35°23'33'' Nord, et, 1°5'35'' Ouest. Elle est d'une superficie de 6918 hect.

La région de notre projet est limitée par :

- La mer méditerranée au Nord ;
- Au Sud par la commune de HAMMAM BOUHADJAR ;
- A l'Est par les communes d'EL AMRIA et AIN LARBAA ;
- La commune D' AIN TEMOUCHENT à l'Ouest.

Voir la figure n°1 ci-après :

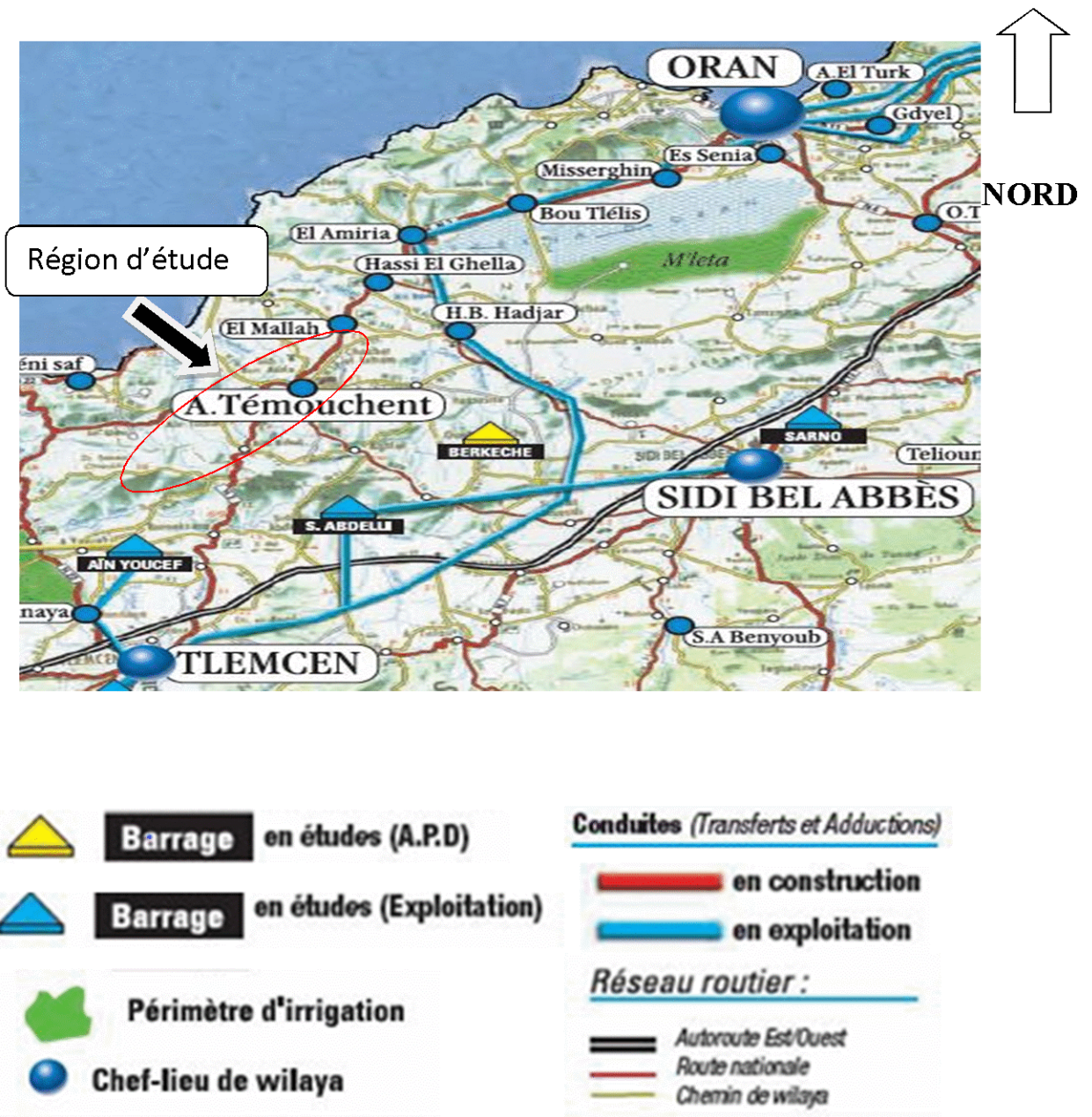


Figure 01 : Partie d'une carte géographique.

Source : ANBT

I.2. Situation topographique :

L'Altitude diminue au fur et à mesure quand on se dirige vers le Nord, c'est-à-dire d'une altitude maximale de 250 mètres NGA jusqu'à la mer.

Il ressort que notre région d'étude présente deux zones distinctes; l'une haute qu'on peut situer entre 75 et 250 mètres d'altitude, elle regroupe les terrains à fortes pentes supérieures à 20% ; l'autre basse qui a moins de 75 mètres d'altitude, regroupe les terrains de faibles pentes

et les moyennes pentes localisées dans les parties Sud et Est de la commune représentent 30% de la totalité du territoire communal, voir la planche n° .

I.3.Situation Géologique et géotechnique :

Les communes d'AIN TOLBA, AIN TEMOUCHENT, CHABAT LEHAM et EL MALAH sont dans la grande partie construite sur des formations rocheuse éruptive et métamorphique en plus de matériaux fins provenant des dépôts fluviaux.

Et pour la qualité pédologique du sol elles sont souvent médiocre (argileux, marneux...).

I.4. Situation Hydrogéologique :

Les valeurs des courbes hydro-isohypses de la nappe alluviale d'AIN TEMOUCHENT diminuent du Sud vers le Nord et des bordures vers les vallées.

I.5. Situation climatique :

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen caractérisé par :

- Une période humide et pluvieuse d'octobre à mai, avec un maximum au mois de décembre et une répartition spatiale très irrégulière des précipitations variant entre 500 et 900 mm / an.
- Une période sèche et chaude (estivale) débute en fin de mois de mai à mi octobre, avec l'absence de précipitation en été.

I.6. Pluviométrie :

Tableau. I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm).

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
Années													
Moyenne Annuelle	16,76	37,73	97,35	130,26	94,01	57,16	75,6	63,41	45,69	0,76	0,95	1,58	621,26

Source : ANRH D'ORAN

Les précipitations se présentent surtout sous forme d'averses avec une moyenne annuelle de 621,26mm. Le maximum est enregistré au mois de décembre (130,26mm), et le minimum en Juin (0,76 mm).

I.7. Température :

Quant aux températures, elles varient selon l'altitude, la moyenne est de 18°C. Le climat de la région est assez frais quoiqu'il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale. La moyenne des températures du mois d'Août le plus chaud est de 37°C tandis que le mois de janvier est le plus froid avec une température avoisinant 11°C. Le tableau ci-dessous nous montre les températures moyennes de la région d'étude.

Tableau. I.2 : Températures moyennes.

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Jun	Juil.	Aout	année
AIN TEMOUCHENT	23.7	19.8	15.4	12.2	11.4	12.5	14.0	15.8	18.5	22.2	25.0	26.0	18

Source : l'ANRH D'ORAN

I.8. Le vent :

Le vent est l'élément le plus caractéristique du climat. Les plus dominants sont ceux de l'Ouest et du Nord-Ouest avec une prédominance aux mois de Novembre à Avril; par contre les vents Est et Nord sont prédominants en été avec des brises de mer.

Les vents du Nord sont plus fréquents et soufflent pendant toute l'année.

Le vent du Sud chaud et sec qui souffle Sud-est et Sud-ouest ne se produit qu'à faible intensité avec une moyenne annuelle de 20j /an, grâce à l'ensemble montagneux de la façade maritime qui le conditionne. Des masses d'air venant de l'Atlantique et celle venant du Sud-est peuvent engendrer en été la remontée du sirocco, ce dernier a lieu en général entre les mois de Juin et mois d'Août.

I.9. Le Gel :

La région d'étude est située dans la zone Nord où la mer est présente, ce qui signifie l'absence de gel et cela favorise le développement de certaines cultures.

I.10. La sismicité :

AIN TEMOUCHENT faisait partie de la zone à sismicité moyenne à forte, mais après l'avènement du séisme de Mercredi 22 Décembre 1999 à 18h37 d'une magnitude de 5.8° sur l'échelle de Richter, la commune d'AIN TEMOUCHENT a été classée par le groupe technique spécialisé (G.T.S) à sismicité élevée et dommages notables. Il convient donc de prendre des mesures de prévention et d'être plus vigilant dans l'application des nouvelles règles parasismiques algériennes.

I.11.Humidité :

L'humidité de la région d'étude d'après les données de la station de AIN TEMOUCHENT est faible en saison estivale, mais elle est forte en saisons pluvieuses et cela à cause des masses d'air qui sont très chargées en vapeur d'eau venant précipiter leur tribut de pluie directement sur le relief en montagne. L'humidité relative moyenne est évaluée à 69%. Le graphe représente la répartition de l'humidité moyenne de la région d'étude.

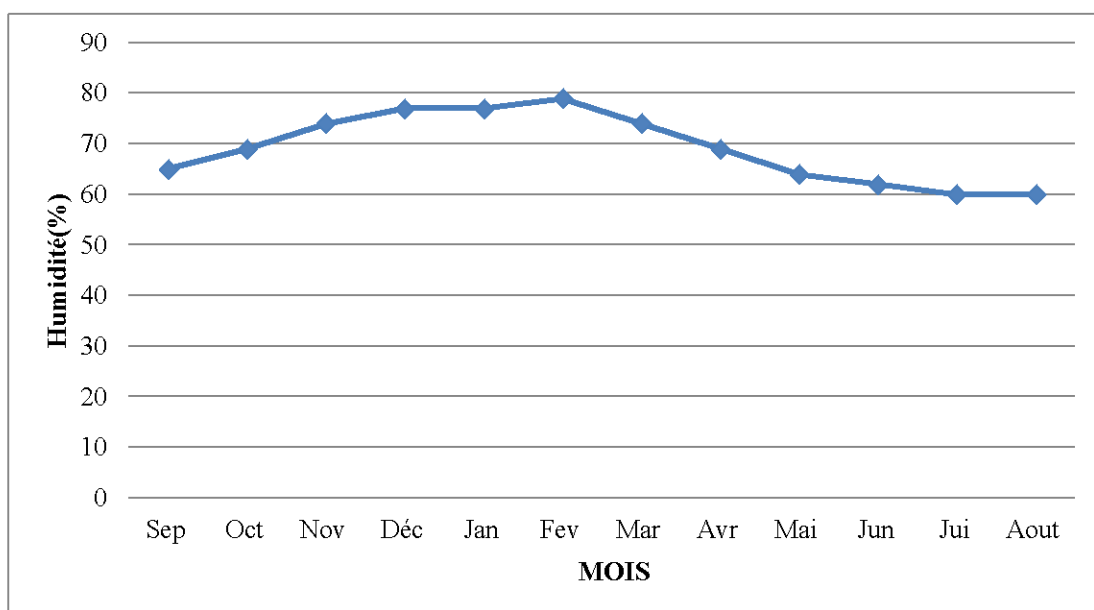


Figure I-1 : Distribution mensuelle de l'humidité.

I.12. Population actuelle :

L'évolution de la population est analysée à partir du recensement général de la population et de l'habitat (R.G.P.H). D'après le dernier recensement de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population de chacune des communes de la région d'étude est représentée dans le tableau I-3 suivant :

Tableau I-3 : La population de chacune des communes de la région d'étude en 2008.

Communes	Population en 2008
AIN TOLBA	11758
AIN TEMOUCHENT	68694
CHABAT LEHAM	13392
EL MALAH	17223

Le taux d'accroissement était de $T=1.5\%$ entre 1998 à 2008, taux inférieur au taux national qui est de (1.6 %).

I.13.Réseau hydrographique :

Notre région d'étude se caractérise par la présence d'une série d'oueds intermittents que l'on trouve généralement dans les zones méditerranéennes, Ces oueds sont généralement en crue en hiver, contrairement à l'été, ils sont presque à sec.

I.14 . Situations hydrauliques :

a)-Ressources en eau potable de la zone d'étude :

Le Nord de l'Algérie est caractérisé par quatre zones hydriques (oranie chott chergui, chyeliff zahrez , algerois hodna soummam , constantinois seybousse mellegue), notre région d'étude se trouve dans le bassin ORANIE CHOTT chergui, ce dernier est caractérisé par la présence de nombreuses infrastructures hydriques telle que le transfert à partir de la station de dessalement BENI SAF ,et à titre d'exemple la station de traitement de DZIOUA pour un débit traité installé de $300.000m^3/j$.

Actuellement les communes de AIN TOLBA, AIN TEMOUCHENT, CHABAT LEHAM, EL MALAH sont alimentées à partir des forages et puits à l'aide des réservoirs, et des châteaux d'eau, c'est-à-dire la surexploitation souterraine.

b) - Les réservoirs :

Les réservoirs existants dans la région d'étude sont représentés dans le tableau I-4 suivant :

Tableau I-4 : Etat des réservoirs de la région d'étude.

Désignation	Capacité des réservoirs (m³)	Côte du radier des réservoirs CR (m)	Forme	Etat
Réservoir DZIOUA R1	10000	362	Rectangulaire	Existant et bon
Réservoir EL MALAH	3*1000	110	Cylindrique	Existant et bon
Réservoir AIN TOLBA R2	500	350	Cylindrique	Existant et bon
Réservoir AIN TEMOUCHENT R3	5000	365	Cylindrique	Existant et bon

Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique et climatologique. Ces données nous serviront de base pour l'élaboration du projet concernant l'étude du renforcement de l'alimentation en eau potable des communes concerné

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

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 à différents horizons.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige d'utiliser des normes préétablies pour chaque catégorie de consommateur.

Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité du consommateur (agent, élève, lit, ...etc.).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'évolution de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population,...etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II.1. Méthodologie d'évaluation de la demande future en eau :

On a souvent opposé dans la littérature technique une méthode d'évaluation dite globale à une méthode d'évaluation dite analytique.

II.1.1. La méthode globale :

Consiste à extrapoler des tendances d'évolution de demande constatées dans le passé.

II.1.2. La méthode dite analytique :

Consiste à analyser séparément les différents paramètres conditionnant la demande (population, consommation unitaire ... etc.).

La prévision est un art difficile, et le fait d'utiliser une démarche analytique n'est à elle seule une garantie. Il est clair cependant qu'une telle démarche, si elle est bien conduite, offre moins de risque qu'une méthode globale.

II.2. Evolution de la population actuelle et future :

L'évolution démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques, qui est donnée par la relation des intérêts composés ci-après :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

Où:

P_n : Population prévisionnelle à l'horizon 2034.

P_0 : Population de l'année de référence 2008.

T : Taux d'accroissement de la population = 1.6% (taux d'accroissement national).

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul

Tableau II .1 : Répartition de la population en 2014

Communes	Population 2008	Population en 2014
AIN TOLBA	11758	12933
AIN TEMOUCJENT	68694	75558
CHABAT LEHAM	13392	14730
EL MALAH	17223	18944

Tableau II .2 : Répartition de la population à l'horizon du projet (2034)

Communes	Population en 2014	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'Habitants (2034)
AIN TOLBA	12933	1.6	17718
AIN TEMOUCHENT	75558	1.6	103514
CHABAT LEHAM	14730	1.6	20180
EL MALAH	18944	1.6	25953
Total	122165	1.6	167365

(1) source : RGPH 2008

A l'horizon 2034, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **167365 habitants**.

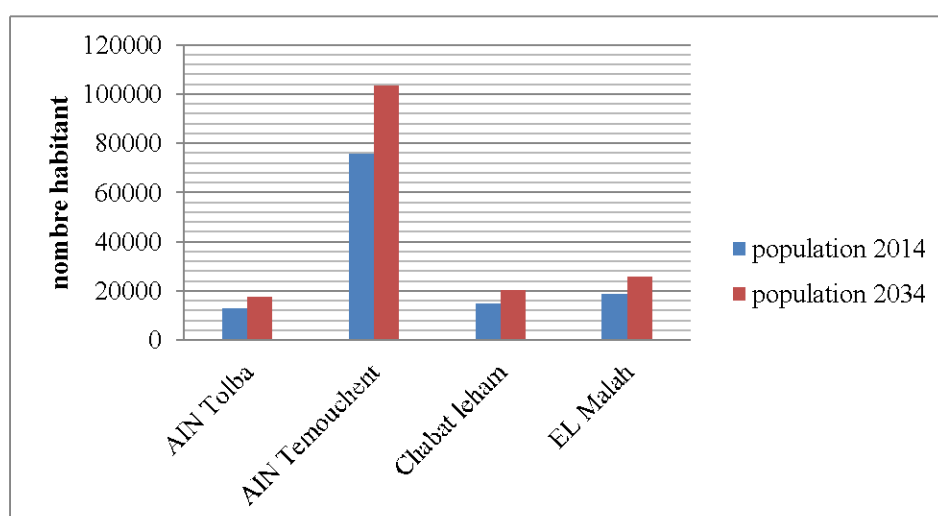


Figure II.1 : Evolution de la population des 04 communes

II.3. Catégories des besoins en eau potable :

La quantité d'eau potable à garantir est en fonction des différents besoins suivants :

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

II.4. Variation des débits de consommation dans le temps :

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population, elles représentent les variations les plus importantes.

II.5. L'évaluation de la consommation moyenne journalière :

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapportées à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

II.5.1.Choix de la norme unitaire de la consommation (la dotation) :

La quantité d'eau nécessaire pour l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitants et par 24 heures.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation (la dotation) c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.
 - ville de moins de 20000hab ; Dot = 150 à 200 l/J/hab.
 - ville de 20000 à 100000hab ; Dot = 200 à 300 l/J/hab.

- ville de plus de 100000hab ; Dot = 300 à 350 l/J/hab.

Tableau II.3 : Répartition de la dotation des communes à l'horizon d'étude

Lieu	Pop hab (2014)	Dot l/j/hab	Pop hab (2024)	Dot l/j/hab	Pop hab (2034)	Dot l/j/hab
AIN TOLBA	12933	150	15131	150	17718	150
AIN TEMOUCHENT	75558	250	88402	250	103514	300
CHABAT LEHAM	14730	150	17234	150	20180	200
EL MALAH	18944	150	22164	200	25953	200

II.5.2.Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

➤ **Besoins domestiques :**

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = (Dot * N_f) / 1000$$

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en m³/j ;

Dot : Dotation moyenne journalière (l/j/hab.) ;

N_f : Nombre de consommateurs ;

Le tableau II-4 représente le débit moyen journalier domestique.

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des consommations journalières domestiques à l'horizon 2034

N°	Lieu	Population2014		Population2024		Population2034	
		Pop hab.	Q_{moyj} m ³ /j	Pop hab.	Q_{moyj} m ³ /j	Pop hab.	Q_{moyj} m ³ /j
1	AIN TOLBA	12933	1939.95	15131	2269.65	17718	2657.7
2	AIN TEMOUCHENT	75558	18889.5	88402	22100.5	103514	31054.2
3	CHABAT LEHAM	14730	2209.5	17234	2585.1	20180	4036
4	EL MALAH	18944	2841.6	22164	4432.8	25953	5190.6
TOTAL			25880.55		31388.05		42938.5

➤ **Besoins scolaires :**

Les besoins scolaires à l'horizon 2034 sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II-5 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
AIN TOLBA	Ecoles primaires	4	925	20	18,5
	CEM	1	1225	20	24,5
	CFPA	1	118	20	3,3
AIN TEMOUCHENT	Ecoles primaires	4	720	20	14,4
	CEM	2	1160	20	23,2
	Lycées	1	1000	20	20
CHABAT LEHAM	Ecoles primaires	5	970	20	19,4
	CEM	2	1150	20	23
	Lycées	1	565	20	11,3
EL MALAH	Ecoles primaires	7	1756	20	35,12
	CEM	2	1165	20	23,3
	Lycées	1	977	20	19,54

➤ **Besoins administratifs :**

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau I.6 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
AIN TOLBA	APC	32	15	0,48
	01 Bureau de poste	10	15	0,15
	01 Siege de P.T.T	60	15	0,9
	01 Gendarmerie	46	50	2.3
AIN TEMOUCHENT	APC	30	15	0,45
	01 Bureau de poste	28	15	0,42
	01 Gendarmerie	30	50	1.5
	01 subdivision agricole	15	15	0.225
	01 police	38	50	1.9
CHABAT LEHAM	01 APC	27	15	0,405
	01 Bureau de poste	12	15	0,18
	01 Gendarmerie	60	50	3
EL MALAH	APC	28	15	0.42
	01 Bureau de poste	10	15	0.15
	01 Siege de P.T.T	55	15	0.825
	01 police	32	50	1.6
	01 Casoral	08	15	0.12
	01 Gendarmerie	46	50	2.3

➤ **Besoins sanitaires :**

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Equipements	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moyj} (m ³ /j)
AIN TOLBA	02 salles de soin	700	300	210
	01 Centre de santé	360	300	108
AIN TEMOUCHENT	03 salles de soin	850	300	255
	01 Centre de santé	350	300	105
CHABAT LEHAM	01 salle de soin	280	300	84
EL MALAH	03 salles de soin	570	300	171
	01 Centre de santé	310	300	93

➤ **Besoins socioculturels :**

Les différents besoins socioculturels sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau I .8 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/usager), (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
AIN TOLBA	01Stade	/	3500	04	14
	0 4 Mosquées	1100	/	10	11
AIN TEMOUCHENT	0 2 Mosquées	450	/	10	4,5
	01 Maison de jeunes	/	450	04	1,8
	01Centre culturel	/	1200	04	4.8
	01 stade	/	3500	04	14
	Hôtel	100	/	70	7
CHABAT LEHAM	0 2 Mosquées	380	/	10	3,8
	01 stade	/	3500	04	14
EL MALAH	01Stade	/	5000	04	20
	0 6 Mosquées	1000	/	10	10
	01 Maison de jeunes	/	500	04	2
	01Centre culturel	/	1300	04	5,2

➤ **Besoins industriels :**

Elle correspond aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville, mais dans notre cas on prévoit des investissements vers l'avenir c'est pour ce motif qu'on prend un pourcentage de 15 % de débit moyen journalier domestique comme une marge de précaution.

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des besoins industriels

Communes	Q_{moy,j} domestique	Q_{moy,j} industriels
AIN TOLBA	2657,7	398,65
AIN TEMOUCHENT	31054,2	4658,13
CHABAT LEHAM	4036	605,4
EI MALAH	5190,6	778,59

❖ **Récapitulation :**

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Communes	Besoins domestiques (m³/j)	Besoins scolaires (m³/j)	Besoins administratifs (m³/j)	Besoins sanitaires (m³/j)	Besoins socioculturels (m³/j)	Besoins industriels (m³/j)	Total Q (m³/j)
AIN TOLBA	2657.7	46.30	3.83	318	25	398,65	3449.48
AIN TEMOUCHENT	31054.2	57.60	4.49	360	32.1	4658,13	36166.50
CHABAT LEHAM	4036	53.70	3.58	84	17.8	605,40	4800.48
EL MALAH	5190.6	77.96	5.415	264	37.2	778,59	6353.76
Total (m³/j)							50770.22

II.6. Variation de la consommation journalière :

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale de même il existe une journée où elle est minimale.

II.6.1. Coefficients d'irrégularité journalière :

II.6.1.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximum :

Le coefficient d'irrégularité journalière max ($K_{max,j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages, peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}}$$

Avec :

$$K_{max,j} \in [1, 1 - 1, 3]$$

On prend $K_{max,j} = 1,1$. Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.6.1.2. Coefficient d'irrégularité journalier minimum :

Le coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{min,j}$) est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad \text{Avec :}$$

$$K_{min,j} \in [0, 7 - 0, 9]$$

On prend $K_{min,j} = 0,7$.

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

II.6.2. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :

Le coefficient maximum horaire représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients à savoir :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 1,2 et 1,5 et dépend du niveau de développement local, pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

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

Tableau II.11 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

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

Les différentes valeurs du coefficient β_{max} pour les 04 communes sont représentées dans le tableau II.12 :

Tableau I .12 : Les valeurs du coefficient β_{max} pour chaque commune

Communes	AIN TOLBA	AIN TEMOUCHENT	CHABAT LEHAM	EL MALAH
	B_{max}	1.22	1.1	1.15

II.6.3. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$):

Il nous permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

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

Avec :

- α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 0.4 et 0.6 et dépend du niveau de développement local, pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0.6$.
- β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.13 : Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Les différentes valeurs du coefficient β_{min} pour les 04 communes sont représentées dans le Tableau II.14 :

Tableau II.14 : Les valeurs du coefficient β_{min} pour chaque commune

Communes	AIN TOLBA	AIN	CHABAT	EL

		TEMOUCHENT	LEHAM	MALAH
<i>Bmin</i>	0.48	0.7	0.6	0.66

II.7. Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K_{maxj} et K_{minj} .

II.7.1. Consommation maximale journalière :

Le débit correspondant au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme un élément de base dans les calculs pour le dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Ainsi nous pouvons écrire :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} * Q_{moyj}$$

K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité maximum journalière = 1.1.

II.7.2. Consommation minimale journalière :

Ce débit correspondant au jour de la faible consommation de l'année et utilisé comme élément de base dans les calculs.

$$Q_{minj} = K_{minj} * Q_{moyj}$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières de l'horizon 2034 sont représentées dans Le tableau II.14 suivant :

Tableau II.15 : Consommations maximales et minimales journalières pour chaque commune

Communes	Q_{moyj}	K_{minj}	Q_{minj}	K_{maxj}	Q_{maxj}
-----------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------

	(m ³ /j)		(m ³ /j)		(m ³ /j)
AIN TOLBA	3449.48	0.7	2414.6	1.1	3794.43
AIN TEMOUCHENT	36166.5	0.7	25316.55	1.1	39783.15
CHABAT LEHAM	4800.48	0.7	3360.34	1.1	5280.53
EL MALAH	6353.76	0.7	4447.6	1.1	6989.136
Total	50770.22	-	35539.09	-	55847.25

- ✓ Les besoins max journaliers totaux des 04 communes concernées sont estimés à **55847.25m³/j**, soit un débit de **646.38 l/s**.

II.8. Étude des variations des débits horaires :

- Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy\ h} = Q_{max\ j} / 24$$

Avec :

$Q_{moy\ h}$: Débit moyen horaire en m³/h ;

$Q_{max\ j}$: Débit maximum journalier en m³/j ;

II.8.1. Détermination du débit maximum horaire ($Q_{max, h}$):

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max, h} = K_{max, h} * Q_{moy, h}$$

$Q_{moy, h}$: Débit moyen horaire en m³/h ;

$K_{max, h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

$Q_{max, h}$: Débit max horaire en m³/h.

II.8.2. Détermination du débit minimum horaire ($Q_{min, h}$) :

C'est l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses, elle est calculée comme suite :

$$Q_{min, h} = K_{min, h} * Q_{moy, h}$$

$K_{min, h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire ;

$Q_{min, h}$: Débit minimum horaire en m³/h.

II.8.3. Débit de pointe (Q_p) :

Il équivaut à la concentration de tout l'écoulement sur une durée donnée de la journée de plus forte consommation, il est donné par le débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$) affecté à un coefficient K_p dit de pointe :

$$Q_p = K_p * Q_{moy,j} \text{ [m}^3\text{/h]} \quad \text{Avec ;}$$

$K_p = 3$ selon la DREW ; la direction des ressources en eau de la wilaya de AIN TEMOUCHENT.

Le tableau II.16 regroupe les différents débits horaires de l'horizon 2034.

Tableau II.16 : Consommations maximale et minimale horaire pour chaque commune

N°	Communes	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	$K_{min,h}$	$Q_{min,h}$ (m^3/h)	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m^3/h)
1	AIN TOLBA	158.10	0.288	45.53	1.586	250.75
2	AIN TEMOUCHENT	1657.64	0.42	696.21	1.43	2370.4
3	CHABAT LEHAM	220.02	0.36	79.21	1.495	328.93
4	EL MALAH	291.21	0.396	115.32	1.456	424
Total			-	936.27	-	3374.1

II .9.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le **tableau II .17**.

Etant donné que la zone d'étude comprend quatre communes, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles à l'horizon 2034.

Tableau II.17 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
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

Tableau II.18 : Variation des débits horaires de la commune d'AIN TOLBA (W. AIN

TEMOUCHENT)

Horaire	Consommation totale $Q_{\max j}=3794,43 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1,5	56,91645	1,5	56,91645
1--2	1,5	56,91645	3	113,8329
2--3	1,5	56,91645	4,5	170,74935
3--4	1,5	56,91645	6	227,6658
4--5	2,5	94,86075	8,5	322,52655
5--6	3,5	132,80505	12	455,3316
6--7	4,5	170,74935	16,5	626,08095
7--8	5,5	208,69365	22	834,7746
8--9	6,25	237,15188	28,25	1071,9265
9--10	6,25	237,15188	34,5	1309,0784
10--11	6,25	237,15188	40,75	1546,2302
11--12	6,25	237,15188	47	1783,3821
12--13	5	189,7215	52	1973,1036
13--14	5	189,7215	57	2162,8251
14--15	5,5	208,69365	62,5	2371,5188
15--16	6	227,6658	68,5	2599,1846
16--17	6	227,6658	74,5	2826,8504
17--18	5,5	208,69365	80	3035,544
18--19	5	189,7215	85	3225,2655
19--20	4,5	170,74935	89,5	3396,0149
20--21	4	151,7772	93,5	3547,7921
21--22	3	113,8329	96,5	3661,625
22-23	2	75,8886	98,5	3737,5136
23--24	1,5	56,91645	100	3794,43

- ✓ Le débit max horaire d'après le tableau ci-dessus est de $Q_{\max h} = 237.15 \text{ m}^3/\text{h}$ survient entre 8h et 12h.
- ✓ Le débit min horaire est de $Q_{\min h} = 56.91 \text{ m}^3/\text{h}$ survient entre 00h et 04h.

Tableau II.19 : Variation des débits horaires de la commune d'AIN TEMOUCHENT
(W.AIN TEMOUCHENT).

Horaire	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max j}=39783,15 \text{ m}^3/j$		Cumulée (intégrale)	
Heure	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	3,35	1332,7355	3,35	1332,7355
1--2	3,25	1292,9524	6,60	2625,6879
2--3	3,30	1312,844	9,90	3938,5318
3--4	3,20	1273,0608	13,10	5211,5926
4--5	3,25	1292,9524	16,35	6504,545
5--6	3,40	1352,6271	19,75	7857,1721
6--7	3,85	1531,6513	23,60	9388,8234
7--8	4,45	1770,3502	28,05	11159,174
8--9	5,20	2068,7238	33,25	13227,897
9--10	5,05	2009,0491	38,30	15236,946
10--11	4,85	1929,4828	43,15	17166,429
11--12	4,60	1830,0249	47,75	18996,454
12--13	4,60	1830,0249	52,35	20826,479
13--14	4,55	1810,1333	56,90	22636,612
14--15	4,75	1889,6996	61,65	24526,312
15--16	4,70	1869,8081	66,35	26396,12
16--17	4,65	1849,9165	71,00	28246,036
17--18	4,35	1730,567	75,35	29976,604
18--19	4,40	1750,4586	79,75	31727,062
19--20	4,30	1710,6755	84,05	33437,738
20--21	4,30	1710,6755	88,35	35148,413
21--22	3,75	1491,8681	92,10	36640,281
22-23	3,75	1491,8681	95,85	38132,149
23--24	3,70	1471,9766	100,00	39783,15

✓

- ✓ Le débit max horaire d'après le tableau ci-dessus est de $Q_{\max h} = 2068.72 \text{ m}^3/h$
- ✓ Le débit min horaire est de $Q_{\min h} = 1273.0608 \text{ m}^3/h$.

Tableau II.20 : Variation des débits horaires de la commune CHABAT LEHAM (W.AIN TEMOUCHENT)

Horaire	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max j} = 5280,53 \text{ m}^3/\text{j}$		Cumulée (intégrale)	
Heure	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1,5	79,20795	1,5	79,20795
1--2	1,5	79,20795	3	158,4159
2--3	1,5	79,20795	4,5	237,62385
3--4	1,5	79,20795	6	316,8318
4--5	2,5	132,01325	8,5	448,84505
5--6	3,5	184,81855	12	633,6636
6--7	4,5	237,62385	16,5	871,28745
7--8	5,5	290,42915	22	1161,7166
8--9	6,25	330,03313	28,25	1491,7497
9--10	6,25	330,03313	34,5	1821,7829
10--11	6,25	330,03313	40,75	2151,816
11--12	6,25	330,03313	47	2481,8491
12--13	5	264,0265	52	2745,8756
13--14	5	264,0265	57	3009,9021
14--15	5,5	290,42915	62,5	3300,3313
15--16	6	316,8318	68,5	3617,1631
16--17	6	316,8318	74,5	3933,9949
17--18	5,5	290,42915	80	4224,424
18--19	5	264,0265	85	4488,4505
19--20	4,5	237,62385	89,5	4726,0744
20--21	4	211,2212	93,5	4937,2956
21--22	3	158,4159	96,5	5095,7115
22--23	2	105,6106	98,5	5201,3221
23--24	1,5	79,20795	100	5280,53

✓ Le débit max horaire d'après le tableau ci-dessus est de $Q_{\max h} = 330.033 \text{ m}^3/\text{h}$ survient entre 9h et 12h.

✓ Le débit min horaire est de $Q_{\min h} = 79.20 \text{ m}^3/\text{h}$ survient entre 00h et 04h.

Tableau II.21 : Variation des débits horaires de la commune D'EL MALAH (W.AIN TEMOUCHENT).

Horaire	Consommation totale Q max j=6989,136 m ³ /j		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0--1	1,5	104,83704	1,5	104,83704
1--2	1,5	104,83704	3	209,67408
2--3	1,5	104,83704	4,5	314,51112
3--4	1,5	104,83704	6	419,34816
4--5	2,5	174,7284	8,5	594,07656
5--6	3,5	244,61976	12	838,69632
6--7	4,5	314,51112	16,5	1153,2074
7--8	5,5	384,40248	22	1537,6099
8--9	6,25	436,821	28,25	1974,4309
9--10	6,25	436,821	34,5	2411,2519
10--11	6,25	436,821	40,75	2848,0729
11--12	6,25	436,821	47	3284,8939
12--13	5	349,4568	52	3634,3507
13--14	5	349,4568	57	3983,8075
14--15	5,5	384,40248	62,5	4368,21
15--16	6	419,34816	68,5	4787,5582
16--17	6	419,34816	74,5	5206,9063
17--18	5,5	384,40248	80	5591,3088
18--19	5	349,4568	85	5940,7656
19--20	4,5	314,51112	89,5	6255,2767
20--21	4	279,56544	93,5	6534,8422
21--22	3	209,67408	96,5	6744,5162
22--23	2	139,78272	98,5	6884,299
23--24	1,5	104,83704	100	6989,136

✓ Le débit max horaire d'après le tableau ci-dessus est de $Q_{maxh} = 436.82m^3/h$ entre 9h et 12h.

✓ Le débit min horaire est de $Q_{minh} = 104.83m^3/h$ entre 00h et 4h.

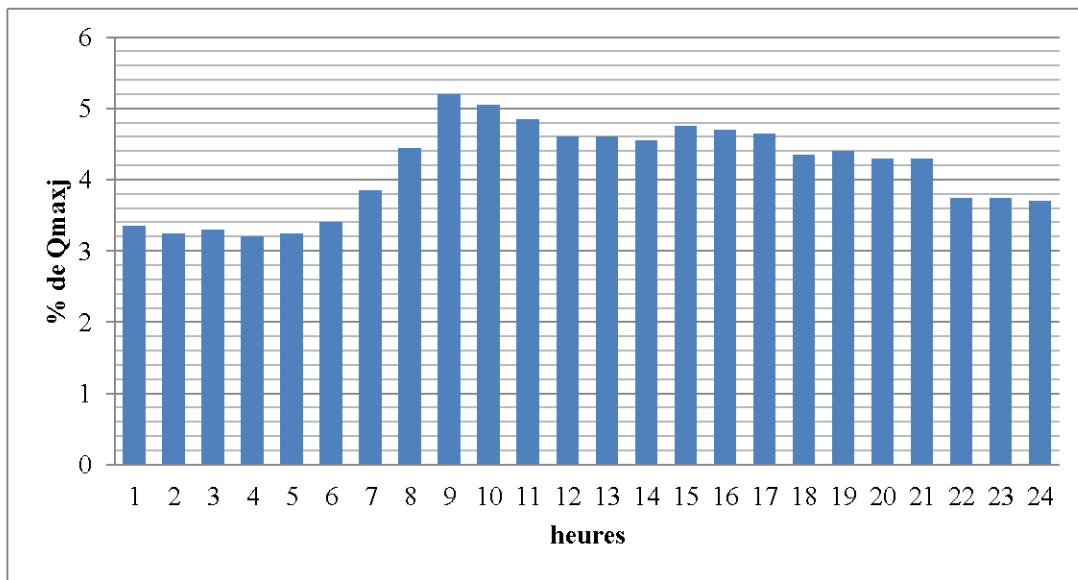


Figure II.2 : Histogramme de consommation (2034).

➤ **Calcul du bilan hydrique :**

Le bilan entre les besoins et ressources disponibles est montré dans le tableau suivant :

Tableau II.22 : Tableau des déficits à combler à l'année 2034

Communes	Besoins en eau à l'an 2034 (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Deficit (m ³ /j).
AIN TOLBA	3794.43	2220.08	1574.35
AIN TEMOUCHENT	39483.15	21278.06	18205.09
CHABAT LEHAM	5280.53	2605.44	2675.09
EL MALAH	6989.136	3548.78	3440.35
Total	55847.25	27652.36	25894.88

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2034), il est nécessaire de calculer le déficit.

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

Le déficit est présenté dans le Tableau II-22.

II .10.Problématique :

Le réseau de distribution en eau potable de notre région d'étude pose beaucoup de problèmes hydrauliques à l'heure de pointe, dû aux accroissements démographiques au mode

d'exploitation et sous dimensionnement du réseau. La problématique caractérisant la zone du projet est la suivante :

- Autonomie de stockage non satisfaisante pour certaines communes.
- Augmentation remarquable de la population.
- Déficit.

Il est donc nécessaire de projeter une adduction de renforcement des réseaux d'alimentation en eau potable actuelle des communes de AIN TOLBA, AIN TEMOUCHENT, CHABAT LEHAM et EL MALAH (wilaya de AIN TEMOUCHENT) afin d'améliorer la situation hydraulique à l'horizon 2034, à partir du réservoir DZIOUA 10000m³ pour combler le déficit en eau potable de l'agglomération.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé et estimé les besoins en eau de chaque commune à l'horizon de calcul, par la suite on a calculé le déficit des différentes communes qui est estimé à 299.7 l/s.

A fin de combler ce déficit, il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE III

ETUDE DU STOCKAGE

Introduction :

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

III.1.Fonctions des réservoirs :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et la restituent lorsque la consommation est supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux accidents suivants :
 - Panne électrique.
 - Remplacement d'une pompe
 - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau. Les réservoirs permettent une régularité de fonctionnement de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une côte de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitaire au moment des faibles consommations, c'est à dire principalement la nuit. La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle de réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.
- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de relais, ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

III.2.Prescription sanitaire :

En plus de leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci après :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Les réservoirs doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiatement du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci- avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joint étanche.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

III.3.Implantation des réservoirs :

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques et dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol (résistance et non rocheux). En effet, l'objectif recherché est de prévoir un système d'adduction et de distribution technique satisfaisant et peu coûteux.

Pour cela on se forcera de respecter les conditions suivantes :

- Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- En plaine, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevé pour que la côte de radier soit supérieure à la côte piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution en terrains excédents, l'emplacement sera sur un site dont la côte excède celle des maisons les plus hautes d'une valeur suffisante (10 à 20 m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.

- Le souci esthétique devrait conduire le plus souvent à la construction des réservoirs souterrains. L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais des terrassements sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.

Mais le meilleur emplacement sera déterminé après une étude locale qui tiendra compte des facteurs économiques, esthétiques des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompage.

III.4. Classification des réservoirs :

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

III.4.1. Classification selon les matériaux de constructions :

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

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

III.4.2. Classification selon la situation des lieux :

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

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

III.4.3. Classification selon l'usage :

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

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

III.4.4. Classification selon la forme géométrique :

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- Rectangulaire ou carrée : ils sont utilisés surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour les réservoirs uniques.

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

Comme il existe des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique...).

III.5. Construction des réservoirs :

Les réservoirs sont construits en :

III.5.1. Béton armé :

Le béton doit présenter certaines caractéristiques telles que :

- La capacité.
- Une faible perméabilité.
- L'insensibilité à l'action de l'eau qui est contenue dans le réservoir.

III.5.2. Les matériaux de construction :

Les matériaux de construction sont : le sable, le gravier, le ciment, le fer (acier de construction) et certains adjuvants.

III.5.3. Détermination de la forme et proportion de réservoirs :

III.5.3.1. Forme :

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou condition du terrain).

Ces formes permettent une construction statique sans surprise et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficulté majeure.

Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité dans le talus d'excavation et un moindre risque de fissuration.

III.5.3.2. Hauteur d'eau :

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction. Toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6 m.

Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens.

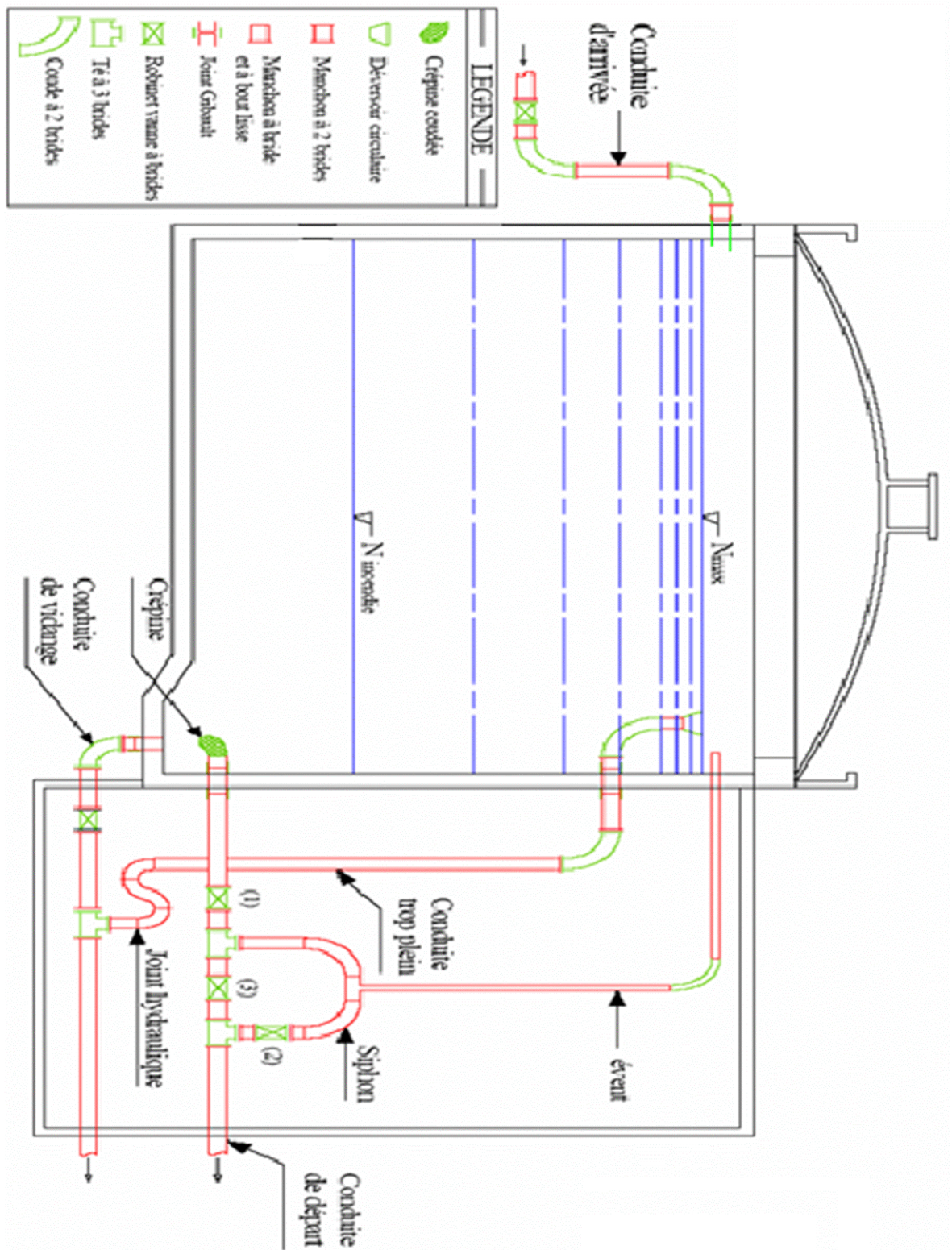


Figure III.1 : Schéma d'un réservoir au sol

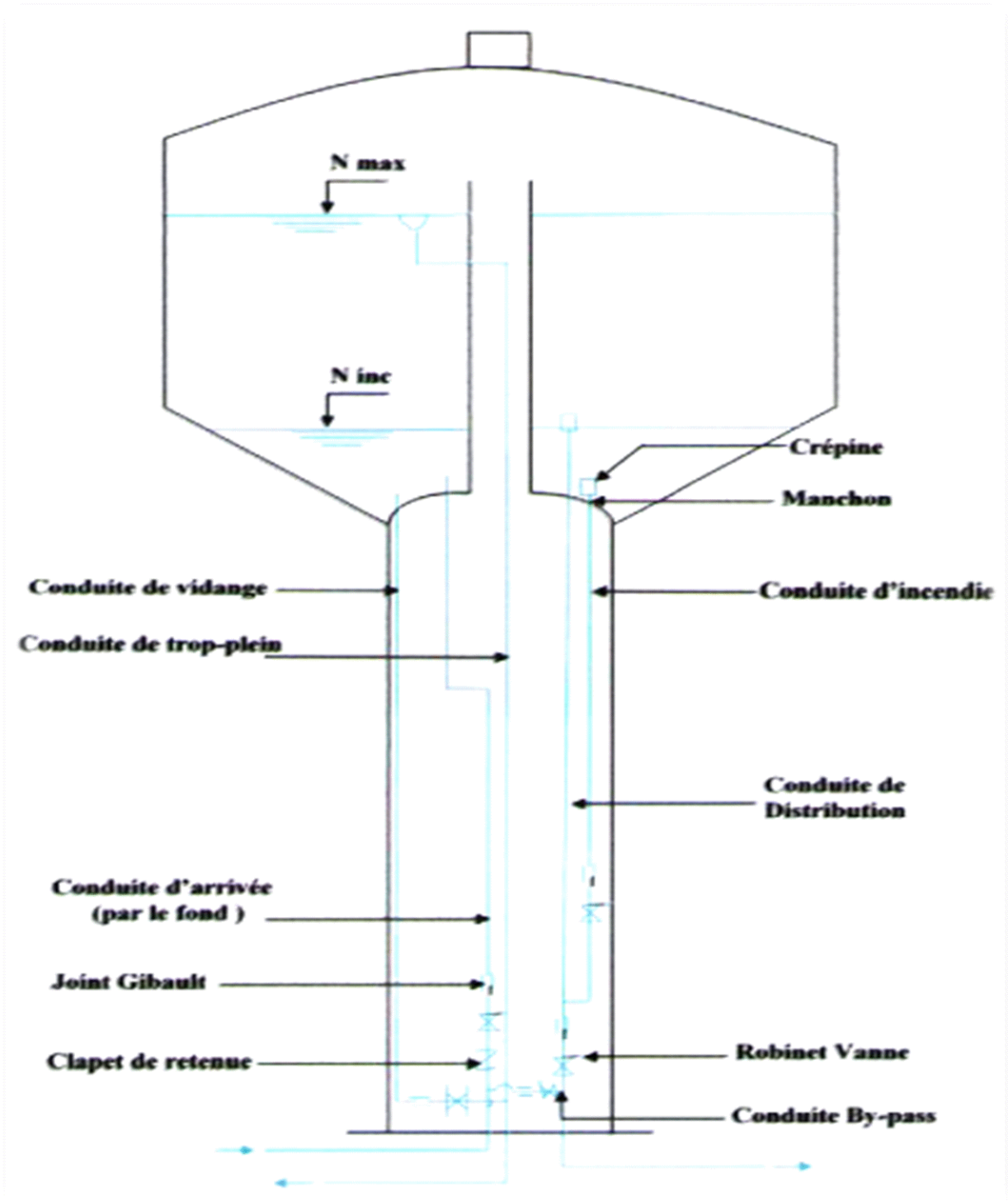


Figure III.2 : Schéma d'un château d'eau

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

Remarque :

Selon Dupont 1979, la hauteur d'eau peut atteindre 7 à 8 m pour les réservoirs surélevés (château d'eau).

III.6.Mesure de sécurité dans la construction :

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

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

III.7.Equipement de réservoirs :

Les réservoirs sont équipés de :

III.7.1.Conduite d'adduction ou d'arrivée :

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement comme elle peut être gravitaire. Le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir à une grande influence sur le phénomène de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certains temps.

L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. On préfère toujours l'arrivée par le bas ou en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

III.7.2.Conduite de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération.

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre 0,15 à 0,20m au dessus de radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin d'éviter l'introduction de boue ou de sable qui éventuellement pourraient se décompter dans la cuve et faciliter le brassage dans l'eau.

III.7.3. Conduite de trop-plein :

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans se dernier atteint la limite maximale.

Pour éviter d'éventuelle pollution ou introduction d'animaux ou de moustique qui pourrait ainsi pénétrer dans le réservoir, on aménagera un joint hydraulique, constitue par un siphon qui maintiendra en eau un tronçon de la conduite.

III.7.4. Conduite de vidange :

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt du sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein.

III.7.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction celle de la distribution en marche normale, les vannes de la conduite d'arrivée (1) et de distribution(2) sont ouvertes, la vanne de la conduite by-pass (3) est fermée, en by-pass on ferme (1) et (2) et en ouvre (3).

III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

III.7.6.1. Système à deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend sont départ juste au niveau de la réserve d'incendie, l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'unité, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de refaire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

III.7.6.2. Système à siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

III.8. Exigences techniques :

Un bon réservoir doit répondre à différents impératifs des exigences suivantes :

➤ **Étanchéité :**

Les cuves des réservoirs d'eau doivent être parfaitement étanches et ne recevoir aucun enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'elle conditionne.

Elles doivent être aussi aménagées de manière que l'eau circule régulièrement à l'intérieure en évitant toute stagnation.

➤ **Résistance :**

Les réservoirs doivent équilibrer dans toutes leurs parties, les effets auxquels seront soumis, poids propre, effets climatiques (neiges, vents....etc.), effets dynamiques (séisme), effet de retrait, effets de fluage, variation de température (surcharge d'exploitation).

➤ **Durabilité :**

Les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec le liquide sans qu'ils retiennent.

III.9. Entretien des réservoirs :

Le réservoir doit se faire l'objet d'une surveillance régulière concernant le phénomène de corrosion des parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne ainsi que d'éventuelles fissures et la dégradation.

Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, l'opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois.
- Examens des parois et réparations éventuelles.

- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

III.10. Hygiène et sécurité :

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

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- Avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation.
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant).
- Etre aérés par des orifices de grillage.

III.11. Accessoires :

Le long d'une canalisation a des différents organes accessoires installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
 - Régulariser les pressions et mesurer les débits.
 - Protéger les canalisations.
 - Soutirer les débits.
- ❖ **Coude et TE** : Placés dans la tuyauterie
 1. Le coude permet le changement de direction.
 2. Le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
 - ❖ **Vannes** : On prévoit des vannes de sectionnement au niveau de la conduite d'adduction afin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie. A la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes (à survitesse) utiles en cas de vidange rapide.
 - ❖ **Robinet flotteur** : Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint.
 - ❖ **Joints Gibault** : C'est un joint qui est utilisé pour ces tuyaux cylindriques. Il permet de faciliter le nettoyage du robinet vanne, en cas de tassement différentiel le mouvement n'est transmis aux canalisations.
 - ❖ **Crépines** : Pour éviter l'entrée de matière en suspension qui entraîne une difficulté de manœuvre des vannes et d'éviter le phénomène de vortex.

- ❖ **Manchons** : Utilisés pour les traversées des conduites dans la paroi de la cuve.

III.12.Choix de type d'un réservoir :

Le choix de type de réservoir dépend surtout de la topographie de la région d'étude et du facteur économique.

Les réservoirs utilisés dans notre zone d'étude sont :

- Au sol
- En élévation : au dessus du sol (château d'eau).

Ce choix est basé sur les avantages qu'ils présentent :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

III.13.Méthodes de dimensionnement des réservoirs :

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

A- La capacité de stockage du réservoir :

- En admettant que le volume de transit et de refoulement est de deux heures de réserve ;
- Le volume de stockage est de 12 heures de réserve ;

B- La consommation maximale horaire en m^3/h ;

C- La réserve d'incendie.

Pour déterminer la capacité du réservoir on peut utiliser deux méthodes (la méthode analytique, la méthode graphique).

III.13.1.La méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir de coefficients de variation horaire de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage (sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extrêmes de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$V_t = \Delta V_1 + \Delta V_2$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$

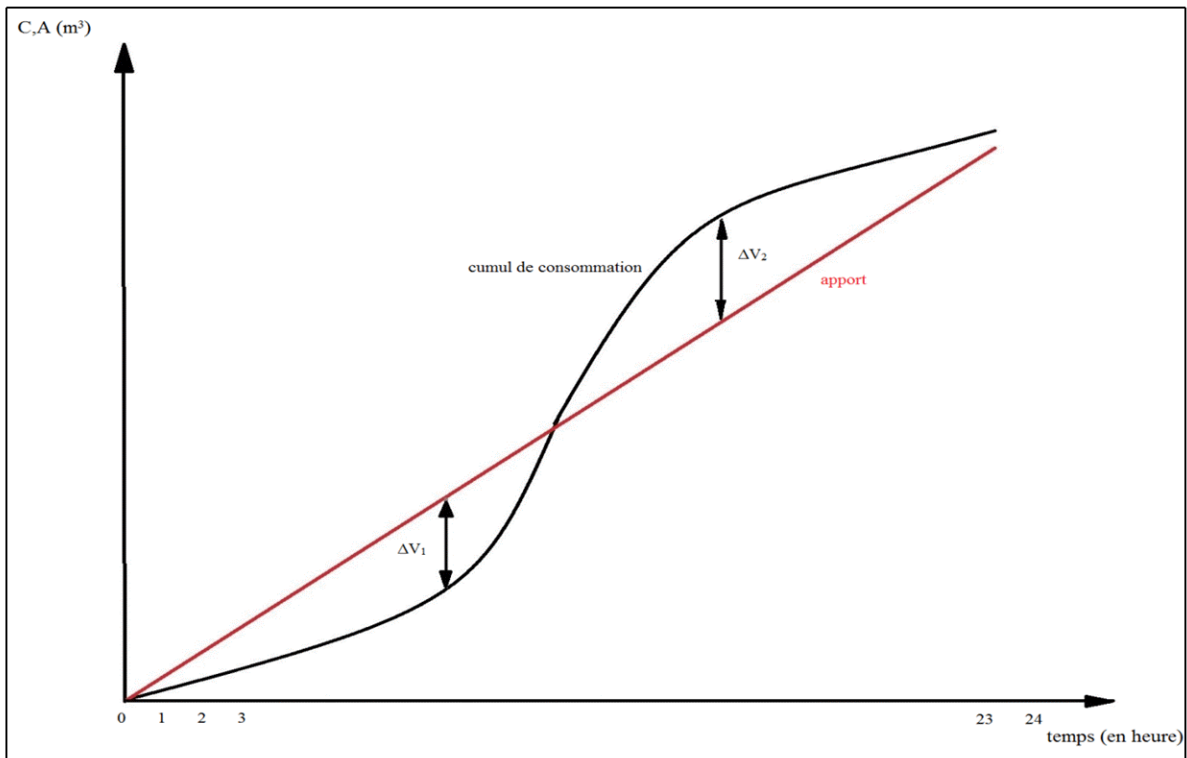


Figure III.3 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

RQ : Dans notre étude nous utilisons la méthode analytique.

III.13.2 La méthode analytique :

III.13.2.1. Cas où l'eau arrive par refoulement :

- Le volume utile de réservoir est calculé par la formule :

$$V_u = P_{\max} \cdot Q_{\max,j} \quad (m^3)$$

V_u : Volume utile de réservoir.

P_{\max} : Résidu maximal en %.

$Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier entrant dans le réservoir (m^3/j).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60m^3/h$, en conséquence, cette réserve minimale à prévoir est de $120 m^3$. Le volume du réservoir serait donc :

$$V_t = V_u + V_{inc} \quad , \quad V_{inc} = 120 m^3.$$

III.13.2.2. Cas d'une conduite gravitaire à débit limité constant :

Si on dispose d'une conduite gravitaire avec un débit limité constant à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue afin de diminuer le volume du réservoir pour que le débit horaire disponible Q_a soit supérieur au débit moyen horaire Q_{moyh} de la journée .

Il est bien évident que si $Q_a \geq K_p Q_{moyh}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque :

$$Q_{moyh} < Q_a \leq K_p Q_{moyh}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre 7h et 11h où la consommation peut atteindre $K_p Q_{moyh}$. Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égal à :

$$4*(K_p Q_{moyh} - Q_a) = Q_{moyh} (14 - 4 \frac{Q_a}{Q_{moyh}}). \quad \text{Si } K_p = 3.5 \text{ (pointe).}$$

Cette capacité varie linéairement en fonction de débit Q_a . Elle est évidemment nulle lorsque le débit disponible Q_a atteint le débit de pointe maximal et on retrouve la valeur

$$10 Q_{moyh} \text{ pour } : \frac{Q_a}{Q_{moyh}} = 1 \quad V_t = 24 Q_a + 4(K_{maxh} Q_{moyh} - Q_a).$$

III.13.2.3. Réservoir tampon :

❖ A quoi sert un réservoir tampon ?

Le réservoir tampon, il est pour but de remédier au problème d'implosion de la conduite de refoulement à cause de l'écrêtement de la ligne de charge en cas d'arrêt de la pompe, et cela dans les adductions mixtes soit ; refoulement-gravitaire ou bien le contraire.

On l'appelle aussi un réservoir d'intermédiaire, et l'implantation de ce réservoir se fait à une côte choisie de telle façon à transformer une partie de refoulement en gravitaire.

❖ Dimensionnement du réservoir tampon :

Le volume des réservoirs tampon est déterminé en fonction du temps de fermeture de la vanne se trouvant à l'aval de l'adduction gravitaire.

Soit Q_0 le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir, et soit T le temps de fermeture linéaire de la vanne, sans compter celui de l'ajustement du débit.

Dès l'arrêt de la pompe le réservoir commence à se vider et la vanne à l'aval de l'adduction entre en action de fermeture.

Le volume de réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V_{RT} = V_R + V_S + V_L$$

Pour un instant 't' le débit sera :

$$Q = Q_0 - Q_0 * \frac{t}{T} = Q_0 * \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

Et le volume V_s (volume de sécurité) du réservoir dv sera :

$$dV = Q_0 * \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$Q_0 = Q_{tr} = 3095.35 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_s = Q_0 * \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 * T}{2}$$

Q_0 : le débit transité dans la conduite ; T : temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne
 $T = 900 \text{ s} = 0.25 \text{ h}$.

AN :

$$V_s = 3095.35 * 0.25 / 2 = 386.91 \text{ m}^3$$

V_R : Le volume utile est donné par la formule $V_R = \frac{Q_0 * T'}{4}$

$$T' = 2700 \text{ s} = 0.75 \text{ h}$$

$$V_R = 3095.35 * 0.75 / 4 = 580.37 \text{ m}^3$$

$$V_L = S * h$$

$$H = 10 \text{ cm} = 0.1 \text{ m}$$

$$S = (V_s + V_R) / D = 16 = 60.45 \text{ m}^2$$

$$V_L = 6.04 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_{RT} = 973.32 \text{ m}^3$$

Alors le volume normalisé est $V_{RT} = 1000 \text{ m}^3$, $H = 5 \text{ m}$. $D = 16 \text{ m}$.

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera 1000 m^3 pour normaliser et tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupe et le commencement de la fermeture de la vanne.

III.14. Dimensions du réservoir :

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

III.14.1. Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V}{H} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}}$$

V : Capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : Section du réservoir (m^2) ;

h : Hauteur utile optimale d'eau (m).

❖ Le dimensionnement du réservoir circulaire se fera sur la base des formules empiriques de FONLLADOSA (1937), permettant de dimensionner à priori un réservoir.

✓ Le diamètre D de la cuve ;

$$D = 1.405 \sqrt[3]{V}$$

III.14.2. La hauteur de la cuve :

La hauteur de la cuve est donnée comme suit :

$$h = \frac{V}{S}$$

✓ **La hauteur totale du réservoir**

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

$$H = h + R$$

H : Hauteur totale du réservoir (m) ; R : Revanche (m),

III.15. Calcul de la capacité des réservoirs :

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

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

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

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du réservoir de (AIN TOLBA)

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	-	1.5	-	1.5	8,5
01 – 02	-	1.5	-	1.5	7
02 – 03	-	1.5	-	1.5	5,5
03 – 04	-	1.5	-	1.5	4
04 – 05	5	2.5	2,5	-	6,5
05 – 06	5	3.5	1,5	-	8
06 – 07	5	4.5	0,5	-	8,5
07 – 08	5	5.5	-	0,5	8
08 – 09	5	6.25	-	1,25	6,75
09 – 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	-	0,00	3
13 – 14	5	5	-	0,00	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	-	0,00	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	02	3	-	6,5
23 – 00	5	1.5	3.5	-	10
Total	100 %	100 %	--	--	--

$$Q_{\max,j}(\text{AIN TOLBA})=3794.43\text{m}^3/j.$$

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_U = \frac{10*3794.43}{100} = 379.44\text{m}^3$$

Tableau III.2 : Détermination de la capacité du réservoir de (AIN TEMOUCHENT)

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

- $Q_{\max,j}(\text{AIN TEMOUCHENT})=39783,15\text{m}^3 / \text{j}$.

-Le volume utile sera : $V_u = \frac{39783,15 \cdot (5,2 + I - 6,15I)}{100} = 4515,38 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 4515,38 \text{ m}^3$.

Tableau III.3 : Détermination de la capacité du réservoir de (CHABAT LEHAM)

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

- $Q_{\max,j}$ (Chabat leham)=5280.53m³ /j.

-Le volume utile sera : $V_u = \frac{5280.53 \times 19,12}{100} = 1009.64 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 1009.64 \text{ m}^3$.

Tableau III.4 : Détermination de la capacité du réservoir de (EL MALAH)

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

$$Q_{\max,j}(\text{EL MALAH})=6989.136\text{m}^3/j.$$

-Le volume utile sera : $V_u = \frac{6989.136 \times 19,12}{100} = 1336.32\text{m}^3 \Rightarrow V_U = 1336.32\text{m}^3.$

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

Tableau III.5 : Volume des réservoirs terminaux calculé pour chaque localité

Localités	Volume utile (m ³)	Volume d’incendie (m ³)	Volume total (m ³)	Volume normalisé (m ³)
AIN TOLBA	379,44	120	499	500
AIN TEMOUCHENT	4515,38	120	4635.38	5000
CHABAT LEHAM	1009,64	120	1129.64	1200
EL MALAH	1336,32	120	1456.32	1500

➤ **Forme des réservoirs :**

En ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m³.

La hauteur de l’eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d’eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 6m.

Donc :

- ✓ Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V}{H} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}}$$

- ✓ La hauteur de la réserve d’incendie (h_{inc}) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{m})$$

- ❖ Le tableau suivant donne les valeurs de (D, h, S, h_{inc}) de stockage des réservoirs estimées à l’horizon de l’étude :

Tableau III.6 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux

Réservoirs	Volume en (m ³)	h (m)	S (m ²)	D (m)	h _{inc} (m)
Ain TOLBA	500	6.00	83	10.3	1.44
Ain TEMOUCHENT	5000	6.00	833	32	0.14
CHABAT LEHAM	1200	6.00	200	16	0.6
EL MALAH	1500	6.00	250	17.8	0.48

Conclusion :

Dans ce présent chapitre, on a déterminé les différentes capacités de chacun des réservoirs d'alimentation, et selon notre calcul, on a intérêt à projeter un réservoir au niveau de la commune de CHABAT LEHAM d'un volume de 1200m³, ainsi qu'un réservoir tampon de capacité 1000m³.

CHAPITRE IV

ETUDE DE L'ADDUCTION

IV.1. Définition :

L'adduction c'est le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement, qu'est une source, un forage, ou une retenue jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation ou au réservoir de stockage par un ensemble d'installation.

Les conduites d'adduction doivent satisfaire pendant leurs durées d'utilisation aux besoins de la population et être en mesure de véhiculer un débit maximal journalier.

L'adduction, elle pourrait être réalisée à surface libre c'est-à-dire sans pression (adduction gravitaire), l'air étant présent dans les canalisations, soit en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression (adduction par refoulement), soit mixte (refoulement, gravitaire).

IV.1.1. Adduction gravitaire :

Le point de captage est situé à une altitude supérieure à celle du réservoir de dessert de l'agglomération. Dans ce cas, l'ouvrage d'adduction peut consister soit un aqueduc, caractérisé par un écoulement libre de l'eau (sans pression), ou bien une conduite forcée dont l'écoulement est sous pression.

IV.1.2. Adduction par refoulement :

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée par charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

IV.1.3. Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

IV.2. Choix du tracé :

La faisabilité et la rentabilité d'un projet d'adduction dépend essentiellement de l'étude technico-économique qui justifiera le bon choix des investissements à réaliser. Cette étude portera sur une comparaison entre plusieurs variantes présentant des caractéristiques optimales.

❖ Critères techniques :

Les critères techniques sont comme suit :

Chapitre IV : Etude de l'adduction

- Avoir des vitesses d'écoulement raisonnables dans les conduites en charge afin de minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne.
- Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation volontaire ou involontaire, de minimiser sa maintenance et réduire l'effet de la dilatation thermique ainsi que son impact environnemental, une pose enterrée de la conduite devrait être envisagée dans la mesure du possible en évitant les excavations importantes de roche.
- Eviter les zones d'instabilités qui peuvent conduire au déboitement des joints et à des déformations excessives de la conduite.
- Eviter l'entrée de polluants par fonctionnement en dépression (points hauts).
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible de tel sorte qu'il ne puisse pas se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières peuvent être très dangereuses lors de phénomènes transitoires (coups de bélier).
- Faciliter la collecte de l'air en des points hauts de façon naturelle ou artificielle. Pour cela, il se doit de réaliser une montée lente suivie par une descente rapide : les pentes minimales pour un grand diamètre sont de 1/1 000 pour les profils ascendants et de 1/500 pour les profils descendants.
- Projeter le tracé de la conduite près des routes et chemins pour faciliter le transport des matériaux et de la main d'œuvre.
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées.

❖ Critères économiques :

Les critères économiques sont comme suit :

- Limiter la vitesse d'écoulement de telle sorte à minimiser les pertes de charge, réduisant ainsi le système de pompage et les coûts d'énergie lors de l'exploitation.
- Avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible.
- Recenser les propriétés publiques susceptibles d'être traversées et éviter dans la mesure du possible les zones d'habitations et les propriétés nécessitant des indemnités.
- Minimiser les ouvrages conduisant à des surcoûts de réalisation : traversée de rail, de chaussée, passages aériens et conduites autoportées pour la traversée de thalwegs profonds, tunnels, butées et contre butées lors de changements brusques de direction...
- Avoir le moins de pièces spéciales possible en adoptant un profil régulier optimal (purgés ventouses, protection anti bélier ...).
- Eviter les terrains rocheux et zones instables nécessitant des frais de pose plus importants.

IV.3. Choix de type de matériaux :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour les adductions dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
 - Durée de vie.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de fourniture et du transport.
 - De leur disponibilité sur le marché local.

Il existe plusieurs types de tuyaux, que l'on peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués :

- Métalliques : Fonte (grise ou ductile), acier.
- A base de ciment : Béton armé amiante ciment.
- En matière thermoplastiques : Chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

IV.3.1. Tuyaux métalliques :

IV.3.1.1. Tuyaux en fonte :

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion de carbone varie entre 2,2% à 4%. Les tuyaux en fonte sont utilisés pour la distribution, comme pour l'assainissement, ainsi que pour l'irrigation.

Ils présentent plusieurs avantages :

- Résistance aux pressions élevées ; jusqu'à 50 bars pour les tuyaux dépassant pas 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
 - Les longueurs courantes de ces tuyaux sont :
 - 6m pour les petits et les moyens diamètres jusqu'à 800mm.
 - 7m à partir de 800mm de diamètre.
 - Bonne résistance à forces intérieures.
 - Bonne résistance à la corrosion.
 - Très rigides et solides (longue durée de vie).
- ✓ Les inconvénients des canalisations en fonte sont les suivants :
- Très robuste ;

- Sensible au déboîtement ;
- Fragiles ;
- Très lourds, très chères.

IV.3.1.2. Tuyaux en acier :

L'acier est un constituant de fer Combiné au carbone, le pourcentage de carbone étant compris entre 0,1 % et 1,5 %.

La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre 50 bars jusqu'à 250mm de diamètre, 40 bars jusqu'à 400mm de diamètre. Les longueurs courantes varient de 6 à 16 mètres suivant les diamètres.

Les avantages des tuyaux en acier sont comme suit :

- Les tuyaux en acier sont plus légers, d'où l'économie sur le transport et la pose.
- Réduction des pièces spéciales.
- Soudables- dé coupables.
- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement).
- Disponibilité sur le marché.
- Par leurs élasticités s'adoptent aux reliefs plus accidentés.

Pour les inconvénients, les tuyaux en acier présentent une grande sensibilité à la corrosion, donc ils nécessitent une protection extérieure et intérieure ; et courte durée de vie (20 ans).

IV.3.2. Tuyaux thermoplastiques :

Les matériaux en PVC et en polyéthylène, sont les mieux adoptés pour les conduites de distributions.

IV.3.2.1. Tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle) :

C'est une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150 C° et le produit se ramollit à 75 C°, sa longueur est de 4m à 6m. Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier- fonte).

IV.3.2.2. Tuyaux en polyéthylène (PE) :

Ils sont obtenus à partir du gaz Ethylène par polymérisation. Suivant ce procédé, on obtient PE à basse densité (BD) ou à haute densité (HD). Les points de fusion pour les deux se situent respectivement à 115 C° et 130 C°.

Les tubes en PE ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160 à 400mm.

Le PE est utilisé dans plusieurs domaines tels que :

- Distribution du gaz naturel ;
- Distribution d'eau ;
- Assainissement ;

Chapitre IV : Etude de l'adduction

- Irrigation ;
- Les fluides industriels...etc.

Le raccordement des tuyaux en polyéthylène se fait soit :

- Raccordement par accessoires à compressions.
- Raccordement par accessoires électro-soudables.
- Bout à bout.

Le premier raccordement est préconisé pour les petits diamètres, jusqu'au 90mm maximum. Le second système est plus faible à l'heure actuelle par rapport à tous les autres types de raccordement existants, il est très recommandé.

En effet, selon les statistiques mondiales, ce système assure «Zéro fuite» pour le troisième raccordement, ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.

✓ Les tuyaux en PE présentent les avantages suivants :

- Très résistants à la corrosion et l'entartrage.
- Elasticité et flexibilité élevées.
- Montage facile et rapide.
- Coût d'entretien faible (économique).
- Légèreté.
- Fiables au niveau des branchements, pas de fuite.
- Se raccordent facilement aux réseaux existants fonte, acier, ...etc.
- Répond parfaitement à la norme de potabilité.

✓ L'inconvénient c'est surtout le risque de rupture.

Remarque :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est **in corrodable**, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte.

IV.3.3. Tuyaux à base de ciment (Amiante ciment) :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

IV.4. Comportement d'une adduction :

Dans le cas des adductions en particulier, les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relative à la ligne piézométrique et à la topographie peuvent se présenter pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction. Plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

IV.4.1. Cas de surpression :

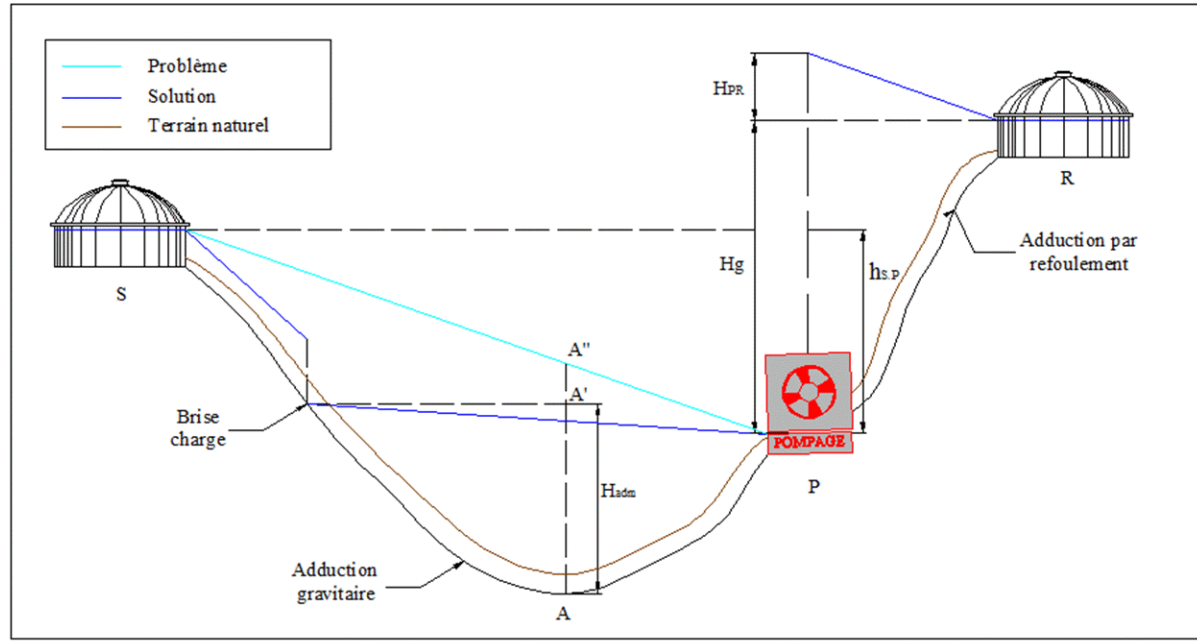


Figure IV.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).

Au lieu de brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

IV.4.2. Cas de dépression :

Pour remédier au problème d'écrêtement (implosion de la conduite) survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut de terrain de pose de la conduite, Comme la montre la figure ci-après ;

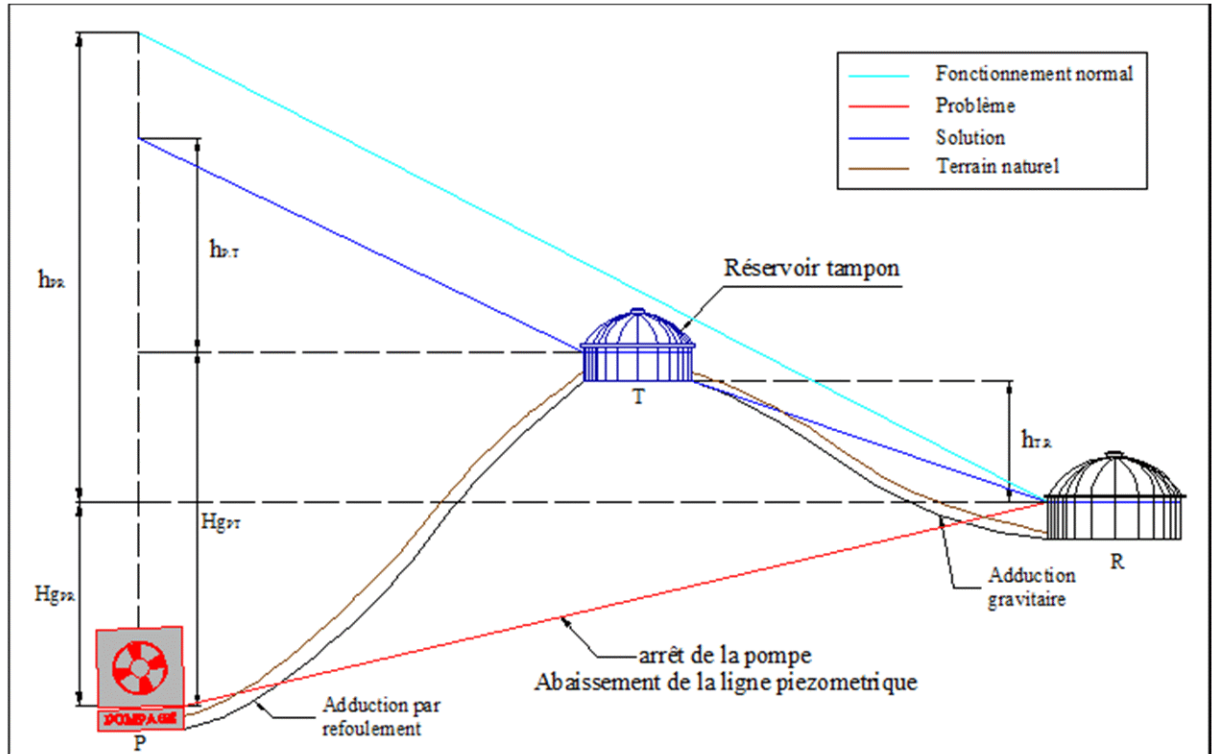


Figure IV.2 : Problème d'écroulement (implosion de la conduite).

IV.5. Etude technico-économique des diamètres de la conduite de refoulement.

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en recherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera alors plus importante, il est donc impératif de déterminer un diamètre économique pour la conduite de refoulement, résultant d'un compromis entre les deux tendances :

- Les frais d'amortissement de la conduite augmentent avec le diamètre de celle-là.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont inversement proportionnels au diamètre par suite de diminution des pertes de charge.

La détermination de ce diamètre se fait selon les étapes suivantes :

IV.5.1. Choix de la gamme de diamètre :

Parmi les formules de détermination de diamètre économique dans les conduites de refoulement, nous citons celle de Bonin et celle de Bresse, qui permet d'avoir une première approche du diamètre économique.

$D = k * \sqrt{Q}$	Expression générale.IV.1
$D = 1 * \sqrt{Q}$: Si $k = 1$	Formule de Bonin.IV.2
$D = 1.5 * \sqrt{Q}$: Si $k = 1.5$	Formule de Bresse.IV.3

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m) ;

Q : Débit maximum à relever (m³/s).

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés. Pour cela, on choisit une gamme des diamètres normalisés disponibles sur le marché dont les valeurs avoisinent celles des diamètres calculés, on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite, et d'autre part les frais d'exploitation, le diamètre à adopter sera celui pour lequel la somme des frais serait minimale.

IV.5.2. La formule de Munier :

$$D_{ec} = (1 + 0.02n) \sqrt{Q} \dots\dots\dots IV.4$$

n : Nombre d'heures de pompage.

Q : Débit en (m³/s).

IV.5.3. La formule de VIBERT :

$$D_{ec} = 1.547(e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ , [pompage continu] } \dots\dots\dots IV.5$$

$$D_{ec} = 1.35(e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ , [pompage de 10h/24h] } \dots\dots\dots IV.6$$

e : Prix du KWH d'énergie.

f : Prix de 1kg de fonte en DA.

IV.5.4. La formule des facteurs Economiques :

$$D_{ec} = E^{1/(\alpha+m)} + C_j \beta^{1/(\alpha+m)} + Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)} \dots\dots\dots IV.7$$

Q : débit en (m³/s).

C_j : Coefficient exprimant le rapport du débit de tronçon sur le Q à la tête du de réseau.

E : Un facteur économique. $E = 10. \gamma. \acute{\Gamma} \dots\dots\dots IV.8$

$\acute{\Gamma}$: Prix du KWH d'énergie en DA.

γ : Coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station de pompage.

$$\gamma = \frac{1}{k_0 \cdot k_j \cdot k_H} \dots\dots\dots IV.9$$

k_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1,03 à 1,04.

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation = 1,1 à 1,3.

K_H : Coefficient de variation horaire de la consommation = 1,61.

Chapitre IV : Etude de l'adduction

M : Facteur tenant compte de matériau de la canalisation.

Tableau IV.1 : Les valeurs de M en fonction du matériau de la conduite.

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

α : Coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre : $C_{\text{cons}} = a + b \cdot D^\alpha$

C_{cons} : Coût de construction de la canalisation.

a, b : Grandeurs dépendant du type de matériau, de la profondeur de pose et du type de sol.

$$C_{\text{cons}} - a = b \cdot D^\alpha$$

$$\text{Log}(C_{\text{cons}} - a) = \log b + \alpha \log D \dots \dots \dots \text{IV.10}$$

Ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau IV.2 : les valeurs de α , a et b.

Tuyau	A	a	B
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A. Ciment	1.95	78	11.0
Plastique	1.95	157	9.00

$$D_{\text{éc}} = E^{1/(\alpha+m)} + C_j^{\beta/(\alpha+m)} + Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)} \dots \dots \dots \text{IV.11}$$

$$D_{\text{éc}} = 1.39 C_j^{0.28} + Q_i^{0.43}$$

Les formules ci-dessus nous donnent des diamètres calculés qui ne sont pas des diamètres normalisés, et pour cela on doit les normaliser par utilisation de la méthode des tableaux tenant compte des dépenses d'amortissement d'une part et d'autre part des frais d'exploitation.

IV.5.5. Calcul des pertes de charge :

IV.5.5.1. Pertes de charge linéaire :

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

- Du diamètre D de la conduite en (m) ;
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm ;

-De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{LV^2}{D^2 g} = I * L \dots\dots\dots\text{IV.12}$$

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

- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).

- I : Gradient hydraulique en (m/m).

-Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradzé:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \dots\dots\dots\text{IV.13}$$

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \dots\dots\dots\text{IV.14}$$

- K_0 : La rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8mm.

- α : Le coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an).

-T : Temps de service.

IV.5.5.2.Pertes de charge singulière :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 5 % à 10% des pertes de charge linaires (on prend 10% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots\text{IV.15}$$

IV.5.5.3.Pertes de charge totale (ΔH_t) :

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l \end{aligned}$$

IV.6.Détermination du diamètre avantageux :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots\text{IV.16}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots\text{IV.17}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

Chapitre IV : Etude de l'adduction

L_{eq} : Longueur équivalente (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m: Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau, on choisit les coefficients **K'**, **m**, et β .

Tableau IV.3 : Les valeurs des coefficients en fonction du matériau.

Tuyau	K	m	B
Acier	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Fonte	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Amiante ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.774	1.77

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots \dots \dots \text{IV. 18}$$

IV.7. Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite et le plus direct entre la source et le réservoir ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de station de pompage.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera deux conduites gravitaires et une de refoulement (adduction mixte).

IV.8. Proposition des variantes :

On propose trois variantes et après un calcul préliminaire on va choisir la plus économique, sachant que le côté technique doit être bien vérifié.

A partir des tableaux suivants on fait une petite comparaison entre la fonte et le PEHD et on tire le plus économique.

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV.4 : Les prix d'un mètre linéaire des différents diamètres des conduites en fonte.

Diamètre en (mm)	Prix en (DA)
300	13569,655
350	14873,353
400	16401,066
450	17580,321
500	19673,665
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.4
1000	39608.5
1100	43553.5
1200	47498.5

Tableau IV.5 : Prix unitaires des différents diamètres des conduites en PEHD.

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Pression	Prix HT (DA)	Prix TTC (DA)
315	35,2	20 Bars	8 908,90	10 423,41
400	44,7	20 Bars	14 357,20	16 797,92
500	55,8	20 Bars	21 375,90	25 009,80

Remarque :

- On remarque que la différence apparait bien au-delà de 500 (mm).
- Les prix des conduites en fonte tiennent compte la pose de canalisation par contre le PEHD n'est que le prix TTC.
- Le PEHD présenté est de PN20 où la fonte résiste bien à la pression (dépassé 32bars).
- Le diamètre max de la conduite en PEHD est de 630 mm en Algérie, par contre la fonte est de 2000 mm.
- Le diamètre minimal en PEHD qu'on peut utiliser est le 400 mm (diamètre extérieur) ce qui nous donne une vitesse de 3,1 (m/s), et avec le même diamètre en fonte la vitesse sera 1,87 (m/s).

Chapitre IV : Etude de l'adduction

De ce qu'il passe on trouve du côté technique ou économique que la fonte est le meilleur choix pour notre projet.

Pour un calcul préliminaire on fait fonctionner les pompes 20h sur 24h principalement pour éviter les quatre heures (de 17:00 à 21:00) où l'énergie électrique coûte 7,267 DA, par contre dans le reste du jour le coût varie de 0,853 et 1,615 DA, et pour que les pompes reposent ce qui assure la longévité. .

IV.8.1. Variante N°01 :

➤ Liaison (réservoir DZIOUA-réservoir tampon) :

C'est la conduite gravitaire à partir de réservoir DZIOUA (10000m³) d'une côte de radier $C_{R1}=362\text{m}$ jusqu'au réservoir tampon de capacité 1000m³ d'une côte $C_{RT}= 288 \text{ m}$.

Cette liaison comporte deux conduites gravitaires en série :

- La conduite part de réservoir DZIOUA jusqu'au point de piquage P1 d'une côte terrain $C_T=280\text{m}$, pour alimenter le réservoir de AIN TOLBA, sur une longueur de $L_{R1-P1}= 4350\text{m}$.
- Du point de piquage jusqu'au réservoir tampon d'une longueur de $L_{P1-RT}=1750 \text{ m}$

➤ Liaison (réservoir tampon-réservoir d'AIN TEMOUCHENT) :

C'est la conduite de refoulement à partir de la station de pompage (réservoir tampon) jusqu'au réservoir de AIN TEMOUCHENT d'une capacité de 5000m³ d'une côte de radier $C_{R2}= 365 \text{ m}$ sur une longueur environ 8625m.

➤ Liaison (réservoir de AIN TEMOUCHENT-réservoirs d'EL MALAH) :

C'est la conduite gravitaire à partir de réservoir AIN TEMOUCHENT jusqu'aux réservoirs d'EL MALAH de capacité 3*1000m³ d'une côte de radier $C_{R4}= 110 \text{ m}$.

Cette liaison comporte deux conduites gravitaires en série :

- La conduite gravitaire part de réservoir AIN TEMOUCHENT jusqu'au point de piquage P2 d'une côte terrain $C_T=240\text{m}$ pour alimenter le réservoir projeté de CHABAT LEHAM d'une capacité de 1200m³ d'une côte de radier $C_{R3}=261\text{m}$, sur une longueur de $L_{R2-R3}=3340\text{m}$.
- Du point de piquage P2 jusqu'aux réservoirs d'EL MALAH d'une longueur de $L_{P2-R4}=8300\text{m}$.

IV.8.2. Variante N°02 :

Dans cette variante, le système d'adduction et le tracé sont les mêmes avec la première variante sauf la côte du réservoir tampon qui changera :

$C_T=295\text{m}$.

IV.8.3. Variante N°03 :

Même chose pour cette variante, le système d'adduction et le tracé sont les mêmes avec la première variante sauf la côte du réservoir tampon qui changera :

$$C_T=305m$$

IV.9. Etude technico-économique de l'adduction :

IV.9.1. Etude de la Variante N°01 :

A) Partie gravitaire :

✓ **Calcul de la charge disponible :**

- Réservoir DZIOUA et point de piquage p1 :

$$\Delta H_d = C_{PR1} - C_{PP1} \dots \dots \dots \text{IV.19}$$

- Détermination de C_{PP1} (côte piézométrique au point de piquage) :

$$C_{PP1} = C_{PR2} + \Delta H_{p1-R2} \dots \dots \dots \text{IV.20}$$

$$\Delta H_{p1-R2} = \frac{K' * l * Q^\beta}{D^m} = \frac{0,001735 * 380 * 0,0439^2}{0,3^{5,2}} = 0,66m$$

Donc: $C_{PP1} = 350 + 0,66 = 350,66m$; $P_{P1} = C_{PP1} - C_{TNp1} = 350,66 - 280 = 70,66 \text{ m c e}$;

$P_{P1} = 7,066 \text{ bar}$.

$$\Delta H_d = C_{PR1} - C_{PP1} = 362 - 350,66 = 11,34m$$

✓ **Dimensionnement du tronçon (R1_P1) :**

$$\Delta H_d = \frac{K' * L * Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ On tire : } D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * (Q)^\beta}{\Delta H_d}}$$

$$D_{av} = \sqrt[5,2]{\frac{0,001735 * 4350 * (0,646)^2}{11,34}} = 781mm$$

On opte pour un diamètre normalisé de 800mm.

La vitesse :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \dots \dots \dots \text{IV.21}$$

A.N: $V = \frac{4 * 0,646}{\pi * 0,8^2} = 1,28m/s$

✓ **Dimensionnement du tronçon (P1-RT) L=1750m :**

$$\Delta H_d = C_{PP1} - C_{RT} = 350,66 - 288 = 62,66m$$

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * (Q)^\beta}{\Delta H_d}}$$

A.N :

$$D_{av} = \sqrt[5,2]{\frac{0,001735 \cdot 1750 \cdot (0,60246)^2}{62,66}} = 445 \text{ mm}$$

Si on normalise le diamètre à 450 ou 500 mm, on remarque que le diamètre obtenu nous donne une grande vitesse (3.7 et 3.06m/s).

On augmente le diamètre à 600 mm pour réduire la vitesse et réduire ainsi l'ampleur du coup de bélier.

✓ **Les frais d'investissement :**

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Frais d'investissement des conduites gravitaires (des 02 tronçons).

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
600	22831.78	1750	39955615
800	31722.86	4350	137994441

Conclusion :

Le tronçon (réservoir DZIOUA - RT) est composé de deux conduites de diamètre **800mm** et **600mm** sur des longueurs respectives égales à **4350 m** et **1750 m**.

B) Partie refoulement :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{\max j}}{T * 3600} \dots \dots \dots \text{IV.22}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s).

Q_{max.j} : Débit max journalier (m³/j), Q_{max j}= 52052.82 m³/j.

T : La durée de fonctionnement de la station de pompage par jour. T=20h.

$$Q_{exp} = \frac{52052.82}{20 * 3600} = 0,722 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les formules suivantes :

Formule de BONNIN $D_{ec} = \sqrt{Q}$

Formule de BRESS $D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$

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

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

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

*Le calcul technico-économique est basé sur le calcul des paramètres suivants :

*** Hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad \dots\dots\dots\text{IV.23}$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad \dots\dots\dots\text{IV.24}$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

*** Puissance absorbée par la pompe**

$$P = \frac{\rho * g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (Watt) \quad \dots\dots\dots\text{IV.25}$$

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : Rendement de la station de pompage (82%)

g : Pesanteur (9.81 m/s)

*** Energie consommée par la pompe**

L'énergie consommée par la station de pompage au long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad \dots\dots\dots\text{IV.26}$$

E : Energie consommée pendant une année (KWh) ;

P : Puissance de pompage en (KW) ;

t : Temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas $t=20h$

*** Frais d'exploitation**

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

$$F_{exp} = E * \delta \quad \dots\dots\dots\text{IV.27}$$

E : Energie consommée par année (KWh) ;

δ : Prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ

*** Frais Amortissement**

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{re} * A \quad \dots\dots\dots\text{IV.28}$$

P_{re} : Prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \dots\dots\dots\text{IV.29}$$

i : Taux d'annuité annuel en Algérie ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n =30 ans.

A.N :
$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,089 = 8,9 \%$$

✓ **calcul de la hauteur manométrique total (HMT) :**

La conduite de refoulement véhiculera un débit de 722 (l/s) sur une longueur totale de 8625ml.

Les calculs hydrauliques sont regroupés dans le tableau suivant en basant sur les formules citées auparavant.

Remarque :

Pour des raisons économiques on utilise la fonte (la rugosité de la fonte est de 0,02mm).

Le λ sera calculé par la formule de Nikuradsé dans tout ce que suit :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \text{Ln} \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

Tableau IV.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour chaque diamètre.

Diamètre (mm)	V (m/s)	Λ	j (m/m)	L (m)	Perte de charge linéaire ΔH (m.c.e)	Perte de charge totale ΔH _t (m.c.e)	Hauteur géométrique Hg (m)	H _{MT} (m.c.e)
800	1.43	0.0095	0.00123	8625	10.6	11.66	77	88.66
900	1.13	0.0093	0.00067	8625	5.79	6.369	77	83.369
1000	0.92	0.0092	0.00039	8625	3.36	3.696	77	80.696
1100	0.76	0.009	0.00024	8625	2.07	2.277	77	79.277
1200	0.64	0.0089	0.00015	8625	1.29	1.419	77	78.419

✓ **Calcul des frais d'exploitation :**

La variation journalière des tarifs d'énergie présentée dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV.8 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,615
Heures de pointes	17h-21h	4	7,267
Heures creuses	21h-06h	9	0,853

On évite de fonctionner les pompes de 17h à 21h pour éviter le prix élevé par rapport aux autres heures du jour, sachant que nos pompes fonctionnent 20h/24h donc on les fait marcher de 21h à 17h, et avec la relation suivante on tire δ .

$$\delta = \frac{1,615 * 11 + 0,853 * 9}{20} = 1,2721 \text{ DA}$$

Les dépenses d'exploitation correspondant au diamètre sont présentées dans le tableau IV-9 :

Tableau IV.9 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction des diamètres.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
800	0.722	88.66	765.8	1.2721	5590340	7111471.5
900	0,722	83.369	722.4	1.2721	5273520	6708444.79
1000	0.722	80.696	697	1.2721	5088100	6472572.01
1100	0.722	79.277	684.7	1.2721	4998310	6358350.15
1200	0.722	78.419	677.3	1.2721	4944290	6289631.3

✓ **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau IV.10 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix MI(DA)	L (m)	PRIX(DA)	ANNUITE	Investissements (DA)
800	31722.86	8625	273609667	0.089	24351260.36
900	35668.4	8625	307639950	0,089	27379955.55
1000	39608.5	8625	341625312.5	0.089	30404474.8

Chapitre IV : Etude de l'adduction

1100	43553.5	8625	375648937.5	0.089	33432755.44
1200	47498.5	8625	409674562.5	0.089	36461036.06

✓ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Après avoir calculé les frais d'exploitation et ceux d'investissement, on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts.

Tableau IV.11 : Bilan total des coûts.

D (mm)	Investissements (10 ⁶ DA)	Exploitation (10 ⁶ DA)	Total (10 ⁶ DA)
800	24,351	7,111	31,462
900	27,379	6,708	34,088
1000	30,404	6,472	36,877
1100	33,432	6,358	39,791
1200	36,461	6,289	42,750

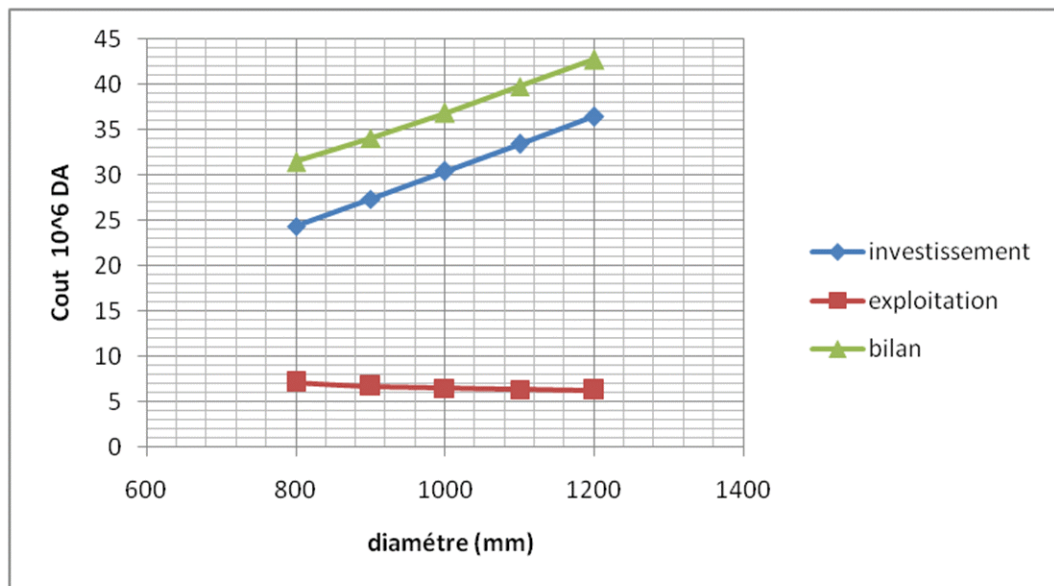


Figure IV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de variante 01

Conclusion :

Le diamètre économique est de **800mm** avec une vitesse de **1.4m/s**.

IV.9.2. Etude de la variante N°2 :

Pour une côte du réservoir tampon : $C_{RT}=295m$.

A) Partie gravitaire :

Chapitre IV : Etude de l'adduction

- ✓ Pour le tronçon (R1-P1) n'y a aucun changement

$$D_N=800\text{mm}, V=1.28\text{m/s.}$$

- ✓ Tronçon (P1-RT) L=1765m :

$$\Delta H_d = C_{pP1} - C_{RT} = 350,66 - 295 = 55.66\text{mm:}$$

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * (Q)^\beta}{\Delta H_d}}$$

AN:

$$D_{av} = \sqrt[5,2]{\frac{0,001735 * 1765 * (0,60246)^2}{55,66}} = 471\text{mm}, \quad D_N=600\text{mm.}$$

(pour réduire la vitesse et réduire le coup de bélier)

- ✓ **Les frais d'investissement :**

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Frais d'investissement des conduites gravitaires (des 02 tronçons) de la deuxième variante.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
600	22831.78	1765	40298091.7
800	31722.86	4350	137994441

Conclusion :

Le tronçon (réservoir DZIOUA - RT) est composé de deux conduites de diamètre **800mm** et **600mm** sur des longueurs respectives égales à **4350 m** et **1765 m**.

B) Partie refoulement :

- ✓ **Calcul de la hauteur manométrique total (HMT) :**

La conduite de refoulement véhiculera un débit de 722 (l/s) sur une longueur totale de 8600ml.

Tableau IV.13 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour chaque diamètre.

Diamètre (mm)	V (m/s)	λ	j (m/m)	L (m)	Perte de charge linéaire ΔH (m.c.e)	Perte de charge totale ΔH _t (m.c.e)	Hauteur géométrique Hg (m)	H _{MT} (m.c.e)
800	1.43	0.0095	0.00123	8600	10.578	11.6	70	81.6
900	1.13	0.0093	0.00067	8600	5.762	6.3	70	76.3
1000	0.92	0.0092	0.00039	8600	3.354	3.69	70	73.69

Chapitre IV : Etude de l'adduction

1100	0.76	0.009	0.00024	8600	2.06	2.26	70	72.26
1200	0.64	0.0089	0.00015	8600	1.29	1.419	70	71.419

✓ **Calcul des frais d'exploitation :**

Tableau IV.14 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction des diamètres.

D (mm)	Q (m3/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
800	0.722	81.6	705.3	1.2721	5148690	6549648.549
900	0,722	76.3	659.6	1.2721	4815080	6125263.268
1000	0.722	73.69	636.55	1.2721	4646815	5911213.362
1100	0.722	72.26	624.3	1.2721	4557390	5797455.819
1200	0.722	71.419	616.88	1.2721	4503224	5728551.25

✓ **Les frais d'investissement :**

Tableau IV.15 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix MI(DA)	L (m)	PRIX(DA)	ANNUITE	Investissements (DA)
800	31722.86	8600	272816596	0.089	24280677.04
900	35668.4	8600	306748240	0,089	27300593.36
1000	39608.5	8600	340633100	0.089	30316345.9
1100	43553.5	8600	374560100	0.089	33335848.9
1200	47498.5	8600	408487100	0.089	36355351.9

✓ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Tableau IV.16 : Bilan total des coûts.

D (mm)	Investissements (10 ⁶ DA)	Exploitation (10 ⁶ DA)	Total (10 ⁶ DA)
800	24,28	6,55	30,83
900	27,3	6,12	33,42
1000	30,32	5,91	36,22
1100	33,36	5,79	39,13
1200	36,35	5,72	42,08

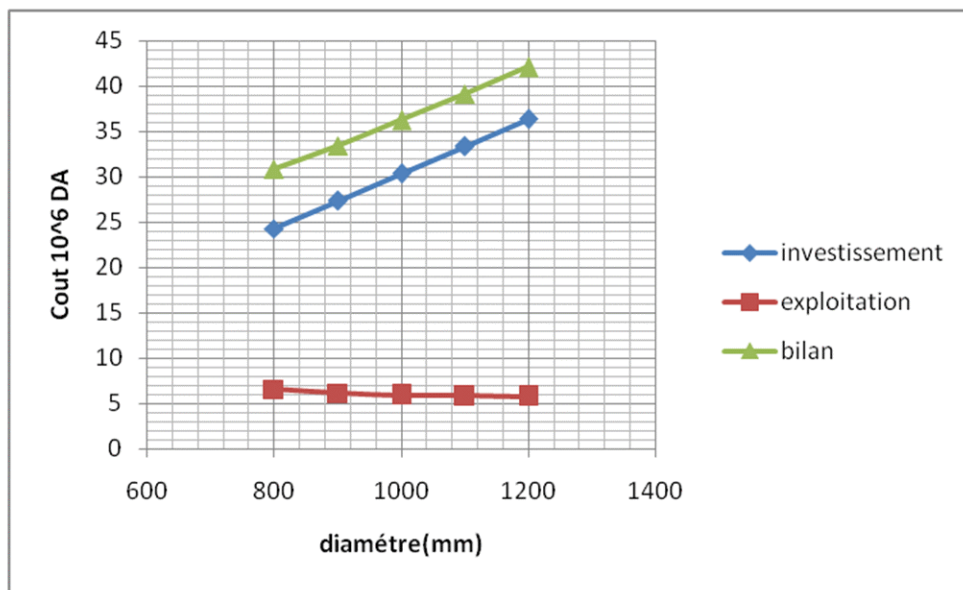


Figure IV.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de variante 02

Conclusion :

Le diamètre économique est de **800mm** avec une vitesse de **1,4m/s**.

IV.9.3. Etude de la variante N°3 :

Pour une côte du réservoir tampon : $C_{RT}=305m$.

A) Partie gravitaire :

✓ Pour le tronçon (R1-P1) n'y a aucun changement

$D_N=800mm$, $V=1.28m/s$.

✓ Tronçon (P1-RT) $L=1778m$:

$$\Delta H_d = C_{pP1} - C_{RT} = 350,66 - 305 = 45,66m$$

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * (Q)^\beta}{\Delta H_d}}$$

Chapitre IV : Etude de l'adduction

A.N:

$$D_{av} = \sqrt[5,2]{\frac{0,001735 \cdot 1778 \cdot (0,60246)^2}{45,66}} = 490\text{mm}, \quad D_N=600\text{mm}.$$

✓ **Les frais d'investissement :**

Tableau IV.17 : Frais d'investissement des conduites gravitaires (des 02 tronçons) de la troisième variante.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
600	22831.78	1778	40594904.84
800	31722.86	4350	137994441

B) Partie refoulement :

✓ **Calcul de la hauteur manométrique total (HMT) :**

La conduite de refoulement véhiculera un débit de 722(l/s) sur une longueur totale de 8625ml.

Tableau IV.18 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour chaque diamètre.

Diamètre (mm)	V (m/s)	Λ	j (m/m)	L (m)	Perte de charge linéaire ΔH (m.c.e)	Perte de charge totale ΔH _t (m.c.e)	Hauteur géométrique Hg (m)	H _{MT} (m.c.e)
800	1.43	0.0095	0.00123	8590	10.6	11.66	60	71.6
900	1.13	0.0093	0.00067	8590	5.79	6.369	60	66.36
1000	0.92	0.0092	0.00039	8590	3.36	3.696	60	63.69
1100	0.76	0.009	0.00024	8590	2.07	2.277	60	62.27
1200	0.64	0.0089	0.00015	8590	1.29	1.419	60	61.419

Chapitre IV : Etude de l'adduction

✓ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV.19 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction des diamètres.

D (mm)	Q (m³/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
800	0.722	71.6	618.45	1.2721	4514685	5743130.78
900	0,722	66.36	573.19	1.2721	4184287	5322831.49
1000	0.722	63.69	550.12	1.2721	4015876	5108595.86
1100	0.722	62.27	537.86	1.2721	3926378	4994745.45
1200	0.722	61.419	530.5	1.2721	3872650	4926398.06

✓ Les frais d'investissements :

Tableau IV.20 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix MI(DA)	L (m)	PRIX(DA)	ANNUITE	Investissements (DA)
800	31722.86	8590	272499367.4	0.089	24252443.7
900	35668.4	8590	306391556	0,089	27268848.48
1000	39608.5	8590	340237015	0.089	30281094.34
1100	43553.5	8590	374124565	0.089	33297086.29
1200	47498.5	8590	408012115	0.089	36313078.24

Chapitre IV : Etude de l'adduction

✓ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Tableau IV.21 : Bilan total des coûts.

D (mm)	Investissements (10 ⁶ DA)	Exploitation (10 ⁶ DA)	Total (10 ⁶ DA)
800	24,25	5,74	29,99
900	27,26	5,32	32,59
1000	30,28	5,11	35,39
1100	33,29	4,99	38,29
1200	36,31	4,92	41,24

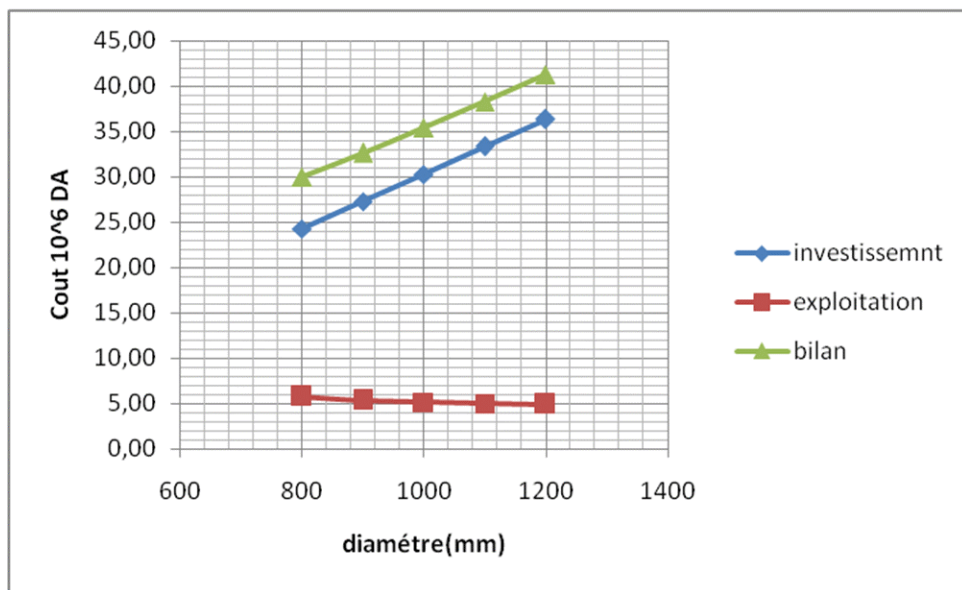


Figure IV.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation de variante 03

Conclusion :

Le diamètre économique est de **800mm** avec une vitesse de **1,4m/s**.

Tableau IV.22 : Bilan des trois variantes.

Variantes	Partie gravitaire	Partie refoulement		Totale (DA)
	Investissement	Investissement	Exploitation	
Variante 01	177950056	24351260.36	7111471.5	209412787.9
Variante 02	178292532.7	24280677.04	6549648.549	209122858.3
Variante 03	178589345.8	24252443.7	5743130.78	208584920.3

Conclusion :

Après une petite comparaison entre les trois variantes, on trouve que la variante (3) est le choix le plus économique selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation.

Tableau IV.23 : Tableau récapitulatif qui nous donne une vue générale sur la variante choisie ($C_{RT}=305m$).

Tronçons	Matière de la conduite	Débits (l/s)	Diamètre (mm)	La longueur de la conduite (m)
R1-Piquage1 (gravitaire)	Fonte	646.38	800	4350
P1- RT (gravitaire)	Fonte	602.46	600	1778
RT-R3 (refoulement)	Fonte	722	800	8590

IV.10. Etude du reste de l'adduction :

Comme il est mentionné dans la variante 1 exactement la troisième liaison, nous avons une partie gravitaire qui n'est pas touché par le changement de la côte du réservoir tampon.

IV.10.1. Dimensionnement de la troisième partie de l'adduction :

Cette partie comporte deux conduites gravitaires en série :

- La conduite gravitaire part de réservoir AIN TEMOUCHENT (R3) jusqu'au point de piquage P2 d'une côte terrain $C_T=240m$, pour alimenter le réservoir projeté de CHABAT LEHAM d'une capacité de $1200m^3$ d'une côte de radier $C_{R3}=261m$, sur une longueur de $L_{R2-R3}=3340m$.
- Du point de piquage P2 jusqu'aux réservoirs d'EL MALAH d'une longueur de $L_{P2-R4}=8300m$.

✓ **Tronçon (R3- point de piquage P2) :**

$$\Delta H_d = C_{PR3} - C_{PP2}$$

- Détermination de C_{PP2} (côte piézométrique au point de piquage P2) :

$$C_{PP2} = C_{PR4} + \Delta H_{P2-R4}$$

$$\Delta H_{P2-R4} = \frac{K \cdot l \cdot Q^\beta}{D^m} = \frac{0,001735 \cdot 500 \cdot 0,061^2}{0,3^{5,2}} = 1.69m$$

Donc : $C_{PP2} = 260 + 1.69 = 261.69m$; $P_{P2} = C_{PP2} - C_{TNP2} = 261.69 - 240 = 21.69m$ e e

$$P_{P2} = 2.169bar.$$

$$\Delta H_d = C_{PR3} - C_{PP2} = 365 - 261.69 = 103.31m.$$

✓ **Dimensionnement du tronçon (R3_P2) :**

$$\Delta Hd = \frac{K' * L * Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ On tire : } D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * (Q)^\beta}{\Delta Hd}}$$

$$D_{av} = \sqrt[5,2]{\frac{0,001735 * 3340 * (0,142)^2}{103,31}} = 0,271\text{m} = 271\text{mm}.$$

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

Si on normalise le diamètre à 250 mm, on remarque que le diamètre obtenu nous donne une grande vitesse (2.89m/s) dépasse 2m/s.

On augmente le diamètre à 300 mm pour réduire la vitesse et réduire ainsi l'ampleur du coup de bélier.

La vitesse de l'eau dans la conduite (R3-P2) de diamètre D=300mm est calculée comme suit :

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

Avec :

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

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

A.N :

$$V = \frac{4 * 0,142}{\pi * 0,3^2} = 2\text{m/s}.$$

✓ **Dimensionnement du tronçon (P2-R5 El MALAH) :**

$$\Delta Hd = C_{p2} - C_{R5} = 261,69 - 110 = 151,69\text{m}$$

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L * (Q)^\beta}{\Delta Hd}}$$

A.N:

$$D_{av} = \sqrt[5,2]{\frac{0,001735 * 8300 * (0,081)^2}{151,69}} = 0,242\text{m} = 242\text{mm} \quad D_N = 250\text{mm}$$

La vitesse de l'eau dans la conduite (P2-R5) de diamètre D_N=250mm est :

$$V = \frac{4 * 0,081}{\pi * 0,25^2} = 1,65\text{m/s}$$

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV.24 : Tableau récapitulatif qui nous donne une vue générale sur le reste de l'adduction.

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
R3 - P2	3340	142	300	2
P2 - R5	8300	80.89	250	1.65

✓ **Les frais d'investissement :**

Les frais d'investissement des deux conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV.25 : Frais d'investissement des conduites gravitaires des 02 derniers tronçons.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	13569.655	3340	45322647.7
250	11542.36	8300	95801588

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié une adduction mixte (une alternance entre l'adduction par refoulement et par gravité).

L'adduction est composée de trois (03) parties gravitaires de 17.740 Km de longueur et de diamètre avantageux qui varie de 250mm à 800mm et une (1) partie de refoulement de 8.590Km avec un diamètre économique constant de 800 mm, comme elle contient un réservoir tampon reliant l'adduction gravitaire avec l'adduction par refoulement.

Le dimensionnement des conduites de refoulement tient compte des conditions technico-économiques et de la charge disponible pour les conduites gravitaires.

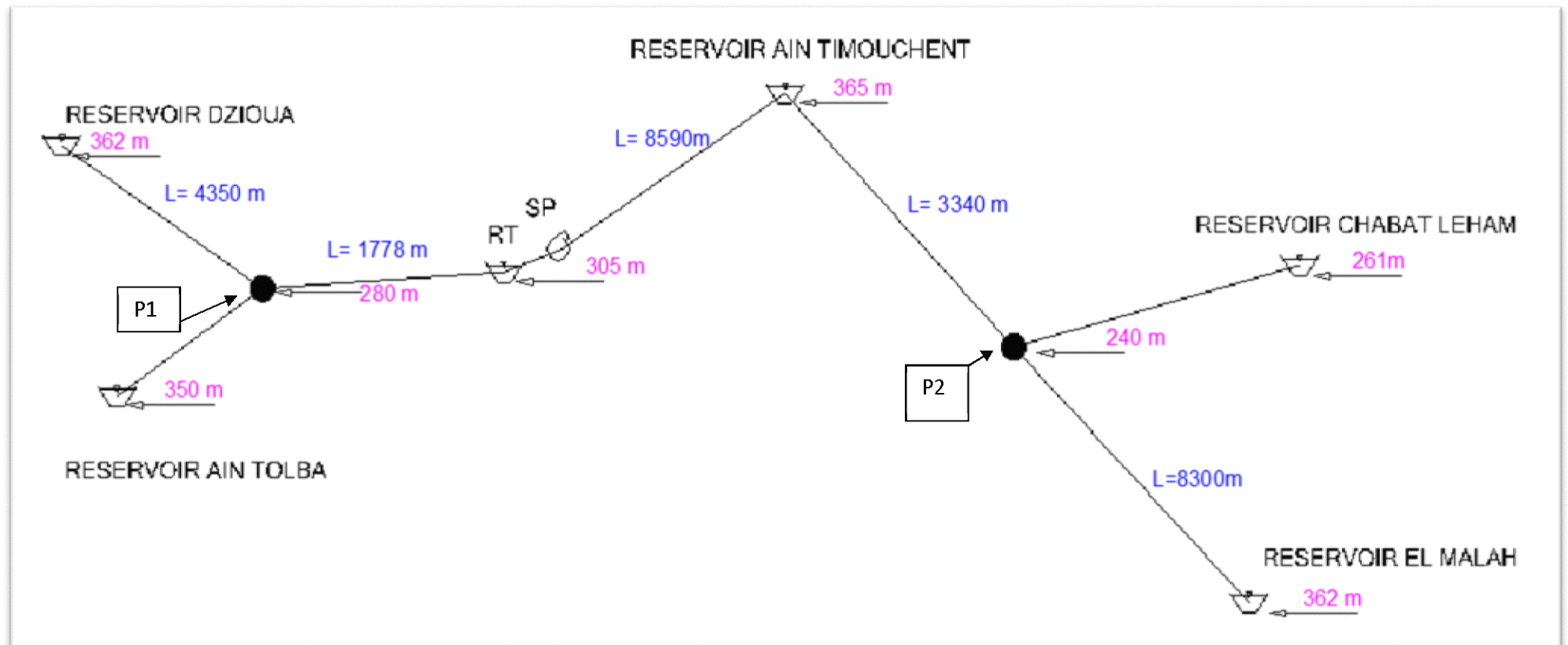


Figure IV-6 : Schéma représentant la variante choisie (variante 03).

CHAPITRE V

ETUDE DU POMPAGE

Introduction :

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projetée le long de l'adduction.

V.1. Définition :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal ;
- vertical ;
- oblique.

V.2. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.3.Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **KSB**.

Il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

V.4.Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal.
- Meilleur rendement.

- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale.
- Nombre d'étages minimal.
- Puissance absorbée minimale.

V.5. Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement :

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

A-Débit disponible > Débit appelé

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

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

2. Réglage quantitatif : Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}} = \eta_{\text{av,van}}^{\text{inst}} * \frac{H_{\text{app}}}{H_{\text{app}} + h_v} \quad (\text{V.1})$$

- $\eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%);

- $\eta_{\text{av,van}}^{\text{inst}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%);

- H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m);

- h_v : Différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée;

$$h_v = H' - H_{\text{app}}$$

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

3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...).

4. Diminution de temps de pompage : Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{\text{app}}}{Q_{\text{pf}}} * t \quad (\text{V.2})$$

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

- t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;
- Q_{pf} : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

5. Changement du type de la pompe : Si cela est possible.

6. Rognage : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation et la même distance entre les deux flasques.

6.1. Détermination du rendement de rognage :

q : Débit appelé par la pompe ;

Q : Débit du point de fonctionnement

Pour calculer le nouveau diamètre, on utilise les lois de similitude :

$$\frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{H_{mt}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) on aura :
$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} \cdot Q$$

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_{mt} = a \cdot Q$$

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad \Rightarrow \quad D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \quad (V.3)$$

Avec :

- q : Débit appelé par la pompe (m^3/s) ;
- Q : Débit du point de fonctionnement (m^3/s) ;
- d : Diamètre de la roue à rogner (mm) ;
- D : Diamètre de la roue après rognage (mm).

Avec
$$\left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2}$$

$$R \% = (1-m) \cdot 100$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- Si $R\% < 15$: C'est bon, sinon il faut opter pour une autre solution.

B- Débit disponible < Débit appelé

1. **Qualitatif :** Augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

2. Changement de type de pompe

V.6. Le choix des pompes :

Nous avons 01 station de pompage pour refouler un débit total d'eau de 722 (l/s) sur une hauteur manométrique de 70 m.c.e.

✓ On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V-1

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes pour la station de pompage.

N	Q appelé (l/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	N (rpm)	P_{abs} (kW)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	722	71.6	--	--	--	--	--	--
2	361	71.6	Sewabloc K350-710	77.3	990	327.86	5.59	692.4
3	240.66	71.6	Etanorm R k250-500	85.1	1488	198.07	6	484.2
4	180.5	71.6	Etanorm R k200-500	80.6	1485	156.82	6.01	480.4
5	144.4	71.6	Etanorm R K200-500	79.2	1485	127.74	4.67	462.9

Avec :

n): Nombre de pompes;

Q_{app} : Le débit de la pompe ;

H_{MT} : La hauteur manométrique totale de la pompe ;

N):Vitesse de rotation ;

η): Rendement de la pompe ;

P_{abs} :La puissance absorbée par la pompe ;

$(NPSH)_r$: « Net Positive Section Head » ou « charge net d'aspiration requise », c'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

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

Conclusion :

On opte pour un nombre de pompes de (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes multicellulaires sont identiques de type Etanorm R K250-500.

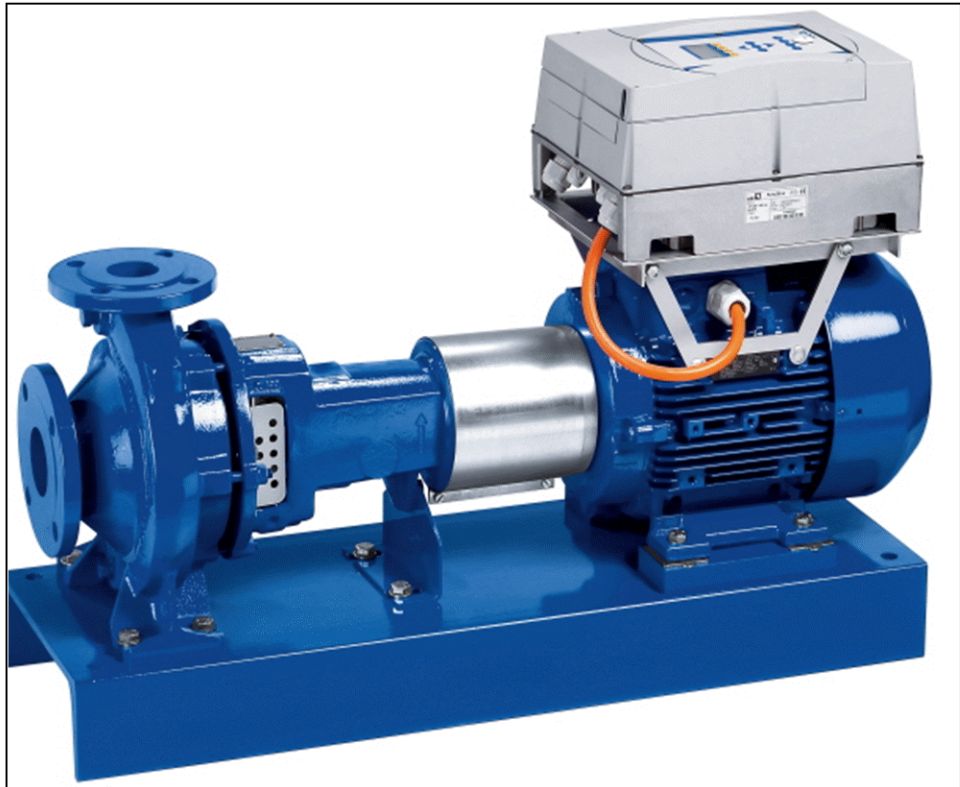


Figure V.1 : Pompe KSB de type Etanorm.

V.7. Courbes caractéristiques des pompes :

A partir du logiciel des pompes **KSB**, on a tiré les courbes caractéristiques de la station de pompage de notre projet ;

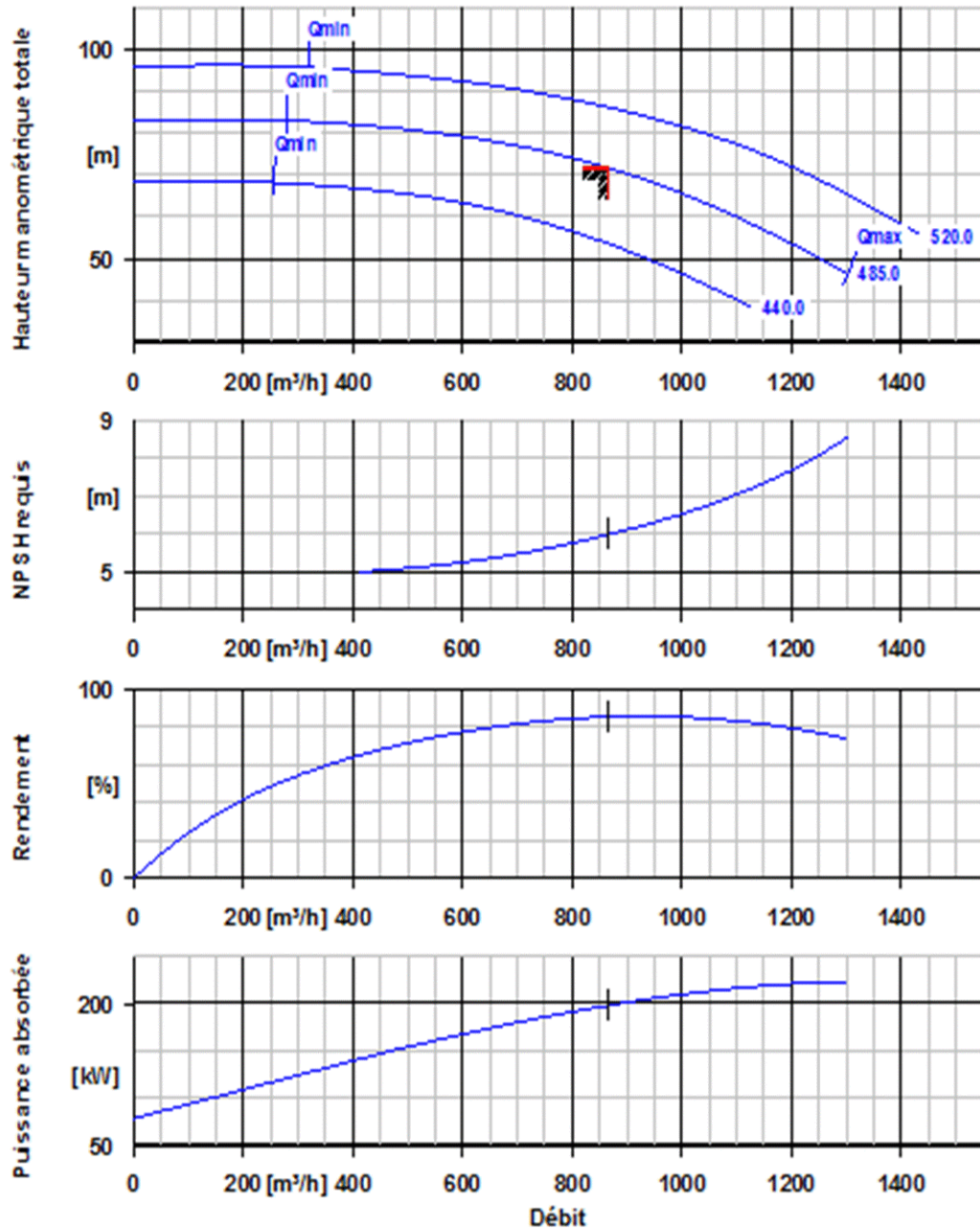


Figure V.2 : Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la SP.

V.8. Le point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe détermine exactement les caractéristiques de la pompe **en fonctionnement**, $(H-Q)$. Chaque pompe a un point spécifique de fonctionnement « A », ce dernier est caractérisé par deux (2) coordonnées essentielles :

1- Courbe caractéristique de la pompe : $(H-Q)_P$.

2- Courbe caractéristique de la conduite : $(H_C - Q)$.

$(H-Q)_P$: Est donnée par le constructeur de la pompe ;

(H_c — Q) : Est déterminée par l’installateur de la pompe (exploitant).

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation, le calage et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

✓ **Courbe caractéristique de la conduite :**

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots(V.4)$$

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (V.5)$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \dots\dots\dots V6$$

- 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) ;

Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-R3).

N°	Q (m3/s)	Hg (m)	λ	Lref (m)	D (m)	ΔH lin	ΔH total	Hc
1	0,2	60	0,0095	8590	0,8	0,823927	0,906319	60,90632
2	0,4	60	0,0095	8590	0,8	3,295706	3,625277	63,62528
3	0,6	60	0,0095	8590	0,8	7,415339	8,156873	68,15687
4	0,8	60	0,0095	8590	0,8	13,18283	14,50111	74,50111
5	1	60	0,0095	8590	0,8	20,59816	22,65798	82,65798

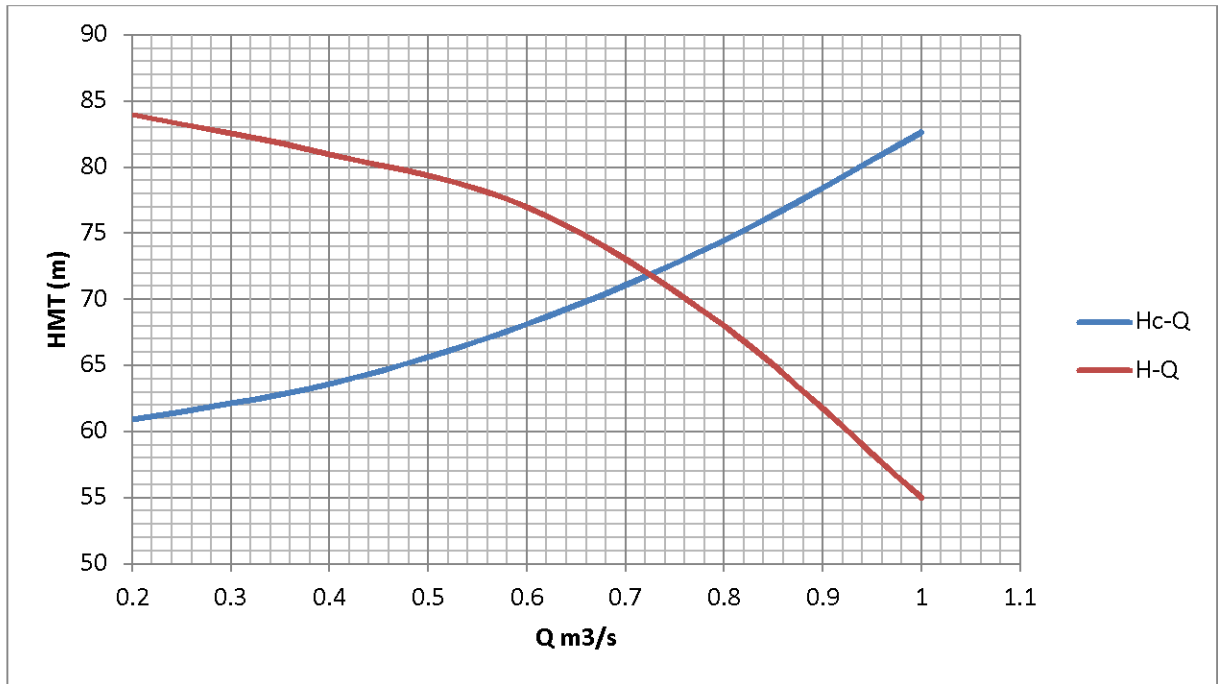


Figure V.3 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SP.

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

$$Q_{pf}=720 \text{ l/s} < Q_{app}=722 \text{ l/s}$$

$$H_{pf}=71.8\text{m} > H_{app}=71.6\text{m}.$$

Conclusion :

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10% et -10%) ; par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.9. Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

V.9.1.Équipements en amont de la pompe :

V.9.1.1.Conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

V.9.1.2.Joints :

La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée d'air. Dans ce cas, on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés pour un raccordement sur les appareils clapet, vanne, pompe. On utilisera les joints à brides.

V.9.1.3.Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de

la pompe.

V.9.1.4. Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses dans le but d'éviter toute formation de poche d'air. On place horizontalement la génératrice supérieure de notre convergent.

V.9.1.5. Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

V.9.1.6. Les ventouses :

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier).

V.9.2. Equipements en aval de la pompe :

V.9.2.1. Divergent :

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible.

V.9.2.2. Clapet anti retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, il est installé sur la conduite horizontalement.

V.9.2.3. Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

V.9.2.4. Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs suivant leurs indications. Le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé.

V.9.2.5. Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

V.9.2.6. Conduite de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.

V.9.2.7. Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement. Le diamètre de collecteur est

déterminé après des études technico-économiques.

V.9.2.8. Le by-pass :

Un by-pass est placée entre l’aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d’un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement au moment d’un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l’ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l’aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d’eau.

Mais dans notre cas le by-pass se trouve toute en amont des groupes de pompes.

V.9.2.9. Soupape de décharge :

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

V.10. Etude de la cavitation :

Il existe pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, une hauteur limite d’aspiration au dessous de laquelle il convient toujours de se tenir. Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être placée à une hauteur d’aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pression Section Head) requit soit toujours inférieur au NPSHd disponible. ($NPSH_d > NPSH_r$).

Sachant que notre station de pompage fonctionne en aspiration, on a :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,1 \dots \dots \dots (V.7)$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,1$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,1$$

$R = (0.1-0.3)$ marge de sécurité, on prend $r=0.1$.

$(NPSH)_r$: Déterminé graphiquement d’après la figure v.1 égal à 6m.

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l’altitude d’implantation de la station de pompage (voir tableau V.3)

$\frac{P_v}{\varpi}$: Dépend de température du liquide pompé (voir tableau. V.4)

Tableau. V.3 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H(m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.02	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau V.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80
$\frac{P_v}{\omega}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 305m, alors ; $\frac{P_{atm}}{\omega} = 10.06m$.

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\omega} = 0.24m$.

$$\sum h_{asp} = \frac{K^* L * Q^\beta}{D_{av}^m} = \frac{0.001735 * 1.1 * 10 * 0.722^2}{0.8^{5.2}} = 0.032m \dots \dots \dots (V.8)$$

V=1.44 m/s.

Alors :

$$h_a^{ad} = -6 - 0.1 + 10.06 - 0.24 - 0.073 - 0.032 = 3.615m. \quad h_a^{ad} = 3.615m$$

V.11. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (V.9)$$

Avec :

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots \dots \dots (V.10)$$

Avec :

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

h : Hauteur d'eau dans le réservoir (m)

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

AN :

$$\nabla_{min} = 310 - 5 + 0.6 = 305.6 m$$

$$\nabla_{axe} = 305.6 - 3.615 + 0.1 = 302.08 m$$

V.12.Choix du moteur électrique :

V.12.1.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 fonction de la puissance du moteur et de l'investissement
- $N_{moteur}=N_{pompe} \pm 200$.

Remarque :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \cdot Q_{max} \cdot Hc_{min} \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{acc} \cdot \eta_m} \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec :

η_{acc} : Rendement d'accouplement ; $\eta_{acc}=1$, (direct)

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

η_p : Rendement de la pompe (0,82)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur.

Les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau N° 6 :

Tableau .V.5 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.

P (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

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (KSB) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

V.12.2.Caractéristiques du moteur :

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1490tr/min
- Nombre de pôles : 1
- Puissance nominale : 250Kw
- Courent nominal : -A

V.13. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :

Pour le dimensionnement de la station de pompage nous avons :

- Choix du bâtiment ;
- Partie souterraine ;
- Partie supérieure (salle des machines, salle annexe.).

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau ; - Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompages résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
- Bâtiments type surface ;
- Bâtiments type semi enterrée ;

V.13.1. Choix du bâtiment :

Tableau .V.6 : Choix du type de bâtiment.

Paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche Sèche	Bâche mouillé	Surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe vertical ou horizontal	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	>0
D : variation du plan d'eau de la bache (m)	1-2	1-3	-	n'importe

Comme on a :

✓ $Q=0,722 \text{ m}^3/\text{s}$.

✓ $h_a^{ad} = 3.615\text{m}$.

⇒ **Type de surface.**

✓ Variation de plan d'eau =1.25m.

Remarque :

Les installations principales et auxiliaires dont le poids dépasse 100Kg doivent être placées sous le pont roulant.

✚ Partie supérieure du bâtiment :

a/ Les hauteurs recommandées pour les bâtiments :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Elle est calculée comme suit :

$H_b = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 \dots\dots\dots (V.12)$

Où : $H_1 = H_p + H_s + H_r$

H_p : Hauteur de la pompe (la hauteur du point le plus haut de la pompe) où

$H_p = T + S \dots\dots\dots (V.13)$

A.N : $H_p = 370 + 315 ; H_p = 685 \text{ mm} ;$

H_s : Hauteur du socle de 0, 3 à 0, 5 m

On prend $H_s = 0,3 \text{ m} ;$

H_r : Hauteur de réserve $H_r = 0,4 \text{ m} ;$

A.N: $H_1 = 0,685 + 0,3 + 0,4 ; H_1 = 1,385 \text{ m} ;$

H_2 : Hauteur réservée à l'homme, on prend $H_2 = 2,2 \text{ m} ;$

H_3 : Hauteur du chariot, on prend $H_3 = 0,3\text{m} ;$

H_4 : Hauteur profilée, on prend $H_4 = 0,8 \text{ m} ;$

H_5 : Hauteur de sécurité, on prend $H_5 = 0,5 \text{ m} ;$

A.N : $H_b = 1,385 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 ; H_b = 5.185\text{m}$.

On prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 6 \text{ m}$.

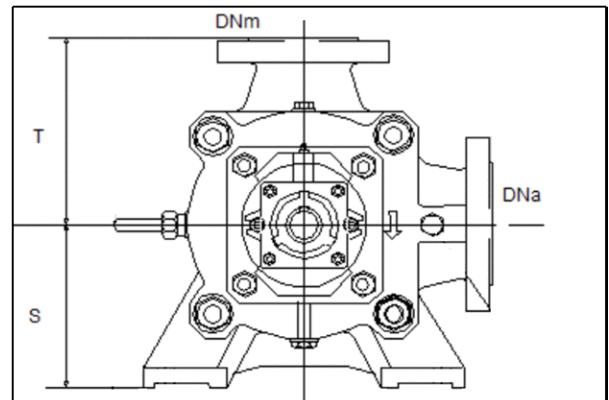
b)-Longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$L_b = n_p \cdot L + L_{int} + L_{pf} + l_p + H_r \dots\dots\dots (V.14)$

Avec :

- n_p : Nombre de pompes = 3 pompes ;



- L : Longueur de la pompe+ moteur ;
- L_{int} : Distance entre deux pompes voisines varie entre 0.8 à 1.2m, on prend $L_{int}=1.0m$;
- L_{pf} : Largeur de la plate forme ;
- L_p : Longueur de bureau du chef d'exploitation ;
- L_r : Longueur de l'armoire électrique.

AN :

$$L_b = 3 \cdot 2.565 + 1 + 1 \cdot 3 + 3 + 2 = 16.69 \text{ m}$$

On majore la valeur et on aura :

$$L_b = 17 \text{ m}$$

c)-Largeur du bâtiment :

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S \dots \dots \dots (V.15)$$

S : Epaisseur des murs, $s = 0,2 \text{ m}$;

L_1 : Distance entre mur et premier organe de la pompe, $L_1 = 0.2 + D_a = 0.2 + 0.8 = 1.0 \text{ m}$;

L_2 : Distance entre mur et dernière organe de la pompe, $L_2 = 0.2 + D_r = 0.2 + 0.8 = 1.0 \text{ m}$;

L_3 : Longueur des accessoires d'aspiration ;

L_4 : Longueur des accessoires de refoulement ;

$$L_3 + L_4 = L_p + L_{tr} + L_{tasp} + L_c + L_{div} \dots \dots \dots (V.16)$$

D'où :

L_p : Longueur de la pompe, $L_p = 1.4 \text{ m}$;

l_{tr} : Longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \times D_r$

A.N : $l_{tr} = 2 \times 0.8$; $l_{tr} = 1.6 \text{ m}$;

L_{tasp} : Longueur de tubulure d'aspiration,

$L_{tr} = 2 \times D_a$.

A.N : $L_{tr} = 2 \times (300)$; $L_{tr} = 0.60 \text{ m}$;

L_c : Longueur du convergent $L_c = (3,5-4) \cdot (D_a - d_a) = 3.5 \cdot 1.75 = \text{m}$.

L_{div} : Longueur du divergent, $L_{div} = (3.5-4) \cdot (D_r - d_r) = 3.5 \cdot 0.55 = 1.925 \text{ m}$.

A.N: $L_3 + L_4 = 1.4 + 1.6 + 0,6 + 1.75 + 1.925$; $L_3 + L_4 = 7.275 \text{ m}$.

A.N: $l_b = 1 + 1 + 7.275 + (2 \cdot 0.2)$; $l_b = 9.67 \text{ m}$.

La station de pompage aura une largeur de 10 m.

V.13.2. Dimensions des portes :

- Porte principale : 3×3.
- Porte secondaire : 2,5×1,6.

V.13.3.Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15)% de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,15 * 17 * 10 \square \square S_f = 25.5m^2 \dots\dots\dots (V.17)$$

Le nombre de fenêtre sera :

$$n = S_F / S_f \dots\dots\dots (V.18)$$

n : Nombre de fenêtre

S_f: La surface d'une seule fenêtre. S_f= (1.2*2.2) m².

S_F: La surface éclairée par les fenêtres ;

$$n = \frac{30.6}{1.2 * 2.2} = 11.6 ; \text{ On prend : } n=12.$$

Tableau V.7 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.

Dimensions du bâtiment de la station (m)							
Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres		Portes	
				S _f (m ²)	n _f	secondaire	principale
17	10	6	0,2	1,2*2.2	12	2.5*1.6	3*3

Conclusion :

Le choix des pompes est basé sur la variation de la hauteur manométrique totale (HMT), et le débit demandé (Q_{app}).

Les pompes choisies sont des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal pour des hautes pressions, notre station de pompage a trois pompes, en plus d'une pompe de secoure de même type (Etanorm R K250-500) qui seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés. Afin d'assurer le débit demandé, les pompes citées sont des exemples qu'on a choisi en utilisant le logiciel **KSB**.

CHAPITRE VI

PROTECTION ET POSE DES CONDUITES

Introduction :

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle 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 et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

VI.1. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire :

VI.1.1 Définition :

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.

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité d'onde. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VI.1.2. Les causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture 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.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.1.3. Les conséquences du coup de bélier :

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

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

a) Cas de la surpression :

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

b) Cas de dépression :

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

c) Fatigue de la canalisation :

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

VI.1.4. Description des phénomènes physiques :

Le phénomène physique du coup de bélier survient un arrêt brusque où instantané. Quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01: Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par (a).

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L, le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est, $t = \frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$

C'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04: Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée d'équilibre: A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier, mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge: Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible.

Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie : Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer

l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.2. Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

a) 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 importants dans le cas de grandes installations.

b) 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.3. Dimensionnement des réservoirs d'air :

La célérité de l'onde élastique c est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

ks d'une conduite indéformable correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsqu'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

- Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

- C : Célérité en [m/s] ;
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal ;
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$;
- a: Rayon intérieur de la conduite (m) ;
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,3$ (fonte) ;
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$;
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ Pascal ;

e_m : Epaisseur de la conduite (m) $e_m = 0,0117m$ pour la fonte (DN800) ;

E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2,10^8$ Pascal.

1. La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \dots\dots\dots (VI.3)$$

V_0 : Vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : L'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue:

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

D'où :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} \dots\dots\dots (VI.4)$$

U_{max} : Volume du réservoir d'air.

Application :

Les données de base :

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP	Fonte	800	0.5	1.43	8590	60

• **Calcul de la célérité d'onde C:**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde 'c' sont regroupés dans le tableau suivant ;

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

Station de pompage	K (Pa)	P (kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	e _m (m)	C (m/s)
SP	2,07×10 ⁹	1000	0,5	0,3	0,33	2×10 ⁸	1×10 ¹¹	0.0117	949.14

• **Calcul de la capacité de réservoir d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume du réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3: Calcul de volume de réservoir d'air.

Station de Pompage	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (litres)	U _{max} (litres)
SP	70	208	1.43	9.811	0.104	1.48*10 ⁻³	2*10 ⁻³	0.5	8590	17180

VI.3.1. Détails du réservoir d'air :

L'encombrement du réservoir d'air auquel nous avons opté est donné dans la figure suivante ;

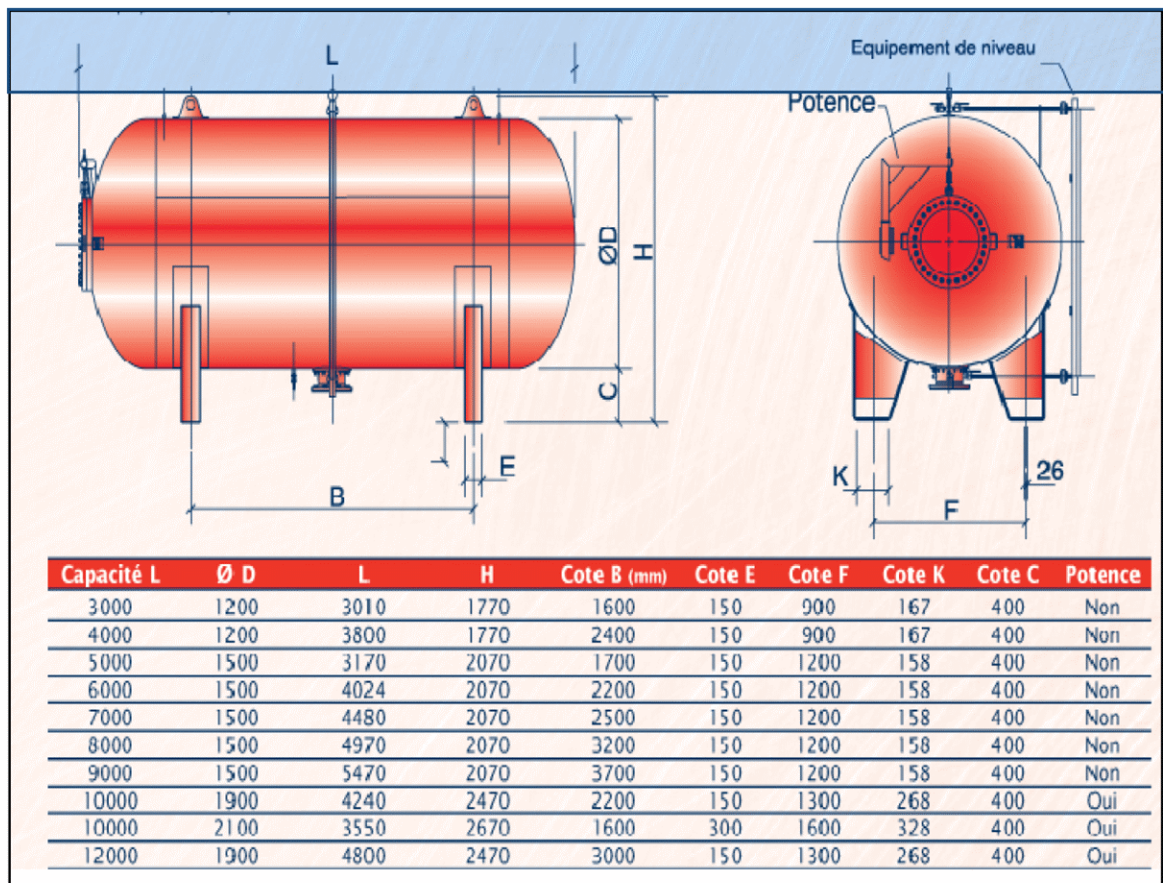


Figure VI.1: Planche d'encombrement des réservoirs d'air HYDROFORT CHARLATTE.

VI.3.2. Caractéristiques finales du réservoir d'air :

D'après la figure (VI.1), divisons U_{max} par les volumes normalisés des réservoirs d'air existants, dont les dimensions de réservoir d'air sont représentées dans le tableau VI.4 suivant :

Tableau VI.4: Les dimensions du réservoir d'air.

V normalisé (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
9000	1500	5470	2070	3700	150	1200	158	400

VI.3.3. Installation du réservoir d'air :

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

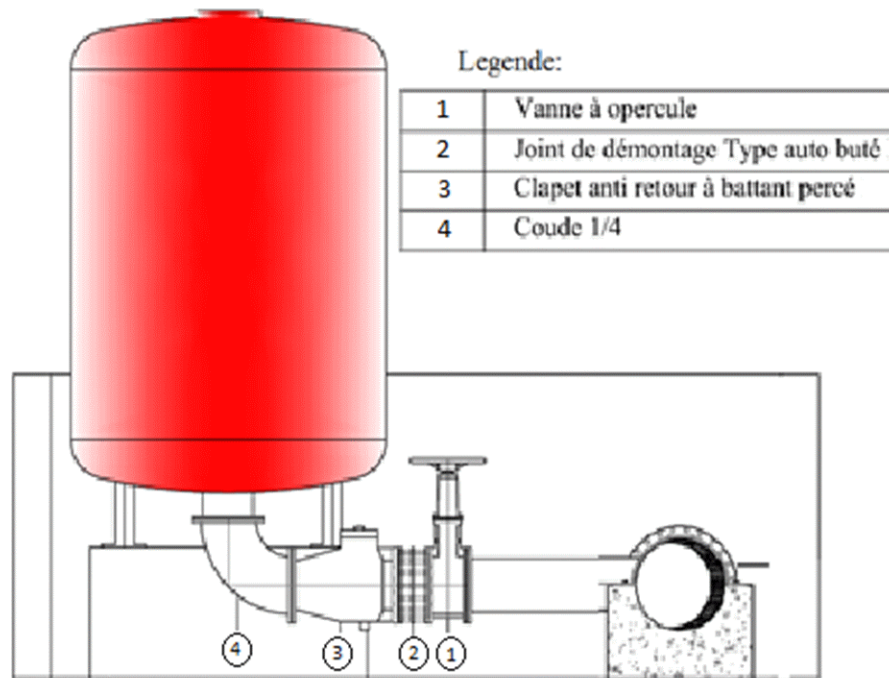


Figure VI.2: Schéma d'installation du réservoir d'air.

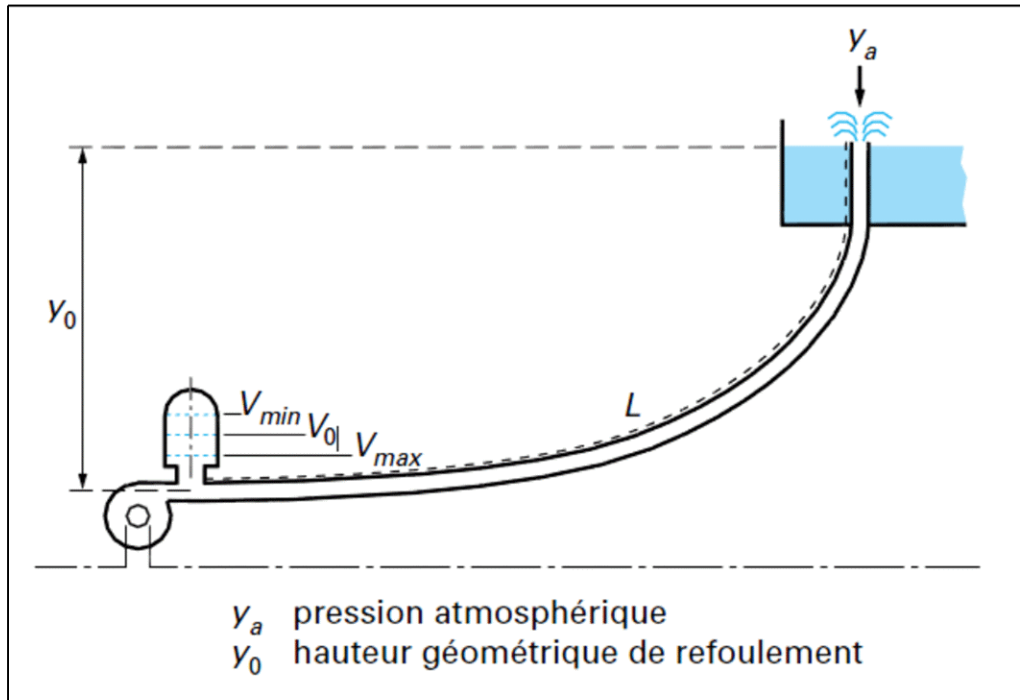


Figure VI.3 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier.

Pour assurer la protection de la station de pompage contre le coup de bélier nous allons installer deux réservoirs d'air selon le catalogue hydrofort CHARLATTE à savoir :

- Réservoir d'air de capacité $2 * 9000$ litres.

Les deux réservoirs d'air sont placés l'un à coté de l'autre au pré de la station de pompage.

VI.4. Protection contre la corrosion :

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude, nous avons opté pour des conduites en fonte ductile. Toutefois, nous citerons quelques types de corrosion avec leurs remèdes respectifs.

VI.4.1. Généralités :

La corrosion est phénomène de dégradation du métal. La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison soit avec :

- La nature du sol ;
- Des installations électriques situées à proximité des conduites ;
- Au cas où ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très caractéristiques, ou attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

VI.4.2. Les facteurs de la corrosion :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tels que le CO₂ et le H₂S, nous remarquons dans la pratique, si le PH de l'eau est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif vers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- Température : Les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois fois.
- Nature du sol : La détermination de l'agressivité du terrain nous ramène à la mesure de sa résistivité électrique par des propriétés chimiques, sa compacité, son aération et son humidité ou dans l'association dans différents terrains.

VI.4.3. Mécanisme de la corrosion :

La corrosion d'un métal se produit par oxydation, c'est à dire, par perte d'électrons, le métal devient alors ions positifs en solution, et va se combiner avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution. Autrement dit l'oxydation correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VI.4.4. Corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

VI.4.5. Corrosion interne :

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent dans les canalisations des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

VI.4.6. Protection des conduites contre la corrosion externe :

Si une protection appropriée n'est pas envisagée la tuyauterie peut se détruire du fait

des perforations en forme de caractère ou attaque sous forme de couche de rouille.

La conduite peut être protégée comme suite :

- Revêtir convenablement les tuyaux d'une enveloppe isolante (mélange de bitume et de soie de verre imprégnée).
- Assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage.
- Poser la conduite de façon à éviter la détérioration de cette protection.
- Eviter la formation des pilles géologiques.



Figure VI.4: Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.

VI.4.7. Protection des conduites contre la corrosion interne :

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations. Pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- Que la pose doit se faire avec soin.

VI.5. Pose des canalisations :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VI.5.1. Le Principe de pose des canalisations :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

1. Pose en terre :

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

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains :

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassements) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

3. Pose en galerie :

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

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

4. Pose en pente :

Au delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations 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'encrage ou de joints verrouillés. Les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

5. Traversée de rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas :** L'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- **Deuxième cas :** Si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

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

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

VI.5.2. Vannes de sectionnement :

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de faciliter la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon. Elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

a)-Les vannes d'isolement : Permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.(voir annexe 4)

b)- Les vannes à clapets de non-retour : Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

c) Les vannes de réduction de pression : Permettent de réduire la pression à une valeur prédite.

VI.5.3. Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique. On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit d'installer :

Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VI.5.4. Ventouses :

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revient obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

a) Rôles de la ventouse :

La ventouse échappe et introduit l'air à tous les points les plus hauts.

b) Types de ventouses :

Il existe deux types de ventouse (voir annexe 4):

- Ventouse simple.
- Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.

VI.5.5. Vidange :

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues:

-A tous points bas du profil de la conduite.

-D'un côté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, là où la fermeture de celle-ci crée un point bas.

VI.5.6. Clapet anti retour :

Le clapet anti retour est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.
(Voir annexe 4)

VI.5.7. Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

1) Coudes :

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

2) Cônes :

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

3) Tés :

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

4) Joints :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux Emboîtements, et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

VI.5.8. By-pass :

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

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

VI.5.9. Organes de mesure :

a) Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

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

b) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- manomètres à aiguilles ;
- manomètres à soufflet ;

Conclusion :

À travers ce chapitre, on a abordé deux étapes ; la protection et la pose de canalisation, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier et les méthodes de calcul des réservoirs d'air, ainsi que la pose de canalisation afin de faciliter l'accès et la gestion de cette adduction, et nous avons déterminé les volumes de ces réservoirs d'air qui doivent être installés juste à la sortie de la station de pompage.

Étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

L'objet fondamental de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution et envisager la protection et sécurité du travail a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social. Au cours des dix dernières années, le nombre des accidents du travail dus au matériel et engins de terrassement a été réduit de moitié

VII.1. Différents travaux à entreprendre

VII.1.1. Travaux concernant l'adduction

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) 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 15cm dans notre cas.

c) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

d) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VII.1.2.Travaux concernant le station 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.
- 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.

VII.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.2.1.Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \dots\dots\dots (VII.1)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \dots\dots\dots (VII.2)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.2.1.1.La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots\dots\dots (VII.3)$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.2.1.2.Largueur de la tranchée

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

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m)

Tableau VII.1: calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_D (m²)	V_D(m³)
800	4350	1.4	1.95	2.73	11875.5
600	1778	1.2	1.75	2.1	3733.8
800	8590	1.4	1.95	2.73	23450.7
300	3340	0.9	1.45	1.3	4342
250	8300	0.85	1.4	1.19	9877
Volume total					53279

VII.2.2.Lit de sable

Le long de l’adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d’épaisseur

$$V_s = b * e * L \dots \dots \dots (VII.4)$$

Vs : volume du lit de sable (m3) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

Tableau VII.2: calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m³)
800	4350	1.4	0.15	913.5
600	1778	1.2	0.15	320.04
800	8590	1.4	0.15	1803.9
300	3340	0.9	0.15	450.9
250	8300	0.85	0.15	1058.25
Volume total				4546.59

VII.2.3.Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots \dots \dots (VII.5)$$

Vr : volume du remblai

Vexc : volume du déblai (volume excavé)

Vcond : volume occupé par la conduite.

Vs : volume du lit de sable.

VII.2.4. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \dots\dots\dots (VII.6)$$

Sc : section de la conduite (m2) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \dots\dots\dots (VII.7)$$

Vc : volume de la conduite (m3) ;

Tableau VII.3:calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S (m)	V (m³)
800	4350	0.503	21188.05
600	1778	0.283	503.174
800	8590	0.503	4320.77
300	3340	0.071	237.14
250	8300	0.049	406.7
Volume Total			26655.064

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots\dots\dots (VII.8)$$

Vr : volume du remblai

Vexc : volume du déblai (volume excavé)

Vcond : volume occupé par la conduite.

Vs : volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 53279 - 4546.59 - 26655.064 = 22077.346m^3$

Tableau VII.4: Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	53279
2	Lit de sable	m ³	4546.59
3	Les conduites	Ml	26655.064
4	Remblais	m ³	22077.346

VII.3. Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau)
- sans retard
- aussi économique que possible

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technico) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement, cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

VII.4. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau

Tableau VII.5 : temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (j)
A	Excavation de tranchée (Réservoir dzioua-Réservoir tampon)	30
B	Excavation de tranchée (Réservoir tampon-Réservoir R3)	50
C	Excavation de tranchée (Réservoir R3-Réservoir el malah)	70
D	Pose du lit de sable (Réservoir dzioua-Réservoir tampon)	8
E	Pose du lit de sable (Réservoir tampon-R3)	12
F	Pose du lit de sable (Réservoir R3-Réservoir el malah)	16
G	Pose de la canalisation (Réservoir dzioua-Réservoir tampon)	20
H	Pose de la canalisation (Réservoir tampon-Réservoir R3)	30
I	Pose de la canalisation (Réservoir R3-Réservoir el malah)	45
J	Remblayage de tranchée (Réservoir dzioua-Réservoir tampon)	6
K	Remblayage de tranchée (Réservoir tampon-Réservoir R3)	8
L	Remblayage de tranchée (Réservoir R3-Réservoir el malah)	12

VII.5. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération.

Tableau VII.6 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	Tr (j)	précède	succède
A	30	B	--
B	50	C,D	A
C	70	E	B
D	8	E,F,G	B
E	12	H	C,D
F	16	I	D
G	20	I,J	D
H	30	K	E
I	45	K	G,F
J	6	L	G
K	8	L	H,I
L	12	--	J,K

Détermination de la durée de projet (réseau à nœuds) ;

Le réseau à nœuds est représenté sur la (figure VII.1), les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

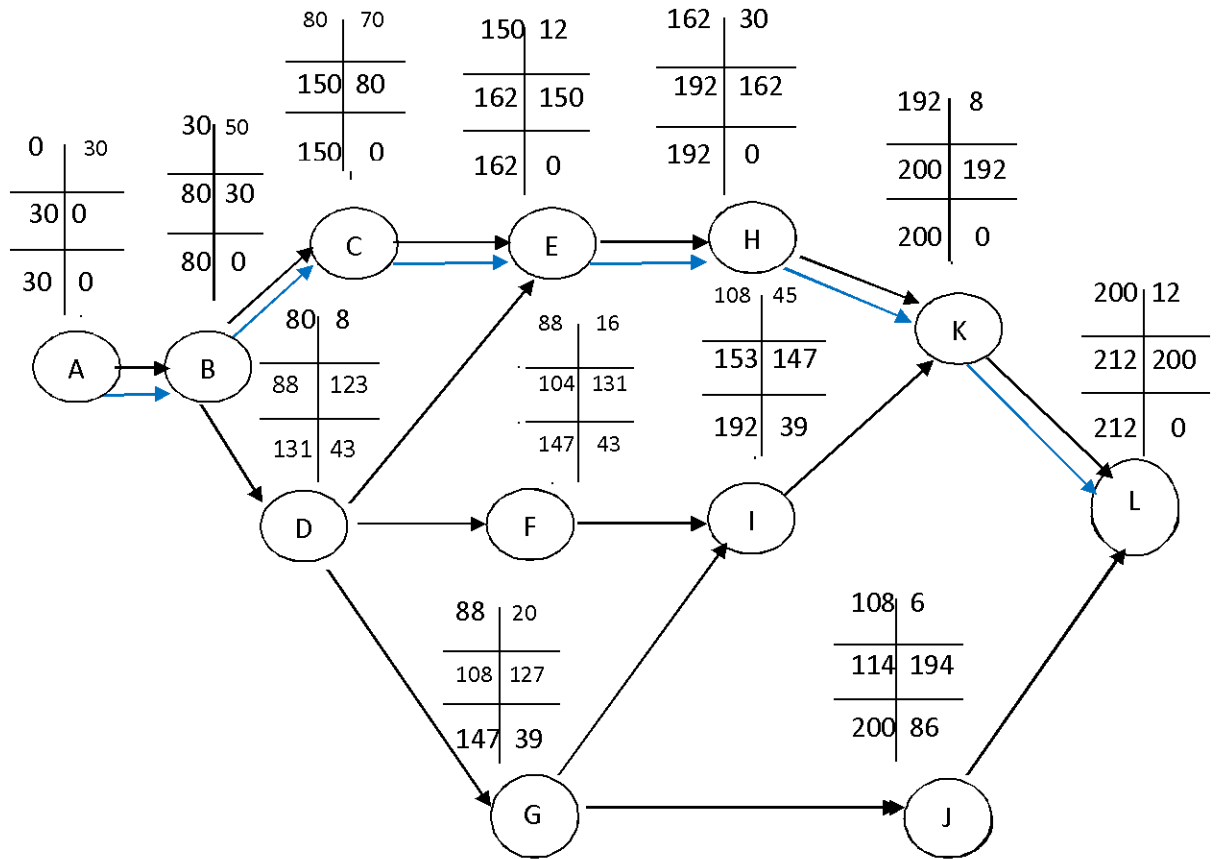


Figure VII.1 : réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier

Remarque :

- La durée totale du projet est de 212 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.
- le chemin critique est en bleu : A — B — C — E — H — K — L.

VII.6.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée

Les engins que nous allons utiliser sont :

VII.6.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...)
- Dragline pour travail en fouille
- Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci-après)



Figure VII.2 : Pelle hydraulique

VII.6.2.Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur apparence est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VII.3 : Bulldozer

VII.6.3.Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII.4 : Chargeur

VII.6.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VII.5: Compacteur

VII.7. Estimation des aménagements :

Les tableaux donnés dans l'annexe 05, constituent une pré-estimation des travaux à réaliser pour la mise en service du transfert.

Cette estimation se base sur des prix d'ordre observés pour des marchés similaires dans les dernières années.

Les prix sont donnés en dinars algérien.

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 212 jours.

-Les engins à utiliser qui sont principalement; Pelle hydraulique, Bulldozer, chargeur
Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des tâches du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation de réservoir (CHABAT LEHAM de capacité 1200m³) et la station de pompage , puis faire les raccordemen

CONCLUSION GENERALE :

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de Réalisation du projet d'adduction d'eau potable en vu de combler le déficit dont souffre les quatre communes : AIN TOLBA, AIN TEMOUCHENT, CHABAT LEHAM, et EL MALAH, et que nous avons atteint les objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population de la zone d'étude constituée des quatre communes.
- La répartition de l'eau et son acheminement.

Nous avons pu choisir la variante la plus économique du tracé de l'adduction, et vu les caractéristiques géotechnique du sol de notre zone d'étude c'est la fonte que nous avons utilisé comme matériau.

Cette étude d'adduction en eau potable est faite pour l'horizon 2034, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 167365 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 55847.25 m³/j soit 646.38 l/s sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2034),

La liaison entre le tronçon gravitaire et celui de refoulement, est assurée par un réservoir tampon RT de capacité 1000m³ implanté à une cote de 305 m NGA, afin d'arriver au réservoir existant de 5000m³

Le refoulement d'un débit de 722 (l/s) se fait à l'aide de quatre pompes a axe horizontal de type KSB Etanorm,

À fin de protéger les conduites contre le coup de bélier, nous avons installé des réservoirs d'air anti bélier juste à la sortie de chaque station de pompage.

Le long de l'adduction, des ventouses sont installées à chaque point haut pour évacuer l'air, et des robinets de vidange à chaque point bas pour la vidange de la conduite.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation

Nous souhaitons à ce que notre travail servira d'avant-projet pour la réalisation de ce projet, et pour nos élèves ingénieurs comme référence d'étude de ce projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

HUGE GODART : « Adduction et distribution d'eau » techniques de l'ingénieur. Paris 2008. P : 21.22.23.24.25.

M.CARLIER : « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972. P : 76.78.79.80.95.96.

A. Dupond .Hydraulique urbaine, tome2, Eyrolles, Paris, 1979.380 p

(301. Information documentation)

Les catalogues :

Catalogue pompe monocellulaire pour eau.

Catalogue hydrofort CHARLATT

Les polycopis :

Polycopis 4^{ème} et 5^{ème} Année des cours d'alimentation en eau potable (B.SALAH) Cours de pompe et station de pompage 4^{ème} et 5^{ème} Année (E.N.S.H)

ANNEXE 1

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants
(pourcentage du débit maximal journalier).

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	3	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

ANNEXE 2

Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte.

Diamètre en (mm)	Prix en (DA)
300	13569,655
350	14873,353
400	16401,066
450	17580,321
500	19673,665
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.4
1000	39608.5
1100	43553.5
1200	47498.5

Remarque:

Les prix mentionnés ci dessus sont les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte par mètre linéaire.

ANNEXE 3

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

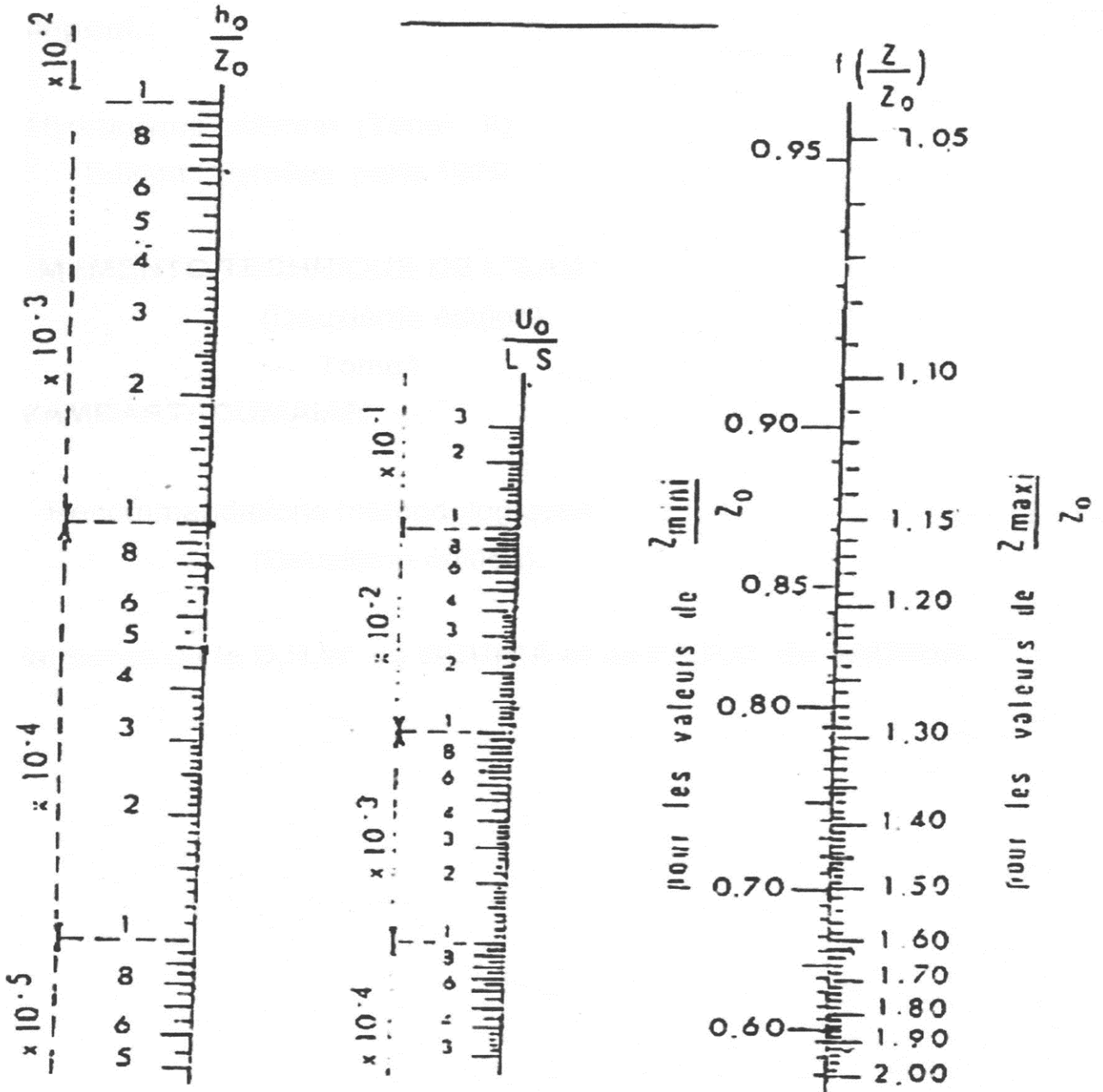
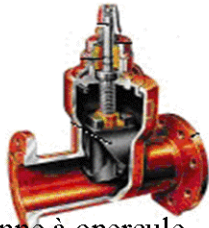


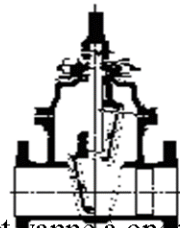
PLANCHE XXVII

ANNEXE 4

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



a- robinet vanne à opercule



b- robinet vanne à opercule élastomère



c- Robinet vanne papillon

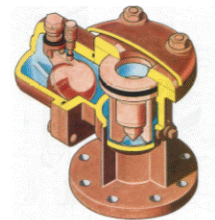


d- Robinet à papillon de survitesse

- **Types de ventouse :**

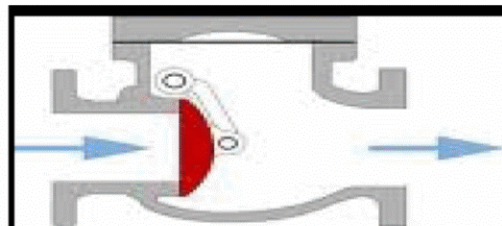


Ventouse simple



Ventouse à double orifice

- **Clapet anti retour**



ANNEXE 5

Estimation des aménagements.

N°	Désignation des travaux	U	Qté	P. U	Montant	
TERRASSEMENT						
01	Déblais de la tranchée y/c toutes sujétions de bonnes réalisations	M ³	53279	400	21311600	
02	Remblais de la tranchée en terre y/c toutes sujétions de bonnes réalisations	M ³	22077,346	400	8830938.4	
04	Mise en place de couche de lit de pose en sable d'une épaisseur de 15 cm y/c le réglage et le compactage	M ³	4546.59	1000	4546950	
CANALISATION						
	les conduits sont en fonte y/c toutes sujétions de bonnes réalisations					
01	Ø800	ML	12940	16401,06	212229716	
02	Ø600	ML	1778	14873,35	26444816.3	
03	Ø300	ML	3340	11356.37	37930275.8	
04	Ø250	ML	8300	11203	92984900	
EQUIPEMENT						
01	Des robinets vanne en fonte toutes sujétions	U	30	345853,4	10375602	
LA STATION DE POMPAGE						
01	Décapage	M ³	17	400	6800	
02	Excavation	M ³	37.8	250	9450	
03	Béton de propreté pour (les fouilles+ceintures)	M ³	4.55	8000	36400	
04	Béton armé	M ³	11.5	30000	345000	
05	Remblai compacté	M ³	23.16	500	11580	
LES RESERVOIRS						
01	Réservoir tampon (1000m ³)	Déblais	M ³	590	300	177000
		Tout venant	M ³	88	10000	880000
		Béton de propreté	M ³	40	15000	600000

suite	suite	Béton armé	M ³	214.39	20000	4287800
		Remblai compacté	M ³	115	400	46000
01	Réservoir de stockage projeté (chabat leham) (1200m ³)	Déblais	M ³	708	300	212400
		Tout venant	M ³	105.6	10000	1056000
		Béton de propreté	M ³	48	15000	720000
		Béton armé	M ³	250	20000	5000000
		Remblai compacté	M ³	135	400	54000
TOTAL EN T.T.C 428097228.5 DA						

En chiffre : 428.097.228.5 DA

En lettre : quatre cents vingt huit millions quatre vingt dix sept mille deux cents vingt huit DA