

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du transfert d'eau de Magtaa Lazreg vers la commune de Larbaa (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-13

APA Citation (APA توثيق):

Benlabiod, Benaissa (2013). Etude du transfert d'eau de Magtaa Lazreg vers la commune de Larbaa (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DU TRANSFERT D'EAU DE MAGTAA
LAZREG VERS LA COMMUNE DE LARBAA
(W.BLIDA)**

Présenté par :

M^r BENLBIOD benaissa

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B.SALAH	Professeur	Président
M^r M.S BENHAFID	M.A.A	Examinateur
M^{me} W.MOKRANE	M A.A	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	M A.A	Examinateur
M^r M. BOUZIANE	M A.B	Examinateur
M^{me} F.DERNOUNI	M A.A	Promotrice

Juin – 2013

Remerciement

Avant tout, je remercie "Allah" qui a illuminé mon chemin et qui m'a aidé et m'a donné le courage pour achever mes études.

Je remercie fortement ma promotrice : M^{me} DERNOUNI.F pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore pour sa confiance et ses encouragements.

Je remercie également tous le personnel des services d'AEP de la DHW de BLIDA.

Je remercie fortement ma sœur: M^{me} RBIAI.KH de m'avoir orienté et pour ces conseils judicieux,

Je tiens à remercier aussi :

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

Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH

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

BENAISSA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance

et de respect :

A mes très chers parents que Dieu les protège

A ma sœur: RBIAI.KH

A tous mes frères surtout IBRAHIM et mes sœurs

A toute la famille YAKOUT

A toute ma grande famille

A tous Mes amis sans exception

BENAISSA

ملخص :

تحويل المياه الصالحة للشرب يتطلب أنابيب نقل المياه من مناطق الجذب إلى مناطق الاستعمال.

لهذه الدراسة، قمنا بجمع كل المعلومات الخاصة بمنطقة الدراسة مع الأخذ بعين الاعتبار كل الطرق لحساب الاحتياجات من المياه.

تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجيات المستقبل من المياه. نصادف قنوات تحت الضغط في أنابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية و بالدفع و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان ببعضهما.

في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ و نقوم باختيار المضخة المناسبة.

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

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

Résumé

Le transfert d'eau potable nécessite des conduites transportant l'eau du point de piquage au point de desserte, c'est pour cette raison que nous avons fait une collecte de données concernant la zone d'étude en tenant compte de toutes les méthodes de calcul des besoins en eau.

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

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

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

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

Abstract

The abduction of water is the transfer of this latter from the zones of collection to the zones of use. After the presentation of the study area and the estimation of its needs in water, we will examine the conditions in which our mixed adduction (gravity-repression) will have to be established both from a technical and economic point of view; those two aspects are, in fact, bound together.

In the repression pipe, water is raised by pumping plants; we will study its conditions of establishment of retake plants of the adduction chain. We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer. Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its function.

Sommaires

Chapitre I : Présentation de la ville

Introduction :	1
I-1) Situation géographique :	1
I-2) Relief :	1
I-3) Climatologie :	1
I-4) Pluviométrie :	1
I-5) Température :	2
I-6) Caractéristiques Limnologique :	2
I-7) Situation hydraulique actuelle :	2

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction :	4
II-1) Estimation des besoins en eau :	4
II-1-1) Estimation de la population à l'horizon d'étude :	4
II-1-2) Besoins domestiques :	4
II-1-3) Besoins administratifs :	5
II-1-4) Besoins scolaire :	5
II-1-5) Besoins sanitaires :	5
II-1-6) Besoins culturels et sportifs :	6
II-2) Coefficient d'irrégularité journalière :	6
II-2-1) Coefficient d'irrégularité journalière maximum :	6
II-2-2) Coefficient d'irrégularité minimum journalier :	6
II-2-3) Consommation maximale journalière :	7
II-2-4) Détermination des besoins et de la ressource :	7
II-3) Détermination des débits horaires :	8
II-3-1) Débit moyen et maximum :	8
II-3-2) Débit maximum horaire :	8
II-4) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	9
Conclusion :	18

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction :	19
III.1) Type d'adduction :	19
III.1.1 Adduction gravitaire :	19
III.1.2. Adduction par refoulement :	19

III.1.3. Adduction mixte :	19
III.2) Adduction et type d'écoulement :	19
III.2.1. Ecoulement à surface libre :	19
III.2.2. Ecoulement en charge :	19
III.3) Critères de choix du tracé :	19
III.4) Choix du matériau de la conduite :	20
Conclusion :	21
III.5) Comportement d'une adduction :	21
A. Cas de surpression :	21
B. Cas de dépression :	22
III.6. Calcul hydraulique :	22
a) Cas gravitaire :	22
b) Cas de refoulement :	23
III.7) Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction :	23
a)Coût d'énergie :	24
b) Evaluation du cout de la construction :	24
c)Evaluation du cout de l'énergie électrique :	25
III.8) Caractéristiques de l'adduction :	26
III.8.1) Hauteur manométrique totale :	26
III.8.2) Puissance de pompage :	26
III.8.3) Energie consommée par le pompage :	27
III.8.4) Amortissement annuel :	27
III.8.5) Frais d'exploitation :	27
III.8.6) Dépense annuelle de l'énergie :	28
III.9) Proposition de variantes :	28
a)Partie refoulement:	28
Variante N°1 :	28
Variante N°2 :	28
Avantages de la variante N°1 :	28
Inconvénients de la variante N°2 :	29
b) Partie gravitaire :	29
c)Variante de LARBAA :	29
Variante N°1 :	29
Variante N°2 :	29
d) Choix de la variante :	29
Inconvénient de la variante N°2 :	29
Avantage de la variante N°1 :	29

III.10) Dimensionnement de l'adduction :	30
III.10.1).Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :	30
III.10.2) Caractéristiques des différents points :	30
Conclusion:	32
III.10.3) Les frais d'investissement :	33
III.10.4).Dimensionnement de l'adduction en refoulement :	33
a)Conduite d'aspiration :	33
b) Conduite refoulement :	34
c)Calcul des frais d'investissements :	35
d) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :	35
III.10.5) Les frais d'investissement :	38
III.10.6).Dimensionnement de l'adduction en refoulement :	38
a)Conduite d'aspiration :	38
b) Conduite refoulement :	39
c)Calcul des frais d'investissements :	40
d) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :	40
d) Bilan des deux variantes :	40
Conclusion:	41

Chapitre IV : Etude du pompage

Introduction :	42
IV.1- Choix des pompes :	42
IV.2- Choix du nombre de pompe:	42
IV-3- Couplage des pompes :	42
IV-4. Refoulement : tronçon (Station SP - Réservoir Tampon RT) :	42
Conclusion:	43
IV-5- Courbes caractéristiques des pompes :	43
IV.6- Point de fonctionnement:	44
IV.6-1) Courbe caractéristique de la conduite :	44
Conclusion :	45
IV-7- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	45
A- Débit disponible > Débit appelé :	45
Réglage qualitatif :	45
Réglage quantitatif:	45
Rognage :	46
Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :	46
Diminution de temps de pompage :	46

Changement du type de la pompe.....	46
B- Débit disponible < Débit appelé :	46
Qualitatif.....	46
Changement de type de pompe:.....	46
IV.7.1. Équipements en amont de la pompe :	47
Conduite d'aspiration :	47
Joints :.....	47
Joint de démontage :	47
Convergent d'aspiration :	47
Vanne papillon :.....	47
Les ventouses :.....	47
IV.7.2. Équipements en aval de la pompe	47
Divergent :	47
Clapet de non-retour :	47
Joint de démontage :	47
Vanne de régulation :	47
Vanne papillon :.....	47
Conduite de refoulement :	47
Collecteur de refoulement.....	48
Le by-pass :.....	48
Soupape de décharge :	48
IV-8) Etude de la cavitation :.....	48
IV-9) Calage de la pompe :.....	49
IV-10- Choix du moteur électrique :	49
VI-10-1- Critères de choix du moteur électrique :.....	49
VI-10-2- Vitesse de rotation du moteur :.....	49
VI-10-3- Puissance fournie par le moteur :	49
Tableau IV-3: Coefficient de correction en fonction de la puissance de la pompe :.....	50
IV.11 Caractéristiques du moteur :	50
IV.12. Bâtiment de la station de pompage :.....	50
IV.12.1) choix du bâtiment :.....	51
VI.13. Dimensionnement de bâtiment de station pompage :.....	51
a-Hauteur du bâtiment :	51
Conclusion :	51
b- Longueur du bâtiment :	52
Conclusion :	52
c- Largeur du bâtiment :	52

Conclusion	52
d-Dimensions des portes :	53
e- Dimensionnement des fenêtres :	53
f-Dimensionnement des marches d'escalier :	53
Conclusion :	53

Chapitre VII : réservoirs

Introduction :	54
V.1. Fonctions des réservoirs :	54
V.2. Prescriptions sanitaires :	54
V.3. Classification des réservoirs :	54
V.4. Équipement du réservoir :	55
V.4.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :	56
V.4.2. Conduite de départ ou de distribution :	57
V.4.3. Conduite du trop-plein :	57
V.4.4. Conduite de vidange :	57
V.4.5. Conduit by-pass :	58
V.4.6. Les joints d'étanchéité :	58
V.5. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :	58
V.6. Hygiène et sécurité :	58
V.7. Emplacement des réservoirs :	59
V.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :	61
V.9. Capacité d'un réservoir :	62
V.9.1. Principe de calcul :	62
a) La méthode analytique :	62
b. Méthode graphique :	62
V.10. Réservoir tampon :	62
V.10.1. Estimation de la capacité du réservoir tampon :	62
V.10.2. Dimensions du réservoir :	63
V.11. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :	63
V.11.1) Détermination la capacité du bache d'aspiration :	63
V.11.2) Dimensions du réservoir :	63
V.11.3) Détermination la capacité du réservoir de larbaa :	64
V.11.4. Dimensions du réservoir :	64
Conclusion :	65

Chapitre VI : Protection des conduites

Introduction.....	66
VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	66
VII 1.1. Généralité sur le coup de bélier.....	66
VII 1.2. Les risques dus aux coups de bélier.....	66
VII 1.3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	67
VII.1.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	67
VII.1.5. Fonctionnement d'un réservoir d'air	67
VII 1.6. Etude d'un réservoir d'air.....	70
VII 1.6.a. Méthodes de calcul du réservoir d'air	70
VII 1.6.b. Application.....	71
VII 1.6.c. Installation d'un réservoir d'air.....	72
VII.2. Protection des conduites contre la corrosion.....	73
Définition.....	74
VI.2.1. Facteurs de la corrosion.....	75
VI.2.2. Moyens de lutte contre la corrosion.....	76
VI.2.3. Protection contre la corrosion des conduites en fonte ductile.....	76
Conclusion.....	77

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction.....	78
VIII.1. Différents travaux à entreprendre	78
VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction.....	78
VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	78
VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	79
VIII.2.1. Décapage de la couche de terre végétale.....	79
VIII.2.1. Déblais d'excavation.....	80
VIII.2.2. Volume de Lit de sable.....	80
VIII.2.3. Volume de la conduite.....	80
VIII.2.4. Remblais compacté.....	82
VIII.2.6. calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	82
VIII.3. Planification des travaux de l'adduction.....	83
VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées.....	84
VIII.3.2. délai de réalisation de la conduite d'adduction.....	85
VIII.3.3 Chemin critique du réseau.....	86
VIII.4. Choix des engins de mise en place de la conduite.....	87
VIII.5. Evaluation du projet	87
VIII.5.1 Devis estimatif.....	88

VIII.5.2Devis global.....	89
Conclusion	91
Conclusion.....	92

Listes des tableaux

Chapitre I :Présentation de la ville

Tableau I-1 : Caractéristiques Des Forages :.....	3
---	---

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-1 : Evolution de la population de la ville de Larbaa :.....	4
Tableau II-2 : Besoins domestique de Larbaa :	4
Tableau II-3 : Besoins administratifs :	5
Tableau II-4 : besoins scolaires :	5
Tableau II-5 : Besoins sanitaires :	5
Tableau II-6 : Besoins Culturels et Sportifs :	6
Tableau II-7: débit maximum journalier Des Zones de Larbaa :	7
Tableau II-8 : Evaluation du deficit en eau :	7
Tableau II-9 : récapitulation des débits pour chaque commune :.....	7
Tableau II-10 : Débits moyens horaires :	8
Tableau II-11 : β_{\max} En Fonction du nombre d'habitants :.....	8
Tableau II.12: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :.....	9
Tableau II.13 : répartition horaire du débit pour la zone haute :.....	10
Tableau II.14: répartition horaire du débit pour la zone basse1 :.....	12
Tableau II.15: répartition horaire du débit pour la zone basse 2 :.....	14
Tableau II.16: variation des débits horaires pour l'horizon 2030 pour l'ensemble des agglomérations.	16

Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III.1: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau :.....	23
Tableau III.2 : La valeur de R en fonction du matériau :	24
Tableau III.3 : Valeurs de a,b, α , en fonction du matériau :.....	24
Tableau III.4 : Valeur de M en fonction du matériau :.....	26
Tableau III.5: Variation journalière des tarifs de l'énergie :	28
Tableau III-6: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction :	30
Tableau III-7: Les altitudes des différents points de l'adduction :.....	30
Tableau III-8: tableau donnant les diamètres calculés de chaque tronçon :	31
Tableau III-9 : diamètres normalisés de chaque tronçon avec leurs vitesses :.....	31
Tableau III-10 : calcul des pertes de charge de chaque tronçon :.....	31
Tableau III-11: Pressions pour différents points de l'adduction :.....	32
Tableau III-12: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :.....	32
Tableau III-13: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :	32

Tableau III.14: Frais d'investissement des conduites gravitaires :.....	33
Tableau III.15 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	34
Tableau III.16 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	34
Tableau III.17 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	35
Tableau III.18: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	35
Tableau III-19 : tableau donnant les diamètres calculés de chaque tronçon :	36
Tableau III-20: diamètres normalisés de chaque tronçon avec leurs vitesses :	36
Tableau III-21 : calcul des pertes de charge de chaque tronçon :.....	36
Tableau III-22: Pressions pour différents points de l'adduction :.....	37
Tableau III-23: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :.....	37
Tableau III-24: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :	37
Tableau III.25: Frais d'investissement des conduites gravitaires :.....	38
Tableau III.26 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	39
Tableau III.27 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	39
Tableau II.28 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	40
Tableau III.29 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation :.....	40

Chapitre IV : Etude du pompage

Tableau IV.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :.....	43
Tableau IV-2- : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT) :	44
Tableau. IV.3: Pression atmosphérique en fonction de la côte.	48
Tableau IV.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.....	48
Tableau IV-5: Coefficient de correction en fonction de la puissance de la pompe :.....	50
Tableau.IV.6 : Choix du type de bâtiment :	51
Tableau IV.7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP) :.....	53

Chapitre VI : Protection des conduites

Tableau (VI-1) : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier.....	69
Tableau(VI.2): Caractéristiques du conduite de refoulement :.....	70
Tableau (VI-3) : caractéristiques du conduite:	72
Tableau (VI-4) : résultats de calcul du réservoir d'air.....	72
Tableau (VI-5) : dimensions du réservoir de la station de pompage:.....	72

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau(VII.1): Calcul du volume des déblais de l'adduction :	79
Tableau(VII.2) : calcul du volume du lit de sable :	80
Tableau (VII.3):calcul du volume de la conduite :	80
Tableau(VII.4) : volumes des travaux de l'adduction	81
Tableau VII.5: les travaux de la station de pompage.	83
Tableau(VII.6) : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction	84
Tableau(VII.7) : détermination du délai de la réalisation (conduite d'adduction)	84
Tableau (VII.8).Devis estimatifs d'établissement de la conduite de transfert :	86
Tableau (VII.9) : Devis estimatif global	83

Liste des figures

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Histogramme de consommation totale (zone haute).....	11
Figure II.2: la courbe intégrale de la consommation totale (zone haute).....	11
Figure II.3 Histogramme de consommation totale (zone basse1).....	13
Figure II.4: la courbe intégrale de la consommation totale (zone basse1).....	13
Figure II.5 : Histogramme de consommation totale (zone basse2).....	15
Figure II.6: la courbe intégrale de la consommation totale (zone basse2).....	15
Figure II.7 : Histogramme de consommation de l'ensemble des agglomérations.....	17
Figure II.8: la courbe intégrale de l'ensemble des agglomérations.....	17

Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	21
Figure III.2 : Problème d'écroulement (implosion de la conduite).....	22

Chapitre IV : Etude du pompage

Figure IV.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe.....	43.
Figure IV.2 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SP.....	45

Chapitre V : Réservoirs

Figure V.1: Arrivée par surverse (Chute libre).....	56
Figure V.2: Arrivée par surverse) (Noyée)	56
Figure V. 3: Arrivée par le bas(Par le fond)	56
Figure V. 4: Arrivée par le bas (Par le bas).....	56
Figure V.5: Conduite de départ.....	57
Figure V.6 : Emplacement de la conduite de trop-plein et de vidange.....	58
Figure V.7 :Conduit by-pass.....	58
Figure V.8: Equipements des réservoirs.....	60

Chapitre VI : Protectiondes conduites

Figure VI.1 : réservoir d'air choisit.....	73
Figure VI.2 : Installation d'un réservoir d'air.....	73
Figure VI.3: Corrosion externe dans une conduite.....	75
Figure VI.4: Corrosion interne dans une conduite.....	75
Figure VI.5: Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.....	76

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 : pelle hydraulique.....	88
Figure VII.2: Bulldozer.....	89
Figure VII.3 : chargeur.....	89

LISTE DES PLANCHES :

Planche N° 1: Schéma synoptique verticale de l'adduction complète.

Planche N° 2: tracer du Transfert.

Planche N° 3: Profil en long (partie refoulement).

Planche N° 4: Profil en long (partie gravitaire).

Planche N° 5: Plan de la station de pompage.

Liste des abréviations

DHW: Direction de l'hydraulique de la wilaya

Q_{max,j} : Débit maximum journalier

Q_{moy,h} : Débit moyen horaire.

Q_{exp} : Débit d'exploitation.

Cr : Cote radier

C_{tp} : Cote trop-plein

H : Hauteur

H_g : Hauteur géométrique

HMT : Hauteur manométrique total

NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible

NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise

NGA : Niveau géographique Algérien

P : Pression.

R : Réservoir

SP : Station de pompage

V_r : Volume du réservoir

V_t : Volume total du réservoir

Introduction générale

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à la contribution à l'étude de la chaîne d'adduction en eau potable des quatre communes (Hammam Melouan, Bougara, Ouled slama et Larbaa); dont le but de répondre confortablement à la demande projetée à horizon d'étude 2030.

Au cours de la dernière décennie, le niveau piézométrique de la nappe phréatique semble avoir régulièrement diminué, conséquence de la surexploitation des eaux souterraine ce qui entraîne la diminution notable de l'état quantitatif et qualitatif des captages de la région de Blida. Cet état de fait pose de graves problèmes écologiques dans les zones urbaines (consommation) et agricoles (irrigation).

Cette situation a incité les autorités à étudier L'utilisation des eaux de la surface du Magtaa Lazreg pour L' AEP de la zone de Larbaa.

A travers sept chapitres qui sont tous d'une importance majeure dans ce mémoire, on va étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau du Magtaa Lazreg vers les réservoirs d'alimentation soit existants soit projetés le long du tracé de l'adduction.

Chapitre I
Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, climatologique et géologique. La situation hydraulique actuelle nous permettra de calculer le déficit en eau à combler.

I-1) Situation géographique :

La ville de Larbaa est située à 29 Km environ à l'est de la ville de Blida et à 20 Km au sud d'Alger, au carrefour des deux axes routiers qui assurent la liaison avec la capitale.

Le premier axe est-ouest est la route nationale N°29, le second nord-sud est la route nationale N°08.

Larbaa est à la fois chef-lieu de Daïra et centre de commune de la wilaya de Blida, elle est limitée:

- ✓ A l'ouest par l'oued Djemaa, constituant sa limite avec la commune de Bougara.
- ✓ Au sud par la commune de Tablat (wilaya de Médéa).
- ✓ A l'est par la commune de Meftah.
- ✓ Au nord par les communes de Sidi Moussa et El-Harrach (wilaya d'Alger).

I-2) Relief :

La commune de Larbaa possède un double territoire ; l'un dans la plaine de la Mitidja et l'autre dans l'atlas Blideen.

Sa superficie totale est de 85,25 Km² dont 73% de plaine et 25,3% de piémont. Le reste du territoire comprend des versants sur 1,3% de la superficie totale communale.

L'altitude moyenne est environ 100 m dans le sens Nord-ouest.

I-3) Climatologie :

La Mitidja subit une double influence de la mer et de la montagne, donc le climat a des particularités continentales, caractérisées par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle.

La commune de Larbaa, par sa situation géographique, jouit d'un climat méditerranéen. Avec quelques nuances continentales. le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide et humide d'octobre à mars.

I-4) Pluviométrie :

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle, les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier, Février).

D'après les données de l'ANRH, la valeur des pluies précipitées annuelle sur la région varie entre 600 à 1000 mm

I-5) Température :

Le climat de Larbaa 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, la température est de 11°C.

I-6) Caractéristiques Limnologique :

La commune de Larbaa appartient à deux ensembles physiques différents :

- ✓ Au nord de la vaste plaine de la Mitidja qui fournit essentiellement des dépôts quaternaires et comprenant l'essentiel du potentiel Hydro Agricole de la commune.
- ✓ Au sud et au sud-ouest un ensemble montagneux composé de formation variée du crétacé et l'éocène.

Les terrains de la plaine sont surtout constitués par les formations alluviales (gravier, Sable, Argile graveleuse et limons).

Les terrains de la petite zone marécageuse de Houch Echghaouch sont inaptes pour la construction.

Les terrains situés au nord de l'agglomération présentent une stabilité moyenne du fait de leur constitution lithologique.

Dans la zone de contact en pleine zone montagneuse, les terrains se rapportent aux anciennes terrasses alluviales surmontées de cônes de déjection.

I-7) Situation hydraulique actuelle :

D'après la direction hydraulique de wilaya (DHW) ; la zone d'étude est alimentée actuellement par des forages de caractéristiques données dans le tableau I-1 :

Près de 73% de la superficie de la commune de Larbaa est formée par la nappe alluviale. Sur le territoire de la ville, il existe 1053 puits individuels qui servent pour l'alimentation en eau potable, et pour l'irrigation des petites parcelles agricoles.

Le chef-lieu de la commune de Larbaa est alimenté actuellement à partir de 08 forages situés au nord et au nord-ouest de la ville.

Les forages produisent un débit total moyen de 80 l/s destiné aux différentes catégories de consommateurs.

Tableau 0-1 : Caractéristiques Des Forages :

N°	Nom du Forage	Coordonnées		Année de Mise en Service	Profondeur du forage en (m)	Niveau (m)		Débit (l/s)	
		X	Y			Statique	Calage de la pompe	Initial	Actuel
F ₁	Bendali	540,5	362,4	1973	150	26,76	105	12	8
F ₅	Bendali	538,8	363,28	1985	170	52,35	125	30,06	11
F ₆	Route de Baraki	539,75	365,35	1985	170	60,3	131,5	22	11
F ₇	Route de Baraki	542,2	364,8	1985	170	43,7	105	33	10
F ₉	Route de Baraki	539,48	365,62	1990	135	44,7	186	18,8	10
F ₁₀	Bendali	537,1	364,87	1991	130	54	170	10,6	8
F ₁₁	Domaine Assamer	536,19	364,91	1991	145	63	160,5	25	10
F ₁₂	Domaine Assamer	535,75	365,25	1993	180	61	123	35	12

(D.H.W de BLIDA)

Conclusion :

D'après les renseignements recueillis au niveau de chaque administrations, nous avons représenté la ville de LARBAA, du point de vue topographique, le climatique et hydraulique. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre projet qui consiste au transfert d'eau potable de Magtaa lazreg vers la commune de Larbaa afin de résoudre tous les problèmes de cette agglomération.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs comme l'évolution de la population, ce qui entraîne dans ce chapitre le calcul des besoins pour un horizon d'étude de 2030.

II-1) Estimation des besoins en eau :**II-1-1) Estimation de la population à l'horizon d'étude :**

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2030, le calcul est établi sur la base de la formule(I) :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

Avec :

P_n : population à l'horizon 2030.

P_0 : population en 2008= 56195hab.

τ : est le taux d'accroissement de la population en %.

n : est le nombre d'années séparant 2008 de l'horizon considéré.

L'évolution de la population est résumée dans le tableau II-1.

Tableau II-1 : Evolution de la population de la ville de Larbaa :

Horizon	2008	taux d'accroissement %	2030
zone haute	30829	2,6	54259
zone basse 1	10439	2,6	18373
zone basse 2	14927	2,6	26272
total	56195		98904

(A.P.C de BLIDA)

II-1-2) Besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule(II) :

$$Q_{moy.j} = \frac{q_i N_i}{1000} \quad (m^3 / j) \dots\dots\dots (II-2).$$

Avec :

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

q_i : Dotation journalière donnée par l'Algérienne des Eaux(ADE) (l/j/hab.).

N_i : Nombre de consommateurs. (hab.).

Les besoins domestiques pour les différentes zones de Larbaa à l'horizon 2030 sont indiqués dans le tableau II-2:

Tableau II-2 : Besoins domestique de Larbaa :

Zones	population (hab.)	Dotation (l/j/hab.)	besoins (m^3/j)
haute	54259	150	8138.85
basse1	18373	150	2755.95
basse2	26272	150	3940.8

II-1-3) Besoins administratifs :

Les besoins administratifs de la ville de Larbaa sont résumés dans le tableau II-3 :

Tableau II-3 : Besoins administratifs :

Equipements	Nombre	Effectifs (empl.)	Dotation (l/j/empl.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Daïra	1	150	15	2,25
APC	1	50	15	0,75
OPGI	1	10	15	0,15
Gendarmerie	1	20	40	0.8
PTT	1	5	15	0,075
Recette	1	3	15	0,045
SUCH	1	10	15	0,15

(Voir tableau annexe N° :01)

II-1-4) Besoins scolaire :

Prenant une dotation de (10-50 l/j/élève) pour chaque effectif les besoins scolaires sont donnés dans le tableau II-4 :

Tableau II-4 : besoins scolaires :

Equipement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/élève.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Ecole	4	10652	20	852.16
CEM	2	2652	20	106.08
Lycée	1	1365	20	27.3
Technicom	1	400	20	8
CFPA	1	300	20	6
Total				999.54

(Voir tableau annexe N° :01)

II-1-5) Besoins sanitaires :

Pour les besoins sanitaires on prend une dotation de 400 l/j/lit.

Tableau II-5 : Besoins sanitaires :

Equipement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/lit.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Centre de santé	1	25	400	10
Polyclinique	1	20	400	8
total				18

(Voir tableau annexe N° :01)

II-1-6) Besoins culturels et sportifs :

Les besoins culturels et sportifs sont comme suit:

Tableau II-6 : Besoins Culturels et Sportifs :

Equipement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Mosquées	2	800	5	4
Cinéma	1	500	10	5
centre culturel	1	500	10	5
Stade	1	1200 m ²	4	4.8
Hôtel	2	20	200	8
Total				26.8

(Voir tableau annexe N° :01)

La consommation totale des différents secteurs est de 1048.56 m³/j. Elle est répartie comme suit :

- 20% pour la zone haute.
- 50% pour la zone basse1.
- 30% pour la zone basse2.

Et par conséquent le débit moyen journalier total pour les différentes zones sera :

- Zone haute : Q_{moy,j}=8348.56 m³/j.
- Zone basse1 : Q_{moy,j}=3280.23 m³/j.
- Zone basse2 : Q_{moy,j}=4255.37 m³/j.
-

II-2) Coefficient d'irrégularité journalière :**II-2-1) Coefficient d'irrégularité journalière maximum :**

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum (K_{max,j}) ;peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moyj}}}$$

- Avec : K_{max j} ∈ [1,1 – 1,3]
- On prend K_{max,j}=1,2.
- Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II-2-2) Coefficient d'irrégularité minimum journalier :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}}$$

Avec : K_{min j} ∈ [0,7 – 0,9]

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

II-2-3) Consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale.

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

Le débit maximum journalier des différentes zones est représenté dans le tableau II-7:

Tableau II-7: débit maximum journalier Des Zones de Larbaa :

Zones	$Q_{\text{moy}j}$ (m ³ /j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)
haute	8348.56	1,2	10018.27
basse1	3280.23	1,2	3936.28
basse2	4255.37	1,2	5106.44

II-2-4) Détermination des besoins et de la ressource :

Ayant déterminé précédemment le débit d'eau disponible et après le calcul des besoins en eau pour l'horizon 2030. Nous allons déterminer le déficit en eau pour notre agglomération.

Tableau II-8 : Evaluation du déficit en eau :

Désignation	Horizon de calcul
Consommation maximale Journalière (m ³ /j)	19060.99
Ressources disponibles (m ³ /j)	6912
Déficit (m ³ /j)	12148.99
Déficit (L/s)	140.61

D'après le tableau II-8, un déficit en eau potable est observé. Pour combler ce dernier, la mobilisation d'autres ressources est indispensable pour satisfaire les besoins du consommateur.

Selon les recommandations du maître de l'ouvrage (D H W.de Blida), les débits pouvant être affectés à chaque commune sont représentés dans le tableau II-9.

Tableau II-9 : récapitulation des débits pour chaque commune :

Commune	Débit affecté pour chaque commune (l /s)
Hammam Melouane	18
Ouled Slama	48
Bougara	18
Larbàa	140.61

II-3) Détermination des débits horaires :**II-3-1) Débit moyen et maximum :**

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau, il est donné par :

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

Où :

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m³/h).

$Q_{max.j}$: Débit maximum journalier.

Les débits sont représentés dans le tableau II-10 :

Tableau II-10 : Débits moyens horaires :

Zones	$Q_{max.j}$ (m ³ /j)	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)
haute	10018.27	417.43
basse1	3936.28	164.01
basse2	5106.44	212.77

II-3-2) Débit maximum horaire :

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

$$Q_{max.h} = K_{max.h} Q_{moy.h}$$

Avec :

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m³/h)

$K_{max.h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local $\alpha_{max} = [1,2 - 1,5]$ pour le calcul on prend $\alpha_{max} = 1.4$.

β_{max} Un coefficient lié à l'accroissement de la population sa valeur est obtenue à partir du tableau II-11 :

Tableau II-11 : β_{max} En Fonction du nombre d'habitants :

population (hab.) 10 ³	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

II-4) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau II.12.

Tableau II.12: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0 - 1	1	1.5	3	3.35	0.75
1 - 2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2 - 3	1	1.5	2.5	3.3	1
3 - 4	1	1.5	2.6	3.2	1
4 - 5	2	2.5	3.5	3.25	3
5 - 6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6 - 7	5	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	6
11 - 12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12 - 13	7	5	4.4	4.6	8.5
13 - 14	7	5	4.1	4.55	6
14 - 15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15 - 16	4.5	6	4.4	4.7	5
16 - 17	5	6	4.3	4.65	3.5
17 - 18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18 - 19	6.5	5	4.5	4.4	6
19 - 20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20 - 21	4.5	4	4.5	4.3	6
21 - 22	3	3	4.8	3.75	3
22 - 23	2	2	4.6	3.75	2
23 - 24	1	1.5	3.3	3.7	1

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour les trois zones (haute, basse1, et basse2) sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau II.13 : répartition horaire du débit pour la zone haute :

heures	consommation domestique		courbe intégrale	
	$Q_{\max,j}=10018.27 \text{ m}^3/\text{j}$			
(h)	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	3	300,55	3	300,55
1-2	3,2	320,58	6,2	621,13
2-3	2,5	250,46	8,7	871,59
3-4	2,6	260,48	11,3	1132,06
4-5	3,5	350,64	14,8	1482,70
5-6	4,1	410,75	18,9	1893,45
6-7	4,5	450,82	23,4	2344,28
7-8	4,9	490,90	28,3	2835,17
8-9	4,9	490,90	33,2	3326,07
<u>9-10</u>	<u>5,6</u>	<u>561,02</u>	38,8	3887,09
10-11	4,8	480,88	43,6	4367,97
11-12	4,7	470,86	48,3	4838,82
12-13	4,4	440,80	52,7	5279,63
13-14	4,1	410,75	56,8	5690,38
14-15	4,2	420,77	61	6111,14
15-16	4,4	440,80	65,4	6551,95
16-17	4,3	430,79	69,7	6982,73
17-18	4,1	410,75	73,8	7393,48
18-19	4,5	450,82	78,3	7844,31
19-20	4,5	450,82	82,8	8295,13
20-21	4,5	450,82	87,3	8745,95
21-22	4,8	480,88	92,1	9226,83
22-23	4,6	460,84	96,7	9687,67
23-24	3,3	330,60	100	10018,27
total	100,0			

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour la zone haute est de $561.02 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre 9h et 10h.

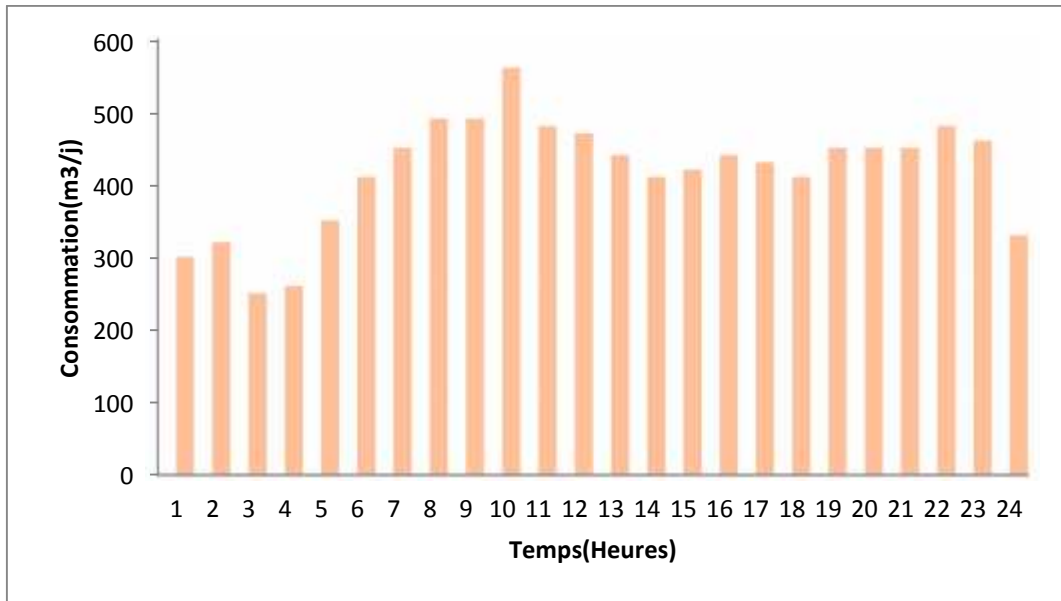


Figure II.1 Histogramme de consommation totale (zone haute).

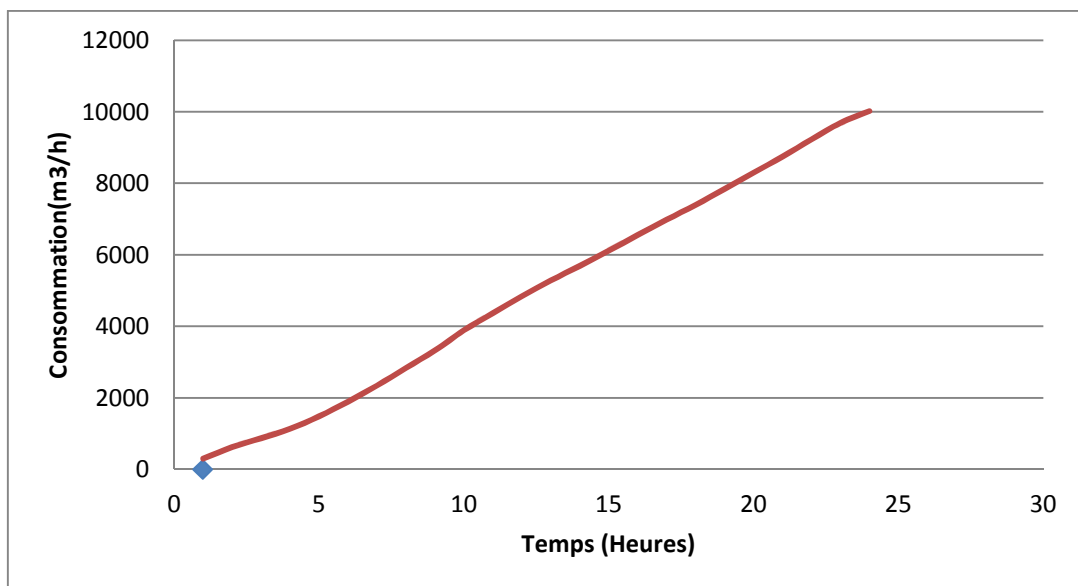


Figure II.2: la courbe intégrale de la consommation totale (zone haute).

Tableau II.14: répartition horaire du débit pour la zone basse1 :

heures	consommation domestique		courbe intégrale	
	$Q_{\max,j}=3936.28\text{m}^3/\text{j}$			
(h)	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	1,5	59,04	1,5	59,04
1-2	1,5	59,04	3	118,09
2-3	1,5	59,04	4,5	177,13
3-4	1,5	59,04	6	236,18
4-5	2,5	98,41	8,5	334,58
5-6	3,5	137,77	12	472,35
6-7	4,5	177,13	16,5	649,49
7-8	5,5	216,50	22	865,98
8-9	6,25	246,02	28,25	1112,00
9-10	6,25	246,02	34,5	1358,02
10-11	6,25	246,02	40,75	1604,03
11-12	6,25	246,02	47	1850,05
12-13	5,0	196,81	52	2046,87
13-14	5,0	196,81	57	2243,68
14-15	5,5	216,50	62,5	2460,18
15-16	6,0	236,18	68,5	2696,35
16-17	6,0	236,18	74,5	2932,53
17-18	5,5	216,50	80	3149,02
18-19	5,0	196,81	85	3345,84
19-20	4,5	177,13	89,5	3522,97
20-21	4,0	157,45	93,5	3680,42
21-22	3,0	118,09	96,5	3798,51
22-23	2,0	78,73	98,5	3877,24
23-24	1,5	59,04	100	3936,28
total	100,0			

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour la zone basse1 est de **246.02m³/h** et survient entre 8h et12h.

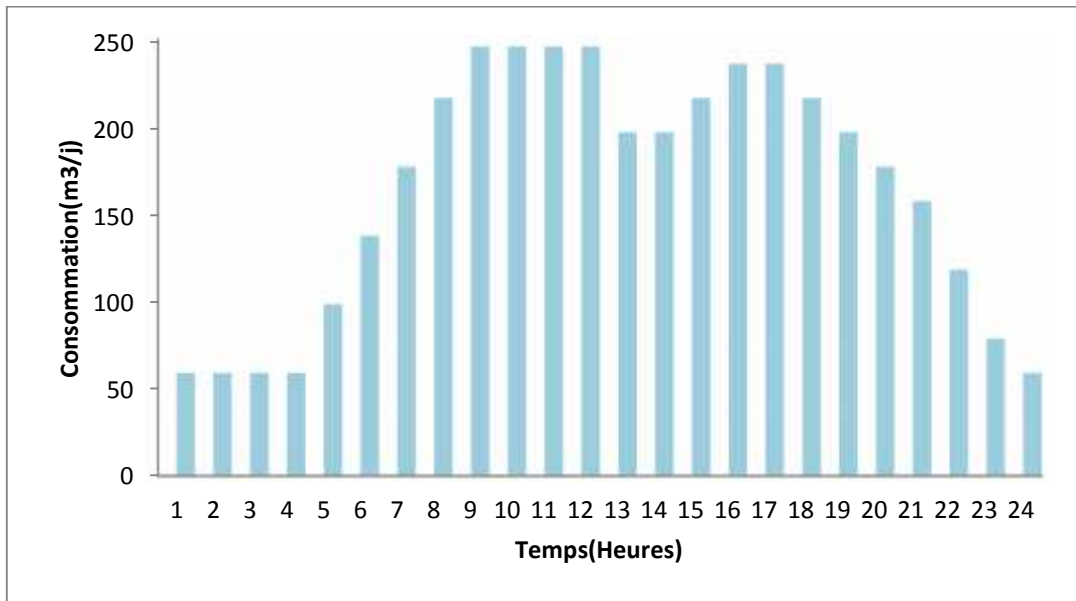


Figure II.3 Histogramme de consommation totale (zone basse1).

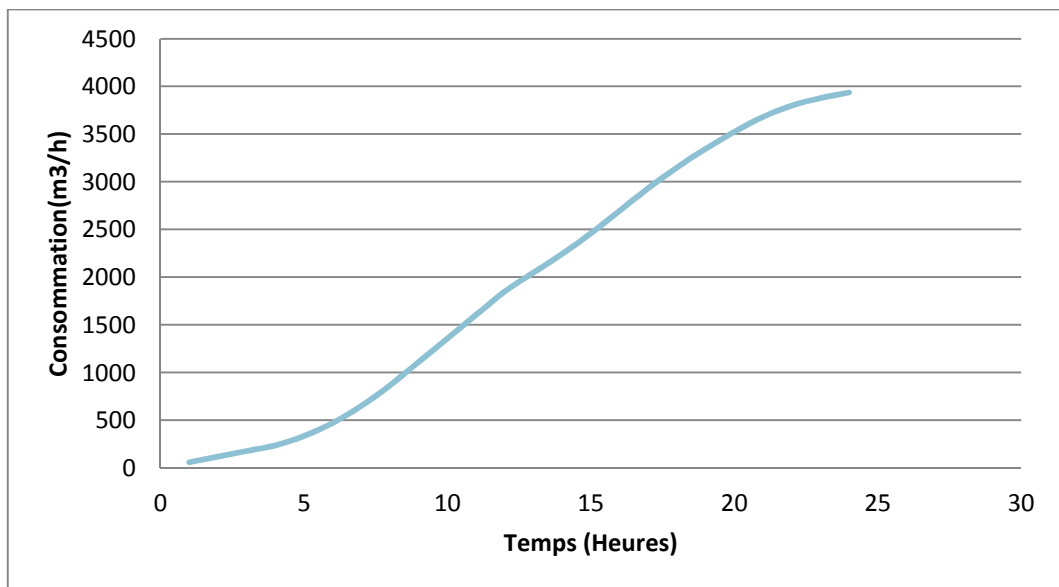


Figure II.4: la courbe intégrale de la consommation totale (zone basse1).

Tableau II.15: répartition horaire du débit pour la zone basse 2 :

heures	consommation domestique		courbe intégrale	
	$Q_{\max,j}=5106.44\text{m}^3/\text{j}$			
(h)	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	1,5	76,60	1,5	76,60
1-2	1,5	76,60	3	153,19
2-3	1,5	76,60	4,5	229,79
3-4	1,5	76,60	6	306,39
4-5	2,5	127,66	8,5	434,05
5-6	3,5	178,73	12	612,77
6-7	4,5	229,79	16,5	842,56
7-8	5,5	280,85	22	1123,42
<u>8-9</u>	6,25	<u>319,15</u>	28,25	1442,57
<u>9-10</u>	6,25	<u>319,15</u>	34,5	1761,72
<u>10-11</u>	6,25	<u>319,15</u>	40,75	2080,87
<u>11-12</u>	6,25	<u>319,15</u>	47	2400,03
12-13	5,0	255,32	52	2655,35
13-14	5,0	255,32	57	2910,67
14-15	5,5	280,85	62,5	3191,53
15-16	6,0	306,39	68,5	3497,91
16-17	6,0	306,39	74,5	3804,30
17-18	5,5	280,85	80	4085,15
18-19	5,0	255,32	85	4340,47
19-20	4,5	229,79	89,5	4570,26
20-21	4,0	204,26	93,5	4774,52
21-22	3,0	153,19	96,5	4927,71
22-23	2,0	102,13	98,5	5029,84
23-24	1,5	76,60	100	5106,44
total	100,0			

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour la zone basse 2 est de **319.15 m^3/h** et survient entre 8h et 12h.

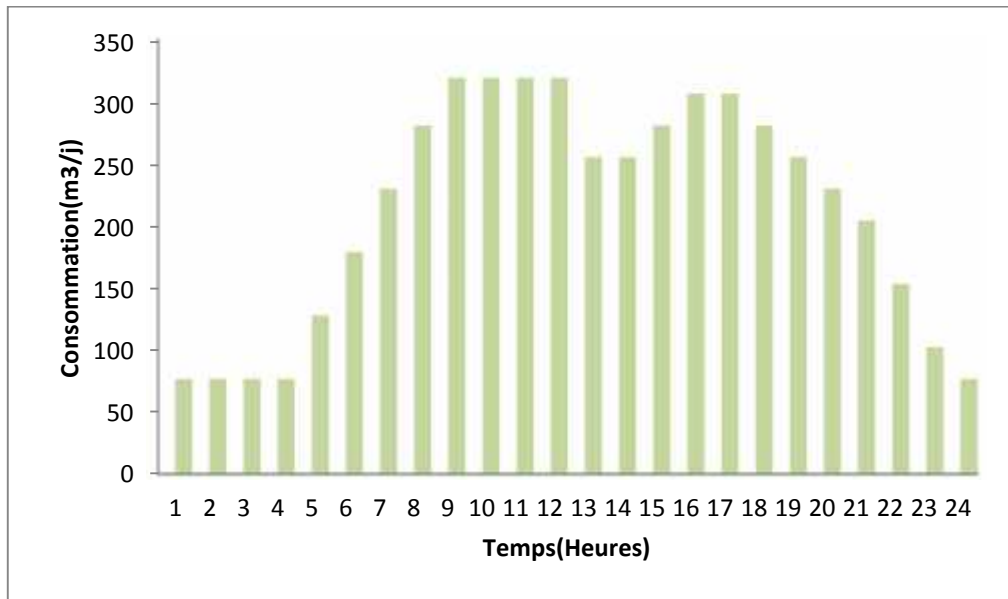


Figure II.5 : Histogramme de consommation totale (zone basse2).

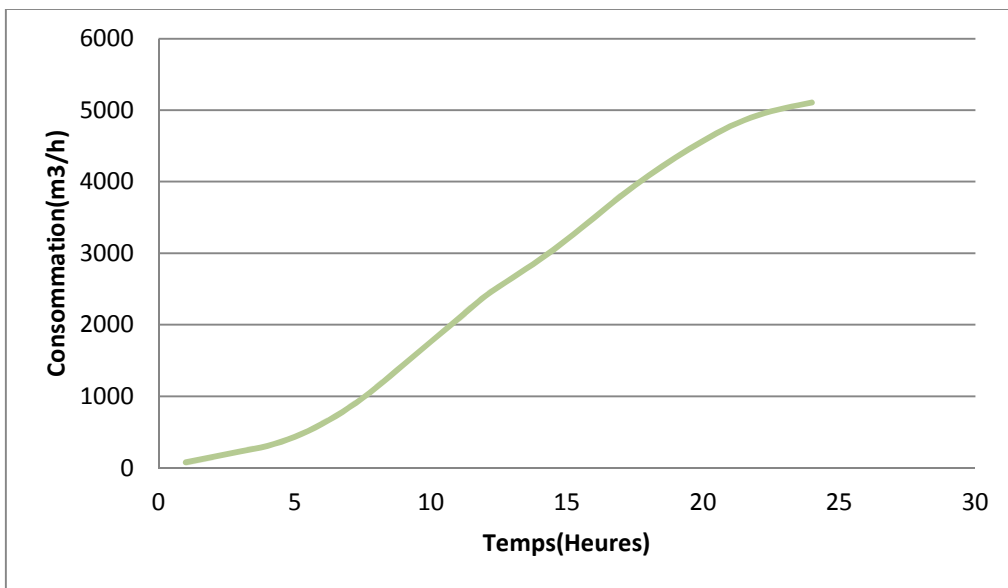


Figure II.6: la courbe intégrale de la consommation totale (zone basse2).

Tableau II.16: variation des débits horaires pour l'horizon 2030 pour l'ensemble des agglomérations.

heures	consommation domestique		courbe intégrale	
	$Q_{\max,j}=19061\text{m}^3/\text{j}$			
(h)	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	3	571,83	3	571,83
1-2	3,2	609,952	6,2	1181,782
2-3	2,5	476,525	8,7	1658,307
3-4	2,6	495,586	11,3	2153,893
4-5	3,5	667,135	14,8	2821,028
5-6	4,1	781,501	18,9	3602,529
6-7	4,5	857,745	23,4	4460,274
7-8	4,9	933,989	28,3	5394,263
8-9	4,9	933,989	33,2	6328,252
9-10	5,6	1067,416	38,8	7395,668
10-11	4,8	914,928	43,6	8310,596
11-12	4,7	895,867	48,3	9206,463
12-13	4,4	838,684	52,7	10045,147
13-14	4,1	781,501	56,8	10826,648
14-15	4,2	800,562	61	11627,21
15-16	4,4	838,684	65,4	12465,894
16-17	4,3	819,623	69,7	13285,517
17-18	4,1	781,501	73,8	14067,018
18-19	4,5	857,745	78,3	14924,763
19-20	4,5	857,745	82,8	15782,508
20-21	4,5	857,745	87,3	16640,253
21-22	4,8	914,928	92,1	17555,181
22-23	4,6	876,806	96,7	18431,987
23-24	3,3	629,013	100	19061
total	100			

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour l'ensemble des agglomérations est de **1067.416 m^3/h** et survient entre 9h et 10h.

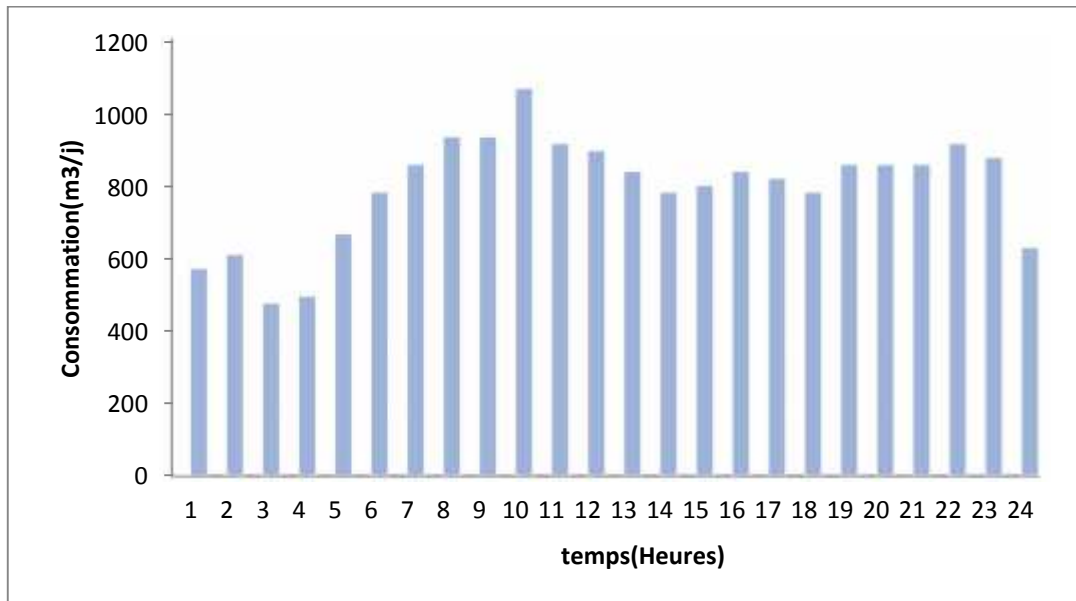


Figure II.7 : Histogramme de consommation de l'ensemble des agglomérations.

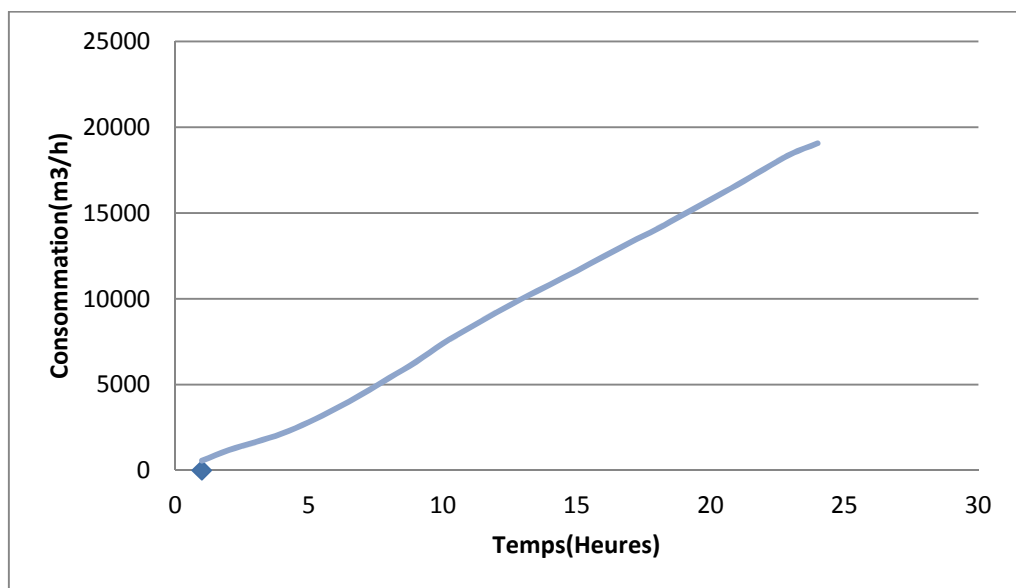


Figure II.8: la courbe intégrale de l'ensemble des agglomérations.

Conclusion :

Partant de ce chapitre, nous pouvons constater que le débit du Magtaa lazreg peut satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon du projet (2030).

Pour cela nous proposons de faire un transfert d'eau à partir de Magtaa lazreg vers Larbaa avec un débit total **19406.59m³/j** soit **224.61 l/s**, sur un linéaire de 20.4 kilomètres.

Chapitre III
Etude d'adduction

Introduction :

Dans ce chapitre, des variantes pour ce projet de transfert vont être proposées. Evidemment le choix final sera celui d'une seule variante. Pour pouvoir choisir on doit mettre en évidence ces variantes et faire une comparaison sur le plan technico-économique.

Par la suite on entamera un calcul rigoureux des éléments constituant la variante de l'adduction retenue ainsi que le choix du matériau adéquat pour cette dernière.

III.1) Type d'adduction :

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

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

III.1.1 Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire ment. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.2. Adduction par refoulement :

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

III.1.3. Adduction mixte :

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

III.2) Adduction et type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge, tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III.2.2. Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

III.3) Critères de choix du tracé :

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction. Ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages, comme les :

-Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.

-Accès faciles aux regards contenant des appareils de robinetterie.

- On essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air. De plus, en période d'arrêt de pompe, il peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisations.

- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.

- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points, ce qui peut entraîner des cavitations. Dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

III.4) Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide 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.

➤ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- ✓ Du prix de la fourniture et du transport ;
- ✓ De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; en acier ; les conduites en matière thermoplastique et celles en béton.

✓ **Fonte :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

✓ **Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

✓ **PEHD :**

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.

Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

✓ **Amiante Ciment :**

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

Conclusion :

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Dans notre adduction on a choisi des conduites en **fonte ductile** : Ce tube a subi de nombreuses évolutions, principalement dans ses revêtements intérieurs et extérieurs. Il existe d'ailleurs aujourd'hui, plusieurs types de revêtements intérieurs et extérieurs. Les qualités principales de ce tuyau sont :

- une bonne connaissance du produit posé depuis très longtemps,
- une relativement bonne élasticité,
- une excellente résistance mécanique.

III.5) Comportement d'une adduction :

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs 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.

III.6. Calcul hydraulique :

a) Cas gravitaire :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (III.1)$$

ΔH_t : Charge disponible (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau II.1.

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

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (III.2)$$

On opte pour des conduite en fonte et on prend : K' = 0,00179 ; β = 2 ; m = 5,3.

Les tubes d'acier seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux Prescriptions et aux normes internationales.

b) Cas de refoulement :

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (III.3) \quad \text{(Relation de Bonin).}$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots (III.4) \quad \text{(Relation de Bresse).}$$

Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;

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

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

III.7) Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction :

La formule qui prend en compte le facteur de consommation est :

$$D_{econ} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec: $C_j = \frac{q_i}{Q_t}$

Démonstration de la formule (III.5) :

$$C_t = C_{const} + C_{expl} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

Ct: coût total.

C_{const} : Coût de construction.

C_{expl} : Coût d'exploitation.

$$N = \frac{10^3 \times g \times Q}{\eta} \times (H_g + H) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

N : puissance de la station de pompage.

Chapitre III : Etude d'adduction

Hg : hauteur géométrique entre le niveau dynamique est le niveau de trop plein du réservoir.

H : la perte de charge.

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

Q : le débit véhiculé par la conduite.

Donc les dépenses d'énergie électrique seront :

$$E_t = N \cdot T_{st} \dots\dots\dots (2')$$

Avec :

E_t : dépense d'énergie

T_{st} : temps de fonctionnement de la station de pompage (1an)

Les dépenses totales sont :

$$C_t = C_{const} + t \cdot C_{expl} \dots\dots\dots (3)$$

t : temps d'amortissement des capitaux investis (4 à 8 ans pour le service A.E.P).

Considérons les dépenses d'exploitation qui sont déterminées par la relation suivante :

$$C_{expl} = R \cdot C_{const} + C_{energie} \dots\dots\dots (4)$$

R : décompte d'amortissement et le coût des travaux de réparation en % du coût de la construction de la canalisation.

Tableau III.2 : La valeur de R en fonction du matériau :

Matériau	Acier	Fonte	Amiante ciment
R%	2.4	2.4	5.5

a) Coût d'énergie :

Représente les dépenses réduites pour la construction et l'exploitation par année Nous pouvons donc écrire :

$$W = \frac{1}{t} C_t = \left(\frac{1}{t} + \frac{R}{100} \right) C_{const} + C_{energie} \dots\dots\dots (5)$$

b) Evaluation du cout de la construction :

Le coût de la construction de la conduite est déterminé à l'aide de l'expression suivante

$$C_{const} = a + bD^\alpha \dots\dots\dots (6)$$

Avec a,b, grandeurs dépendant du type de tuyau, de la profondeur de pose et des type de sol.

α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre.

On peut écrire :

$$C_{const} - a = bD^\alpha$$

Ou bien $\log(C_{const} - a) = \log b + \alpha \log D$

Les valeurs de a,b,α, en fonction du type de matériau sont présentées dans le tableau (III-3) :

Tableau III.3 : Valeurs de a,b,α, en fonction du matériau :

Tuyau	α	b	a
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A. Ciment	1.95	78	11
Plastique	1.95	157	9

c) Evaluation du cout de l'énergie électrique :

$$C_{\text{energie}} = N \times T \times \dots \dots \dots (7)$$

Avec :

N : puissance de la station de pompage (KWh)

T : temps de fonctionnement de la station de pompage.

: Prix de KWh.

: Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage.

Le coefficient est donné par la relation suivante :

$$= \frac{1}{K_0 \times K_j \times K_h} \dots \dots \dots (8)$$

Avec :

K_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau $K_0=1.03$ 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 qui dépend de la courbe de consommation.

Si nous tenons en compte du régime d'écoulement et du matériau de la conduite, la relation de perte de charge sera donnée par la formule de Darcy- Weisbach.

$$H = \frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (9)$$

Avec :

β : exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : exposant tenant compte du type de matériau.

En injectant la formule (9) dans la relation (2) nous obtiendrons :

$$N = \frac{10^3 \times g \times Q \left(\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \right)}{\eta} \dots \dots \dots (10)$$

Tenant compte de la formule (5), (6), (7) et (10) nous obtiendrons :

$$W = 0,01 \left(\left(\frac{1}{t} + R \right) (a + bD^\alpha) \right) 1 + 86. 10^3 \cdot \frac{K' Q^{\beta+1}}{\eta D^m} \cdot \sigma \dots \dots \dots (11)$$

En conséquence le diamètre économique est obtenu en dérivant $\frac{dW}{dD} = 0$

Ce qui donne :

$$D_{ec} = \left[\frac{86. 10^3 \cdot K' \cdot m \cdot \sigma \cdot \delta}{\left(\frac{1}{t} + R \right)} \right]^{\frac{1}{\alpha+m}} \cdot Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

Les valeurs de K' , m , β sont données dans le tableau IV.1

Cette relation est de la forme :

$$D_{econ} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10 \cdot M \dots$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation.

Tableau III.4 : Valeur de M en fonction du matériau :

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

III.8) Caractéristiques de l'adduction :

III.8.1) Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots (III.7).$$

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 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots (III.7).$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (III.8)$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (III.9).$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * Log(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (III.10).$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (II.9)

Re : Nombre de Reynolds ;

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots (III.11)$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite (m).

III.8.2) Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \dots\dots\dots(III.12).$$

- P : puissance absorbée par la pompe (W) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à refouler (m³/s) ;
- η : rendement de la station de pompage (69.5%).

III.8.3) Energie consommée par le pompage :

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

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots (III.13).$$

- E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;
- P : puissance de pompage (KW) ;
- t : temps de pompage par jour (h).

III.8.4) Amortissement annuel :

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 :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots(III.6)$$

- A : Frais d'amortissement (DA) ;
- i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;
- n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 22 ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,098.$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D₁, D₂,..... D_n).

III.8.5) Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D₁, D₂,..... D_n. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D₁, D₂,..... D_n.

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D₁, D₂,..... D_n.

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

III.8.6) Dépense annuelle de l'énergie :

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \dots\dots (III.14)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KW) ;

δ : Prix du KWh, varie trois fois par jour (voir le tableau III.5)

Tableau III.5: Variation journalière des tarifs de l'énergie :

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21 h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6h	7,5	0,403

Source SONALGAZ.

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{0,403 * 7,5 + 0,933 * 12,5}{20} \Rightarrow \delta = 0.734 \text{ DA}$$

III.9) Proposition de variantes :

Dans notre étude, on est appelé à choisir une adduction mixte (refoulement- gravitaire) et cela au vu de la topographie de la zone du projet qui relie la station de pompage et les ouvrages de stockage au niveau des différentes communes.

a)Partie refoulement:

Pour cette partie, on propose deux variantes :

Variante N°1 :

Le débit d'eau provenant de la prise d'eau de Megtaà Lezrag alimente gravitairement la station de pompage projetée de côte terrain naturel 216m.Cette dernière refoulera un débit de **19406.59m³/j** sur un linéaire de 500 m pour alimenter le réservoir projeté à une côte 300m.

Variante N°2 :

On propose dans cette variante de pomper l'eau vers le réservoir existant d'une capacité de 250 m³ de côte trop plein égale à 307,58 m.

Avantages de la variante N°1 :

le réservoir projeté peut fonctionné comme réservoir tampon et réservoir de stockage.

Inconvénients de la variante N°2 :

Le piquage au niveau du réservoir peut entrainer des fuites puisque ce dernier est existant.

Dans le cas de notre étude nous avons retenu la variante N°1 pour éviter tout problème au moment de percer la paroi du réservoir lors du branchement de la conduite de 500 mm .

b) Partie gravitaire :

A l'aval du réservoir retenu, une conduite d'un linéaire total de 19.9 Km en acier sera projetée afin d'alimenter en gravitaire les réservoirs existants des quatre communes déjà citées.

Sur cette conduite un premier piquage est pratiqué pour alimenter le réservoir 250 m³ existant de Hammam Melouane de côte trop plein 198 m. cette conduite s'étale sur un linéaire de 110 m.

Un deuxième piquage est projeté pour alimenter le réservoir existant 2000 m³ de côte trop plein 180 m sur un linéaire de 491 m de la commune de Bougara.

Un troisième piquage est projeté pour alimenter le réservoir existant 1500 m³ de côte trop plein 155 m sur un linéaire de 500 m d'Ouled Slama.

Par la suite, la conduite aboutira au complexe de Larbâa.

c) Variante de LARBAA :

Pour cette partie, on propose deux variantes :

Variante N°1 :

Cette variante sera effectuée du côté gauche de Hai BEN ZARMEN en s'éloignant de la route principale, traversant un petit Oued jusqu'à la bache d'eau 2500 m³ de LARBAA qui le longe sur une distance de 2,3 Km. (Figure 1).

Variante N°2 :

Le choix du tracé de cette variante a été effectué suivant un parcours qui débute à la caserne (garde communale) et qui longe une piste, traversant la route RN° 29 au niveau du pont de LARBAA et traversant aussi Oued El Djemaa jusqu'au réservoir 50m³ qui se trouve au niveau du champ de captage de LARBAA. Ce tracé parcourt une distance environ de 3km. (Figure 2).

d) Choix de la variante :

Avantage de la variante N°1 :

Le tracé de cette variante évite l'encombrement des réseaux (assainissement, gaz et AEP) au niveau de la route principale de Hai BEN ZARMAN et présente le chemin le plus court pour arriver jusqu'à la bache d'eau de LARBAA.

Inconvénient de la variante N°2 :

Le tracé de cette variante présente un inconvénient vu les obstacles et les singularités qu'elle traverse le long de son parcours (Oued El Djemaa, RN 29) ainsi qu'il faut alimenter la bache d'eau 2500m³ de LARBAA par refoulement.

Vue les avantages et les inconvénients que présentent les deux variantes, notre choix s'est fait sur la variante 1.

III.10) Dimensionnement de l'adduction :

III.10.1).Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau III-6:

Tableau III-6: Longueurs des différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
I	Réservoir projeté	Piquage 1	4300	4945
II	Piquage 1	Réservoir Hammam-M	110	126.5
III	Piquage 1	Piquage 2	7800	8970
IV	Piquage 2	Réservoir Bougara	491	564.65
V	Piquage 2	Piquage 3	2900	3335
VI	Piquage 3	Réservoir Ouled -Slama	500	575
VII	Piquage 3	Réservoir Larbaa	4900	5635

III.10.2) Caractéristiques des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau III-7:

Tableau III-7: Les altitudes des différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Cote de terrain naturel(m)
2	Piquage 1	159
3	Réservoir Hammam-M	194
4	Piquage 2	164.9
5	Réservoir Bougara	176
6	Piquage 3	130
7	Réservoir Ouled -Slama	151
8	réservoir Larbaa	107

A) Variante N°1 : pour une cote du réservoir tampon : $C_{RT}=300m$.

❖ **Calcul de la charge disponible :**

Dans notre cas on calcule la charge disponible entre le réservoir Tampon et le point le plus éloigné réservoir de LARBAA :

$$H_d = C_{RT} - C_{TPR}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

C_{RT} : Côte du radier du réservoir tampon (m).

C_{TP} : Côte de trop plein de la bache d'eau (m).

$$\Delta H_d = 300 - 111 = 189m.$$

❖ calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$\sum L_i = 19900 \text{ m.}$$

❖ **Détermination du gradient moyen :**

$$J_{\text{moy}} = \Delta H_d / L_e$$

$$J_{\text{moy}} = 189 / 22885 = 0.0083.$$

Détermination du diamètre :

$$J = \Delta H / L = K' Q^B / D_m$$

D'où :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times Q^\beta}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$.

❖ **Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :**

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau (III-8) :

Tableau III-8 : tableau donnant les diamètres calculés de chaque tronçon :

Tronçon	Longueur géométrique (m)	Débit du tronçon (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m /s)
I	4300	224.6	426.13	1.57
III	7800	206.6	412.9	1.54
V	2900	188.6	398.95	1.51
VII	4900	140.6	357.09	1.40

❖ **Normalisation des diamètres :**

Les diamètres normalisés de la partie gravitaire sont regroupés dans le tableau (III-9):

Tableau III-9 : diamètres normalisés de chaque tronçon avec leurs vitesses :

Tronçon	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	Débit du tronçon (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m /s)
III	7800	8970	206.6	400	1.64
V	2900	3335	188.6	400	1.50
VII	4900	5635	140.6	350	1.46

❖ **Calcul des pertes de charges de chaque tronçon :**

Tableau III-10 : calcul des pertes de charge de chaque tronçon :

Tronçon	Longueur géométrique (m)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Perte de charge (m)
III	7800	206.6	400	88.10
V	2900	188.6	400	27.30
VII	4900	140.6	350	52.02

Donc le cote piézométrique de Piquage 1 est :

$$C_{P1} = C_{T1} + \Delta H_{B-P1}$$

$$C_R = 111 + 167.42 = 278.42m.$$

Calcul le diamètre avantageux du tronçon de l'adduction réservoir tampon_ Piquage1 :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 4945 * (0.2246)^2}{21.58}} = 0.481.09m = 481.09mm$$

$$450 < D_{av} < 500mm.$$

Chapitre III : Etude d'adduction

On suppose que: $\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{k' \cdot L_1 \cdot Q^B}{D_1^m} + \frac{k' \cdot L_2 \cdot Q^B}{D_2^m}$

Avec : $L_1 + L_2 = L_r$; $D_1 = 450\text{mm}$ et $D_2 = 500\text{mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$0.00179 \cdot (0.2246)^2 \left(\frac{L_1}{0.45^{5.3}} + \frac{L_2}{0.5^{5.3}} \right) = 21.58\text{m.}$$

$$\implies L_1 = 1499.21 ; L_2 = 3445.79\text{m}$$

$$L_1 + L_2 = 4945\text{m} \quad L_2 = 4945 - L_1$$

La vitesse de l'eau dans les deux conduites successives est calculée comme suit :

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

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s)

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

A.N:

$$V_2 \approx \frac{4 \cdot 0.2246}{\pi \cdot 0.5^2} = 1.14\text{m/s.}$$

$$V_1 \approx \frac{4 \cdot 0.2246}{\pi \cdot 0.45^2} = 1.41\text{m/s.}$$

Conclusion:

Le tronçon (réservoir tampon -P1) est composé de deux conduites de diamètre 450mm et 500mm sur des longueurs respectives égales à 1499 m et 3446 m.

Tableau III-11: Pressions pour différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Côte piézométrique (m)	Côte terrain naturel (m)	Pression (m)
RP	Réservoir projeté	304	300	4.0
P1	Piquage 1	278.42	159	119.4
P2	Piquage 2	190.32	164.9	25.42
P3	Piquage 3	163.02	130	33.02
RL	Réservoir L	111	107	4

Tableau III-12: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH_i (m)	$D_{calculé}$ (mm)
II	18	110	126.5	80.42	72.51
IV	18	491	564.65	10.32	141.65
VI	48	500	575	8.02	215.83

Tableau III-13: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D _{ca} (mm)	D (mm)	ΔH _i (m)	V (m/s)
II	18	72.51	150	1.71	1.02
IV	18	141.65	150	7.62	1.02

Calcul le diamètre avantageux du tronçon de l'adduction Piquage3-Réservoir O-S:

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 575 * (0.048)^2}{8.02}} = 0.21583m = 215.83mm$$

$$200 < D_{av} < 250mm$$

On suppose que: $\Delta H_t = \Delta H1 + \Delta H2 = \frac{k' * L_1 * Q^B}{D_1^m} + \frac{k' * L_2 * Q^B}{D_2^m}$

Avec : L₁+L₂=L_r ; D₁=200mm et D₂=250mm

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus :

$$\begin{cases} 0.00179 * (0.048)^2 \left(\frac{L_1}{0.20^{5.3}} + \frac{L_2}{0.25^{5.3}} \right) = 8.02m. \\ L_1 + L_2 = 575m \end{cases} \implies L_1 = 299.55m ; L_2 = 275.45m$$

$L_2 = 575 - L_1$

La vitesse de l'eau dans les deux conduites successives 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).

$$V_2 = \frac{4 * 0.048}{\pi * 0.25^2} = 0.98m/s. \text{ et } V_1 = \frac{4 * 0.048}{\pi * 0.20^2} = 1.53m/s.$$

Conclusion:

Le tronçon (P3 –réservoir O-S) est composé de deux conduites de diamètre 200mm et 250mm sur des longueurs respectives égales à 299.55 m et 275.45 m.

III.10.3) Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau (III-14) :

Tableau III.14: Frais d'investissement des conduites gravitaires :

N° du tronçon	Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
I	500	8100.40	2996.52	24273010,6
	450	7078.18	1303.48	9226266,07
II	150	2056	110	226160
III	400	6125.96	7800	47782488
IV	150	2056	491	1009496
V	400	6125.96	2900	17765284
VI	250	2756	239.52	660117,12
	200	2225	260.48	579568
VII	350	5249.74	4900	25723726
Investissement DA				127246116

III.10.4).Dimensionnement de l'adduction en refoulement :

a)Conduite d'aspiration :

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration en dessous de 1.5 m/s.

On calcule le diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s à l'équation de continuité $Q=V.S$.

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.27}{\pi \cdot 1.5}} = 0.480 \text{ m.}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5m/s il faut augmenter le diamètre d'aspiration, on opte pour le diamètre $D_{asp} = 500\text{mm}$.

Vérification conduite d'aspiration est de la vitesse d'aspiration via l'équation de continuité: $V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0.27}{\pi \cdot 0.5^2} = 1,38\text{m/s}$.

$V_{asp} < 1,5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est parfaitement adéquat pour cette adduction.

b) Conduite refoulement :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 19406.59 \text{ m}^3/\text{j}$

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{exp} = \frac{19406.59}{20 * 3600} = 0,27 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

- L = 500m.

-Hg = 88m.

-D = 0,520m. (Bonin).

Tableau III.15 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D (mm)	Q (m^3/s)	V (m/s)	ϵ/D	λ	L(m)	$\Delta H_t(\text{m})$	Hg(m)	Hmt(m)
200	0.27	8,60	0,0020	0,02378	500	257,34	88	345,34
300	0.27	3,82	0,0013	0,02142	500	30,52	88	118,52
400	0.27	2,15	0,0010	0,01995	500	6,74	88	94,74
500	0.27	1,38	0,0008	0,01891	500	2,10	88	90,10
600	0.27	0,96	0,0007	0,01812	500	0,81	88	88,81
700	0.27	0,70	0,0006	0,01749	500	0,36	88	88,36
800	0.27	0,54	0,0005	0,01697	500	0,18	88	88,18

Chapitre III : Etude d'adduction

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.16.

Tableau III.16 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m³/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
200	0.27	345,34	1318,02	0.734	9621546,08	7062214,82
300	0.27	118,52	452,33	0.734	3302030,85	2423690,64
400	0.27	94,74	361,60	0.734	2639683,09	1937527,39
500	0.27	90,10	343,85	0.734	2510135,15	1842439,2
600	0.27	88,81	338,94	0.734	2474242,93	1816094,31
700	0.27	88,36	337,23	0.734	2461803,27	1806963,6
800	0.27	88,18	336,54	0.734	2456760,81	1803262,43

c) Calcul des frais d'investissements :

Tableau III.17 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix MI(DA)	L (mm)	PRIX(DA)	ANNUITE	Investissements (DA)
200	2225	500	1112500	0,098	109025
300	3455.52	500	1727760	0,098	169320,48
400	6125.96	500	3062980	0,098	300172,04
500	8100.40	500	4050200	0,098	396919,6
600	10356.84	500	5178420	0,098	507485,16
700	12769.28	500	6384640	0,098	625694,72
800	15367.72	500	7683860	0,098	753018,28

d) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau III.18 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D (mm)	Investissements (Million DA)	Exploitation (Millions DA)	Totale (Million DA)
200	109025	7062214,82	7171239,82
300	169320,48	2423690,64	2593011,12
400	300172,04	1937527,39	2237699,43
500	396919,6	1842439,2	2234358,8
600	507485,16	1816094,31	2323579,47
700	625694,72	1806963,6	2432658,32
800	753018,28	1803262,43	2556280,71

B) Variante N°2 : pour une cote du réservoir tampon : $C_{RT}=290m$.

❖ **Calcul de la charge disponible :**

Dans notre cas on calcul la charge disponible entre le réservoir Tampon et le point le plus éloigné réservoirs de LARBAA :

$$H_d = C_{RT} - C_{TPR}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

C_{RT} : Côte du radier du réservoir tampon(m).

C_{TP} : Côte de trop plein de la bêche d'eau(m).

$$\Delta H_d = 290 - 111 = 179m.$$

❖ calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale: $L=20050m$

❖ **Détermination du gradient moyen :**

$$J_{moy} = \Delta H_d / L$$

$$J_{moy} = 179 / 23057.5 = 0.0078.$$

❖ **Détermination du diamètre :**

$$J = \Delta H / L = K' Q^B / D_m$$

D'où :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times Q^\beta}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5, 3$.

❖ **Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :**

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau (III-19) :

Tableau III-19 : tableau donnant les diamètres calculés de chaque tronçon :

Tronçon	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	Débit du tronçon (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m /s)
I	4450	5117.5	224.6	431,16	1.54
III	7800	8970	206.6	417,78	1.51
V	2900	3335	188.6	403,65	1.47
VII	4900	5635	140.6	361,30	1.37

❖ **Normalisation des diamètres :**

Les diamètres normalisés de la partie gravitaire sont regroupées dans le tableau (III-20):

Tableau III-20 : diamètres normalisés de chaque tronçon avec leurs vitesses :

Tronçon	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	Débit du tronçon (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m /s)
III	7800	8970	206.6	400	1.64
V	2900	3335	188.6	400	1.50
VII	4900	5635	140.6	350	1.46

❖ Calcul des pertes de charges de chaque tronçon :

Tableau III-21 : calcul des pertes de charge de chaque tronçon :

Tronçon	Longueur géométrique (m)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Perte de charge (m)
III	7800	206.6	400	88.10
V	2900	188.6	400	27.30
VII	4900	140.6	350	52.02

Donc le cote piézométrique de Piquage 1 est :

$$C_{P1} = CT_1 + \Delta H_{B-P1}$$

$$C_R = 111 + 167.42 = 278.42 \text{ m.}$$

Calcul le diamètre avantageux du tronçon de l'adduction réservoir tampon_ Piquage1 :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 5117.5 * (0.2246)^2}{11.58}} = 0.54456 \text{ m} = 544.56 \text{ mm}$$

$$500 < D_{av} < 550 \text{ mm.}$$

On suppose que: $\Delta H_t = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{k' * L_1 * Q^B}{D_1^m} + \frac{k' * L_2 * Q^B}{D_2^m}$

Avec : $L_1 + L_2 = L_r$; $D_1 = 500 \text{ mm}$ et $D_2 = 600 \text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.00179 * (0.2246)^2 \left[\frac{L_1}{0.5^{5.3}} + \frac{L_2}{0.55^{5.3}} \right] = 11.58 \text{ m.} \\ L_1 + L_2 = 5117.5 \text{ m} \end{array} \right. \implies \begin{array}{l} L_1 = 421.6 \text{ m} ; L_2 = 4695.9 \end{array}$$

La vitesse de l'eau dans la conduite 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:

$$V_2 = \frac{4 * 0.2246}{\pi * 0.55^2} = 0.95 \text{ m/s.}$$

$$V_1 = \frac{4 * 0.2246}{\pi * 0.5^2} = 1.14 \text{ m/s.}$$

Conclusion:

Le tronçon (réservoir tampon –P1) est composé de deux conduites de diamètre 500mm et 550mm sur des longueurs respectives égales à 421.6 m et 4695.9 m.

Tableau III-22: Pressions pour différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Côte piézométrique (m)	Côte terrain naturel (m)	Pression (m)
RP	Réservoir projeté	294	290	4
P1	Piquage 1	278.42	159	119.4
P2	Piquage 2	190.32	154	36.3
P3	Piquage 3	163.02	130	33.2
RL	Réservoir L	111	107	4

Tableau III-23: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH_i (m)	$D_{\text{calculé}}$ (mm)
II	18	110	126.5	80.42	72.51
IV	18	491	564.65	10.32	141.65
VI	48	500	575	8.02	215.83

Tableau III-24: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D_{ca} (mm)	D (mm)	ΔH_i (m)	V (m/s)
II	18	71,72	150	1.71	1.02
IV	18	141.65	150	7.62	1.02

Calcul le diamètre avantageux du tronçon de l'adduction Piquage3- Réservoir O-S:

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 575 * (0.048)^2}{8.02}} = 0.21583m = 215.83mm$$

$$200 < D_{av} < 250mm$$

On suppose que: $\Delta H_t = \Delta H1 + \Delta H2 = \frac{k' * L_1 * Q^B}{D_1^m} + \frac{k' * L_2 * Q^B}{D_2^m}$

Avec : $L_1 + L_2 = L_r$; $D_1 = 200mm$ et $D_2 = 250mm$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.00179 * (0.048)^2 \left[\frac{L_1}{0.20^{5.3}} + \frac{L_2}{0.25^{5.3}} \right] = 8.02m. \\ L_1 + L_2 = 575m \end{array} \right. \implies L_1 = 299.55m ; L_2 = 275.45m$$

La vitesse de l'eau dans les deux conduites successives est calculée comme suit :

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

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

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

$$V_2 = \frac{4 * 0.048}{\pi * 0.25^2} = 0.98m/s.$$

$$V_1 = \frac{4 * 0.048}{\pi * 0.20^2} = 1.53m/s.$$

Conclusion:

Le tronçon (P3 –réservoir O-S) est composé de deux conduites de diamètre 200mm et 250mm sur des longueurs respectives égales à 299.55 m et 275.45 m.

III.10.5) Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau (III-25) :

Tableau III.25: Frais d'investissement des conduites gravitaires :

N° du tronçon	Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
I	550	9186.62	4083.4	37512644.11
	500	8100.40	366.6	2969606.64
II	150	2056	110	226160
III	400	6125.96	7800	47782488
IV	150	2056	491	1009496
V	400	6125.96	2900	17765284
VI	250	2756	239.52	660117,12
	200	2225	260.48	579568
VII	350	5249.74	4900	25723726
Investissement DA				134229089,9

III.10.6).Dimensionnement de l'adduction en refoulement :

a)Conduite d'aspiration :

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration en dessous de 1.5 m/s.

On calcule le diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via là l'équation de continuité $Q=V.S$.

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.27}{\pi \cdot 1.5}} = 0.480 \text{ m.}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5m/s il faut augmenter le diamètre d'aspiration, on opte pour le diamètre $D_{asp} = 500\text{mm}$.

Vérification conduite d'aspiration est de la vitesse d'aspiration via l'équation de continuité: $V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0.27}{\pi \cdot 0.5^2} = 1,38\text{m/s}$.

$V_{asp} < 1,5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est parfaitement adéquat pour cette adduction.

b) Conduite refoulement :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max, j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max, j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max, j} = 19406.59 \text{ m}^3/\text{j}$

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{exp} = \frac{19406.59}{20 * 3600} = 0,27 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

- L = 430m.; Hg = 78m.

-Dc = 0,520m. (Bonnin).

Tableau III.26 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ε/D	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	0.27	8,60	0,0020	0,02378	430	221,31	78	299,31
300	0.27	3,82	0,0013	0,02142	430	26,25	78	104,25
400	0.27	2,15	0,0010	0,01995	430	5,80	78	83,80
500	0.27	1,38	0,0008	0,01891	430	1,80	78	79,80
600	0.27	0,96	0,0007	0,01812	430	0,69	78	78,69
700	0.27	0,70	0,0006	0,01749	430	0,31	78	78,31
800	0.27	0,54	0,0005	0,01697	430	0,15	78	78,15

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau III.27.

Tableau III.27 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
200	0.27	299,31	1142,35	0.734	8339167,07	6120948,63
300	0.27	104,25	397,86	0.734	2904383,97	2131817,83
400	0.27	83,80	319,83	0.734	2334764,9	1713717,43
500	0.27	79,80	304,57	0.734	2223353,67	1631941,59
600	0.27	78,69	300,34	0.734	2192486,36	1609284,99
700	0.27	78,31	298,88	0.734	2181788,25	1601432,58
800	0.27	78,15	298,28	0.734	2177451,74	1598249,57

c) Calcul des frais d'investissements :

Tableau III.28 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix MI (DA)	L (mm)	PRIX (DA)	ANNUITE	Investissements (DA)
200	2225	430	956750	0,098	93761,5
300	3455.52	430	1485874	0,098	145615,61
400	6125.96	430	2634163	0,098	258147,95
500	8100.40	430	3483172	0,098	341350,86
600	10356.84	430	4453441	0,098	436437,24
700	12769.28	430	5490790	0,098	538097,46
800	15367.72	430	6608120	0,098	647595,72

d) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau III.29 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation :

D (mm)	Investissements (Million DA)	Exploitation (Millions DA)	Totale (Million DA)
200	93761,5	6120948,63	6214710,13
300	145615,61	2131817,83	2277433,44
400	258147,95	1713717,43	1971865,38
500	341350,86	1631941,59	1970292,45
600	436437,24	1609284,99	2045722,23
700	538097,46	1601432,58	2139530,04
800	647595,72	1598249,57	2245845,29

Tableau III.30 : Bilan des deux variantes :

Variante	Partie gravitaires	Partie refoulement		Totale (Million DA)
	Investissements	Investissements	Exploitation	
Variante 01	127246116	396919,6	1842439,2	129480474.8
Variante 02	134229089,9	341350,86	1631941,59	136199382.4

Remarque : selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation des deux variantes en tenant compte la vitesse d'écoulement, le diamètre économique de la variante (01) càd le réservoir tampon implanté à une côte de radier est égale à 300m.

Conclusion :

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

L'adduction est composée d'une partie gravitaire de 19.9K m de longueur et de diamètre avantageux qui varie de 500mm à 350mm et d'une partie de refoulement de 500m avec un diamètre économique constant de 500 mm, comme elle contient un réservoir tampon reliant l'adduction par refoulement avec l'adduction gravitaire.

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

Chapitre IV
Etude du pompage

Introduction :

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

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté une station de pompage.

IV.1- Choix des pompes :

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont données les graphes (courbes caractéristiques) de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes en évitant le phénomène de cavitation.

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir

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, le logiciel **CAPRARI** sera utilisé. Il permet de déterminer avec précision les caractéristiques des différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique demandée.

IV.2- Choix du nombre de pompe:

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

Recherche de l'investissement minimal par limitation du nombre de pompe de groupe sans perdre de point de vue la sécurité de fonctionnement ;

- ✓ Assure la hauteur et le débit calculé ;
- ✓ Assurer le rendement maximal de pompe ;
- ✓ Présenter le minimum d'encombrement ;
- ✓ La disponibilité, sur le marché national.

IV-3- Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

IV-4. Refoulement : tronçon (Station SP - Réservoir Tampon RT)

Dans notre projet, la station de pompage doit refouler un débit total journalier de $19406.59\text{m}^3/\text{j}$ pendant 20 heures, donc un débit horaire $970.33\text{ m}^3/\text{h}$.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau VI. 1

Tableau IV.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	970.33	90.10	-	-	-	-	-	-
2	485.17	90.10	-	-	-	-	-	-
3	323.44	90.10	PM 150	77.6	1450	4	100	3.47
4	242.58	90.10	PM 125	70.8	2900	1	94.4	6.94

A partir du tableau (VI-1), on déduit que la variante de trois (03) pompes donne les meilleures performances, (rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle et aussi (NPSH)_r).

Conclusion:

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

IV-5- Courbes caractéristiques des pompes :

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

$$[H-Q] , [P_{abs} - Q] , [\eta_p - Q] , [(NPSH)_r - Q]$$

Les courbes caractéristiques de la pompe PM 150 sont représentées dans la figure IV.1

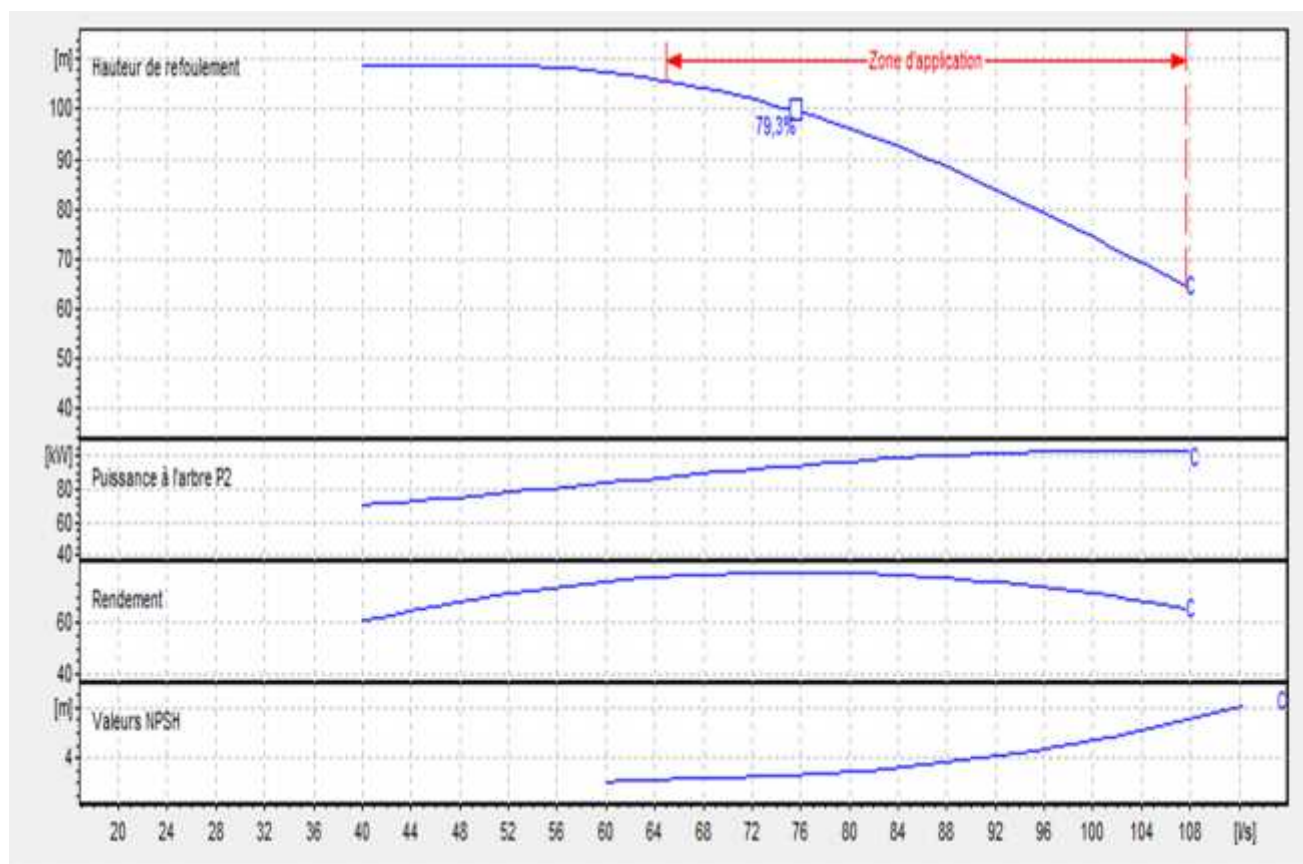


Figure IV.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe

IV.6- Point de fonctionnement:

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$; de la conduite $H_c= f(Q)$ sur le même graphe (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- ✓ Modification de la vitesse de rotation ;
- ✓ Modification du temps de pompage ;
- ✓ Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

IV.6-1) Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (IV-1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,10 * \Delta h_p^{lin} \dots \dots \dots (IV-2)$$

Avec :

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

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

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

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

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

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

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

Tableau IV-2- : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT) :

N°	Q (m ³ /s)	3Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0,04	0,12	88	500	500	0,01891	0,36	0,40	88,40
2	0,05	0,15	88	500	500	0,01891	0,56	0,62	88,62
3	0,06	0,18	88	500	500	0,01891	0,81	0,89	88,89
4	0,07	0,21	88	500	500	0,01891	1,10	1,21	89,21
5	0,08	0,24	88	500	500	0,01891	1,44	1,58	89,58
6	0,09	0,27	88	500	500	0,01891	1,82	2,00	90,00
7	0.10	0,3	88	500	500	0,01891	2,25	2,48	90,48

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (IV-1).

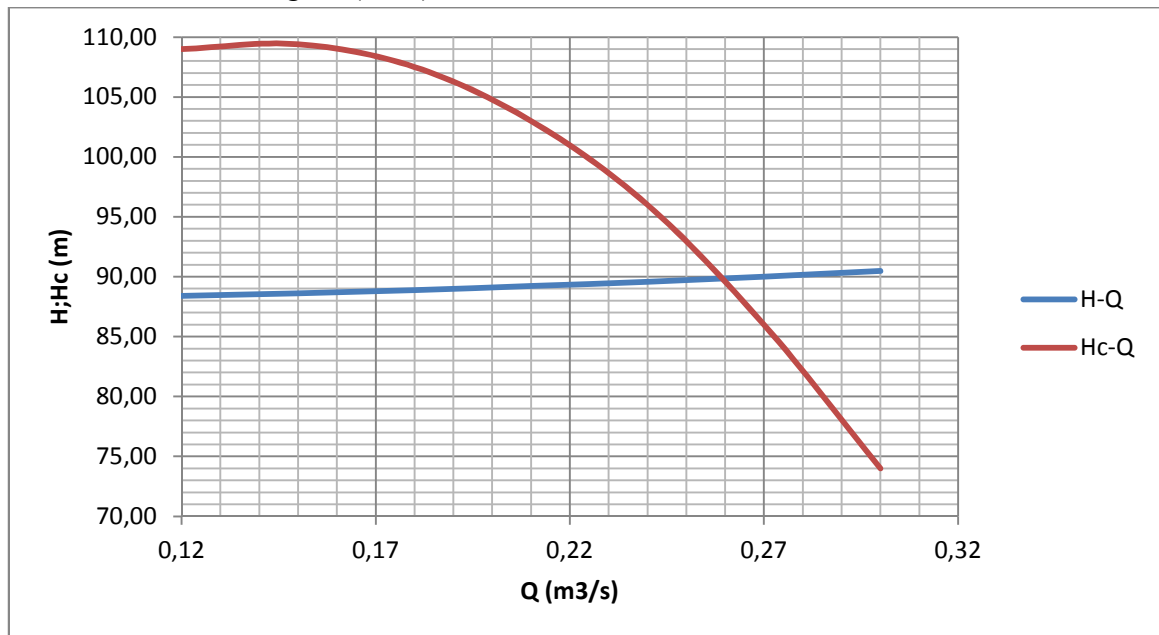


Figure IV.1 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SP

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 260 \text{ l/s} < Q_{app} = 270 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 90 \text{ m} < H_{app} = 90,10 \text{ m} \end{array} \right.$$

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

IV-7- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

A- Débit disponible > Débit appelé :

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

- ✓ **Réglage qualitatif :** c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- ✓ **Réglage quantitatif :** appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.
- ✓ Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

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

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

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

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

h_v : différence entre la hauteur H^c et la hauteur appelée :

$$h_v = H^c - H_{app}$$

H^c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique.

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

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \dots \dots \dots (VI.3)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots \dots \dots (VI.4)$$

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

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

Rendement de rognage :

$$R = (1-m) \times 100 \dots \dots \dots (VI.5)$$

R : rendement de rognage (%);

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots \dots \dots (VI.6)$$

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

✓ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :**

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

➤ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir ; Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots \dots \dots (IV-7)$$

t : temps en heure prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour;

t' : nouveau en heure temps de fonctionnement de la station de pompage par jour;

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

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

B- Débit disponible < Débit appelé :

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

➤ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

➤ **Changement de type de pompe:**

IV.7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :**IV.7.1. Équipements en amont de la pompe :****➤ 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.

➤ Joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'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.

➤ Joint de démontage :

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

➤ Convergent d'aspiration :

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

➤ 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.

➤ 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).

IV.7.2. Équipements en aval de la pompe :**➤ 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

➤ Clapet de non-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, ils sont installés sur la conduite horizontale.

➤ Joint de démontage :

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

➤ Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

➤ 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.

➤ **Conduite de refoulement :**

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale à 1.2 fois da ($D_a = 1.2d_a$) ... (3)

➤ **Conduite de refoulement :**

Il sert a véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est détermine après des études technico-économique.

➤ **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 Ha existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

Mais dans notre cas le by-pass ce trouve toute en amont des groupes de pompes.

➤ **Soupape de décharge :**

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

IV-8) Etude de la cavitation :

Il existe pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, une hauteur limite d'aspiration en deçus de laquelle il convient toujours de se tenir. Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être place 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 :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (+ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.1$$

$$ha^{ad} = -(NPSH)_r - 0.1 + \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \frac{v^2}{2g} - \sum hp_{asp}$$

(NPSHr) : Déterminé graphiquement d'après la figure III.1 égal à 3.47 m.

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau IV.3)

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. IV.4)

Tableau. IV.3: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (atm)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau IV.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (atm)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 216 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10.12$ m.

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\varpi} = 0.24$ m.

$$h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^{\beta}}{D^m} = \frac{0.00179 \times 1.10 \times 10 \times 0.27^2}{0.5^{5.3}} = 0.06 \text{ m.}$$

$$V_{asp} = 1.38 \text{ m/s}$$

Alors :

$$h_{ad} = -3.47 - 0.1 + 10.12 - 0.24 - 0.097 - 0.06 = +6.153 \text{ m.}$$

IV-9) Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \dots\dots\dots (IV-7)$

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

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

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

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

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

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

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

• Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 211.73 \text{ m}$

• La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 211.73 + 6.153 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 217.683 \text{ m}$

IV-10- Choix du moteur électrique :

VI-10-1- Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- ✓ Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

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

VI-10-2- Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{mot} = 2910 \text{ tr/min}$.

VI-10-3- Puissance fournie par le moteur :

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * H_{MT} * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \dots\dots\dots (IV-8)$$

P_m : puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

H_{MT} : hauteur manométrique totale ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$, on prend : $\eta_m = 95 \%$.

K : coefficient correcteur de puissance du moteur, est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau IV-5: Coefficient de correction en fonction de la puissance de la pompe :

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

IV.11 Caractéristiques du moteur :

- ✓ Fréquence:50HZ.
- ✓ Tension nominale:400V.
- ✓ Vitesse nominale:1450tr/min.
- ✓ Nombre de pôles: 4.
- ✓ Puissance nominale P2: 110kw.
- ✓ Classe d'isolement: F.
- ✓ Degré de protection: IP 55.

IV.12. Bâtiment de la station de pompage :

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- ✓ Choix du bâtiment.
- ✓ Partie souterraine.
- ✓ Partie supérieur (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 ;

IV.12.1) choix du bâtiment :

Tableau.IV.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 verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

On a :

-Débit $Q=0.27 \text{ m}^3/\text{s} < 2 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Hauteur admissible à l'aspiration (m) = 5.553m > 0.

-variation du plan d'eau de la bâche (m) = (1-3).

donc un bâtiment de type Bâche sèche.

VI.13. Dimensionnement de bâtiment de station pompage :

a-Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots(\text{IV.9})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots(\text{VI.10})$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = T + S$.

A.N : $H_p = 370 + 315 \Rightarrow H_p = 685 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_5 = 0,685 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,485 \text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6=2,2 \text{ m}$;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3\text{m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_b = 1,485 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,285\text{m}$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5,5 \text{ m}$** .

b- Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_1 \dots\dots\dots(IV.11)$$

n : nombre de pompes, $n = 4$ (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N : $L = 2565\text{mm} \Rightarrow L = 2.565 \text{ m}$.

$L = 4 \times 2.565 \Rightarrow L = 10.26 \text{ m}$.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$,

On prend : $L_{int} = 1,0 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3 \text{ m}$.

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,5\text{m}$;

A.N : $L_b = 10.26 + 1 \times 3 + 0.5 + 3 \Rightarrow L_b = 16.76 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **17 m**.

c-Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 4.s + L_p + L_r \dots\dots\dots(IV.12)$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe,

$$l_1 = 0.2 + D_a = 0.3 + 0.5 = 0.7\text{m}.$$

l_2 : distance entre mur et dernière organe de la pompe,

$$l_2 = 0.2 + D_r = 0.3 + 0.5 = 0.7\text{m}.$$

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3) \text{ m}$;

On prend : $L_r = 3 \text{ m}$.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 3.0\text{m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div} \dots\dots\dots(IV.13)$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 0.820 \text{ m}$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \times D_r$

A.N : $l_{tr} = 2 \times 500 \Rightarrow l_{tr} = 1.0 \text{ m}$;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tr} = 2 \times D_a$.

A.N : $l_{tr} = 2 \times (1.25 \times 200) \Rightarrow l_{tr} = 0.50 \text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4)(D_a-d_a) = 3.5 \times 100 = 0.350\text{m}$.

l_c : longueur du divergent, $l_{div} = (3.5-4)(D_r-d_r) = 3.5 \times 350 = 1.23\text{m}$.

A.N : $l_3 + l_4 = 0.728 + 1.0 + 0.50 + 0.35 + 1.23 \Rightarrow l_3 + l_4 = 3.8 \text{ m}$.

A.N : $l_b = 0.7 + 0.7 + 3.8 + 4 \times 0.2 + 3.0 + 3 \Rightarrow l_b = 12.0 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **12 m**.

d-Dimensions des portes :

- ✓ porte principale : **3×3.**
- ✓ porte secondaire : **2,5×1,6.**

e- 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.

$$\sum S_f = 0,15 * 17 * 12 \Rightarrow \sum S_f = 30.6m^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots (IV.13)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, **Sf = (1,2 * 2.2) ;**

A.N : $n = \frac{30.6}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 12 \text{ fenêtres}$

f-Dimensionnement des marches d'escalier :

- ✓ hauteur : **17 cm ;**
- ✓ largeur : **30 cm ;**
- ✓ pente : **1/1,75.**
- ✓

Tableau (IV.7): Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP) :

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Epaisseur des murs	Fenêtres(m)	Portes	
					secondaire	principale
17	12	5,5	0,2	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

Conclusion :

En fonction de la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, dans ce projet de transfert d'eau le choix se fait sur des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque.

Chapitre V

Réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches pour lesquelles ils sont conçus.

V.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'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents 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, outre une régularité de fonctionnement des groupes 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 désamorçe 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 cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement 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 du 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 aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

V.2. Prescriptions sanitaires :

Hormis 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.

- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou 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 joints étanches.
- ✓ 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).

V.3. Classification des réservoirs :

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- ✓ Enterrés;
- ✓ Semi-enterrés;
- ✓ Sur sol;
- ✓ Sur tour (château d'eau)

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

Rectangulaire ou carrée:

Elles sont utilisées 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 un réservoir unique.

Circulaire:

Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont des réservoirs sur sol, le premier réservoir étant un réservoir de Relais de forme circulaire, et le deuxième joue un rôle de régulateur on préconise une forme rectangulaire.

V.4. Équipement du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- Une conduite de départ ou de distribution.
- Une conduite de vidange.
- Une conduite de trop –plein.
- Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- Conduit by -pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

V.4.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

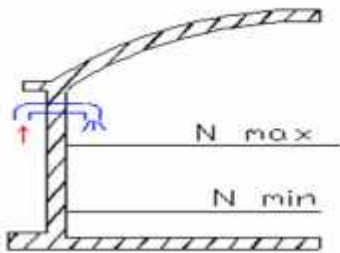
L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieur de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement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

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

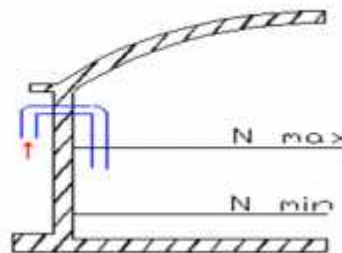
- ✓ Arrivée par surverse.
- ✓ Arrivée par surverse noyée.
- ✓ Arrivée par le bas.
- ✓ Arrivée par le fond.

Arrivée par surverse :

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.



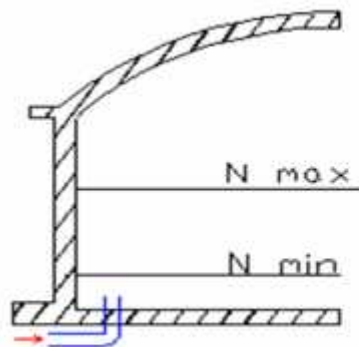
**Figure V.1: Arrivée par surverse
(Chute libre)**



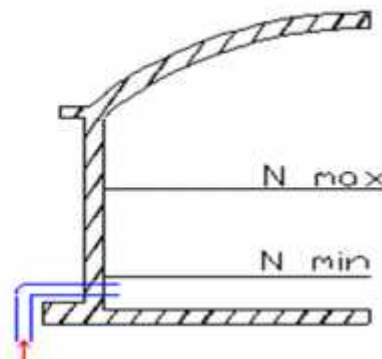
**Figure V.2: Arrivée par surverse
(Noyée)**

Arrivée par le bas:

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.



**Figure V.3: Arrivée par le bas
(Par le fond)**



**Figure V.4: Arrivée par le bas
(Par le bas)**

Remarque :

Pour notre réservoir tampon on opte pour une arrivée de la conduite par le fond car elle permet le renouvellement de l'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage de notre réseau.

La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

V.4.2. Conduite de départ ou de distribution :

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

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

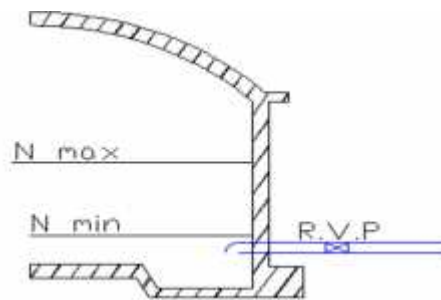


Figure V.5: Conduite de départ.

V.4.3. Conduite du trop-plein :

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

V.4.4. Conduite de vidange :

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

V.4.5. Conduit by-pass :

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

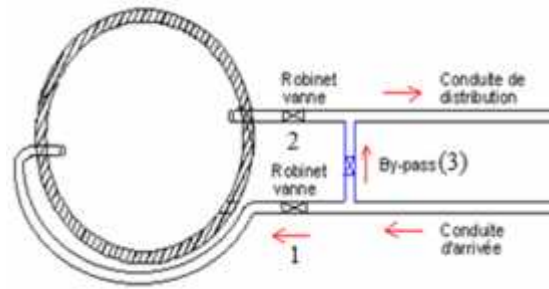


Figure V.7: Conduite by-pass.

V.4.6. Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

V.5. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale préserver le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- ✓ Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- ✓ Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

V.6. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont : Couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;

- ✓ claires par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- ✓ Étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ; doivent être aérés par des ouvertures grillées.

V.7. Emplacement des réservoirs :

- ✓ Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.
- ✓ Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.
- ✓ L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- ✓ Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.
- ✓ La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

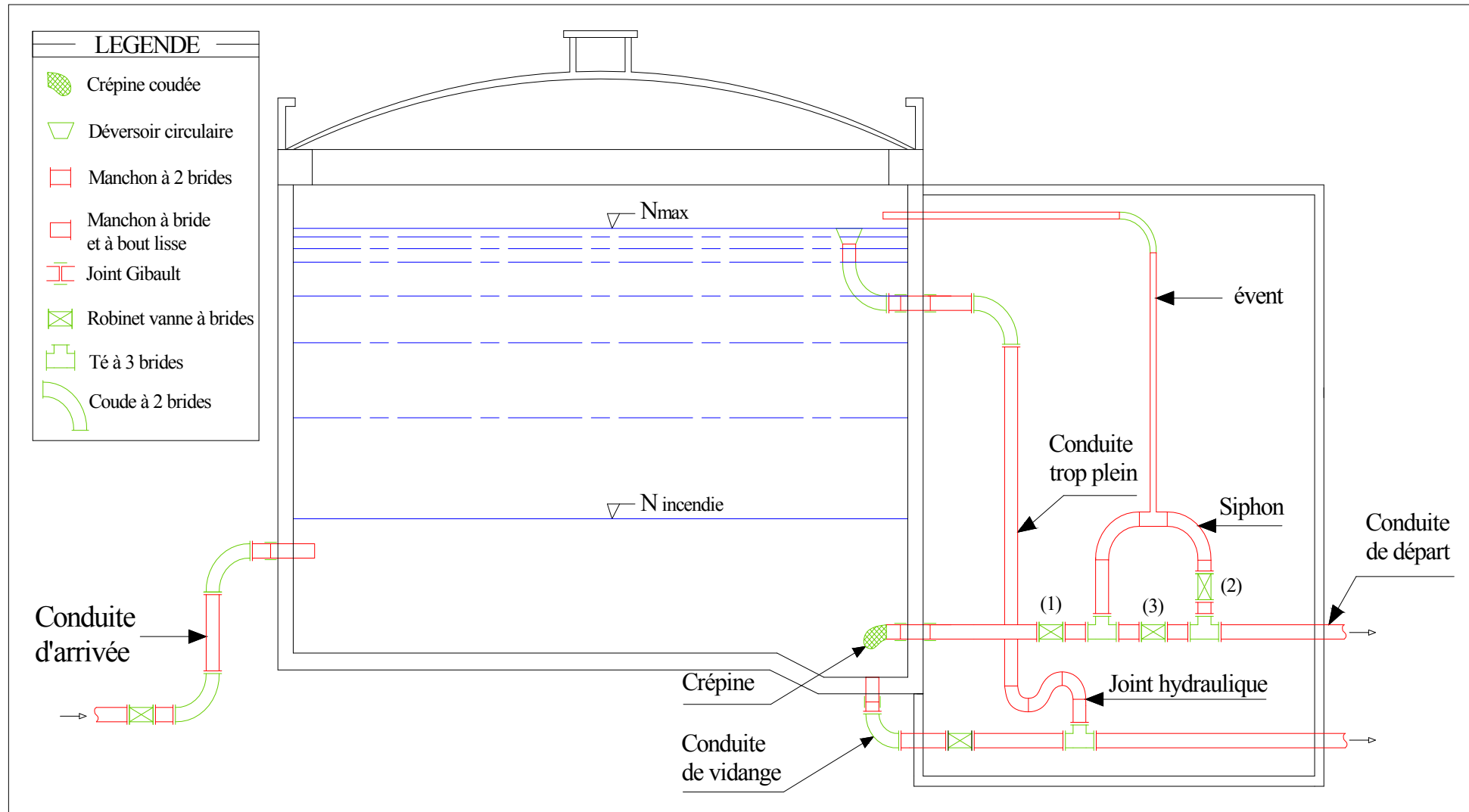


Figure V.8: Equipements des réservoirs

V.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :

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

1^{er} cas : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure V. 9).

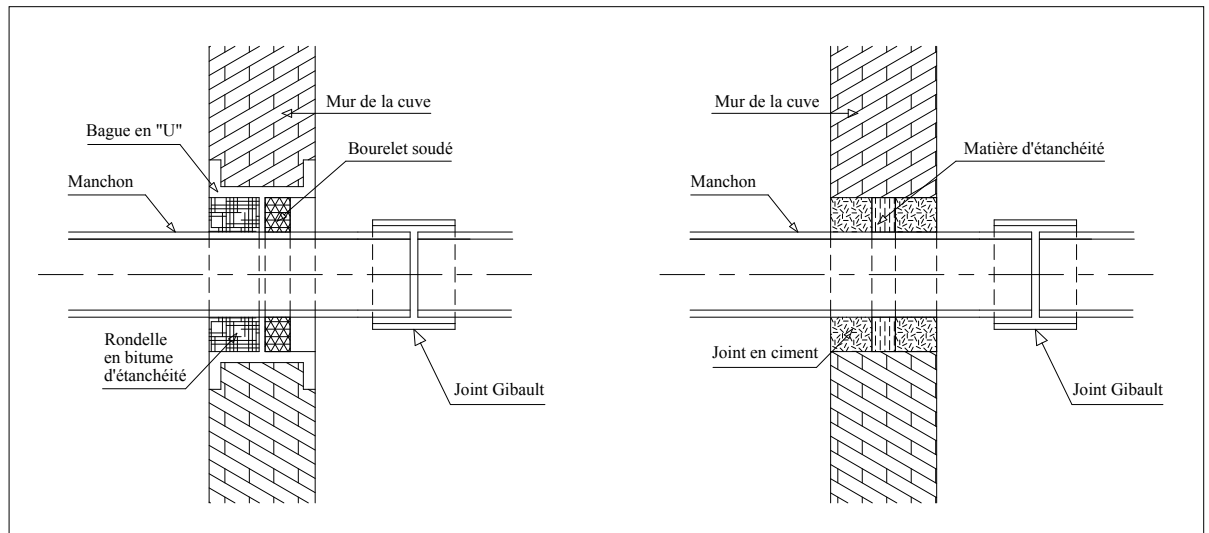
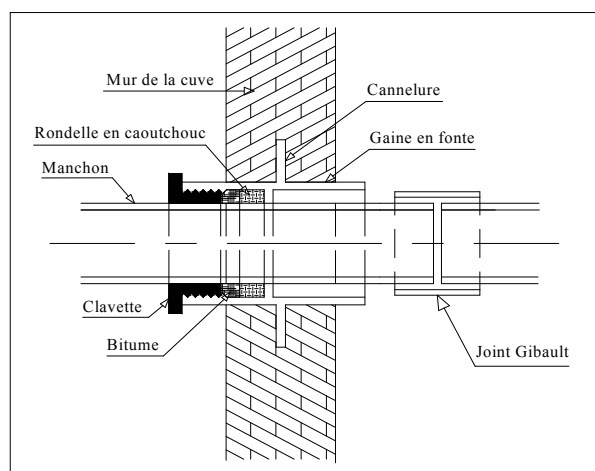


Figure V.9: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

2^{ème} cas : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure V.10).



**Figure V.10: Traversée des conduites
(Gaine en fonte)**

V.9. Capacité d'un réservoir :

- ✓ Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part, de la variation de la demande.
- ✓ Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

V.9.1. Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

a) La méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{a(\%) \times Q_{maxj}}{100} \text{ en } [m^3].$$

- V_r : capacité résiduelle (m^3),
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q_{maxj} : La consommation maximale journalière (m^3/j).
- Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation : $V_T = V_r + V_{inc}$
- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60m^3/h$ (c'est un volume minimum).

b. Méthode graphique :

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

Donc :

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

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

$$V_r = \frac{Q_{max} \times R_{max}}{100} \quad (m^3)$$

Dont le volume total sera : $V_T = V_r + V_{inc} \quad (m^3)$

V.10. Réservoir tampon :

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire.

V.10.1. Estimation de la capacité du réservoir tampon :

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite ($Q_{tr}=808.61 \text{ m}^3/\text{h}$)

t : le temps de vidange ($t = 4$ heure)

V_r : capacité totale du réservoir (m^3)

$$V_r = \frac{808.61}{2} * 4 = 1617.22 m^3.$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$

V.10.2. Dimensions du réservoir :

* Diamètre de la cuve :

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'y a pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 4m.

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire $D = 25.23 \text{ m}$; on le normalise, on pose $D = 25.5 \text{ m}$

* Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \frac{V}{\frac{\pi}{4} \times D^2}$$

On trouve $h = 3.92 \text{ m}$.

* La hauteur H du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0.5 \text{ m}$

Donc : $H = 3.92 + 0.5 = 4.42 \text{ m}$

V.11. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :**V.11.1) Détermination la capacité du bache d'aspiration :**

La bache dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (30min).

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

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

Avec :

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

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

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,5h)

$$V_{\text{bache}} = (19406.59 * 0.5 / 20) = 485.16 \text{m}^3.$$

Le volume normalisé sera : **500m³**.

V.11.2) Dimensions du réservoir :*** Diamètre de la cuve :**

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'ya pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 4 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire $D = 12.6 \text{ m}$; on le normalise, on pose $D = 13.0 \text{ m}$.

***Réévaluation de la hauteur d'eau :**

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \frac{V}{\frac{\pi}{4} \times D^2}$$

On trouve $h = 3.77 \text{ m}$.

***La hauteur H du réservoir :**

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0.5 \text{ m}$

Donc : $H = 3.77 + 0.5 = 4.27 \text{ m}$.

V.11.3) Détermination la capacité du réservoir de larbaa :

Si l'on dispose d'un débit limité constante 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 $Q_a \geq Q_{moyh}$, 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 :

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

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe où la consommation peut atteindre $K_p Q_{moyh}$. Il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Q_a un volume d'eau égale à :

$$N * (K_p Q_{moyh} - Q_a) \dots \dots \dots (1)$$

N : nombre d'heures peut atteindre $K_p Q_{moyh}$.

Alors :

$$V_r = 24 * Q_a + (1)$$

$$V_r = 24 * Q_{moyh} + (1)$$

$$= 24 * 794.21 + 273.21 = 19334.25 \text{ m}^3.$$

Donc le volume total sera : $V_T = V_r + V_{inc}$

$$V_T = 19334.25 + 120 = 19454.25 \text{ m}^3.$$

Le volume normalisé sera : **20000 m³**.

V.11.4. Dimensions du réservoir :

Puisque le débit est important et n'est pas destiné directement pour l'alimentation des agglomérations, donc nous choisissons une surface rectangulaire.

Le volume de la cuve est donné par la formule :

$$V = S \times H ; S = l \times L$$

L : longueur ; l : largeur ; H : Hauteur

Donc :

$$L = 71 \text{ m}$$

$$l = 70.5 \text{ m}$$

$$H = 4 \text{ m}$$

Conclusion :

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté 3 réservoirs répartis comme suit :

- Un réservoir tampon circulaire est de capacité 2000 m^3 .
- Un bache d'aspiration circulaire de station de pompage est de capacité 500 m^3 .
- Un réservoir rectangulaire est de capacité 20000 m^3 .

Chapitre VI
Protection des conduites

Introduction :

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 leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :**VI 1.1. Généralité sur le coup de bélier :**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » une étape du régime transitoire où les paramètres prépondérants (pression-vitesse) sont rapidement variables, dont les causes les plus fréquemment répondus sont :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'un ou de plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulements doivent toujours faire l'objet d'une étude en vue de la protection contre le coup de bélier dont la brutalité peut entrainer des dégâts considérables sur les installations et qui peut atteindre des valeurs très élevées.

VI 1.2. Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants :

➤ Fortes pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

➤ Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection.

➤ Fatigue des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites (vieillessement du réseau) ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées.

➤ **Les remèdes :**

- ✓ Dimensionnement correcte de la conduite tenant compte de la valeur majorant du coup de bélier
- ✓ Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour :
 - Atténuer les surpressions et les dépressions.
 - Economie dans la fabrication des tuyaux.

VI.1.3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier (cas d'un refoulement) :

Survient l'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 "c". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{c}$. 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 $\frac{L}{c}$ C'est-à-dire à $\frac{2L}{c}$ 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.

Phase03 :

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 $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{c}$ 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 $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

VI.1.4. Moyens de protection contre le coup de bélier (partie refoulement) :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais on arrive à les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

a).Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie 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.

b. Les soupapes 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 le conduit au point à protéger.

c. Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de 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 de pompage et raccordée au refoulement. 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.

d. 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 mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Le tableau ci-après récapitule les avantages et les inconvénients de chaque dispositif anti-bélier.

Tableau (VI-1) : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de Décharge	Coût limité ; Entretien et réglage facile ; Ne consomme pas d'énergie ; Indépendant d'une installation électrique ;	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) ; Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux) ; durée de vie Importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau ;	Possibilités d'installation Limitées ; Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; Coût élevé.	Utilisé comme Protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie Supplémentaire ; Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de Démarrage ; Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage ;	Utilisé comme Protection contre les dépressions

Remarque :

Le réservoir d'air est le moyen le plus utilisé ; le moins encombrant ; qui trouve sa place à l'environnement immédiat de la station de pompage. Son rôle intervient dans les deux cas de la surpression et la dépression.

VI.1.5.Fonctionnement d'un réservoir d'air :

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval du clapet, il contient de l'eau et de l'air.

A la disjonction ; le clapet se ferme ; une partie de l'eau est chassée dans la conduite ; en effet ; à ce moment la pression d'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre bout de la conduite ; au réservoir.

Après diminution progressive ; puis annulation de sa vitesse ; l'eau de la conduite revient dans la cloche ; augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La disposition de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un clapet à battant percé disposé à la base de la cloche.

VI.1.6.Etude d'un réservoir 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.

➤ Calcul de la célérité "c" :

La célérité d'onde « c » donnant le coup de bélier est déterminée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

C : Célérité en [m/s].

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.0710^9$ à 20° c.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a. : Rayon intérieur de la conduite (m).

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0.3$ (fonte ductile).

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; $E = 2.10^{11} \text{ Pas}$.

E_s : Module de Yong du sol considéré ($E=200\text{Mpa}$).

Tableau VI.2: Les caractéristiques des conduites de refoulement :

D (mm)	Type de matériau	e(m)	a(m)	E_m (* 10^{11} Pas)	ν_m
500	Fonte ductile	0.016	0.25	2	0.3

D'après la formule (VI.4), La célérité d'onde « c » est égale :

$$C = 1264.63 \text{ m/s.}$$

VI.1.6.a) Méthodes de calcul du réservoir d'air :

On site quelques méthodes de calcul tels que : méthode de VIBERT ; méthode de BERGERON ; Méthode de PEUCH et MEUNIER...etc.

Dans notre projet nous avons choisi la méthode de **VIBERT** pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Valables pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

- **Généralité sur La méthode de VIBERT :**

En faisant abstraction des pertes de charges dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, on arrive à un calcul simplifié.

En plus il est supposé que le dispositif, ne comporte pas d'organe d'étranglement, VIBERT arrive à une expression qui donne le volume d'air (U_0) contenu dans le réservoir sous un régime de marche à la vitesse (v_0)

$$U_0 = \frac{v_0}{2gH_0} \times \frac{L.S}{f\left(\frac{H}{H_0}\right)} \quad (m) \quad (VI.2)$$

U_0 : volume d'air (m^3) ;

V_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s) ;

L : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m^2) ;

H_0 : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime permanent (m) ;

H : hauteur de pression dans le réservoir après fonctionnement de phénomène transitoire (m).

Tel que:

$$f\left(\frac{H}{H_0}\right) = \frac{H_0}{H_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{H_0}{H_{\min}}\right)$$

- **Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de VIBERT :**

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0 , Z_{\min} et Z_{\max} .

Z_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{\min} : pression absolue relative à la dépression.

Z_{\max} : pression absolue relative à la surpression.

- ✓ **La charge tenant compte du coup de bélier:**

$$Z = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad (VI.3)$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

Hg : étant la hauteur géométrique (m).

✓ **La charge statique absolue:**

$$Z_0 = H_g + 10 \quad \text{(VI.4)}$$

✓ **La charge maximale absolue:**

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{cV_0}{g} \quad \text{(VI.5)}$$

On a :

$$\left. \begin{aligned} & \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ & h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \rightarrow h_0/Z_0 \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Abaque de VIBERT } \frac{U_0}{L_s}; \frac{Z_{\min}}{Z_0}$$

(ANNEXE VII.1)

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \quad \text{donc :} \quad U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}} \quad \text{(VI.6)}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

VI.1.6.b) Application :

➤ **Caractéristiques des conduites :**

Tableau (VI-3) : caractéristiques des conduites :

Tronçons	Q (m ³ /s)	DN(mm)	V ₀ (m/s)	L _{ref} (m)	e (mm)	H _g (m)	H _{MT} (m)
SP- R _T	0.27	500	1.38	500	16	88	90.10

Remarque :

SP : station de pompage R_T : réservoir Tampon.

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau (VI-4) :

Tableau (VI-4) : résultats de calcul de réservoir d'air.

Célérité(c)	H _{max} (m)	H _{min} (m)	Z _{max} (m)	Z _{min} (m)	$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$	h ₀ /Z ₀	$\frac{U_0}{L_s}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$
1264.63	177.9	177.9	275.9	-79.9	2.82	9.90.10 ⁻⁴	5.10 ⁻³	0.57

➤ **Pour la première station de pompage(SP) :**

$$U_0 = L \cdot S \cdot 5.10^{-3} = 0.49 \text{m}^3.$$

$$U_{\max} = 0.49 \cdot 1 / 0.57 = 0.86 \text{m}^3 = 860 \text{litres d'air}$$

En tenant compte de la sécurité : $U_{\max} = 960$ litres d'air.

Le volume normalisé sera : 3000 litres d'air

➤ **Caractéristiques final des réservoirs d'air :**

D'après la figure (VI-1) les dimensions du réservoir de la première station de pompage sont représentées dans le tableau (VI-5) :

Tableau (VI-5) : dimensions du réservoir de la station de pompage:

Station	capacité (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP	3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400

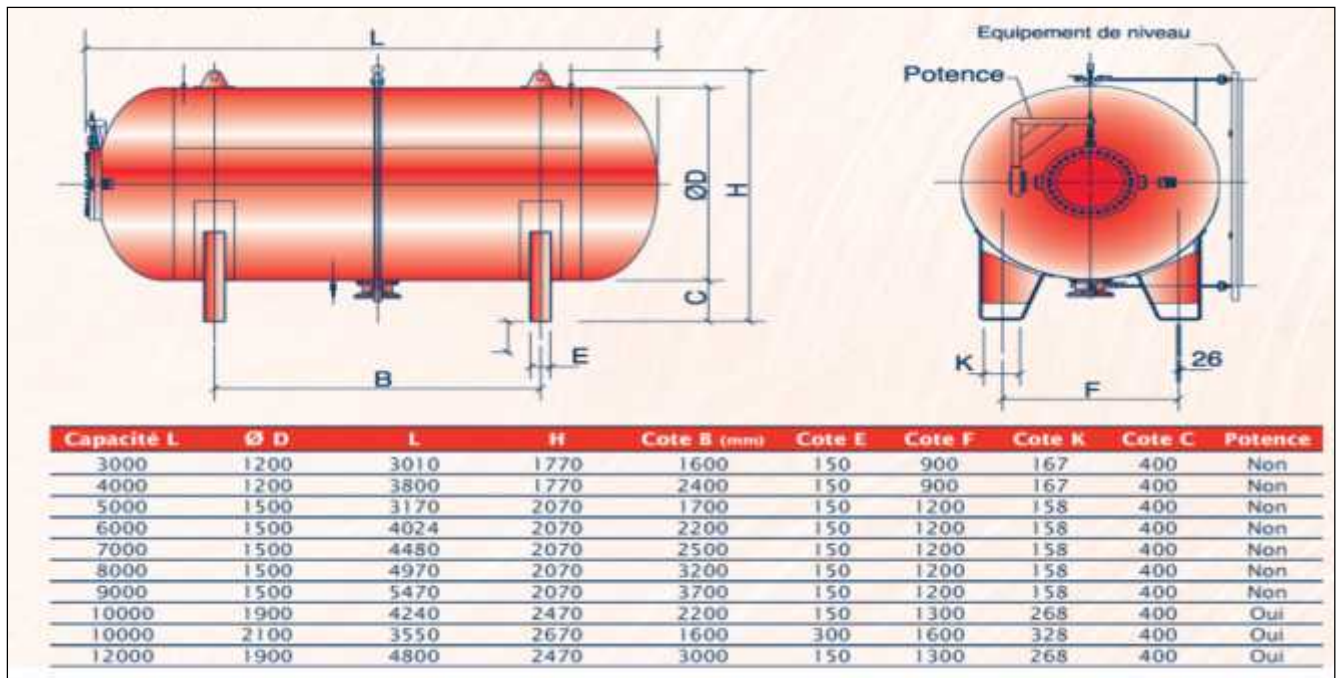


Figure (VI-1) : réservoir d’air choisit

VI.1.6.c) Installation d’un réservoir d’air :

Vu les dimensions du réservoir d’air, ce dernier sera installé à l’extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l’encombrement à l’intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

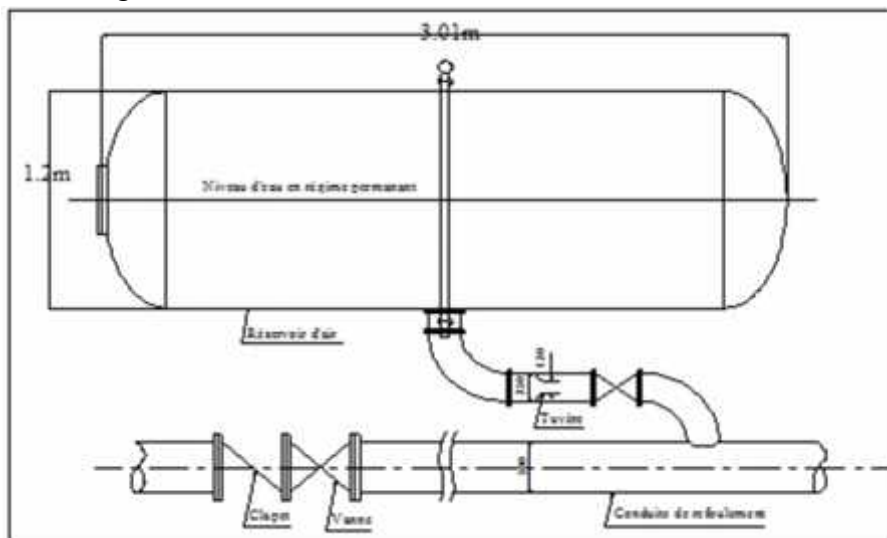


Figure (VI-2) : Installation d’un réservoir d’air

VI.2. Protection des conduites contre la corrosion :**Définition :**

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

VI.2.1. 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 tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- ✓ La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- ✓ Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- ✓ La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- ✓ L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- ✓ Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- ✓ Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux sur tout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

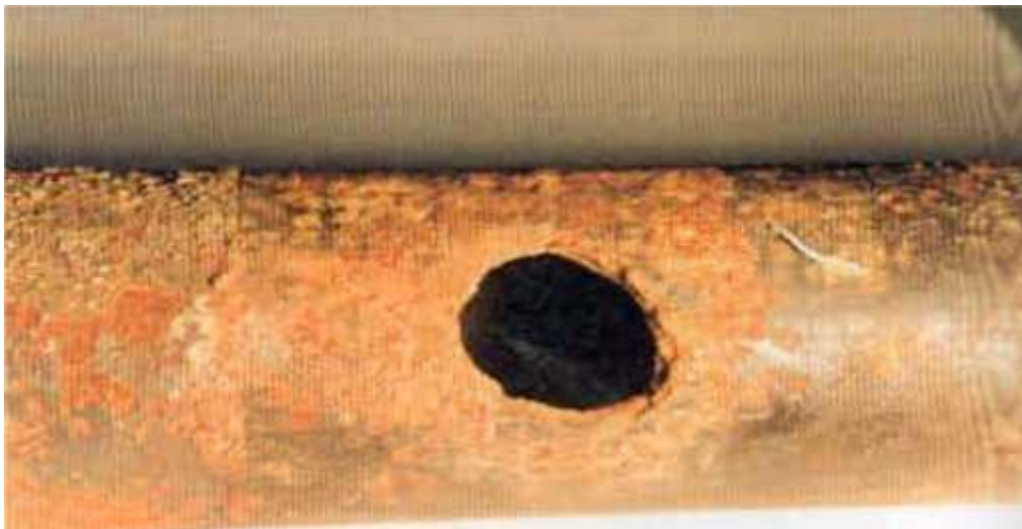
VI-2-2-Corrosion externe :

Figure VI-3: Corrosion externe dans une conduite.

La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite, soit avec la nature du sol, 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 formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI-2-3-La corrosion interne :

Figure VI-4: Corrosion interne dans une conduite.

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.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des

dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

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

VI-2-4-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 pille géologique.



Figure VI-5: Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène

VI-2-5-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

Conclusion :

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissement pour leurs réalisations ; vu l'importance des ouvrages installés, et ils ont aussi une grande importance sociale car ils sont responsables de l'alimentation de dizaines de milliers de personnes, donc la protection des adductions est aussi importante que leur conception.

Dans ce chapitre, nous avons illustrés les différentes attaques que peut subir notre adduction, et nous avons essayé de protéger les conduites d'adductions contre les différents agents dégradants (la corrosion externe et le coup de bélier).

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VII.1. Différents travaux à entreprendre :

VII.1.1. Travaux concernant l'adduction :

Les tâches 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 suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) 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.

d) Pose des conduites :

L'étude et la pose d'une conduite, restent des facteurs très importants pour une distribution adéquate, une perte qui serait faible dans le décente, afin d'obtenir un débit presque constant.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

e) 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.

f) Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

g) 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 les stations de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

a) Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

b) Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{ m}^3$.

c) Coulage du béton de propreté :

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

e) Coulage du béton :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis -poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite est une pompe à béton.

f) Maçonnerie :

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII.2.Calcul des volumes des travaux :**VII.2.1.Calcul des volumes des travaux de l'adduction :****A) Décapage de la couche de terre végétale :**

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs

Le volume de la couche à décaper est :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \dots\dots\dots(VIII.1)$$

Avec :

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur total des tranchées en (m),

b : largeur de la couche végétale en (m),

e : épaisseur de la couche en (m), $e = 10 \text{ cm}$.

B) Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

$$S_{exc} = b \times h \dots\dots\dots (VIII.2)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} \times L \dots \dots \dots (VIII.3)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

a. La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite ;Elle est donnée par la relation VIII.4:

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots \dots \dots (VIII.4)$$

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.

b. Largeur de la tranchée :

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

$$b = D + 0,6 \text{ m} \dots \dots \dots (VIII.5)$$

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

c. Déblais de l'adduction :

Tableau(VII.1): Calcul du volume des déblais de l'adduction :

Tronçon	D (mm)	B(m)	H(m)	S (m ²)	L(m)	V _{ex} (m ³)	V _{decapage} (m ³)
S _{pompage} -R _{tampon}	500	1.1	1.85	2.035	500	1017.5	125
R _{tampon} - Pickage1	500	1.1	1.85	2.035	2996.30	6097.47	749.08
	450	1.05	1.8	1.89	1303.7	2464	325.93
Picage1- Picage 2	400	1.0	1.75	1.75	7800	13650	1950
Picage2- Picage 3	400	1.0	1.75	1.75	2900	5075	725
Picage3- Bâche LAR	350	0.95	1.7	1.615	4900	7913.5	1225
Picage1- R ₁ H-M	150	0.75	1.5	1.125	110	123.75	27.5
Picage 2- R ₂ B	150	0.75	1.5	1.125	491	552.38	122.75
Picage3-R3(O-S)	250	0.85	1.6	1.36	260.50	354.28	65.13
	200	0.80	1.55	1.24	239.50	296.98	59.88
TOTAL						37544.86	5375.27

C) Volume de Lit de sable :

Ce lit correspond à une couche de sable de 15cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, le volume du lit de sable est déterminée suivant la formule VIII-6 :

$$V_s = b * e * L \dots \dots \dots (VIII.6)$$

V_s : 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 (VIII.2)

Tableau(VII.2) : calcul du volume du lit de sable :

Tronçon	b(m)	e(m)	L(m)	V(m ³)
S _{pomp} age-R _{tampon}	1.1	0.15	500	82.5
R _{tampon} - Pickage1	1.1	0.15	2996.30	494.40
	1.05	0.15	1303.7	205.33
Picage1- Picage 2	1.0	0.15	7800	1170
Picage2- Picage 3	1.0	0.15	2900	435
Picage3- Bâche LAR	0.95	0.15	4900	698.25
Picage1- R ₁ H-M	0.75	0.15	110	12.38
Picage 2- R ₂ B	0.75	0.15	491	55.24
Picage3-R ₃ (O-S)	0.85	0.15	260.50	33.21
	0.80	0.15	239.50	28.74
TOTAL				3215.05

D) 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.

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \dots \dots \dots \text{(VIII.7).}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S \times L_c \dots \dots \dots \text{(VIII.8).}$$

V_c : volume de la conduite (m³).

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont regroupés dans le tableau (VII.3) :

Tableau (VII.3):calcul du volume de la conduite :

Tronçon	D (mm)	S (m ²)	L(m)	V(m ³)
S _{pomp} age-R _{tampon}	500	0.196	500	98.13
R _{tampon} - Pickage1	500	0.196	2996.30	588.02
	450	0.159	1303.7	207.24
Picage1- Picage 2	400	0.126	7800	979.68
Picage2- Picage 3	400	0.126	2900	364.24
Picage3- Bâche LAR	350	0.096	4900	471.20
Picage1- R ₁ H-M	150	0.018	110	1.94
Picage 2- R ₂ B	150	0.018	491	8.67
Picage3-R ₃ (O-S)	250	0.049	260.50	12.78
	200	0.031	239.50	7.52
TOTAL				2739.42

E) 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 :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

V_r : volume du remblai.

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé).

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$AN : V_r = 37544.86 - 3215.05 - 2739.42 \Rightarrow V_r = 31590.39 m^3$$

Tableau(VII.4) : volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	5375.27
2	Déblais	m ³	37544.86
3	Lit de sable	m ³	3215.05
4	La conduite	m ³	2739.42
5	Remblais	m ³	31590.39

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Les dimensions de la station de pompage sont :

- ✓ Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : 15*6m².
- ✓ La profondeur des fouilles h : h=1,5m.
- ✓ Les semelles sont de forme carré de côté L=1,5m et de hauteur h = 0,40m.
- ✓ Les avants poteaux sont de forme carrée de coté 0,30m et de hauteur h =1m.
- ✓ Les poteaux sont de forme carré de côté L = 0,30m et de hauteur totale h = 5.90m.
- ✓ La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 10cm.
- ✓ La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,30 m.
- ✓ Les longrines ont une hauteur de h = 0,40 m et une épaisseur de 0,40 m.

L'espacement en longueur est de 4.47 m entre les poteaux, et l'espacement entre les deux poteaux en largeur est de 2.4 m. Le nombre de poteaux total est de 12.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 12 semelles et 12 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$V_d = e \times l \times L = 0.10 \times 15 \times 6 = 9 m^3.$$

b) Calcul du volume des déblais :

$$* \text{Pour une fouille : } V = 1,5 \times 15 \times 1,5 = 3,375 m^3.$$

$$* \text{Pour 12 fouilles ; } V_{exa} = 3,375 \times 12 = 40.5 m^3.$$

$$V_{exa} = 40.5 m^3.$$

c) Calcul du volume du béton de propreté :

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille :

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3.$$

$$\text{Pour les 12 fouilles : } V_{bp} = 12 \times 0,225 = 2,7 \text{ m}^3.$$

$$V_{bp} = 2,7 \text{ m}^3.$$

d) Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

✓ **Semelles :**

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, \quad V_s = 12 \times 0,9 = 10,8 \text{ m}^3.$$

$$V_s = 10,8 \text{ m}^3.$$

✓ **Demi – poteaux :**

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3.$$

On a 12 demi – poteaux, donc :

$$V_{dp} = 12 \times 0,16 \quad V_{dp} = 1,92 \text{ m}^3.$$

$$V_{dp} = 2,24 \text{ m}^3.$$

✓ **Poutre inférieure :**

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 15 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 6 \times 4) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 12) = 10,272 \text{ m}^3.$$

$$V_{pinf} = 10,272 \text{ m}^3.$$

✓ **Chape inférieure :**

La chape inférieure a une épaisseur de 10cm, on aura :

$$V = 0,10 \times 15 \times 6 = 0,9 \text{ m}^3.$$

$$V_{cinf} = 0,9 \text{ m}^3.$$

✓ **Poteaux :**

$$V_p = 5,90 \times 0,4 \times 0,4 = 0,944 \text{ m}^3 ; \text{ donc pour 12 poteaux est :}$$

$$V_p = 12 \times 0,944 = 11,328 \text{ m}^3$$

$$V_p = 11,33 \text{ m}^3.$$

✓ **Poutres supérieures :**

$$V_{ps} = 10,272 \text{ m}^3.$$

✓ **Chape supérieure :**

$$V_{cs} = 0,9 \text{ m}^3.$$

Le volume total du béton armé sera donc de $62,914 \text{ m}^3$, soit : **63 m^3** .

e) Calcul du volume du remblai compacté :✓ **Fouille :**

$V_0 = 3,375 \text{ m}^3$, est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225 \text{ m}^3$, est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,16 \text{ m}^3$ est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_3 = 0,9 \text{ m}^3$, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,9 + 0,16) = 2,09 \text{ m}^3.$$

Donc pour 12 semelles $V = 2,09 \times 12 = 25,08 \text{ m}^3$.

$$V = 25,08 \text{ m}^3.$$

✓ **Remblai compacte de la dalle inférieure :**

$$V_{rc}=0,3 \times 15 \times 6 = 27 \text{ m}^3.$$

$$V_{rc}=27 \text{ m}^3.$$

✓ **Remblai compacte total :**

$$V_t=25.08+27=52.08 \text{ m}^3.$$

$$V_t=52.08 \text{ m}^3.$$

Le volume total du remblai compacté est de 52.08 m³, on majorera ce chiffre à 53 m³.

f) Calcul du volume de la maçonnerie :

On utilise le type de briques ;

- Briques (30x20x10) ,Si=0,06 m².
- Surface du mur S = 2x5,5x(15+6)=231 m².
- N_b=231/0,06=3850 briques.
- Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$N_b+100=100+3850=3950 \text{ briques.}$$

Tableau VII.5: les travaux de la station de pompage.

N	Désignation de travaux ou matériel	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	9
2	Excavation	m ³	40.5
3	Remblai compacté	m ³	52.08
4	Béton de propreté	m ³	2.7
5	Béton armé	m ³	63
6	Maçonneries	Unité	3950

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 technic) 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 élaboré en 1958 par les Américains.

VII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées :

- A. Décapage de la couche végétal.
- B. Exécution des tranchées et des fouilles.
- C. Aménagement du lit de pose.
- D. La mise en place des canalisations en tranchée.
- E. Assemblage des tuyaux.
- F. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- G. Remblai des tranchées.
- H. Travaux de finition.

Tableau(VII.6) : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

Opération	précède	Succède
A	B	--
B	CDE	A
C	F	B
D	F	B
E	F	B
F	G	CDE
G	H	F
H	--	G

VII.3.2.délai de réalisation de la conduite d'adduction :

Le tableau ci-après récapitule tous les calculs pour la détermination du délai de réalisation de notre conduite.

Tableau(VII.7) : détermination du délai de la réalisation (conduite d'adduction)

opération	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1-2	60	0	60	0	60	0
2-3	95	60	155	60	155	0
3-4	25	155	180	210	235	55
3-5	80	155	235	155	235	0
3-6	60	155	215	175	235	20
4-6	0	180	180	235	235	55
5-6	0	235	235	235	235	0
6-7	25	235	260	235	260	0
7-8	55	260	315	260	315	0
8-9	30	315	345	315	345	0

Avec :

DP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finissement au plutôt.

DPP: date de commencement au plu tard.

DFPP : date de finissement au plu tard.

MT : marge totale.

Les chemins critiques : A-B-E-F-H $\sum TR = 345$ jours.

TR: temps de réalisation.

VII.3.3 Chemin critique du réseau :

A \longrightarrow B \longrightarrow E \longrightarrow F \longrightarrow G \longrightarrow H.

Le réseau à flèche de ces taches est représenté sur la (figure VIII.4)

Les flèches vertes portées sur la figure (VII.4) représentent le chemin critique du réseau.

VII.4. Evaluation du projet :

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de pose des canalisations.

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

VIII.4.1 Devis estimatif :

Les résultats de calcul pour l'estimation du coût de d'achète et de transport sont regroupés dans le tableau (VII.8)

Tableau VII.8.Devis estimatifs d'établissement de la conduite de transfert :

<i>N°</i>	<i>Désignation</i>	<i>Unité</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix unitaire (DA)</i>	<i>Montant (DA)</i>
1	Déblais	m ³	50405.01	400	20162004
2	Lit de sable	m ³	3215.05	300	964515
3	Remblais	m ³	44450.54	400	17780216
4	La conduite Ø500	m	2996.3	8100.40	24271228,5
5	La conduite Ø450	m	1303.7	7014.35	9144608,1
6	La conduite Ø400	m	10700	6125.96	65547772
7	La conduite Ø350	m	4900	3633	17801700
8	La conduite Ø250	m	260.50	2756	717938
9	La conduite Ø200	m	239.50	2225	532887,5
10	La conduite Ø150	m	601	2056	1235656

Le coût des travaux de l'adduction est de : 158158525 DA.

VII.4.2 Devis global :**Tableau VII.9 :** Devis estimatif global :

Nature des charges	Charges en DA
Pose des canalisations HT	158158525
TVA 17%	26886949.25
TOTAL TTC	185045474.3

VII.5. Choix des engins de mise en place de la conduite :

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

✓ **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, exploitation des carrières notamment.
- 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.

✓ **Les Dozers :**

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette 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).

✓ **Les chargeurs :**

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

✓ **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.

Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris en considération afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions

Donc, la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité de travail est la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

VII.6. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

1-Facteurs humains :

- ✓ Manque de contrôle et négligence.
- ✓ La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- ✓ Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- ✓ Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- ✓ Importance durant les différentes phases de réalisation.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.

2-Facteurs matériels :

- ✓ Outillage, engins, et machines de travail ;
- ✓ Nature des matériaux mis en œuvre ;
- ✓ La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- ✓ Les installations mécaniques et électriques ;

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VII.7. Liste des conditions dangereuses :

- ✓ Installations non protégées ;
- ✓ Installations mal protégées ;
- ✓ outillages, engins et machines en mauvais état ;

- ✓ Protection individuelle inexistante ;
- ✓ Défaut dans la conception et dans la construction ;
- ✓ Matières défectueuses ;
- ✓ Stockage irrationnel ;
- ✓ Mauvaise disposition des lieux ;
- ✓ Eclairages défectueux ;
- ✓ Facteurs d'ambiance impropres ;
- ✓ Conditions climatiques défavorables ;

VII.8. Liste des actions dangereuses :

- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement, Ex : Graisser un engin en marche. ;
- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- ✓ Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- ✓ Importance durant les opérations de stockage ;
- ✓ Adopter une position peu sûre, Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;
- ✓ Travailler dans une altitude inappropriée ;
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté, Ex : cadence de travail trop rapide;
- ✓ Plaisanter ou se quereller ;

VII.9. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VII.9.1. Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice... etc.).

VII.9.2. Autre protections :

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Les travailleurs œuvrant à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.9.3. Protection collective :

a. Équipement de mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- ✓ Application stricte des règlements de sécurité.
- ✓ Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

b.Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- ✓ Affecter des personnes qui comptent.
- ✓ Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- ✓ Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

c.Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

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.
- Le coût total du projet qui est de **185045474.3 DA.**
- La durée du projet qui est de **345 jours.**

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale :

Au terme de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2030 en vue d'alimenter la population de toute la zone d'étude qui atteindra **98904** habitants.

Les ouvrages de stockage projetés sont au nombre de deux réservoirs avec une Bâche d'aspiration au niveau de la station de pompage.

Le terrain étant accidenté, le tracé du réseau d'adductions a suivi dans la mesure du possible les voiries pour éviter de traverser les terrains susceptibles d'être bâtis par la suite.

Pour veiller à une durée de vie importante du réseau d'adduction, une étude de protection contre les effets du coup de bélier de ce dernier a été traitée.

Tout au long de ce réseau d'adduction, nous avons placé des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En fin; 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, et j'espère qu'on a trouvé les meilleurs solutions pour résoudre le problème de l'eau potable de la commune de larbaa de la wilaya BLIDA, et que ce modeste travail peut servir, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]**A.LENCASTRE** :« Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris1983.P :15.18.22.33.

[2]**M.CARLIER** :« Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.P :76.78.79.80.95.96.

[3]**HUGE GODART** : « Adduction et distribution d'eau » techniques de l'ingénieur. Paris 2008. P : 21.22.23.24.25.

[4]**Monographie-Texte** : « électricité de France-centre d'ingénierie hydraulique » édition octobre 2007.P :111.112.115.

Annexe (II.1)

Annexe II-1. Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl. de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source cours SALAH.B)

Annexe (VI.1)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ

DES RÉSERVOIRS D'AIR

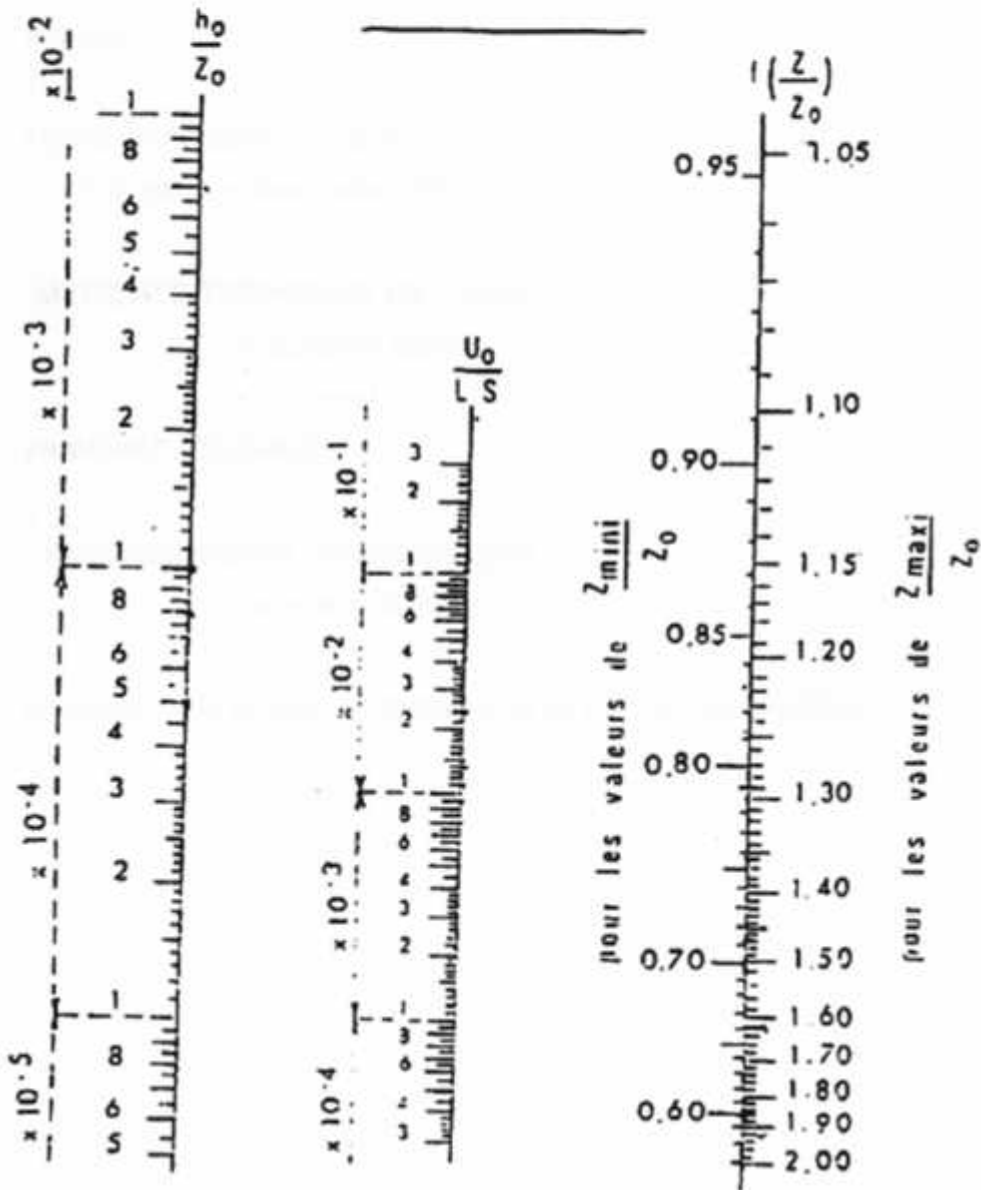


PLANCHE XXVII