

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 a partir du champ de captage Taggaraout pour l'alimentation en eau potable de la commune de Tlismaouine (w. Adrar) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0022-15

APA Citation (توثيق APA):

Bouzemlal, Abderraouf (2015). Etude du transfert a partir du champ de captage Taggaraout pour l'alimentation en eau potable de la commune de Tlismaouine (w. Adrar)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME:

**ETUDE DU TRANSFERT A PARTIR DU CHAMP DE CAPTAGE
TAGGARAOUT POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
COMMUNE DE TIMIAOUINE (W .ADRAR)**

Présenté par :

M^r : BOUZEMMAL ABDERRAOUF

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr KHETTAL Tahar	M .C.A	Président
M ^{me} KADI Latifa	M.A.B	Examinatrice
Mr HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinateur
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M .A.A	Promotrice

Septembre 2015

Remerciements

Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice Madame MOKRANE WAHIBA pour son aide et ses conseils instructifs et précieux, et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de mon projet de fin d'étude.

Je profite l'occasion à remercier tous mes enseignants dès la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.

Enfin, que toutes celles et tous ceux qui, de près ou de loin m'ont généreusement offert leurs concours à l'élaboration de ce modeste travail, trouvant ici l'expression de ma profonde sympathie.

A. BOUZEMAL

Dédicaces

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui ont cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de

respect plus particulièrement à mes chers parents

MAHFOUD et SALIHA, qui m'ont soutenu durant

toutes ces années de formation.

À mes frères et et ma sœur.

À toute ma famille, proche et alliée

À toute la famille de l'ENSH

À tous mes amis sans exception.

C'est la fin des bons moments mais tout est gravé dans ma tête.

A. BOUZEMAL

ملخص :

الهدف من دراستنا هو تحويل المياه انطلاقا من حقل آبار المياه الجوفية الواقع بمنطقة تقاروت نحو بلدية تيمياوين ولاية ادرار, وهذا من أجل تلبية حاجيات سكان هذه المنطقة من حيث الماء الشروب.

من أجل السير الحسن لنظام التحويل هذا ، قمنا بدراسة تقنية اقتصادية شاملة للمشروع أخذنا بعين الاعتبار حجم منشآت التخزين و كذا حماية الأنابيب من الصدا و صدمة الضغط

Résumé :

Notre but d'étude consiste à transférer les eaux à partir du champ captant Taggaraout vers la commune de Timiaouine (W.Adrar) pour satisfaire les besoins en eau d'AEP de la région.

Pour cela, nous avons fait une étude technico-économique de ce projet.

Pour le bon fonctionnement de ce système de transfert, nous avons effectué le dimensionnement des ouvrages de stockage ainsi que la protection des conduites contre la corrosion et le coup de bélier.

Abstract

The aim of our study consists to transfer water from the Taggaraout to Timiaouine for needs of alimentation with drinkable water of this area.

For this topic, we have done a techno-economic approach for dimensioning the conduits.

In order to expose a good performance of this system of transfer, we hold in consideration the dimension of the reservoirs, as well as the protection of the conduits against the corrosion and the water hammer.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	3
I. Description générale de la zone d'étude.....	3
I.1. Présentation de wilaya d'adrar.....	3
I.2. Contexte du cadre général.....	3
I.2.1 Situation géographique	4
I.2.2.Superficie.....	4
I.3. Cadre géologique régional	4
I.4. Hydrogéologie.....	5
I.5. Données climatologiques.....	6
I.5.1Pluviométrie.....	6
I.5.2.Température.....	7
I.5.3.L'humidité.....	8
I.5.4.Les vents	8
I.6. Les activités	8
I.6.1 Activités économiques.....	8
I.6.1.a. Agriculture	8
I.6.1.b.Commerce et service.....	8
I.6.1.c.Tourisme.....	8
I.7. Description du système d'AEP actuel et des ressources en eau	8
I.7.1.Système d'alimentation.....	9
Conclusion.....	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	10
II.1.1 Etude démographique	10
II.1.2. Prévision de la population.....	10
II.1.3. Prévision de la population aux horizons d'étude.....	10
II.2. Evolution des besoins en eau potable.....	11
II.2.1.Généralités.....	11
II.3.Evaluation des débits.....	12
II.3.1. Généralité.....	12
II.3.2.Consommation unitaire et choix de la dotation.....	12
II.3.3Dotation d'eau potable domestique.....	12
II.3.4.Calcul du débit moyen journalier (2015).....	13
II.3.5.Débit de consommation moyenne des équipements a l'état actuel.....	14
II.4.Etude des variations des débits.....	14
II.4.1. Variation des débits de consommation dans le temps.....	14
II.4.2. Coefficient d'irrégularité.....	15
II.4.2.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)	15
II.4.2.2.Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$)	15
II.4.2.3.Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$)	15

II.4.3. Détermination des débits journaliers	16
II.4.3.1. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)	16
II.4.3.2. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	17
II.4.3.3 Détermination des débits horaires	17
II.4.3.4 Débit moyen horaire	17
II.4.3.5. Détermination du débit maximum horaire	17
II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants	17
II.6. Etude de la variation des débits horaires	18
II.7. Calcul de la consommation horaire	18
II.8. Ressources exploitées	21
II.8.1 Balance ressources – besoins	21
Conclusion.....	21

Chapitre III : Les Réservoirs

Introduction.....	22
III.1. Classification des réservoirs	22
III.2. Emplacement des réservoirs	22
III.3. Les équipements du réservoir	22
III-3-1: Conduite d'arrivée ou d'alimentation	22
III-3-1-A: Par sur verse	22
III-3-1-B: Par-dessous	23
III-3-2: Conduite de départ ou de distribution	23
III-3-3: Conduite de trop-plein	24
III-3-4: Conduite de vidange	24
III-3-5: Conduite by-pass	25
III-4: Matérialisation de la réserve d'incendie	26
III-5: Système automatisé	26
III-6: Caractérisation du terme "Etanchéité" et classification réglementaire	26
III-7.1: Moyens de protection contre les fuites	27
III-7.2: Potabilité et exigences techniques sur les produits utilisés	27
III-7.3: Désinfection et nettoyage des réservoirs	27
III-7.4-A: Désinfection manuelle de l'eau du réservoir	27
III-7.4-B: Nettoyage du réservoir	28
III-7-5: Quelques recommandations pour le bon fonctionnement du réservoir.....	28
III.8. Dimensionnement les bâches des différentes stations de pompage	29
III.9. Dimensionnement de réservoir de distribution	30
Conclusion.....	32

Chapitre IV : Etude d'adductions

Introduction.....	33
IV.1. Définition	33
IV.2. Classification	33
IV.2-1. Adduction gravitaire	33
IV.2-2. Adduction par refoulement	33
IV.2-3. Adduction mixte	33
IV. 3. Types d'écoulement	33

IV.3-1. Ecoulement à surface libre	33
IV.3-2. Ecoulement en charge	33
IV.4.1.Choix du tracé	33
IV.4.2. La ligne piézométrique.....	34
IV.5.Choix du type du matériau de la tuyauterie.....	34
IV.6. DESCRIPTION DE L'AIRE D'ETUDE	37
IV.6.1 Tracé et dimensionnement d'une adduction.....	37
IV.6.2. Choix du cite de stockage.....	37
IV.6.3. Etude technico-économique de l'adduction	38
IV.6.4.Méthodedecalcul	38
IV.7.1.a. Hauteur manométrique totale	38
IV.7.1. b. Vérification du régime (Nombre de Reynolds)	39
IV.4.1. c. la rugosité ϵ	39
IV.7.1. d. Puissance de pompage	39
IV.7.1. f. Dépense annuelle de l'énergie	39
IV.7.1. g. Amortissement annuel	40
IV.8.1.Dimensionnement de l'adduction par refoulement	40
IV.8. a. Calcul des frais d'exploitation	42
IV.9. le choix des variantes de matériaux	48
IV.9 .1 Variante n°01.....	48
IV.9.2. Variante n°02.....	53
Conclusion.....	59

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	60
V.1. Définition	60
V.2. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques	60
V.2-1. Les pompes volumétriques	60
V.2-2. Les turbopompes	60
V.3. Choix du type de pompe	61
V.4. Couplage des pompes	61
V.4-1. Couplage en parallèle	61
V.4-2. Couplage en série	62
V.5. Choix du nombre de pompes	62
V.5.Dimensionnements des stations de pompage	63
V.5-1.a. Refoulement SP1 (Station de pompage) - SP2	63
V.5-1.b.. Refoulement SP2 – SP3	63
V.5.1.cRefoulementSP3–réservoir de distribution	64
V.6.Courbes caractéristiques des pompes	64
V.7.Point de fonctionnement	66
V-8.Courbes caractéristiques de la conduite	67
Conclusion.....	71
V.9-Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	71
V-10-Etude de cavitation	72
V.11. Choixdu moteur électrique.....	77
V.12. Encombrement des pompes choisies	79
V.13. choix du bâtiment	80
V.14.Equipements auxiliaire	84

Conclusion.....	85
-----------------	----

Chapitre VI : Protection des canalisations

Introduction.....	86
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	86
VI.1-1. Définition	86
VI.1-2. Causes du coup de bélier	86
VI.1-3. Les risques dus aux coups de bélier	86
VI.1-3-1. Risque de forte pression	87
VI.1-3-2. Pression négative	87
VI.1-3-3. Fatigue des conduites	87
VI.1-4. Description des phénomènes physiques	87
VI.1-5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	88
a) Réservoir d'Air	88
b) Cheminée d'équilibre.....	89
c) Soupape de décharge	90
d) Volant d'inertie	90
VI.1-7. Calcul des réservoirs d'air	90
a) Méthode de VIBERT.....	90
b) Méthode de BERGERON.....	90
VI.1-8. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT	90
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion	93
VI.2-1. Définition	94
VI.2-2. Les différentes formes de corrosion	94
a) Corrosion chimique.....	94
b) Corrosion électrochimique.....	94
c) Corrosion biologique.....	94
VI.2-3. Les facteurs de la corrosion	94
VI.2-4. Protection des conduites contre la corrosion interne	94
VI.2-4-1. Corrosion interne	94
VI.2-5. Protection des conduites contre la corrosion externe	95
VI.2-5-1. Corrosion externe	95
VI.2-5-2. Les revêtements	96
Conclusion.....	97

Chapitre VII : Pose de canalisations et accessoires

Introduction.....	98
VII.1. Pose de canalisation	98
VII.1-1. Principe de pose de canalisation	98
VII.1-2. Différents type de pose de canalisation.....	101
1. Pose en terre.....	101
2. Pose en mauvais terrains	102
3. Pose en galerie.....	102
4. Pose en pente.....	102
5. Pose des conduites en traversées des route et voies ferrées.....	102
VII.1-3 Remblaiement de la tranchée.....	103

1.L'enrobage.....	103
2.Le remblai supérieur.....	103
VII.2 .Accessoires	103
VII.2.1. Robinets vannes.....	104
a.Robinet vanne a coin.....	104
b. Vanne papillons.....	104
VII.2.2Robinets a flotteur.....	105
VII.2.3.Clapets anti retour.....	105
VII.2.4.Ventouses.....	106
VII.2.5.Vannes de décharge.....	107
VII.2.6.By-pass.....	107
VII. 2.7.Crépines.....	107
VII.2.8.Joints de raccordement.....	107
VII.2.9.Organes de mesure.....	108
1.Mésure de débit.....	108
2.Mésure de pression.....	109
VII.2-10.Organes de raccordement.....	110
Conclusion.....	111

Chapitre VIII : Organisation de chantier

VIII-1 : Différents travaux à entreprendre	112
VIII-2 : Calcul des volumes des travaux de l'adduction	113
VIII-3 : Choix des engins de terrassement	115
VIII-4 : La durée d'excavation	117
VIII-5 : Définitions des tâches et leurs durées	117
VIII-6 : Hygiène et sécurité	118
CONCLUSION.....	119
Conclusion générale.....	120

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Précipitations mensuelles du 01/06/05 au 31/07/07.....	6
Tableau I-2: Températures Moyennes période du 01/02/03 au 30/06/04.....	7
Tableau I-3 : positionnement des forages et leurs débits.....	9

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II -1: Tableau de répartition de la population	10
Tableau II- 2: Evolution de la population	11
Tableau II- 3: dotations sans estimer les pertes en réseau	13
Tableau II- 4: dotations estimées les pertes en réseau	13
Tableau II-5 : Evaluation des besoins le long terme	14
Tableau II-6 : variation du coefficient β_{max}	15
Tableau II-7 : variation du coefficient β_{min}	16
Tableau II-8 : des besoins en eau minimale journalière de la ville.....	16
Tableau II-9 : les besoins en eau maximale journalière de la ville.....	17
Tableau II-10 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants	18
Tableau II-11 : Répartition des débits horaires	19
Tableau II-12 : Bilan ressources –besoins.....	21

Chapitre III: Les Réservoirs

Tableau III -01: calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire.....	30
Tableau III -02: Détermination de la capacité des réservoirs de distribution.....	31

Chapitre IV: Etude de d'adduction

Tableau IV-1: Variation journalière des tarifs de l'énergie	40
Tableau IV-2 : Caractéristiques des forages	40
Tableau IV-3: caractéristique des différents tronçons de champ de captage	40
Tableau IV-4: Calcul des frais d'amortissement du tronçon F1- A.....	42
Tableau IV-5: Calcul des frais d'exploitation du tronçon F1- A.....	42
Tableau IV-6: : Bilan du tronçon F1- A	42
Tableau IV-7: Calcul des frais d'amortissement du tronçon F2-A	44
Tableau IV-8: Calcul des frais d'exploitation du tronçon F2- A.....	44
Tableau IV-9: Bilan du tronçon F2- A.....	45
Tableau IV-10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-SP1	46
Tableau IV-11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-SP1	47
Tableau IV-12: Bilan du tronçon A-SP1	47
Tableau IV-13: Evaluation des frais totaux de champ de captage	48
Tableau IV-14: caractéristique des différents tronçons d'adduction	48

Tableau IV-15: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2	49
Tableau IV-16: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2	49
Tableau IV-17: Bilan du tronçon SP1-SP2	50
Tableau IV-18: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3	50
Tableau IV-19: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3	51
Tableau IV-20: Bilan du tronçon SP2-SP3	51
Tableau IV-21: : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-RD	52
Tableau IV-22: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-RD	52
Tableau IV.23 : Bilan du tronçon SP3-RD	52
Tableau IV.24. Dimensionnement de la première variante	53
Tableau IV.25 :caractéristique des différents tronçons d’adduction	54
Tableau IV.26 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2	54
Tableau IV.27 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2	54
Tableau IV.28 : Bilan du tronçon SP1-SP2	55
Tableau IV.29 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3	56
Tableau IV.30 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3	56
Tableau IV.31 : Bilan du tronçon SP2-SP3	56
Tableau IV.32 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-RD	57
Tableau IV.33 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-RD	58
Tableau IV.34 : Bilan du tronçon SP3-RD	58
Tableau IV.35 : Bilan du tronçon SP1-RD	59
Tableau IV.36. Evaluation des frais des variantes pour l’Horizon 2045	59

Chapitre V: Etude Du Pompage

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la SP1	63
Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la SP2	63
Tableau V-3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la SP3	64
Tableau V-4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SR2)	68
Tableau V-5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- SP3)	69
Tableau V-6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-SR3)	70
Tableau V-7: Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température	74
Tableau V-8: Coefficient de correction en fonction de la puissance	79
Tableau V-9: Encombrement de la pompe de type PM80/4C.CAPRARI	80
Tableau V-10: Encombrement de la pompe de type PM80/4D.CAPRARI	80
Tableau V.11: Les dimensions du bâtiment de la station de pompage	84

Chapitre VI: Protection des canalisations

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

Chapitre VII: Organisation de chantier

Tableau N° VIII-1: Calcul du volume des déblais.....	114
Tableau N° VIII-2: Calcul du volume du lit de sable.....	114
Tableau N° VIII-3: Calcul du volume des conduites.....	114
Tableau N° VIII-4: Calcul du volume du remblai.....	115
Tableau N° VIII-5: Volumes des travaux de l'adduction.....	115
Tableau N° VIII-6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	117
Tableau N° VIII-7: Devis des différents travaux de pose de conduite.....	118

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation du site d'étude des localités à alimenter

Figure I-1: Carte des neuf régions d'Algérie	03
Figure I-2: Carte géologique simplifiée.....	05

Chapitre II: Evaluation des besoins en eau

Figure II-1 : L'histogramme de croissance de la population de la zone d'étude.....	11
Figure II.2 : Graphique de la consommation en eau de l'agglomération.....	20
Figure II-3 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	20

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III-1 : Arrivée par sur verse	23
Figure III-2 : Arrivée par sur verse.....	23
Figure III-3 : Arrivée par-dessous.....	23
Figure III-4 : Arrivée par-dessous.....	23
Figure III-5 : Conduite de départ.....	24
Figure III-6 : Conduite de vidange et de trop plein.....	25
Figure III-7 : Conduite by-pass.....	25
Figure III-8 : Equipements des reservoirs.....	26

Chapitre IV: Etude de variantes des adductions

Figure IV-1 : Tracé de la variante pour les stations de pompage.....	41
Figure IV-2. Graphe de frais total de tronçon F1-A.....	43
Figure IV-3 : Graphe de frais total de tronçon F2-A.....	45
Figure IV-4: Graphe de frais total de tronçon A-SP1.....	47
Figure IV-5 : Tracé de la variante	48
Figure IV-6 : Graphe de frais total de tronçon SP1-SP2.....	50
Figure IV-7: Graphe de frais total de tronçonSP2-SP3.....	51
Figure IV-8 : Graphe de frais total de tronçon SP3-RD.....	53
Figure IV-9 : Graphe de frais total de tronçon SP1-SP2.....	55
Figure IV-10 : Graphe de frais total de tronçonSP2-SP3.....	57
Figure IV-11 : Graphe de frais total de tronçon SP3-RD.....	58

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V-1 : Constitution d'une pompe centrifuge	61
Figure V-2 : couplage en parallèle	62
Figure V-3 : Couplage en série	62
Figure V-4: Courbes caractéristiques de la pompe type PM80/4C	65
Figure V-5: Courbes caractéristiques de la pompe type PM 80/ 4 C.....	65
Figure V-6 : Courbes caractéristiques de la pompe type PM80/4B... ..	66
Figure V-7 : Détermination de point de fonctionnement	77

Figure V-8 : Point de fonctionnement des pompes de la SP 1.....	68
Figure V-9 : Point de fonctionnement des pompes de la SP2.....	69
Figure V-10 : Point de fonctionnement des pompes de la SP3.....	70
Figure V-11 : L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel CAPRARI.....	79

Chapitre VI: Protection des canalisations

Figure VI-1 : Réservoir d'Air anti bélier.....	89
Figure VI-2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement	89
Figure VI-3 : Schéma d'un réservoir d'air.....	93
Figure VI-4 : Corrosion interne dans une conduite.....	95
Figure VI-5 : Corrosion externe dans une conduite.....	96
Figure VI-6 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	97

Chapitre VII: Pose de canalisations et accessoires

Figure VII-1 : Pose de canalisation.....	98
Figure VII-2 : Les différents cas de pose de canalisation	99
Figure VII-3 : Butée sur un coude horizontal	100
Figure VII-4 : Butée sur un coude vertical	101
Figure VII-5 : Butée sur un cône	101
Figure VII-6 : Robinet vanne à opercule	104
Figure VII-7 : Robinet à flotteur	105
Figure VII-8 : Clapet anti retour	106
Figure VII-9 : ventouse	107
Figure VII-10 : joints pour canalisations en fonte (d'après Guide DIPRA).....	108
Figure VII-11 : Débitmètres	109
Figure VII-12 : Joints de démontage pour canalisations en fonte	111

Chapitre VIII: Organisation de chantier

Figure VIII.1. Pelle mécanique.....	116
Figure VIII.2. Pelle équipée en rétro.....	116

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : levé topographique.

Planche N°2 : schéma synoptique.

Planche N°3 : Profil en long.

Planche N°4 : Station de pompage.

Planche N°5 : les accessoires.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

CHAPITRE II

EVALUATION DES BESOINS EN EAU

CHAPITRE III

LES RÉSERVOIRS

CHAPITRE IV

ETUDE D'ADDUCTION

CHAPITRE V

ETUDE DU POMPAGE

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CANALISATIONS

CHAPITRE VII

POSE DE CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

CHAPITRE VIII

ORGANISATION DE CHANTIER

ANNEXES

ANNEXE I

ANNEXE II

ANNEXE III

ANNEXE VI

INTRODUCTION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau source de la vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendrées une demande en eau potable et d'irrigation sans cesse.

C'est pourquoi l'Algérie déploie d'énormes efforts pour satisfaire cet élément vital, cela nous apparait surtout dans les grands projets des barrages et de transferts tels que le transfert MAO (Mostaganem – Ain-Temouchent – Oran et celui du Ain Salah –Tamanrasset et des projets de dessalement et de traitement des eaux.

Le présent travail consiste à mettre en œuvre un système de transfert à partir du champ de captage Taggaraout vers la commune de Timiaouine (W. ADRAR) , dont le but est de consolider le développement social et économique de toute la région à travers l'alimentation en eau potable de la population.

Notre étude débutera à partir des pompes immergées dans les forages. Nous allons étudier ce projet en se basant sur les principales parties qui suivent :

- Présentation de la zone d'étude.
- Evaluation des besoins en eau.
- Les réservoirs.
- Etude d'adduction.
- Etude de pompage.
- La protection de la conduite.
- La pose de canalisation et les accessoires.
- Organisation du chantier.

Introduction :

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

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

I.1. Présentation de wilaya d'ADRAR

ADRAR est une vaste Wilaya de l'Espace territoriale Sud-ouest de l'Algérie. Elle est en superficie la deuxième plus grande wilaya d'Algérie avec 427 368 km². Majoritairement occupée par le Sahara.

Au nord de la wilaya se trouve les wilayas de Ghardaïa et d'El Bayedh, à l'ouest les wilayas de Béchar et de Tindouf, à l'est la wilaya de Tamanrasset et au sud la Mauritanie et le Mali.

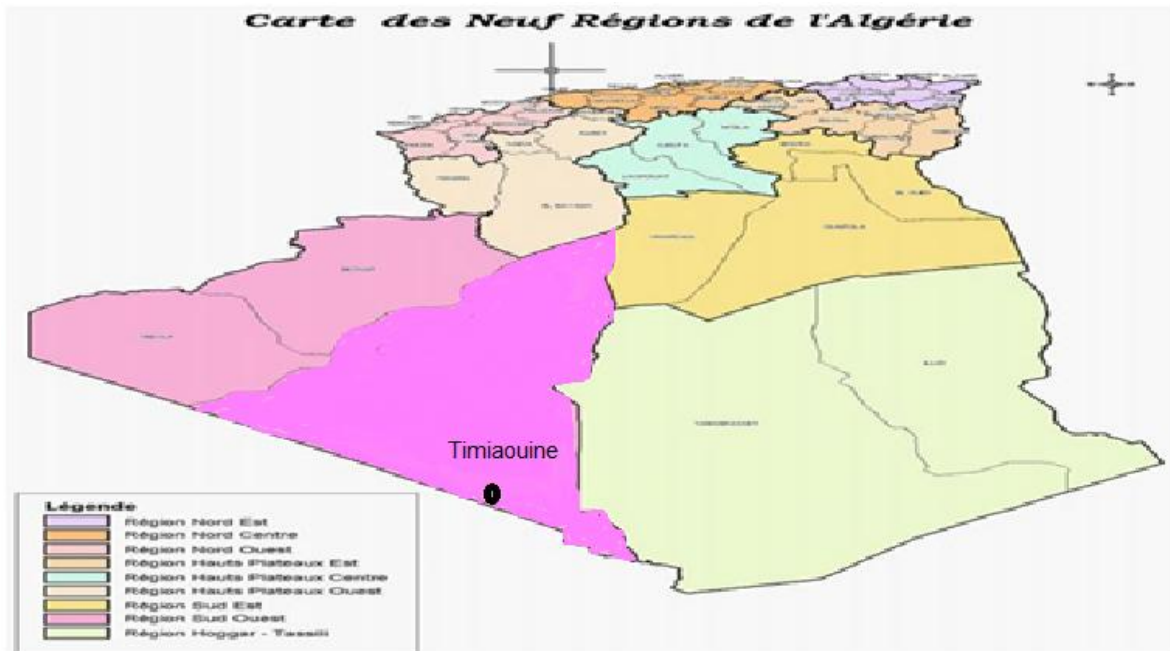


Fig. I.1. Carte des neuf régions d'Algérie

I.2. Contexte du cadre général

I.2.1 Situation géographique:

Le territoire de La commune de Timiaouine se trouve au sud-ouest de la wilaya d'adrar a l'extrême sud de l'Algérie .

La zone d'étude est limitée :

- 130 km Au sud-est de Bordj Badji Mokhtar.
- 465 km au sud-ouest de Tamanrasset.
- 850 km au sud-est d'Adrar.
- 720 km au sud de Bechar.

I.2.2 Superficie

La commune de Timiaouine s'étale sur une surface de 12553 km².

I.3. Cadre géologique régional

Les principaux types du relief de notre zone d'étude et ce comme partout dans le Sahara sont les déserts, les ergs, les dunes, les hamadas et les plateaux.

L'ensemble de base :

Il est sableux dans sa majorité avec

- des sables fins (20 à 30m) de faible perméabilité.
- des argiles plus ou moins sableuses associant de l'halite.
- des dalles gréseuses souvent silicifiées.

En direction du nord les terrains qui affleurent sont plus récents, et datent du quaternaire ancien et récent et enfin les dunes de l'erg.

CARTE GEOLOGIQUE SIMPLIFIEE

Legende

- GRANDS ERGS
- TERRAINS CONTINENTAUX TERTIAIRES ET QUATERNAIRES
- TERRAINS SECONDAIRES ET TERTIAIRES
- TERRAINS PRIMAIRES
- SOCLE PRECOMBRIEN
- AGGLOMERATION

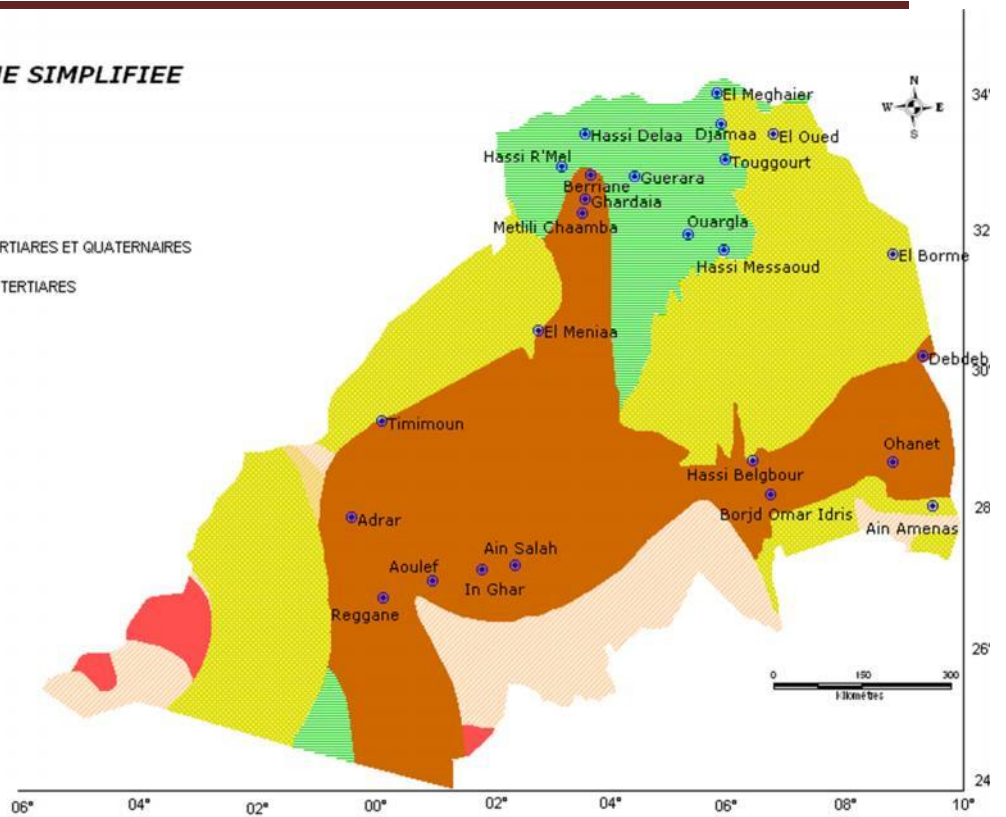


Fig I.2. Carte géologique simplifiée

I.4.1. Hydrogéologie

Le bassin du Sahara Septentrional est séparé par des zones montagneuses et un plateau calcaire de Tinrhert, qui constitue son flanc Sud. C'est une région plane de faible altitude (20 à 30 m dans les chotts) où sont présents ergs (le Grand Erg Oriental), regs allochtones (l'oued Righ et l'Oued Mya). Dans cette zone, le socle ancien est surmonté par les grès primaires plus ou moins plissés et érodés, qui constituent les roches réservoirs des hydrocarbures. Au-dessus se trouvent les grès du Continental intercalaire qui contiennent l'aquifère du même nom.

A la suite de la discordance cénomaniennne s'empilent encore les couches marines du Sénonien et de l'Eocène qui se terminent par la couverture continentale du Miopliocène, également aquifère (Complexe terminal).

La région centrale est principalement constituée de plateaux grésocalcaires durs, entamés par l'érosion qui constitue une série de buttes témoins aux falaises abruptes jusqu'au plateau du Tademaït, dont la surface est une véritable hamada plane et continue. Dans la région de Ghardaïa, la couverture post cénomaniennne, réduite aux bancs grésocalcaires,

calcaires du Turonien est affectée d'un bombement suivant un axe méridien. Les horizons aquifères du Sénonien et du Miopliocène sont absents. Les bancs calcaires sont découpés en un réseau de ravines et de buttes témoins donnant au paysage une allure caractéristique qu'on appelle la chebka (réseau-filet). Le réseau hydrographique d'orientation NW-SE est parcouru par des oueds venant du nord et se réunissant dans la sebkha Safioune.

Les principales formations géomorphologiques du Sahara septentrional sont :

- Les plateaux caillouteux, dont les plus vastes sont le Tanezrouft au sud et le Tademaït au centre. On peut y associer les hamadas, plateaux recouverts d'une couche dure.
- Les ergs, massifs de dunes dont trois ont une importance considérable : l'Erg Chech, le grand Erg oriental et le grand Erg occidental.

Des plaines et vallées alluviales témoins de la présence de nombreux oueds au début du quaternaire.

I.5. Données Climatologiques :

Le climat qui caractérise la région est de type désertique continental

I.5.1. Pluviométrie :

La pluviométrie est extrêmement faible et même insignifiante, la moyenne annuelle de la période 2005-2014 est de 12 mm (Station d'ADRAR).

Durant cette décennie (2005-2014) deux années ont été marquées à la station d'ADRAR par leurs très fortes précipitations journalières (en 24 heures) qui dépassent le total moyen de l'année soit :

-Janvier2005 =19,8 mm.

-Mars et Avril 2012 : respectivement 19,6 mm et 15,7mm.

Pour le reste de l'année, la pluviométrie journalière oscille entre 0 et 6 mm.

Tableau I.1 Précipitations mensuelles du 01/06/13 au 31/07/14

Mois	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J
Pluviométrie (mm)	0	2,7	0	0,1	0	0,2	0	0,1	0,1	0,1	1,9	0	2	0

Suite au tableau I.1

A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J
0	0	0	0	1,5	0	0,4	0,1	0,1	0	0,4	0

Source. ANRH ADRAR

I.5.2. Température

La température moyenne mensuelle enregistrée par la station d'ADRAR durant la période 2003-2004 est de 14,3° (mois de janvier 2011), 36,04° (mois de juin 2012) et de 34,71° (mois de juin 2014).

Le minimum absolu observé à la station d'ADRAR est de 13,92° et s'enregistre au mois de décembre 2014.

Le maximum absolu est de 38,16° il s'enregistre au mois de juillet 2013.

Tableau I.2 Températures Moyennes période du 01/02/13 au 30/06/14

Stations	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F
T(c°)	15,17	21,39	24,98	31,43	36,04	38,16	35,54	33,31	29,95	19,04	13,92	14,3	17,88

Source ANRH ADRAR

I.5.3. L'humidité

L'humidité relative est en relation très étroite avec la nébulosité qui est extrêmement faibles dans cette région.

D'une manière générale, l'humidité moyenne dépasse très rarement les 50% durant toute l'année, elle est extrêmement faible de Mars à Octobre.

I.5.4. Les vents

Les vents dont la vitesse est comprise entre 1 et 5 m/s sont moins fréquents.

Les vents dominants d'Adrar sont de secteurs Nord-est Nord, sauf en Juillet – Août ou ils sont de secteurs Est et Nord – Est avec une fréquence de 25% pour le secteur Nord – Est et 16% pour le secteur Nord.

I.6. Les activités:

I.6.1. Activités économiques

a) agriculture

Une vision pour le développement économique mais ça est difficile parceque son extension très limités, et qui se compliquent à cause des ressources en eau très négligeables

b) commerce et services

Le commerce et les prestations des services sont le deuxième secteur d'emploi par son importance, En ce qui concerne la prestation de service, cette activité se résume à quelque artisanat.

c) tourisme

L'économie dans le groupement de timiaouine se base sur l'existence des potentialités touristiques et artisanales, Il ya un grand manque des agences du voyage, un secteur qui devra être développé.

I.7.1. Système d'alimentation :

Actuellement la commune de Timiaouine est alimentée en eau potable par camions

Citernes de l'APC.

Selon les informations recueillies sur place, à l'heure actuelle les besoins en eau de la commune sont exclusivement assurés par :

- 04 puits équipés de pompes ,gérés par l'APC donnant un débit de 4 l/s chacun.
- Plusieurs puits privés situés le long de l'oued traversant la commune.

La profondeur moyenne de ces puits varie entre 4 et 12 m.

Le champ de captage de Taggaraout est une cuvette où se rencontrent plusieurs oueds qui sont:

Oued Tin Tadjant

Oued Taggaraout

Oued Adjeem

La cote altimétrique dans cette région (champ de captage) est de l'ordre de 420 m

N.G.A élevée et ne dépasse guère 500m.N.G.A.

Mais au fur et à mesure que l'on se déplace vers le Sud les cotes altimétriques augmentent progressivement et atteignent l'altitude 625m.

(Source subdivision de l'hydraulique de timiaouine)

Tableau I.3 : positionnement des forages et leurs débits

Désignation de l'ouvrages	coordonnées			Débit L/s
	X	Y	Z	
Forage 01	353105	2321509	435	21.69
Forage 02	355326	2322563	434	22.48

(Source subdivision de l'hydraulique de timiaouine)

Conclusion :

D'après l'analyse des données dans le domaine d'A.E.P, la commune de timiaouine souffre d'un déficit en alimentation d'eau potable. Donc dans le cadre de cette étude on va satisfaire les besoins en eau de la commune.

Introduction :

Dans ce chapitre intitulé évolution des besoins en eau, notre objectif est de vérifier l'équilibre entre la production, le stockage et la demande en eau de la population avec son évolution dans le temps pour un horizon estimé à (2045), La croissance démographique galopante nécessite des besoins en eau très importantes.

II.1.1. Etude démographique :

Selon nos informations recueillies ou Les données de la population selon le dossier du l'ONS, la population globale de la commune d'TIMIAOUINE s'élève environ à **5347** habitants, néanmoins et au cours des années suivantes, celle-ci s'est vu rattachée au chef lieu de la commune pour ne constituer qu'une seule agglomération. De ce fait nos prévisions en matière de population aux horizons futures suivront un taux d'accroissement global légèrement régressif.

Les données de la population selon le dossier du L'ONS sont les Suivantes ;

Tableau N°II.1 :

Année	1998	2000	2005	2008	2010
Population	4261	4499	5658	4493	7116

Néanmoins la population selon l'O.N.S était de 4206 habitants en 1998. Celui de 2008 la population était de 4493 habitants.

La projection de la population future sera faite avec un taux de 2.5%.

Selon l'ONS de 2008 la population est de : 4493 hab.

II.1.2. Prévision de la population :

En ce qui concerne les prévisions a long terme, nous préconisons un taux d'accroissement moyen estimé à T=2,5%, et une population stable au-delà de 2045 en raison de la saturation du périmètre d'étude. Nous disposons comme donnée de base, le nombre de la population de 2015 qui est évalué à **5347** habitants

II.1.3. Prévision de la population aux horizons d'études :

Pour les calculs d'estimation de la population future, nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés:

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

Avec P_n : la population à l'horizon de calcul.

P_0 : la population de base .

τ : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population (0,025).

n : le nombre des années d'écart.

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau ci-dessous :

Tableau N°II.2 : Evolution de la population

Année	2008	2015	2020	2030	2040	2045
Population	4493	5347	5950	7750	9913	11216

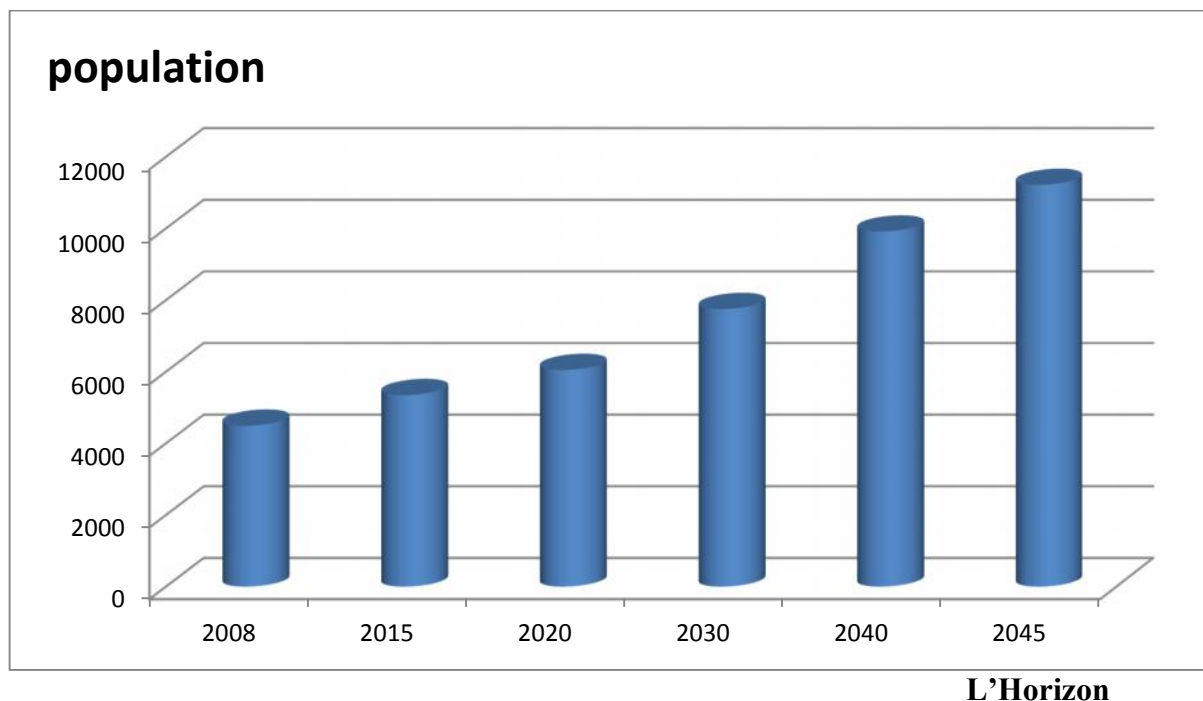


figure. 1 :Taux de croisement de la population de la zone d'étude.

II.2. Evolution des besoins en eau potable :

II.2.1. Généralités :

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

A) Besoins domestique:

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

B) Besoins publics:

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

C) Besoins industriels et agricoles :

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé, notre région n'a pas une zone industrielle et aussi n'est pas une région agricole donc ces besoins sont pas concernés pour notre étude .

D) Besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

E) Besoins sanitaires :

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

F) Besoins d'incendie :

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

G) Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique) :

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

II.3. Evaluation des débits :

II.3.1 Généralité :

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

II.3.2. Consommation unitaire et choix de la dotation :

La dotation en eau allouée aux horizons considérés est en général en fonction des ressources disponibles. Selon l'ADE de la commue d'TIMIAOUINE, les besoins actuelles sont estimés a 110 l /j/hab. Toute fois pour les besoins futures de notre zone d'étude, ceux-ci sont croissants et peuvent atteindre jusqu'à 130 l/j/hab.

II.3.3. dotation d'eau potable domestique :

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

Cette consommation varie comme suit [3] :

- de moins de 5000 habitants 33 à 140 l/j/hab
- de 5000 à 10000 habitants 65 à 170 l/j/hab

- de 10000 à 20000 habitants 82 à 205 l/j/hab
- de 20000 à 100000 habitants 115 à 265 l/j/hab

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

Tableau N° II.3 :dotations sans estimer les pertes en réseau :

HORIZON	2015	2020	2030	2045
Population (hab.)	5347	5950	7750	11216
Dotation nette (l/j/hab.)	110	118	120	130

Par ailleurs et si nous adoptons pour notre projet un taux de perte de 20 % en adduction les dotations brutes par horizon d'étude sont récapitulées au tableau suivant :

Tableau N° II.4 : dotations estimées les pertes en réseau :

HORIZON	2015	2020	2030	2045
Population (hab.)	5347	5950	7750	11216
Dotation brute (l/j/hab.)	130	142	145	150

II.3.4.Calcul du débit moyen journalier (2015):

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

$$Q_{moy,j} = \frac{D_i * N_i}{1000} (m^3 / j) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- D_i : dotation journalière en l/j/hab.
- N_i : nombre de consommateurs.

AN : $Q_{moy,j} = (5347 * 130) / 1000 = 695.11 m^3/j$

$Q_{moy,j} = 695.11 m^3/j$

II.3.5.Débit de consommation moyenne des équipements a l'état actuel :

En ce qui concerne les équipements, nous allons les récapituler dans le tableau

II.4.5

Tableau N° II.5 : Evaluation des besoins le long terme :

DESIGNATION	SPECIFICATION	NOMBRE	DOTATION	DEBIT (l/s)	DEBIT (m3 / j)
DOMESTIQUES	/	11216 habitants	150 l/j/hab	19.47	1682.4
SCOLAIRES	1 ^{er} ,2eme et 3eme cycle lycée 01 école coranique	4720 élèves	100 l/j/el	5.463	472
SANTE	01 centre de santé + 01 maternité+ 02 cabinets med. 03 pharmacies+ polyclinique	48 personnes	150 l/j/per	0.083	7.2
CULTURELS	02 mosquées	2200 fidèles environs	25 l/j/per	0.636	55
	02 bibliothèques	100 pers	20 l/j/per	0.023	2
LOISIRS ET SPORTS	Bain douche	20 postes	200 l//poste	0.0463	4
COMMERCIAUX	Marchés commerciaux	3000 m2	5 l/j/m2	0.174	15
	Divers commerces	35 employer	20 l/j/per	0.011	0.7
ADMINISTRATIFS	Diverses administrations	40 employer	20 l/j/per	0.009	0.8
Faune	Animaux	2000	30 l/j/C	0.69	60
ACTIVITES OU TOURISME	Zone d'activité	5 ha	0.5 l/s/ha	2.5	216
TOTAL	/	/	/	29.24	2526.8

II.4 Etude des variations des débits

II.4.1. Variation des débits de consommation dans le temps

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

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

II.4.2. Coefficient d'irrégularité

II.4.2.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de la semaine, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \dots \dots \dots (3)$$

Ce coefficient $K_{max,j}$ varie entre **1.1** et **1.3**, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II.4.2.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \dots \dots \dots (4)$$

Ce coefficient $K_{min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

II.4.2.3. Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°7 nous donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II.6 : variation du coefficient β_{max}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 11216 alors :

Par interpolation on fait calculer β_{max} :

$$\beta_{\max} = 1.3 - (1.3 - 1.2 / 20000 - 10000) * (11216 - 10000)$$

$$\beta_{\max} = 1.29$$

la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1.29 * 1.3 = 1.68$$

$$K_{\max,h} = 1.68$$

II.4.2.4. Coefficient minimum horaire ($K_{\min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots \dots \dots (6)$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°8 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II.7: variation du coefficient β_{\min}

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Donc pour notre cas on prend

$$\beta_{\min} = 0.4 + (0.5 - 0.4 / 20000 - 10000) * (11216 - 10000)$$

$$\beta_{\min} = 0.41$$

la valeur de $K_{\min,h}$ sera alors :

$$K_{\min,h} = 0.5 * 0.41 = 0.205$$

$$K_{\min,h} = 0.205$$

II.4.3. Détermination des débits journaliers

II.4.3.1. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots \dots \dots (7)$$

Récapitulation des besoins en eau minimale journalière de la ville

Tableau N°II.8 : des besoins en eau minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)
Agglomérations	3032.16	0,8	2425.73

$$Q_{\min,j} = 2425.73 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.4.3.2. Consommation maximale journalière (Q_{max,j}) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage.

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (8)$$

Avec :

- Q_{max,j} : débit maximum journalier en m³/j ;
- Q_{moy,j} : débit moyen journalier en m³/j ;
- K_{max,j} : coefficient d'irrégularité maximale journalière , donc :

Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville

Tableau N°II.9 : les besoins en eau maximale journalière de la ville

Catégorie des besoins	Q _{moyj} (m ³ /j)	K _{maxj}	Q _{maxj} (m ³ /j)
Agglomérations	3032.16	1.1	3335.38

D'où: $Q_{max,j} = 3335.38 \text{ m}^3/\text{j}$

II.4.3.3 Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.4.3.4 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy, h} = Q_{max,j} / 24 \quad (\text{ m}^3/\text{h}) \dots \dots \dots (9)$$

- Avec : - Q_{moy, h} : débit moyen horaire en m³/h ;
- Q_{max, j} : débit maximum journalier en m³/j ;

Donc : $Q_{moy, h} = \frac{3335.38}{24} = 138.97 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{moy,h} = 138.97 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.4.3.5. Détermination du 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 :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \dots \dots \dots (10)$$

- Avec : - Q_{moy,h} : débit moyen horaire en m³/h ;
- K_{max,h} : coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{max,h} = 1,6 * 138.97 = 222.36 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{max,h} = 222.36 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ou } 61.77 \text{ l/s}$$

II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

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 suivant :

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition variant de moins de 10000 habitants pour l'année 2015 et de 10001 à 50000 habitants pour l'horizon 2045

Tableau II.10 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

II.6. Etude de la variation des débits horaires :

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 (annexe N° 1).

II.7.Calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé pour chaque type de consommateur est :

$$Q_h = \frac{P\%Q_{\max j}}{100} \quad \text{Avec : } Q_h = \text{débit horaire nécessaire}$$

P% = pourcentage horaire.

Tableau N°II.11: Répartition des débits horaires :

Heures	Agglomération (Le débit maximum journalier total)		Le débit cumulé	
	Q _{max,j} =3335.38m ³ /j		Q _{max,j}	
(h)	(%)	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h
0-1	1.5	50.03	1,5	50.03
1-2	1.5	50.03	3	100.06
2-3	1.5	50.03	4,5	150.09
3-4	1.5	50.03	6	200.12
4-5	2.5	83.38	8,5	283.5
5-6	3.5	116.74	12	400.24
6-7	4.5	150.09	16,5	550.33
7-8	5.5	183.44	22	733.77
8-9	6.25	208.46	28,25	942.23
9-10	6.25	208.46	34,5	1150.69
10-11	6.25	208.46	40,75	1359.15
11-12	6.25	208.46	47	1567.61
12-13	5.00	166.77	52	1734.38
13-14	5.00	166.77	57	1901.15
14-15	5.50	183.44	62,5	2084.59
15-16	6.00	200.12	68,5	2281.71
16-17	6.00	200.12	74,5	2484.83
17-18	5.50	183.44	80	2668.27
18-19	5.00	166.77	85	2835.04
19-20	4.50	150.09	89,5	2985.13
20-21	4.00	133.41	93,5	3118.54
21-22	3.00	100.06	96,5	3218.6
22-23	2.00	66.71	98,5	3285.31
23-24	1.50	50.03	100	3335.38
Total	100	3335.38		

D'après ce tableau de répartition des débits nous avons :

$$Q_{\min h} = 50.03 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 208.46 \text{ m}^3/\text{h}$$

Nous pouvons donc tracer les graphes :avec une échelle verticale de 1cm→2/3 m³/h

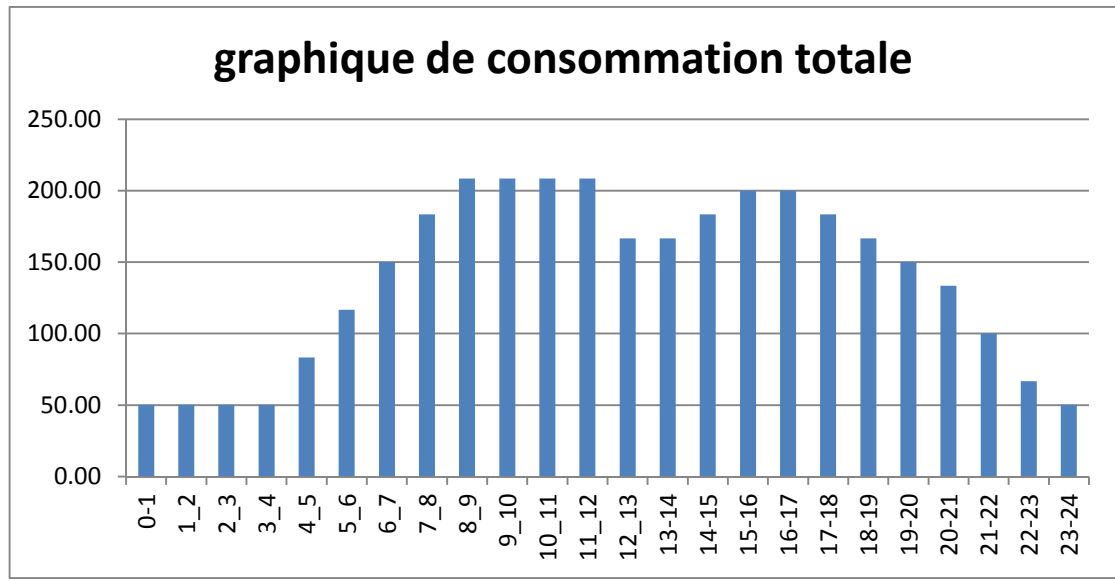


Figure II -2 : Graphique de consommation totale de l'agglomération

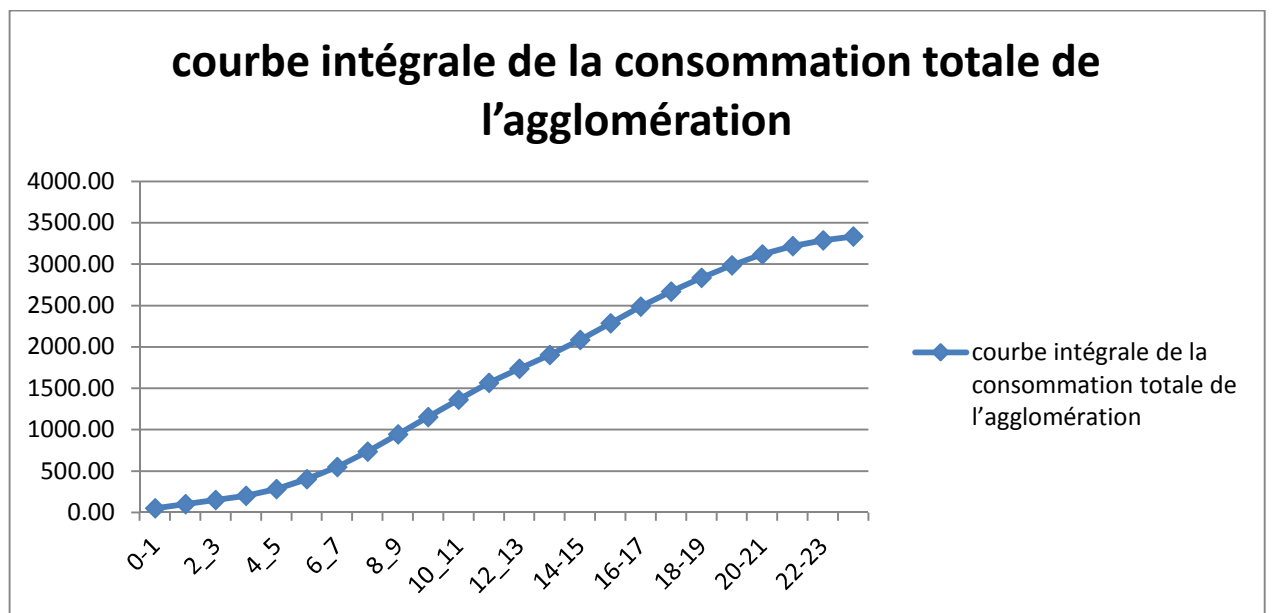


Figure II -3 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

II.8. Ressources exploitées :

La commune de timiaouine sera alimentée à partir de 02 forages avec un débit total de 44.17 l/s.

II.8.1 Balance ressources –besoins :

La variation entre besoins de l’agglomération timiaouine et ses apports actuels, a moyen et long terme est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.12: Bilan ressources -besoins

Année	2015	2020	2030	2045
Besoins				
Besoins en eau (l/s)	8.85	9.94	13.01	38.60
Apport actuel (l/s)	44.17	44.17	44.17	44.17
Excès (l/s)	35.32	34.23	31.16	5.57

CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires pour connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum) , et nous prévoyons ainsi un pompage de 20/24h .

En comparant le débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits disponibles.

On remarque que :

$$Q_{\text{ressource}} = 3816.29 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{max.j}} = 3335.38 \text{ m}^3/\text{j}$$

On peut constater que les ressources existantes peuvent satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville a long terme (2045).

Introduction

Dans ce chapitre nous allons déterminer le volume et les dimensions des différents réservoirs (bâches et réservoir de distribution).

III.1. Classification des réservoirs : [1]

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterres
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

D'après leurs rôles, on distingue :

- Rôle d'équilibre
- Rôle de brise charge
- Rôle de relai.

III.2. Emplacement des réservoirs : [1]

Pour le meilleur choix de l'emplacement des réservoirs, nous devons tenir compte de certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire
- Il faut toujours donner la priorité à la partie de refoulement.

en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles a double bride.

III-3: Les équipements du réservoir : [1]

Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires.

III-3-1: Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

III-3-1-A: Par sur verse :

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.

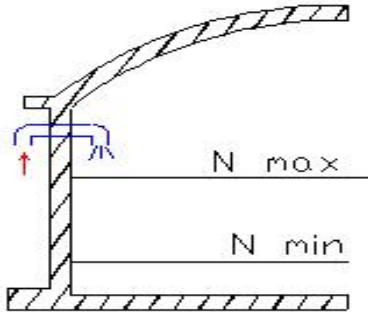


Figure III. 1: Arrivée par sur verse

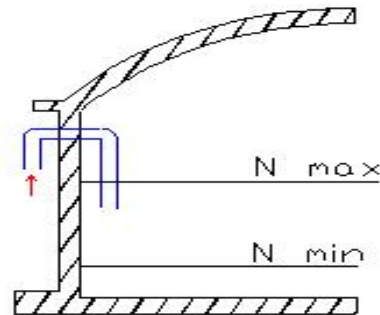


Figure III. 2: Arrivée par sur verse

(Chute libre) (Noyée)

III-3-1-B: Par-dessous :

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

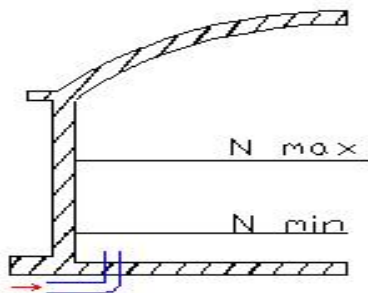


Figure III. 3: Arrivée par dessous

(Par le fond)

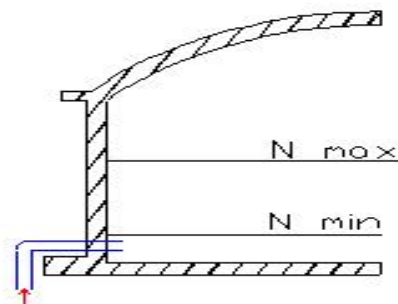


Figure III. 4: Arrivée par dessous

(Par le bas)

III-3-2: Conduite de départ ou de distribution : [1]

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau

en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une survitresse se manifestera dans la conduite.

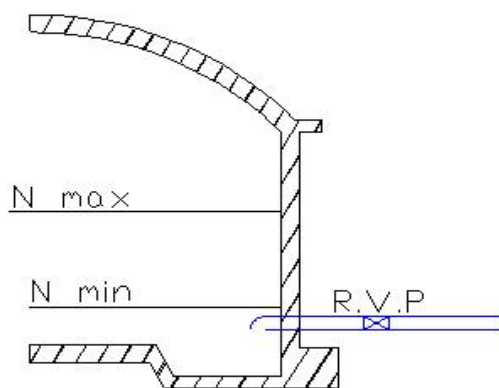


Figure III. 5:Conduite de départ

III-3-3: Conduite de trop-plein :

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

III-3-4: Conduite de vidange :

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations. Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

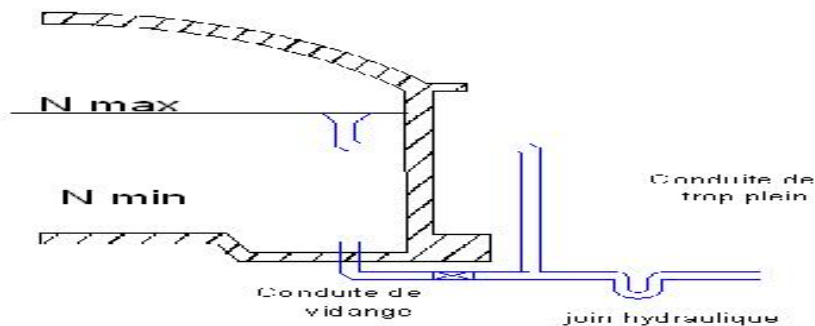


Figure III.6: Conduite de vidange et de trop plein

III-3-5: Conduite by-pass :

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

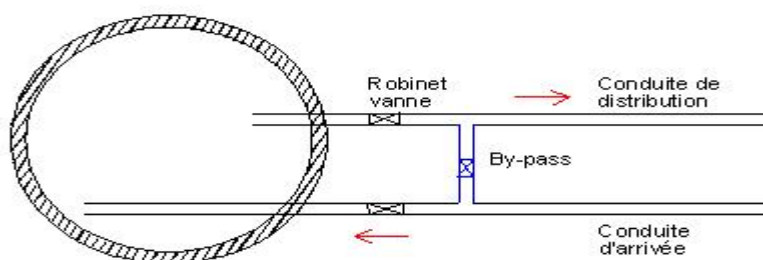


Figure III.7: Conduite by-pass

La figure au-dessous représente un schéma exemplaire recommandé pour les équipements des réservoirs.

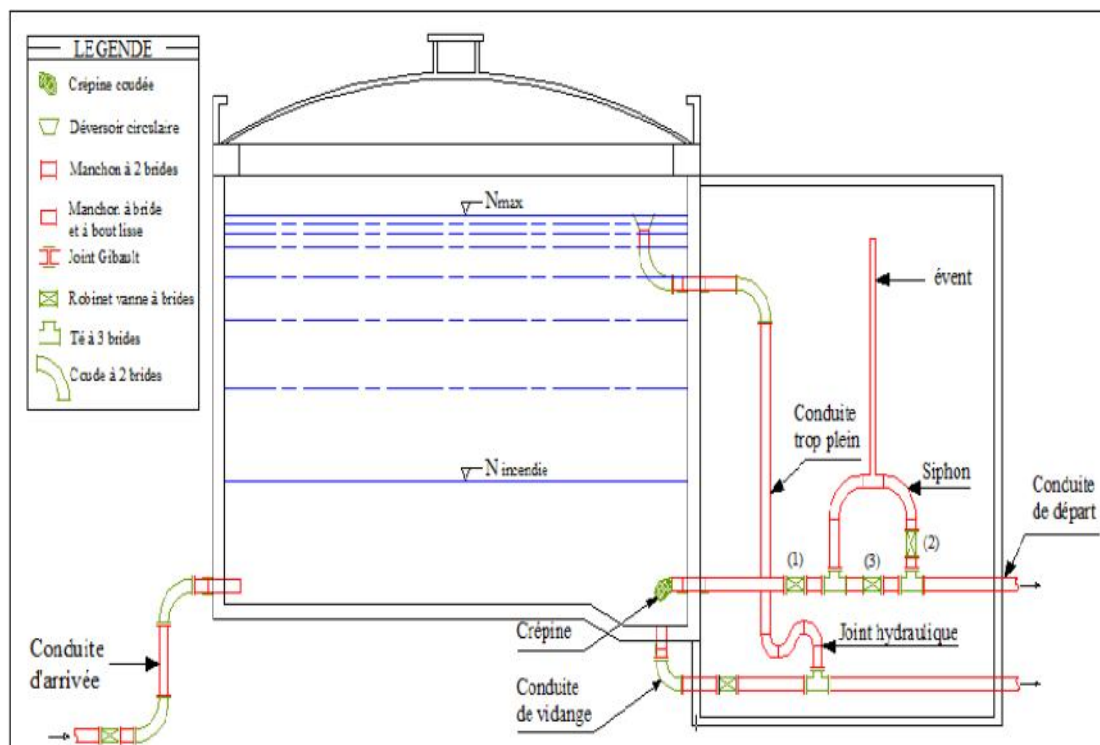


Figure III.8: Equipements des réservoirs

III-4: Matérialisation de la réserve d'incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorçait grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

III-5: Système automatisé :

Un système automatisé sera placé et aura pour rôle de se déclencher au moment où le niveau d'eau atteint la limite voulue.

III-6: Caractérisation du terme "Etanchéité" et classification réglementaire :

L'étanchéité est la qualité caractéristique d'un ouvrage à s'opposer au passage de l'eau ou d'un fluide (liquide et/ou gaz) dans les limites de débit de fuite qui ont été définies pour son exploitation.

Les ouvrages sont classés selon le principe de réalisation de leur étanchéité en :

- ✓ **Classe A** : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule.
- ✓ **Classe B**: ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation.
- ✓ **Classe C** : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité adhérent ou indépendant du support, la structure assurant uniquement une fonction mécanique.
- ✓ **Classe D** : ouvrages réalisés à l'aide d'éléments préfabriqués.

Les normes et règlements donnent des limites de fuites tolérées, le constat contradictoire se fera au plus tôt 10 jours après la fin du remplissage, Les pertes ne doivent pas dépasser une valeur moyenne de 500 cm³ par mètre carré de paroi mouillée et par jour pour un réservoir sans revêtement, et 250 cm³ pour un réservoir muni d'un revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité. Cette condition peut être considérée comme remplie, si l'on ne constate pas de fuite apparente.

III-7.1: Moyens de protection contre les fuites :

Le traitement des défauts d'étanchéité des réservoirs constitue souvent un problème délicat, l'expérience montre qu'en moyenne une fois sur quatre les résultats obtenus ne sont pas jugés satisfaisants soit que l'étanchéité obtenue ne donne pas satisfaction lors de la première mise en eau, soit un décollage apparaît dans le revêtement.

III-7.2: Potabilité et exigences techniques sur les produits utilisés :

III-7.3: Désinfection et nettoyage des réservoirs :

La désinfection est un moyen simple de protéger les usagers et le réseau des contaminations bactériologiques.

Le nettoyage permet le retour à une situation normale.

III-7.4-A: Désinfection manuelle de l'eau du réservoir :

- ✓ Se procurer des berlingots d'eau de Javel à 36 degrés chronométriques dans le Commerce.
- ✓ Juger du volume disponible dans le réservoir au moment de la désinfection.

- ✓ Préparer la solution désinfectante en prenant soin de diluer le volume d'eau de Javel nécessaire dans un seau d'eau juste avant de le verser, cela favorise la dispersion.
- ✓ Un temps de contact est nécessaire à la bonne action du chlore laissé agir au moins 2 h dans le réservoir
- ✓ Procéder à la désinfection de préférence la nuit ou tôt le matin.

III-7.4-B: Nettoyage du réservoir :

- ✓ Vérifier l'état de l'ouvrage en réparant si nécessaire l'étanchéité périphérique et éliminer tous les éléments grossiers qui auraient pu pénétrer dans les ouvrages.
- ✓ Pomper l'eau de l'ouvrage, les eaux sont soit rejetées au milieu naturel, soit introduites dans le réseau de distribution. Dans ce cas on doit informer les utilisateurs sur la non potabilité de l'eau.
- ✓ Nettoyer et désinfecter :
 - débarrasser les parois de leurs corps étrangers par brossage, jet haute pression...
 - nettoyer et désinfecter à l'aide d'une solution désinfectante.
 - ✓ Rincer : Un rinçage abondant avec une eau claire doit suivre la désinfection. La solution désinfectante doit impérativement être neutralisée avant le rejet par une dilution de sa concentration.
 - ✓ Contrôler : Après cette opération, faire vérifier, dans les 24 heures, la qualité de l'eau par un laboratoire agréé.

III-7-5: Quelques recommandations pour le bon fonctionnement du réservoir :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité les réservoirs devront être:

- ✓ Couverts, pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- ✓ éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- ✓ étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau

Les désordres qui caractérisent ce genre d'ouvrage sont bien le cas pathologique des fuites plus au moins importantes rencontrées avec un pourcentage de 85 %.

Le défaut d'entretien périodique présente un pourcentage élevé avec une valeur de 95 %, ce qui nous ramène à donner l'importance primordiale des programmes d'entretien durant la vie de l'ouvrage pour une meilleure durabilité et maintien des ouvrages.

III.8. Dimensionnement des baches des différentes stations de pompage

Le volume des baches est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = Q_{\text{max } j} \times t$$

$Q_{\text{max } j}$: débit maximal journalier total. ($Q_{\text{max } j} = 3816.3 \text{ m}^3/j = 159 \text{ m}^3/h$).

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

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0.4 \text{ h} = 24 \text{ mn}$)

III.8.1. Bâche de la station de pompage n°1 (SP1) :

La station de pompage SP1 est située à une distance de 16070 m de la commune de TAGGARAOUT.

elle refoule un débit $Q = 0.51 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc :

$$V_{\text{bache1}} = Q_{\text{max } j} \times t$$

$$\begin{aligned} V_{\text{bache1}} &= 159 \times 0.4 \\ &= 65 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$V_{\text{bache1}} = 65 \text{ m}^3$$

III.8.2. Bâche de la station de pompage n°2 (SP2) :

elle refoule vers la SP3 à une distance de 27360 m avec un débit de $0.04417 \text{ m}^3/\text{s}$,

Donc :

$$V_{\text{bache1}} = Q_p \times t$$

$$\begin{aligned} V_{\text{bache1}} &= 159 \times 0.4 \\ &= 65 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$V_{\text{bache1}} = 65 \text{ m}^3$$

III.8.3. Bâche de la station de pompage n°3 (SP3) :

elle refoule vers le réservoir de distribution à une distance de 31020 m avec un débit de $0.04417 \text{ m}^3/\text{s}$, Donc :

$$V_{\text{bache1}} = Q_p \times t$$

$$V_{\text{bache1}} = 159 \times 0.4$$

$$= 65 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{bâche1}} = 65 \text{ m}^3$$

III.8.4 Sections des trois bâches :

Puisque le débit est important et n'est pas destiné directement pour l'alimentation de la commune de timiaouine, donc nous choisissons une surface circulaire de mêmes dimensions pour ces réservoirs.

Le volume de la cuve est donné par la formule :

$$D = 1,405 \sqrt[3]{V}$$

$$D = 1,405 \sqrt[3]{65} = 5.65 \text{ m}$$

D = 5.65 m.

✓ La hauteur de la cuve est

$$H = V/S$$

$$H = 65 / (\pi D^2 / 4) = 2.6 \text{ m}$$

H = 2.6 m.

III.9. Dimensionnement de réservoir de distribution :

III.9. Détermination de la capacité des réservoirs

III.9.1. Capacité pratique d'un réservoir

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50 % de la plus forte consommation journalière avec une réserve d'incendie de 120 m^3 .

$$VR = (50\% * Q_{MAXJ}) + 120 = 3335.04 * 0.5 + 120 = 1788 \text{ m}^3 \quad (\text{pour l'horizon 2045})$$

Tableau III.1: calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire

Horizon	2015	2020	2030	2045
Débit max (m³/j)	764.64	858.8	1124.06	3335,04
Volume de stockage nécessaire (m³)	502.32	549.4	682	1788

III.9.2. Besoins en stockage

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

La production est le plus souvent dimensionnée et prévue afin de fournir pour un temps journalier de fonctionnement généralement égal à 20 heures, Le volume correspondant à la Consommation journalière totale du réseau.

Tableau III.2 : Détermination de la capacité des réservoirs de distribution

Heures	Consommation	Apport	Surplus	Deficit	Capacité horaire
(h)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-01	1,5	5	3,5		12
01-02	1,5	5	3,5		15,5
02-03	1,5	5	3,5		19
03-04	1,5	5	3,5		22,5
04-05	2,5	5	2,5		25
05-06	3,5	5	1,5		26,5
06-07	4,5	5	0,5		27
07-08	5,5	5		0,5	26,5
08-09	6,25	5		1,25	25,25
09-10	6,25	5		1,25	24
10-11	6,25	5		1,25	22,75
11-12	6,25	5		1,25	21,5
12-13	5	5		0	21,5
13-14	5	5		0	21,5
14-15	5,5	5		0,5	21
15-16	6	5		1	20
16-17	6	5		1	19
17-18	5,5	0		5,5	13,5
18-19	5	0		5	8,5
19-20	4,5	0		4,5	4
20-21	4	0		4	0
21-22	3	5	2		2
22-23	2	5	3		5
23-24	1,5	5	3,5		8,5
		100			

D'ou :

$$V_u = P_{\max} \cdot Q_{\max.j}$$

$$= 3335.38 \cdot (27/100) = 900 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$V_r = V_u + V_i = 900 + 120 = 1020 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ✓ d'après le volume de stockage à l'horizon 2045 de timiaouine donc y'aura deux réservoirs projetés avec volume normalisé pour chaque un est égal à 1050 m^3

III-9-3: Forme et Définition de la géométrie de distribution de volume 1050M^3 :

Le dimensionnement du réservoir circulaire de contenance 1050m^3 se fera sur la base des formules empiriques de **Fonlladosa**(mai 1937) permettant de dimensionner à priori un réservoir.

On a :

- ✓ Le diamètre de la cuve est :

$$D = 1,405 \sqrt[3]{V}$$

$$D = 1,405 \sqrt[3]{1050} = 14.3 \text{ m}$$

D = 14.3m.

- ✓ La hauteur de la cuve est

$$H = V/S$$

$$H = 1050 / (\pi D^2 / 4) = 6.56 \text{ m}$$

H = 6.56 m.

Conclusion :

Dans ce chapitre, et afin de prendre en charge le développement démographique de la commune de timiaouine , nous avons dimensionné le réservoir de distribution qui est d'une capacité de 1050 m^3 et les bâches d'aspiration .

Introduction :

Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs de la commune TIMIAOUINE. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le tracé d'adduction.

IV-1.Définition:

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

IV-2.Classification : [2]

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

IV-2-1. Adduction gravitaire :

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure celle du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravité d'où son nom.

IV-2-2. Adduction par refoulement :

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes.

IV-2-3. 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 conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV-3.Types d'écoulement:

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge

IV-3-1. Ecoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement avec une surface libre c'est-à-dire en contact avec l'air. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité due à l'existence de la pente.

IV-3-2.Ecoulement en charge :

L'écoulement est forcé. Dans ce cas sa pression diffère de la pression atmosphérique.

IV.4.1.Choix du tracé : [2]

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide

pour l'entretien, la réparation ainsi l'acheminement du matériel.

-Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.

- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes

largement ouvert afin d'éviter les butées importants

IV.4.2. La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV.5.Choix du type du matériau de la tuyauterie

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité

- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important **[4]**
- les conduites en PEHD raison des avantages qu'elles présentent :
 - Très économiques
 - Disponibilité sur le marché (production locale)
 - Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
 - Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
 - Réduction des pièces spéciales
 - Adaptation aux terrains accidentés.
 - Une très faible rugosité (conduite lisse)

- L'assemblage des tuyaux en PEHD se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante
- **Les types de conduites les plus utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:**
 - Métalliques « Acier, Fonte » ;
 - A base de ciment « amiante ciment et en béton » ;
 - En matière plastique « poly chlorure de vinyle (PVC), polyéthylène (PE) ».

a) Conduites en Fonte :

La fonte est un alliage de fer-carbone-silice. En subissant une cristallisation du graphite par l'introduction d'une quantité contrôlée de magnésium dans une fonte de base désulfurée, on obtient de la fonte ductile (à graphite sphéroïdale).

Parmi les avantages des canalisations en fonte ductile:

- Bonne résistance aux forces internes ;
- Résistance aux pressions élevées ;
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains.
- Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Leurs inconvénients sont :

- Lourdes
- Contrairement aux conduites en PEHD, la conduite en fonte est très chère.

b) Conduites en Acier :

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable.

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

- Découpable, soudable ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement) ;
- Plus léger que les tuyaux en fonte ;

- Disponibilité sur le marché national.

L'inconvénient majeur des conduites en acier est leur sensibilité à la corrosion, ils nécessitent un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

c) Conduites en Amiante Ciment :

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

d) Conduites en polyéthylène (PE) :

Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Éthylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être polyéthylène à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °C et 130 °C.

Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont illimitées, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieurs aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité ;
- Disponibilité sur le marché national.

e) PVC (Poly Chlorure de Vinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure de vinyle de formule CH_2CHCl . La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à 150°C, mais le produit se ramollit à 75°C.

Les avantages sont :

- Facilité de pose de canalisation ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable ;
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux ;
- Une faible rugosité qui se maintient le long des années ;
- Disponibilité sur le marché national.

IV.6. DESCRIPTION DE L'AIRE D'ETUDE :

L'aire d'étude est définie comme la zone géographique comprise entre le champ de Captage de Taggaraout et la commune de Timiaouine, et délimitée par ailleurs par la variante du tracé du transfert.

C'est ainsi que notre aire d'étude est délimitée :

- Au Nord par le champ de captage de Taggaraout.
- Au Sud par la commune de Timiaouine.
- à l'Ouest, par la route Nationale N°1.
- à l'Est, par la variante de tracé.

IV.6.1 Tracé et dimensionnement d'une adduction

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins (quantité d'eau à fournir, et type d'agglomération...) Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

IV.6.2. Choix du cite de stockage

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux normes suivantes

Assurer une pression de 5 à 10 m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s) ;

Etre plus près des usagers ;

IV.6.3. Etude technico-économique de l'adduction

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente

avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

IV.6.4. Méthode de calcul :

a) Cas de refoulement :

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (\text{IV.1})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \quad (\text{IV.2})$$

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

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

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

IV.7.1.a. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{IV.3})$$

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.

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{IV.4})$$

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

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

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à refouler (m³/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,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.6})$$

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

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (III.8)

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV.8})$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

IV.7.1. b. Vérification du régime (Nombre de Reynolds) :

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{Où :}$$

Re : Nombre de **Reynolds** ;

$$V = \frac{4 * Q}{\pi D^2} \quad \text{: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;}$$

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\nu=10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C.

Remarque : Nos calculs seront effectués avec le débit d'exploitation actuel des deux forages ($Qf1=0.02169\text{m}^3/\text{s}$ et $Qf2=0.002248\text{m}^3/\text{s}$).

Calcul du nombre de Reynolds :

Pour $D=250\text{mm}$; $v= 1,63\text{m/s} \Rightarrow R=407500=4,075 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux.

Pour $D=300\text{mm}$; $v=1,13\text{m/s} \Rightarrow R=339000=3,39 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Pour $D=400\text{mm}$; $v= 0,64\text{m/s} \Rightarrow R=256000=2,56 \times 10^5 > 2000 \rightarrow$ régime turbulent rugueux

Donc, nous pouvons appliquer la formule de NIKURADZE pour déterminer λ .

IV.4.1. c. la rugosité ε

$\varepsilon = 0.1\text{mm}$ pour le fonte.

IV.7.1. d. Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho g * Hmt * Q}{\eta} \quad \text{(IV.9)}$$

P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : rendement de la station de pompage (65÷90)%

IV.7.1. e. 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 du temps (heures) de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad \text{(IV.10)}$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage (KW) ;

t : temps de pompage par jour (h).

IV.7.1. f. 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.

$$K = \delta * E \quad \text{(IV.11)}$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KWh) ;

δ : Prix du KWh, varie trois fois par jour (voir le tableau IV.1)

Tableau N°IV.1: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1.615
Heures de pointes	17h-21h	4	7.267
Heures creuses	21h-06h	9	0.853

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 20/24 heures.

$$\delta = \frac{1.615 * 11 + 0,853 * 5 + 7.267 * 4}{20} \Rightarrow \delta = 2.55 \text{ DA}$$

IV.7.1. g. 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 :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV.12})$$

A : Frais d'amortissement (%) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

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

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0888}$$

➤ **Caractéristiques des forages :**

Tableau IV.2 : caractéristiques des forages :

Forage	Q _{exp} (l/s)	L(m)	CTN(m)	C _{pe} (m)
1	21.69	L _{1-A} =4768	436	404
2	22.48	L _{2-A} =1331	435	403

Tableau IV.3 : caractéristique des différents tronçons de champ de captage.

Tronçons	Débit (l/s)	La longueur (m)	C _T amont (m)	C _{traval} (m)
F1-A	21.69	4768	404	443.18
F2-A	22.48	1331	403	443.18
A-SP1	44.17	11302	443.18	450

: Comme la différence entre la cote de sol et la cote de plan d'eau est supérieure a 6m alors on est dans le cas d'un puits unique le groupe-électropompe est utilisé dans chaque puits.

IV.8.1.Dimensionnement de l'adduction par refoulement :

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie.

Les stations de pompage sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs d'accumulation.

Au niveau du champ captant, les forages refoulent vers un point d'unification A , puis vers la première station de pompage de côte terrain naturel de 450m par le type

de tuyauterie **fonte ductile**, ensuite y'aura 2 stations de pompage a la conduite d'amenée de cotes 511m et 573 m respectivement , qui refoulent vers un château projté de côte terrain de 630m .

Le schéma nous montre comment sont installés nos deux forages et l'adduction avec les stations de pompage :

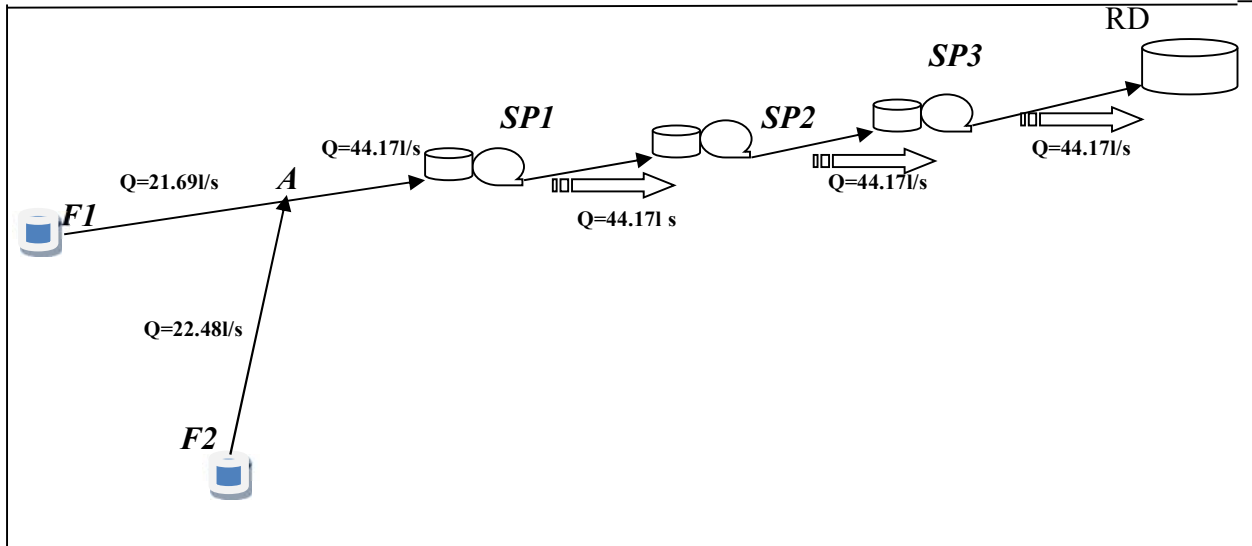


Figure IV -1:installation des forages et l'adduction avec les stations de pompages

Le diamètre économique

1/F1-A:

pour le $Q = 21.69 \text{ l/s}$ on propose $D_{ec} = 150 \text{ mm}$

2/F2-A :

Pour le $Q = 22.48 \text{ l/s}$ on propose $D_{ec} = 150 \text{ mm}$

5/A- R₁ :

Pour le $Q = 21.69 + 22.48 = 44.17 \text{ l/s}$. on propose $D_{ec} = 200 \text{ mm}$

IV.8. a. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.4

Tronçon I

Dimensionnement de tronçon 1-A

F1-A = $21.69 \text{ l/s} = 0.02169 \text{ m}^3/\text{s}$

De=0.150m

Tableau IV.4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F1-A

Diamètre (mm)	Prix de m,l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1280	4768	6103040	541949,95
150	1670	4768	7962560	707075,33
200	2260	4768	10775680	956880,38
250	2775	4768	13231200	1174930,6
300	3500	4768	16688000	1481894,4

Tableau IV.5: Calcul des frais d'exploitation du tronçon F1- A

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_L	ΔH_T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	2,76	0,02	4768	369,68	425,14	475,14	101,1	738021,29	1675308,32
150	1,23	0,018	4768	44,22	50,85	100,85	21,46	156653,41	355603,23
200	0,69	0,017	4768	9,83	11,3	61,3	13,04	95220,06	216149,54
250	0,44	0,016	4768	3,07	3,53	53,53	11,39	83139,8	188727,34
300	0,31	0,016	4768	1,18	1,36	51,36	10,93	79779,64	181099,77

Tableau IV.6 : Bilan du tronçon F1- A

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	541949,95	1675308,32	2217258,27
150	707075,33	355603,23	1062678,56
200	533481,98	216149,54	749631,52
250	1174930,56	188727,34	1363657,9
300	1481894,4	181099,77	1662994,17

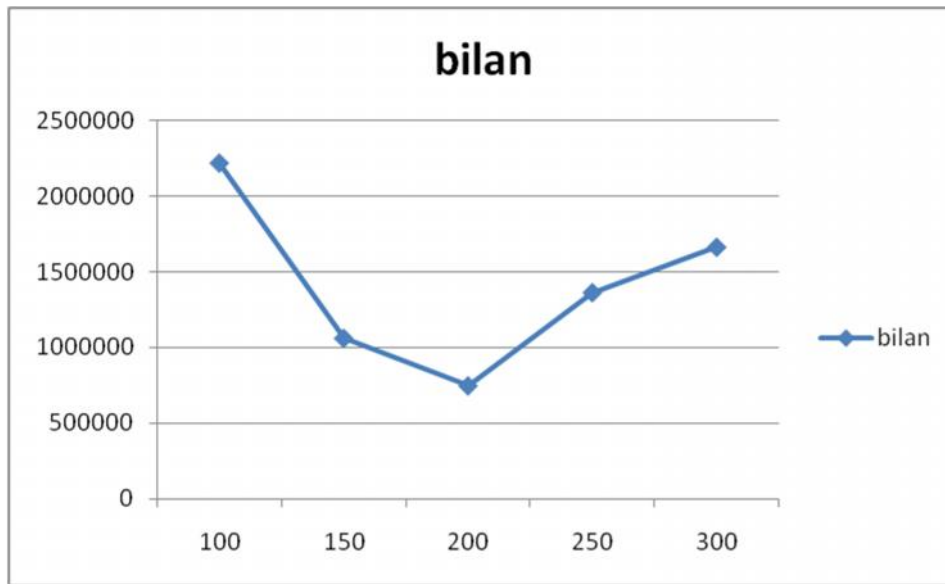


Fig IV.2 : Graphe de frais total de tronçon F1-A

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse acceptable) est celui le **DN 200**
 Hauteur calculé

$$H_{cal} = H_g + \sum h_p + P_{\text{ex}} \quad \text{: pression}$$

d'exhaure $P_{\text{ex}} = 1.5\text{m}$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe}$$

- C_{tp} : côte de trop plein
- C_{pe} : côte du plan d'eau

$$H_g = 454 - 404 = 50\text{m}$$

$$H_{cal} = 50 + 11.30 + 1.5 = 62.8 \text{ m}$$

On a $Q = 21.69\text{l/s}$ et $H_{cal} = 62.8\text{m}$ alors d'après le logiciel caprari

Type de pompe immergée P8L/5/20/5E.

- ✓ Débit $Q = 22.01\text{l/s}$
- ✓ Hmt = 65.6m
- ✓ Vitesse de rotation $n = 2900 \text{ tr/min}$
- ✓ Puissance absorbée $P_a = 30 \text{ Kw}$

- ✓ Le rendement $\eta=78.9\%$
- ✓ NPSH=4m

➤ **Dimensionnement de tronçon F2-A**

$Q_{2-A}=22.48\text{l/s}=0.02248\text{m}^3/\text{s}$

$D_e=0.15\text{m}$

Tableau IV.7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F2-A

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1280	1331	1703680	151286,784
150	1670	1331	2222770	197381,976
200	2260	1331	3008060	267115,728
250	2775	1331	3693525	327985,02
300	3500	1331	4658500	413674,8

Le diamètre économique proposé est :

1/F1-A:

Pour le $Q = 21.69 \text{ l/s}$ on propose $D_{ec}=150\text{mm}$

Tableau IV.8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon F2- A

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL	ΔHT	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	2,86	0,020	1331	111,98	128,78	179,78	38,25	279246,56	633889,68
150	1,27	0,018	1331	13,39	15,40	66,40	14,13	103144,20	234137,34
200	0,72	0,017	1331	2,98	3,42	54,42	11,58	84535,41	191895,37
250	0,46	0,016	1331	0,93	1,07	52,07	11,08	80876,17	183588,91
300	0,32	0,016	1331	0,36	0,41	51,41	10,94	79858,34	181278,44

Tableau IV.9 : Bilan du tronçon F2- A

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	151286,78	633889,68	785176,46
150	197381,98	234137,34	431519,32
200	148922,93	191895,37	340818,3
250	327985,02	183588,91	511573,93
300	413674,8	181278,44	594953,24



Fig IV.3 : Graphe de frais total de tronçon F2-A

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse admissible) est celui le **DN 200 mm.**

Hauteur calculé

$$H_{cal} = H_g + \sum h_p + P_{ex}$$

P_{ex} : pression

d'exhaure $P_{ex} = 1.5m$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe}$$

- C_{tp} : côte de trop plein
- C_{pe} : côte du plan d'eau

$$H_g = 454 - 403 = 51 \text{ m}$$

$$H_{cal} = 51 + 3.42 + 1.5 = 55.92 \text{ m}$$

On a $Q = 22.48 \text{ /s}$ et $H_{cal} = 55.92 \text{ m}$ alors d'après le logiciel caprari

Type de pompe immergée P8F/4/20/3B

- ✓ Débit $Q = 22.65 \text{ l/s}$
- ✓ Hmt = 56.2 m
- ✓ Vitesse de rotation $n = 3000 \text{ tr/min}$
- ✓ Puissance absorbée $P_a = 30 \text{ Kw}$
- ✓ Le rendement $\eta = 75.1\%$
- ✓ NPSH = 4.82 m

➤ **Dimensionnement de tronçon A-SP1**

$$Q_{2-A} = 44.17 \text{ l/s} = 0.04417 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_e = 0.2 \text{ m}$$

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

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1280	11302	14466560	1284630,5
150	1670	11302	18874340	1676041,4
200	2260	11302	25542520	2268175,8
250	2775	11302	31363050	2785038,8
300	3500	11302	39557000	3512661,6

Tableau IV.11 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-SP1

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_L	ΔH_T	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	5,63	0,020	11302	3637,54	4183,17	4193,69	892,33	6514004,49	14786790,20
150	2,50	0,018	11302	435,11	500,37	510,89	108,71	793563,63	1801389,45
200	1,41	0,017	11302	96,70	111,21	121,73	25,90	189082,66	429217,63
250	0,90	0,016	11302	30,16	34,69	45,21	9,62	70217,41	159393,52
300	0,63	0,016	11302	11,65	13,40	23,92	5,09	37154,69	84341,14

Tableau IV.12 : Bilan du tronçon A-SP1

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	1284630,53	14786790	16071421
150	1676041,39	1801389,5	3477430,8
200	1264558,18	429217,63	1693775,8
250	2785038,84	159393,52	2944432,4
300	3512661,6	84341,14	3597002,7



Fig IV.4 : Graphe de frais total de tronçon A-SP1

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse admissible) est celui le **DN 200 mm**.

Tableau IV.13. Evaluation des frais totaux de champ de captage pour l'Horizon 2045

Tronçon	Frais (DA)
tronçonF1-A	749631,52
tronçonF2-A	340818,3
tronçonA-SP1	1693775,8
Total :2784225.6	

IV.9. le choix des variantes de matériaux :

Dans ce projet deux variantes sont distinguées :

IV.9 .1 Variante n°01

Elle consiste à la projection d'une conduite par type du matériau **PEHD**, qui fait transiter un débit des besoins à l'horizon (2045) à partir de la station de pompage 01 vers le réservoir de distribution de la Commune de Timimoune.

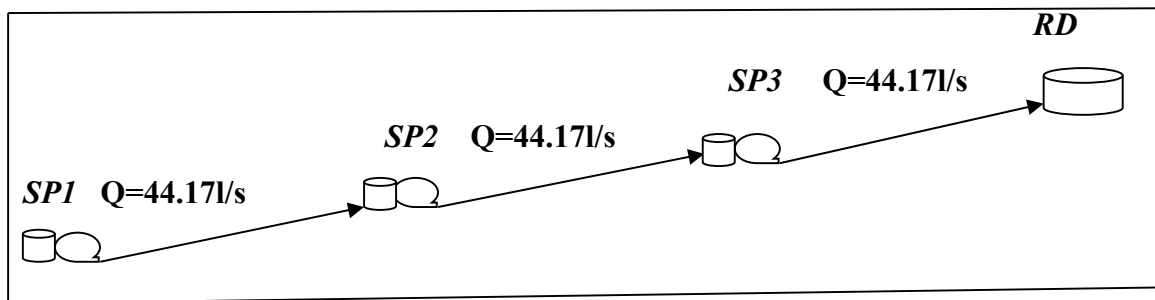


Figure IV-5: Le tracé de notre adduction

Tableau IV.14 : caractéristique des différents tronçons d'adduction

Tronçons	Débit (l/s)	La longueur (m)	C_T (m)	amont	C_{taval} (m)
SP1-SP2	44.17	27290	450		511

SP2-SP3	44.17	27360	511	573
SP3-RD	44.17	31020	573	630

Le diamètre économique proposé est :

1/SP1-SR2:

Pour le Q =44.17 l/s on propose $D_{ec}=200\text{mm}$

1/SP1-SR2:

Pour le Q =44.17 l/s on propose $D_{ec}=200\text{mm}$

1/SP2-SR3:

Pour le Q =44.17 l/s on propose $D_{ec}=200\text{mm}$

Dimensionnement de tronçon SP1-SP2 :

SP1-SP2=44.17/s=0.04417m³/s

Dec=200mm.

Tableau IV.15 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2 :

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
125	1381,98	27290	37714234,2	3349023,997
160	2258,68	27290	61639377,2	5473576,695
200	3546,97	27290	96796811,3	8595556,843
250	5487,77	27290	149761243,3	13298798,41
315	8700,12	27290	237426274,8	21083453,2

Tableau IV.16 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2 :

D(mm)	EP(mm)	Dn(m)	L(m)	v(m/s)	λ	$\Delta H_f(m)$	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)	P(kw)	E(kwh)	frais d'energie DA
125	11,4	0,1022	27290	5,39	0,01213	4786,01	5503,91	5565,41	2411,54	17604207,12	39961550,15
160	14,6	0,1308	27290	3,29	0,01158	1330,83	1530,46	1591,96	689,81	5035595,52	11430801,84
200	18,2	0,1636	27290	2,10	0,01112	417,29	479,89	541,39	234,59	1712487,08	3887345,66
250	22,7	0,2046	27290	1,34	0,01068	131,04	150,69	212,19	91,94	671194,43	1523611,35
315	28,6	0,2578	27290	0,85	0,01025	39,61	45,56	107,06	46,39	338632,81	768696,49

Tableau IV.17 : Bilan du tronçon SP1-SP2

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
125	3349023,997	39961550,15	43310574,15
160	5473576,695	11430801,84	16904378,54
200	8595556,843	3887345,66	12482902,5
250	13298798,41	1523611,35	14822409,76
315	21083453,2	768696,49	21852149,69

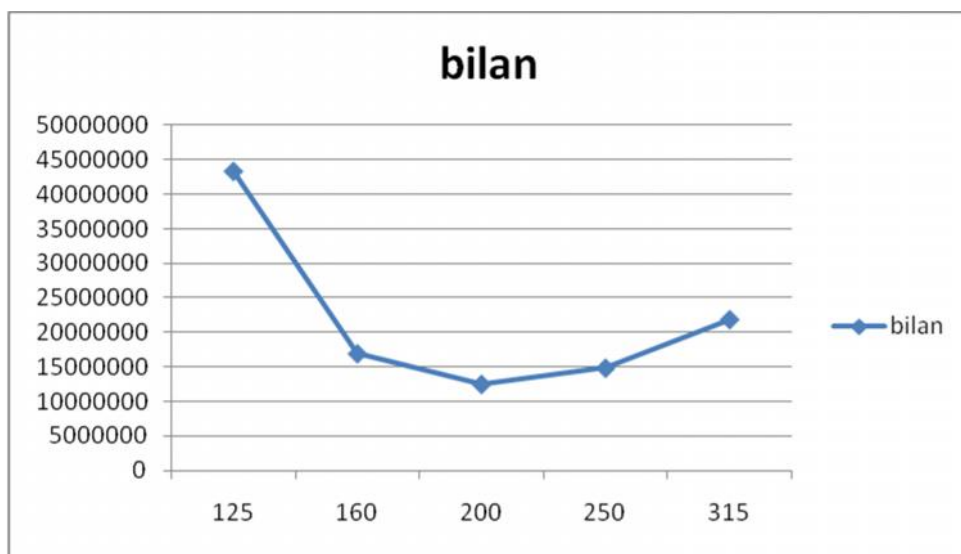


Fig IV.6 : Graphe de frais total de tronçon SP1-SP2

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et les pertes de charges acceptables) est celui le **DN 315mm**.

Dimensionnement de tronçon SP2-SP3 :

SP1-SP2=44.17/s=0.04417m³/s

Dec=200mm.

Tableau IV.18 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3 :

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
125	1381,98	27360	37810973	3357614,38
160	2258,68	27360	61797485	5487616,65
200	3546,97	27360	97045099	8617604,81
250	5487,77	27360	150145387	13332910,4

315	8700,12	27360	238035283	21137533,1
-----	---------	-------	-----------	------------

Tableau IV.19 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3 :

D(mm)	EP(mm)	Dn(m)	L(m)	v(m/s)	λ	ΔH_i (m)	ΔH_t (m)	HMT(m)	P(kw)	E(kwh)	frais d'energie DA
125	11,4	0,1022	27360	5,39	0,01213014	4798,29	5518,03	5579,53	2417,65	17648863,66	40062920,51
160	14,6	0,1308	27360	3,29	0,01158244	1334,25	1534,38	1595,88	691,51	5048013,05	11458989,62
200	18,2	0,1636	27360	2,10	0,01111721	418,36	481,12	542,62	235,12	1716380,69	3896184,17
250	22,7	0,2046	27360	1,34	0,01067968	131,37	151,08	212,58	92,11	672417,08	1526386,77
315	28,6	0,2578	27360	0,85	0,01025409	39,72	45,67	107,17	46,44	339002,43	769535,53

Tableau IV.20 : Bilan du tronçon SP2-SP3

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
125	3357614,38	40062921	43420534,9
160	5487616,65	11458990	16946606,3
200	8617604,81	3896184,2	12513789
250	13332910,4	1526386,8	14859297,2
315	21137533,1	769535,53	21907068,6

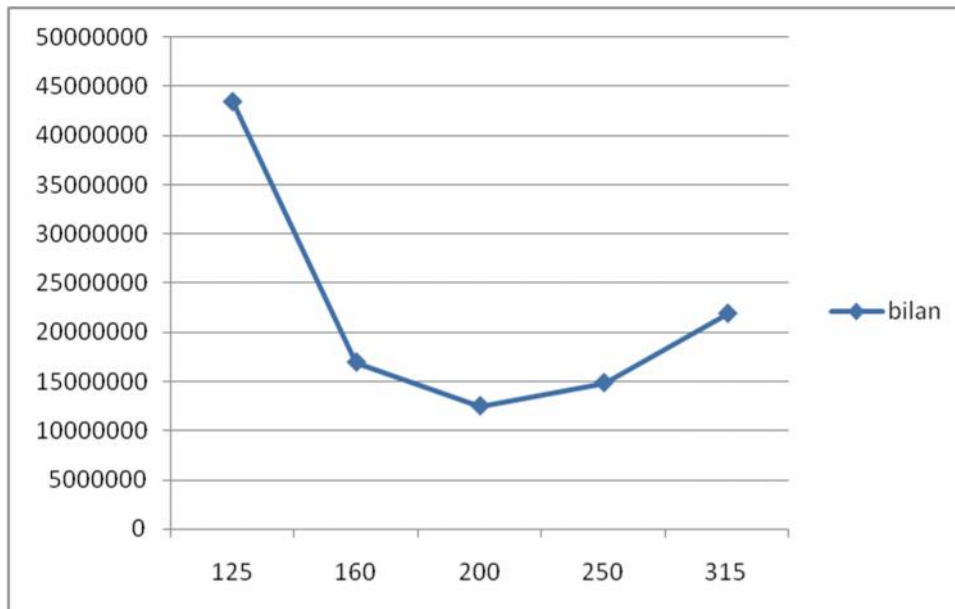


Fig IV.7 : Graphe de frais total de tronçon SP2-SP3

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et les pertes de charge acceptables) est

celui le DN 315mm .

Dimensionnement de tronçon SP3-RD :

SP3-RD=44.17/s=0.04417m³/s donc Dec=200mm.

Tableau IV.21 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-RD :

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
125	1381,98	31020	42869020	3806768,94
160	2258,68	31020	70064254	6221705,72
200	3546,97	31020	110027009	9770398,43
250	5487,77	31020	170230625	15116479,5
315	8700,12	31020	269877722	23965141,7

Tableau IV.22 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-RD :

D(mm)	EP(mm)	Dn(m)	L(m)	v(m/s)	λ	ΔH_i (m)	ΔH_t (m)	HMT(m)	P(kw)	E(kwh)	frais d'energie DA
125	11,4	0,1022	31020	5,39	0,01213014	5440,16	6256,19	6317,69	2737,50	19983763,09	45363142,22
160	14,6	0,1308	31020	3,29	0,01158244	1512,73	1739,64	1801,14	780,45	5697272,38	12932808,30
200	18,2	0,1636	31020	2,10	0,01111721	474,33	545,48	606,98	263,01	1919961,13	4358311,76
250	22,7	0,2046	31020	1,34	0,01067968	148,95	171,29	232,79	100,87	736344,49	1671502,00
315	28,6	0,2578	31020	0,85	0,01025409	45,03	51,78	113,28	49,09	358328,32	813405,30

Tableau IV.23 : Bilan du tronçon SP3-RD

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
125	3806768,9	45363142,22	49169911,16
160	6221705,7	12932808,3	19154514,02
200	9770398,4	4358311,76	14128710,19
250	15116480	1671502	16787981,5
315	23965142	813405,3	24778547

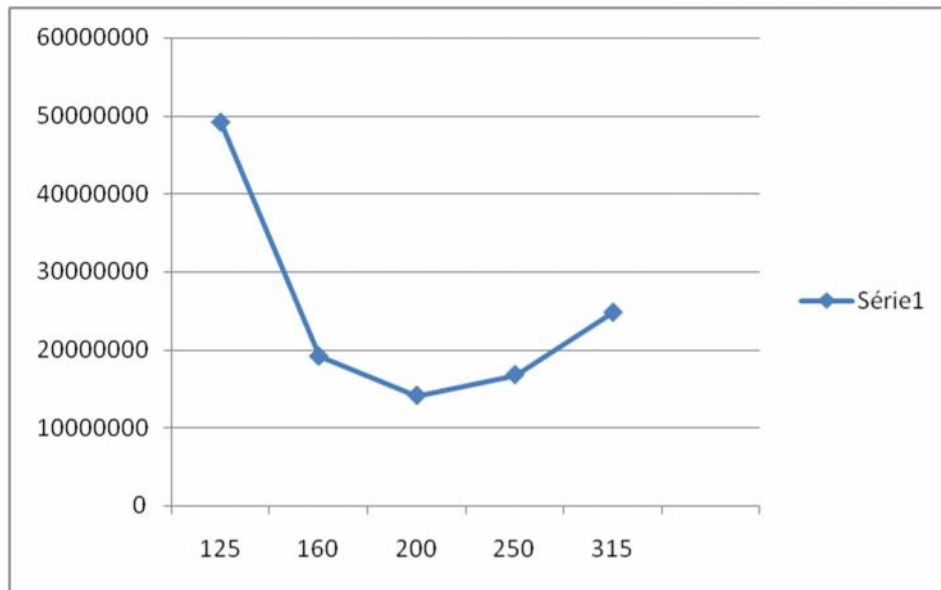


Fig IV.8 : Graphe de frais total de tronçon SP3-RD

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et les pertes de charge acceptables) est celui le **DN 315mm**.

Tableau IV.24. Dimensionnement de la première variante:

Tronçon	Q (m ³ /s)	D _{norm} (mm)	V (m/s)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais Total (DA)
Tr SP1-SP2	0.04417	315	0,85	21083453,2	768696,49	21852149,69
Tr SP2-SP3	0.04417	315	0,85	21137533,1	769535,53	21907068,6
Tr SP3-RD	0.04417	315	0,85	23965142	813405,3	24778547

IV.9.2. Variante n°02:

Elle consiste à la projection d'une conduite par type du matériau **fonte ductile**, qui fait transiter un débit des besoins à l'horizon (2045) à partir du champ captant vers la Commune de Timimoune.

Tableau IV.25 :caractéristique des différents tronçons d'adduction.

Tronçons	Débit (l/s)	La longueur (m)	C _T amont (m)	Craval (m)
SP1-SP2	44.17	27290	450	511
SP2-SP3	44.17	27360	511	573
SP3-RD	44.17	31020	573	630

Dimensionnement de tronçon SP1-SP2 :

SP1-SP2=44.17/s=0.04417m³/s

Dec=200mm.

Tableau IV.26 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2 :

Diamètre (mm)	Prix de m,l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1280	27290	34931200	3101890,56
150	1670	27290	45574300	4046997,84
200	1260	27290	34385400	3053423,52
250	2775	27290	75729750	6724801,80
300	3500	27290	95515000	8481732,00

Tableau IV.27 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2 :

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL	ΔHT	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	5,63	0,020	27290	8783,27	10100,76	10161,76	2162,21	15784119,45	35829951,16
150	2,50	0,018	27290	1050,62	1208,21	1269,21	270,06	1971446,38	4475183,28
200	1,41	0,017	27290	233,51	268,53	329,53	70,12	511856,41	1161914,05
250	0,90	0,016	27290	72,83	83,75	144,75	30,80	224842,38	510392,20
300	0,63	0,016	27290	28,14	32,36	93,36	19,86	145008,56	329169,44

Tableau IV.28 : Bilan du tronçon SP1-SP2

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	3101890,56	35829951,2	38931841,7
150	4046997,84	4475183,28	8522181,12
200	3053423,52	1161914,05	4215337,57
250	6724801,8	510392,2	7235194
300	8481732	329169,44	8810901,44

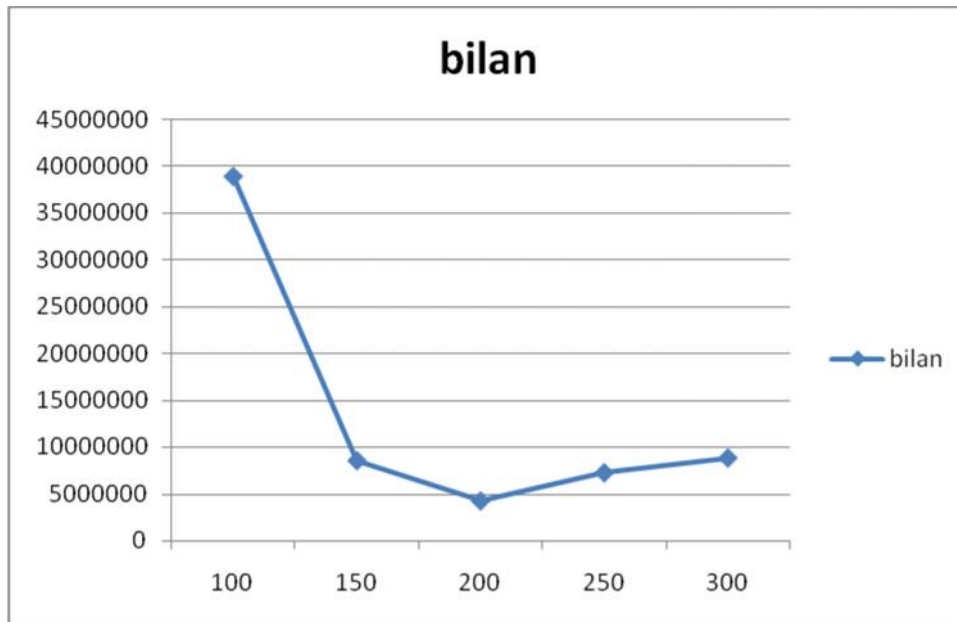


Fig IV.9 : Graphe de frais total de tronçon SP1-SP2

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et les pertes de charge acceptables) est celui le **DN 250 mm** .

Dimensionnement de tronçon SP2-SP3 :

$$SP1-SP2=44.17/s=0.04417m^3/s$$

Dec=200mm.

Tableau IV.29 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3 :

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1280	27360	35020800	3109847,04
150	1670	27360	45691200	4057378,56
200	1260	27360	34473600	3061255,68
250	2775	27360	75924000	6742051,20
300	3500	27360	95760000	8503488,00

Tableau IV.30 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3 :

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL	ΔHT	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	5,63	0,020	27360	8805,80	10126,67	10188,67	2167,93	15825916,63	35924830,75
150	2,50	0,018	27360	1053,31	1211,31	1273,31	270,93	1977813,47	4489636,58
200	1,41	0,017	27360	234,10	269,22	331,22	70,48	514479,59	1167868,67
250	0,90	0,016	27360	73,02	83,97	145,97	31,06	226729,35	514675,63
300	0,63	0,016	27360	28,21	32,44	94,44	20,09	146690,76	332988,04

Tableau IV.31 : Bilan du tronçon SP2-SP3

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	3109847,04	35924830,75	39034678
150	4057378,56	4489636,58	8547015,1
200	3061255,68	1167868,67	4229124,4
250	6742051,2	514675,63	7256726,8
300	8503488	332988,04	8836476

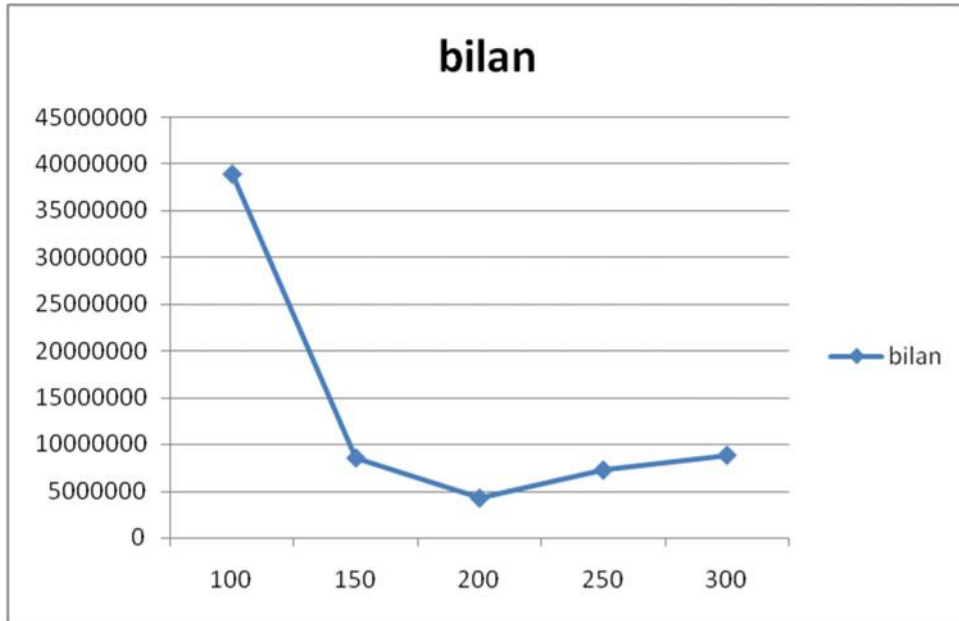


Fig IV.10 : Graphe de frais total de tronçon SP2-SP3

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse et les pertes de charge acceptables) est celui le **DN 250 mm**.

Hauteur calculé

Dimensionnement de tronçon SP3-RD :

$$SP3-RD=44.17/s=0.04417m^3/s$$

$$Dec=200mm.$$

Tableau IV.32 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-RD :

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
100	1280	31020	39705600	3525857,28
150	1670	31020	51803400	4600141,92
200	1260	31020	39085200	3470765,76
250	2775	31020	86080500	7643948,40
300	3500	31020	108570000	9641016,00

Tableau IV.33 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-RD :

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔHL	ΔHT	HMT (m)	P (kw)	E (kwh)	frais d'énergie (DA)
100	5,63	0,020	31020	9983,77	11481,33	11542,33	2455,96	17928544,02	40697794,92
150	2,50	0,018	31020	1194,22	1373,35	1434,35	305,20	2227953,37	5057454,16
200	1,41	0,017	31020	265,42	305,23	366,23	77,93	568866,50	1291326,95
250	0,90	0,016	31020	82,78	95,20	156,20	33,24	242623,36	550755,02
300	0,63	0,016	31020	31,98	36,78	97,78	20,81	151877,85	344762,72

Tableau IV.34 : Bilan du tronçon SP3-RD

Diamètre (m)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
100	3525857,3	40697795	44223652,2
150	4600141,9	5057454,2	9657596,08
200	3470765,8	1291327	4762092,71
250	7643948,4	550755,02	8194703,42
300	9641016	344762,72	9985778,72

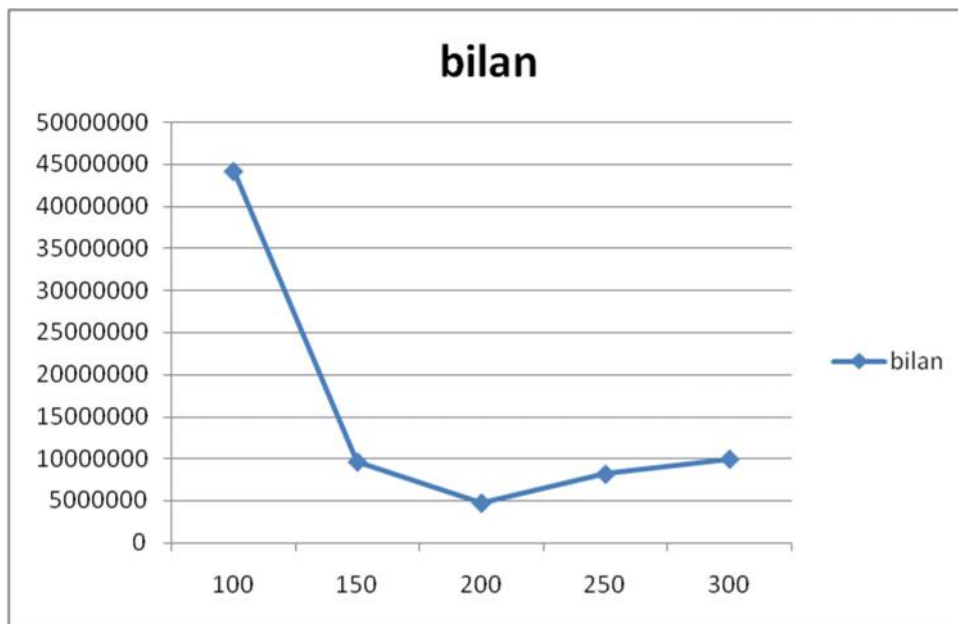


Fig IV.11 : Graphe de frais total de tronçon SP3-RD

Interprétation

D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique qui répond aux conditions techniques (vitesse acceptable) est celui le **DN 250 mm**.

Tableau IV.35 : Bilan du tronçon SP1-RD

Tronçon	Q (m ³ /s)	D _{norm} (mm)	V (m/s)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais Total (DA)
Tr SP1-SP2	0.04417	250	0,90	6724801,8	510392,2	7235194
TrSP2-SP3	0.04417	250	0,90	6742051,2	514675,63	7256726,8
Tr SP3-RD	0.04417	250	0,90	7643948,4	550755,02	8194703,42

➤ Comparaison Entre Les Deux Variantes

Tableau IV.36. Evaluation des frais des variantes pour l'Horizon 2045

Variante	Frais total (DA)
Variante 1	68537765
Variante2	22686624

D'après les calculs des frais total de chaque variante, nous avons trouvé que la deuxième variante est plus économique que la première variante.

Conclusion

Une variante de trace d'adduction par refoulement a été retenue, elle est composée de trois stations de pompage, et pour le matériau nous avons opté pour la fonte ductile.

Nous avons déterminé les dimensions de l'adduction en tenant compte des paramètres suivants :

- ✓ Technique : suivant le débit la perte de charge raisonnable et bonne vitesse entre 0,5 et 2 m/s;
- ✓ Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement.

Introduction:

Ce présent chapitre a pour but, la détermination du type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés, tout en tenant compte des conditions de bon fonctionnement hydraulique du réseau.

V-1-Définition: [3]

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever le débit d'un point bas à un point haut.

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes dynamiques (turbopompes).

V-2- Différents types de pompes et leurs caractéristiques : [3]

V-2-1. Pompes volumétriques:

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

V-2-2.Les turbopompes :

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales). Les pompes centrifuges sont les plus utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètres). Les pompes à hélices élèvent des débits importants à des hauteurs faibles.

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu couteux et d'un très bon rendement.

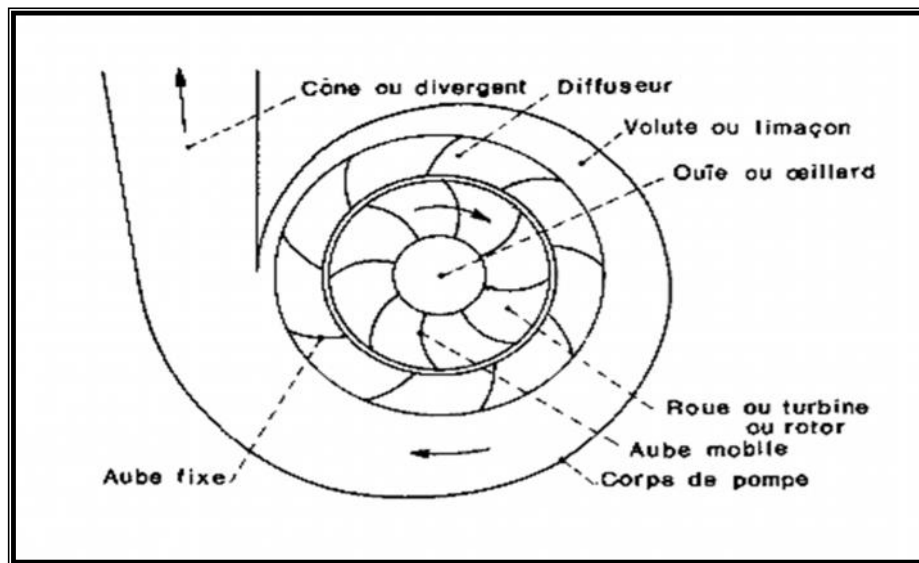


Figure V-1 : Constitution d'une pompe centrifuge

V-3-Choix du type de pompe : [3]

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT avec le 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 ;
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.

V-4-Couplage des pompes : [3]

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

Le couplage des pompes se fait comme suit :

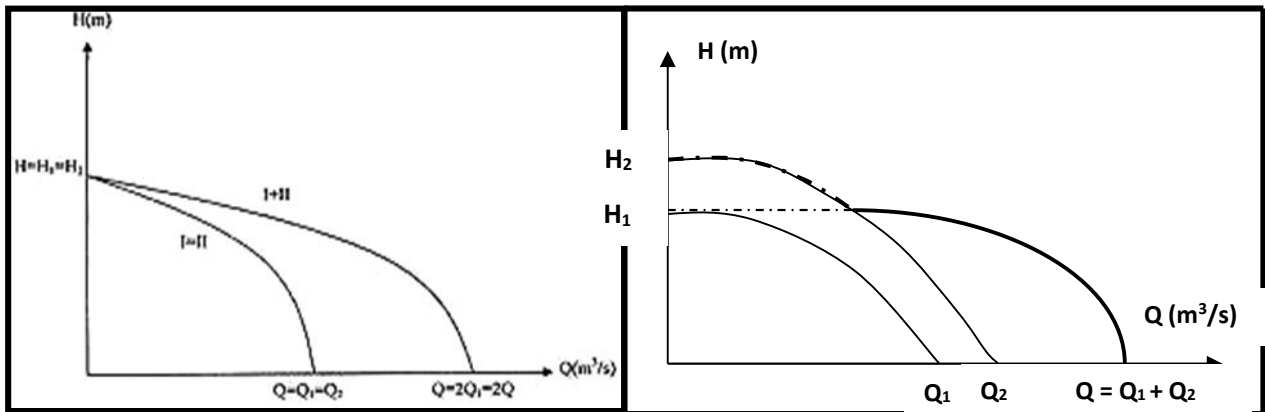
Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.

Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

V-4-1- Couplage en parallèle:

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.



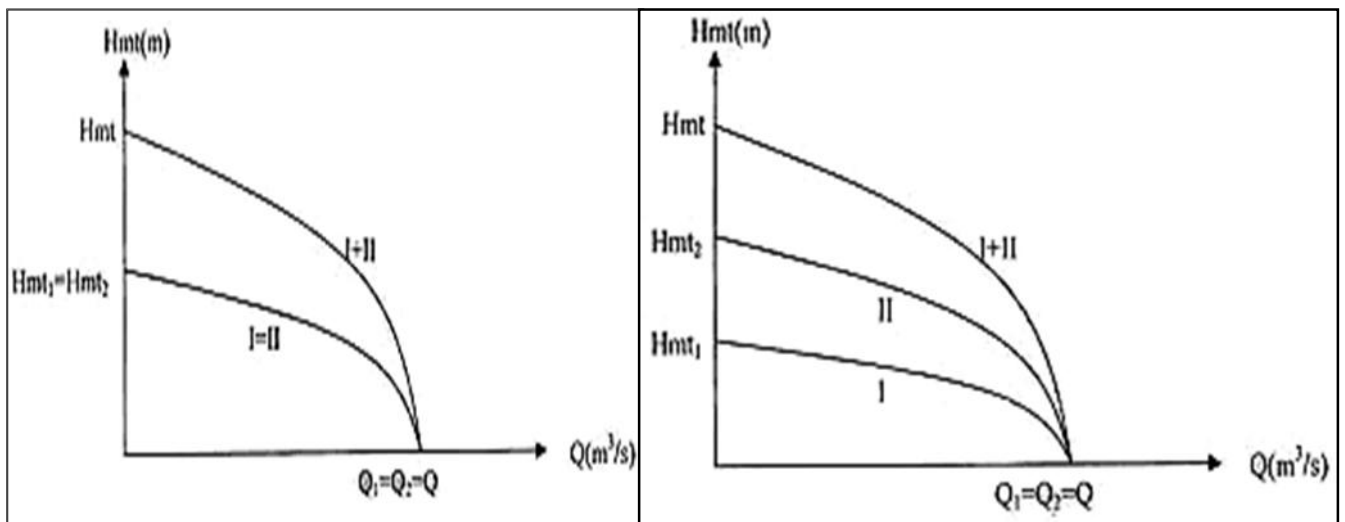
a. Couplage de deux pompes identiques en parallèle

b. Graphe de deux pompes différentes en parallèle.

Figure V-2 .couplage en parallèle

V-4-2- Couplage en série :

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par



chaque groupe s'ajoutent.

a. Couplage de deux pompes identiques en série

b. Couplage de deux pompes différentes en série

Figure V-3. Couplage en série

V-5- Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Vitesse de rotation N élevée (tr/mn) ;
- Puissance absorbée minimale.

V.5.Dimensionnements des stations de pompage

V.5.1.a.RefolementSP1–SP2 :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le **tableau V.1**:

Tableau V.1:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1)

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	43.39	146.25	PM 125/ 6 A	75.9	141	1750	6	90	2.11
2	22.18	146.25	PM 80/ 4 C	74.8	148	2900	4	55	3.27
3	15.31	146.25	PM100/ 11C	74.8	158	1450	11	37	1.9
4	11.26	146.25	PM 80/ 12 A	73	152	1450	12	30	1.46
5	9.07	146.25	HMU50-15D	68.8	154	2900	5	30	2,03

A partir du **tableau V.1** on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue : nombre d'étage, rendement et la puissance absorbée.

On opte pour un nombre de pompe de trois, Y compris une pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM 80/ 4 C.CAPRARI**.

V.5.1.b.RefolementSP2–SP3 :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le **tableau V.2**:

Tableau V.2:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2)

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	43.39	147.5	PM 125/ 6 A	75.9	141	1750	6	90	2.09
2	22.18	147.5	PM 80/ 4 C	74.8	148	2900	4	55	3.26
3	15.30	147.5	PM100/ 11C	74.8	158	1450	11	37	1.9
4	11.26	147.5	PM 80/ 12 A	73	152	1450	12	30	1.46
5	9.07	147.5	HMU50-15D	68.8	154	2900	5	30	2,03

A partir du **tableau V.2** on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue : nombre d'étage, rendement et la puissance absorbée.

On opte pour un nombre de pompe de deux, Y compris une pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM 80/ 4 C.CAPRARI**.

V.5.1.cRefoulementSP3–réservoir de distribution :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le **tableau V.3**:

Tableau V.3:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP3)

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	44.7	157.7	PM 125/ 7 A	75.6	162	1450	7	110	2.2
2	22.3	157.7	PM 80/ 4 B	75.1	168	2900	4	55	3.37
3	15.07	157.7	PM 100/ 10B	74.6	166	1450	10	37	1.9
4	10.9	157.7	PM 80/ 12 A	72.6	154	1450	12	30	1.44
5	8.853	157.7	HMU40-26A	69.2	158	2900	6	22	2,31

A partir du **tableau V.3** on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue : nombre d'étage, rendement et la puissance absorbée.

On opte pour un nombre de pompe de deux, Y compris une pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM 80/ 4 B.CAPRARI**.

V.6.Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe[H-Q], [Pabs-Q], [η_p -Q] et

[(NPSH)_r-Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la **figure V.4**pour la première station de pompage et la **figure V.5** pour la deuxième station et la **figure V.6** pour la troisième station.

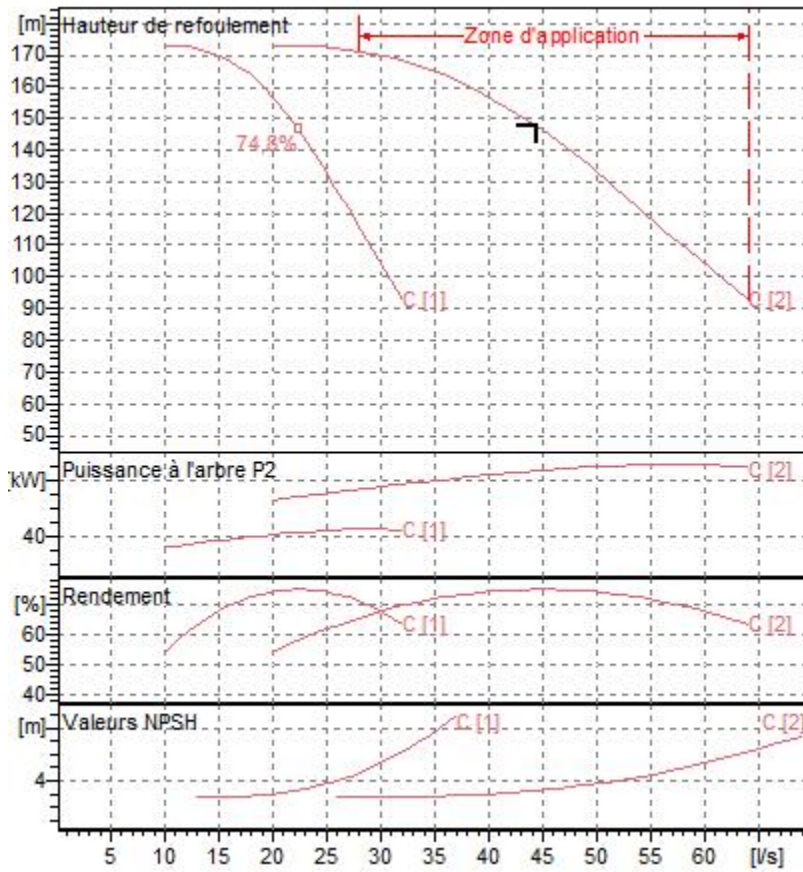


Figure V.4:Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 80/ 4 C.CAPRARI.

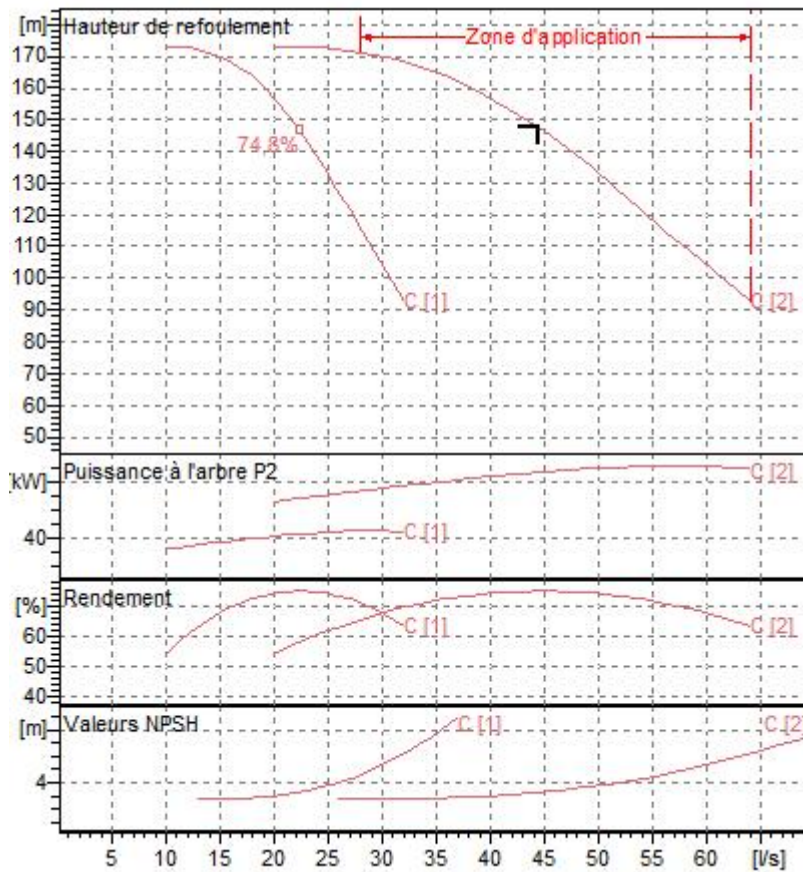


Figure V.5:Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type **PM 80/ 4 C.CAPRARI**.

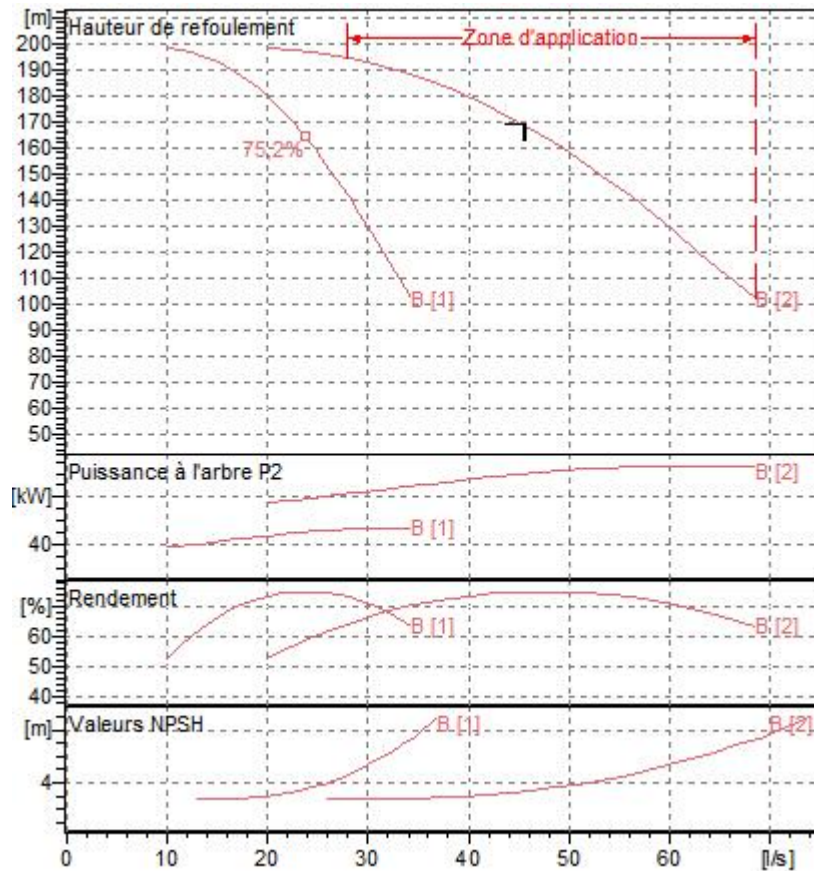


Figure V.6:Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3) de type **PM 80/ 4 B.CAPRARI**.

V.7.Point de fonctionnement :

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement qui est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement[H-Q]avec la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

Lacourbecaractéristiquedelapompeestdonnée parleconstructeurouparlesessaisdepompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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

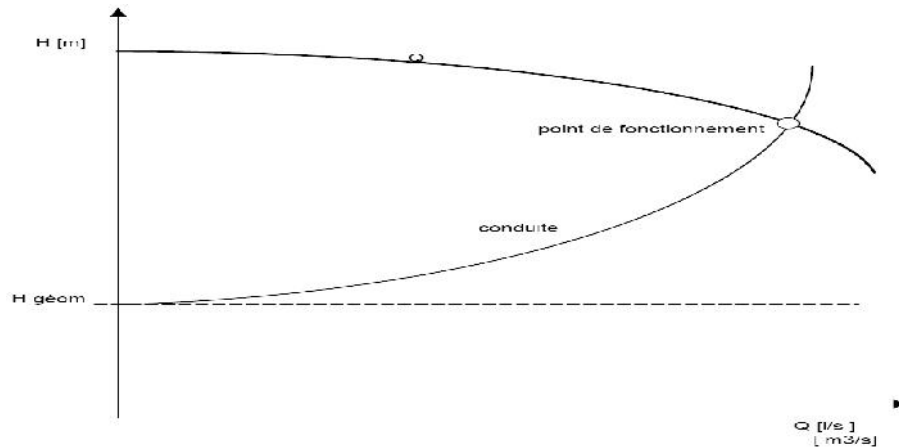


figure V-7. Détermination de point de fonctionnement

V-8.Courbes caractéristiques de la conduite :

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

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

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

Avec :

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

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

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

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).

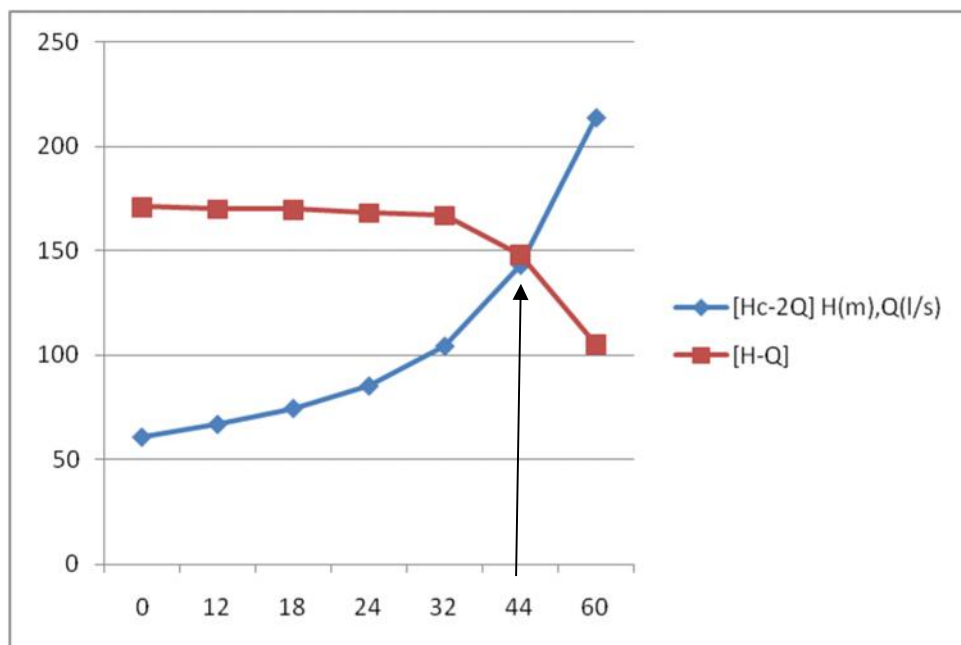
V-8-1-a Refoulement : SP1 - SR2 :

Tableau V-4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-SR2) :

Chapitre V: étude de pompage

N°	Q (l/s)	2Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin}	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	61	27290	250	0,016	0	0	61
2	6	12	61	27290	250	0,016	5,32	6,12	67,12
3	9	18	61	27290	250	0,016	11,97	13,77	74,77
4	12	24	61	27290	250	0,016	21,28	24,47	85,47
5	16	32	61	27290	250	0,016	37,83	43,51	104,51
6	22	44	61	27290	250	0,016	71,52	82,25	143,25
7	30	60	61	27290	250	0,016	133	152,95	213,95

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-8).



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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 44.5 \text{ l/s} \cong Q_{app} = 44.17 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 147 \text{ m} \cong H_{app} = 146.5 \text{ m} \end{cases}$$

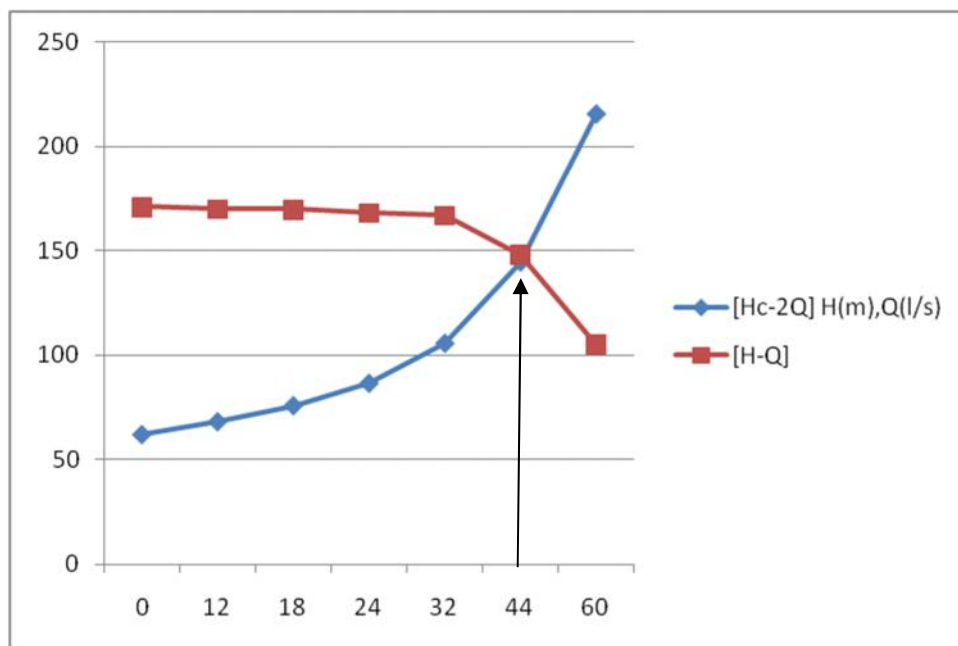
Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V-8-1-b. Refoulement : SP2 - SP3 :

Tableau V-5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-SR3)

N°	Q (l/s)	2Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin}	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	62	27360	250	0,016	0	0	61
2	6	12	62	27360	250	0,016	5,33	6,13	67,13
3	9	18	62	27360	250	0,016	12,0007	13,80	74,80
4	12	24	62	27360	250	0,016	21,3345	24,53	85,53
5	16	32	62	27360	250	0,016	37,93	43,62	104,62
6	22	44	62	27360	250	0,016	71,71	82,46	143,46
7	30	60	62	37360	250	0,016	182,077	209,39	270,39

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-9).



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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 44.36 \text{ l/s} \cong Q_{app} = 44.17 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 148 \text{ m} \cong H_{app} = 147.5 \text{ m} \end{cases}$$

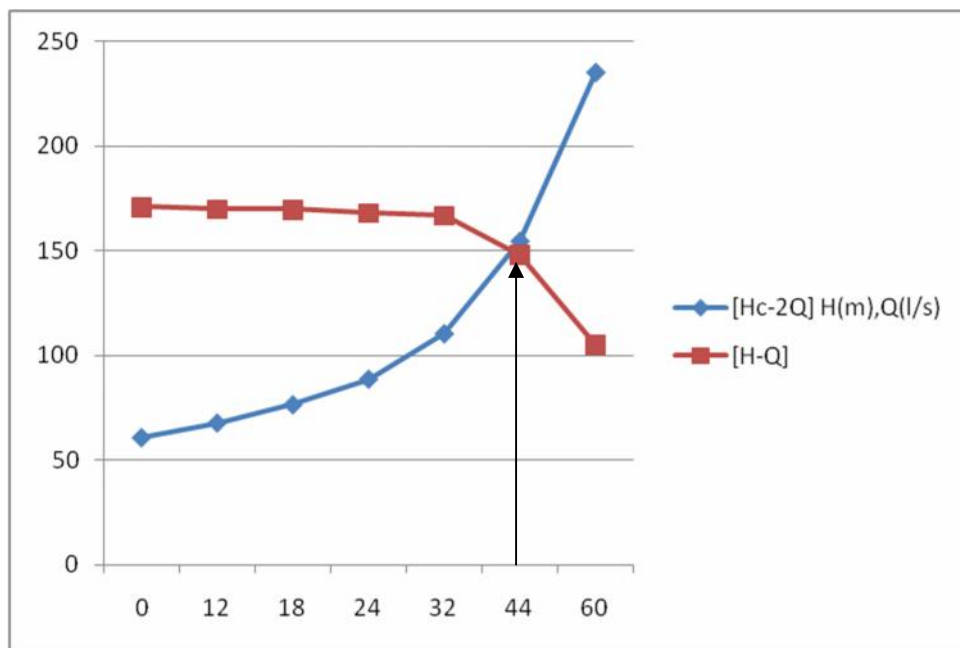
Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V-8-1-c. Refoulement : SP3 - RD :

Tableau V-6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-SR3)

N°	Q (l/s)	2Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin}	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	61	31020	250	0,016	0	0	61
2	6	12	61	31020	250	0,016	6,05	6,95	67,95
3	9	18	61	31020	250	0,016	13,606	15,65	76,65
4	12	24	61	31020	250	0,016	24,1885	27,82	88,82
5	16	32	61	31020	250	0,016	43,00	49,45	110,45
6	22	44	61	31020	250	0,016	81,30	93,50	154,50
7	30	60	61	31020	250	0,016	151,178	173,85	234,85

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-10).



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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 44.6 \text{ l/s} \cong Q_{app} = 44.17 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 169 \text{ m} \cong H_{app} = 157.7 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le point de fonctionnement correspond au débit et à la hauteur manométrique étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.9.-Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

a) Débit disponible > Débit appelé :

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

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

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

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

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

Où :

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

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

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

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

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

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

➤ **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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \text{ (V.6)}$$

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

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

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

➤ **Changement du type de la pompe** : dans le cas où c'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.**

Remarque :

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

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont :

-le vannage.

- rognage.

- Diminution de temps de pompage.

-Diminution de la vitesse de rotation.

V-10-Etude de cavitation :

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

V-10-1-Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe.:

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

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r ;$$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r ;$$

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

Pour notre calculs, on prend : $r = 0,3$ m.

V-10-2-Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

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 admissible.

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 125 mm ;

$D_a = 1,5 * 125 = 187,5$ mm. Le diamètre normalisé est égale à 200 mm.

- **Vérification de la vitesse :**

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par les fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1)$ m/s pour $D_a \leq 250$ mm
- $V_a = (1 - 1,5)$ m/s pour $250 \leq D_a \leq 800$ mm
- $V_a = (1,5 - 1,8)$ m/s pour $D_a > 800$ mm

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.04417}{\pi * 0,2^2} = 1.28 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement à vérifier.

Dans notre cas on a $D_a < 250$ mm donc il faut prendre $V_a = (0.7 - 1)$ m/s

Donc on prend $V_{asp} = 1.28$ m/s et on cherche le diamètre qui correspond la vitesse

$$D_a = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V_{asp}^2}} = \sqrt{\frac{4 * 0.156}{3.14 * 1.485^2}} = 300 \text{ mm.}$$

$D_a = 300$ mm.

On a $V_{asp} = 1.485$ m/s donc le diamètre 300 mm pour le collecteur d'aspiration

V.10.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm} = (NPSH)r + 0,3$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)r - 0,3$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H .$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

T_v : tension de vapeur d'eau (mce) ;

Tableau V.7: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C

Δh_{asp}: Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,05 - 1,10) \times \Delta h_{asp}^{lin} ;$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration. En utilisant la formule :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\Pi^2 \times g \times D^5} \text{ (V.12)}$$

Avec :

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 10 m ;

D : diamètre de la conduite d'aspiration (m), Da=200mm

Q : débit refoulé (m³/s) ,

V.10.4.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 aspiration :

$$\nabla_{\text{axe}} = \nabla_{\text{min}} + h_{\text{asp}}^{\text{adm}} - r ;$$

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

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

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

$$\nabla_{\text{min}} = C_p + h + h_{\text{inc}} ;$$

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

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

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

a-station de pompage N°1

La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 3.27$ m.

La pression atmosphérique : $P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times 451 \Rightarrow P_{\text{at}} = 4.7$ mce.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216$ mce.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 200$ mm.

Diamètre du collecteur d'aspiration :

Pour $D_a = 200$ mm, la vitesse sera :

$$V_{\text{asp}} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = 1,28 \text{ m/s (cette vitesse est admissible).}$$

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,056 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{\text{asp}} = 1,1 \times 0,056 = 0,061 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 4.7 - 0.216 - 0.061 - \frac{1.28^2}{2 \times 9,81} - 3.27 - 0.3 \Rightarrow h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 0.8 \text{ m ;}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

-Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 451 \text{ m . NGA ;}$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 451 + 0.8 - 0.3 = 451.5 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 451.5 \text{ m . NGA ;}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 452.1m.NGA pour éviter la cavitation.

La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 3.27 \text{ m}$.

b-station de pompage N°2

La pression atmosphérique : $P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times 512 \Rightarrow P_{\text{at}} = 5.31 \text{ mce}$.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce}$.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 200 \text{ mm}$.

Diamètre du collecteur d'aspiration :

Pour $D_a = 200 \text{ mm}$, la vitesse sera :

$$V_{\text{asp}} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 1,28 \text{ m/s (cette vitesse est admissible)}$$

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,056 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{\text{asp}} = 1,1 \times 0,056 = 0,061 \text{ m}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 5.31 - 0.216 - 0.061 - \frac{1.28^2}{2 \times 9.81} - 3.26 - 0.3 \Rightarrow h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 1.39 \text{ m ;}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

-Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 512 \text{ m . NGA ;}$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 512 + 1.39 - 0,3 = 513.1 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 513.1 \text{ m. NGA};$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 513.1 m.NGA pour éviter la cavitation.

c-station de pompage N°3

La pression atmosphérique : $P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times 574 \Rightarrow P_{\text{at}} = 5.93 \text{ mce.}$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18 \text{ °C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce.}$

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 200 \text{ mm.}$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

Pour $D_a = 200 \text{ mm}$, la vitesse sera :

$$V_{\text{asp}} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = 1,28 \text{ m/s (cette vitesse est admissible).}$$

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,056 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{\text{asp}} = 1,1 \times 0,056 = 0,061 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 5.93 - 0.216 - 0.061 - \frac{1.28^2}{2 \times 9,81} - 3.37 - 0.3 \Rightarrow h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = \mathbf{1.9 \text{ m}} ;$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

-Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\text{min}} = 574 \text{ m. NGA} ;$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 574 + 1.9 - 0,3 = 575.6 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 575.6 \text{ m. NGA};$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 575.6 m.NGA pour éviter la cavitation.

V.11. Choix du moteur électrique

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

V.11.1. 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.

V.11.2. station de pompage N°1

-Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Où:

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

$$N_m = 3500 \pm 200 \text{ tr/mn}$$

- Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_a \times \text{HMT} \times K}{\eta_p \times \eta_{\text{acc}} \times \eta_m} ;$$

Où :

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

Q_a : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

η_p : rendement de la pompe ; $\eta_p = 77.5\%$

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{\text{acc}} = 93\%$;

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

On prend : $\eta_m = 93\%$.

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

Tableau V.8: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P (kw)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	> 200
K	2	2 – 1,3	1,3 – 1,2	1,2 – 1,1	1,1 – 1,05	1,05

$$P_m = \frac{9810 \times 0.156 \times 155.17 \times 1.14}{0.775 \times 0.93 \times 0.93} = 403.86Kw$$

V.10.3.station de pompage N°2

-Vitesse de rotation du moteur

$$N_m = 3500 \pm 200 ;$$

- Puissance fournie par le moteur

$$P_m = \frac{9810 \times 0.156 \times 143.9 \times 1.146}{0.766 \times 0.93 \times 0.93} = 380.93kw$$

V.12. Encombrement des pompes choisies

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le logiciel CAPRARI dans la figure V.11:

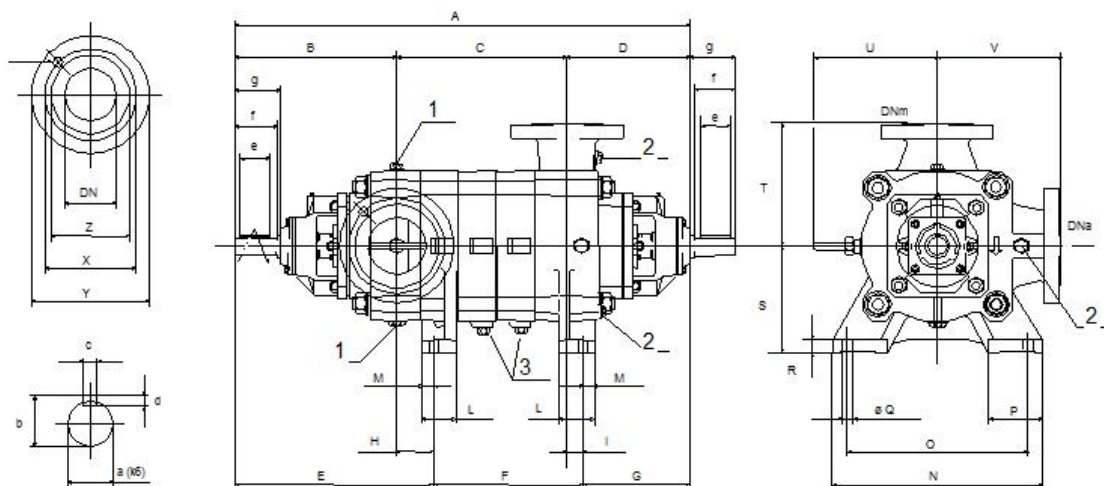


Figure V.11: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel CAPRARI

Station de pompage N°1 et 2

Tableau V.9 : Encombrement de la pompe de type PM80/4C.CAPRARI.

Dimensions (mm)			
A=944	DNm=80	I=29	P=102
B=360	E=421	L=70	Q=24
C=310	F=278	M=25	R=25
D=274	G=245	N=420	V=245
DNa=100	H=61	O=370	

Station de pompage N°3

Tableau V.10 : Encombrement de la pompe de type PM80/4D.CAPRARI

Dimensions (mm)			
A=1776	DNm=65	I=600	P=300
B=1490	E=139	L=550	Q=520
C=365	F=250	M=20	R=763
D=229	G=990	N=120	V=220
DNa=80	H=389	O=42	

V.13. choix du bâtiment

Les critères de choix sont représentés dans le tableau :

V.13.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage

➤ **Station de pompage SP1 et SP2**

a. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.8)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.9)$$

H_p : hauteur de la pompe,

A.N : $H_p = 0.781m$

H_s : hauteur du socle $= (0.3 - 0.05)m$, $H_s = 0.3m$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5m$;

A.N : $H_5 = 0.781 + 0.3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.581 m$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2 m$;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3m$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 m$;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5m$;

A.N : $H_b = 1.581 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.381m$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 -9.6 - 12.6 -14 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 8.4 m$** .

b. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \dots \dots \dots (V.10)$$

n: nombre de pompes, $n = 3$ (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N : $L = 3.067m$.

$L = 3 \times 3.067 \Rightarrow L = 9.201m$.

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

On prend : $L_{int} = 1.5$ m.

Lpf: longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 2.5$ m.

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

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div} \dots \dots \dots (V.11)$$

Où :

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

A.N : $l_{tr} = 2 \times 300 \Rightarrow l_{tr} = 0.6$ m ;

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

A.N : $l_{tr} = 2 \times 200 \Rightarrow l_{tr} = 0.4$ m ;

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4)(Da-da) = 3.5 \times 75 = 0.2625$ m.

l_d : longueur du divergent, $l_{div} = (3.5-4)(Dr-dr) = 3.5 \times 200 = 0.7$ m.

A.N: $l_3 + l_4 = 1.9625$ m .

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

A.N : $L_b = 15.335 + 6 + 2.5 + 0.5 + 1.9625 \Rightarrow L_b = 26.3$ m.

La station de pompage aura une longueur de **27 m**.

C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.12)$$

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 1.5$ m

l_2 = distance entre mur et dernière organe de la pompe, $l_2 = 1.2$ m.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3)$ m ; On prend : $L_r = 2$ m.

L_b : longueur du bureau du personnel, On prend : $L_b = 3.0$ m ;

L_p : longueur de la pompe et le moteur

On prend : $L_p = 3.067$ m ;

A.N: $l_b = 10.767$ m .

La station de pompage aura une largeur de 11m.

d-Dimensions des portes

- ✓ porte principale : 3×3.
- ✓ Porte dupersonnel : 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.

$$\sum S_F = 0,15 \times 27 \times 11 \quad \Rightarrow \quad \sum S_F = 44.55 \text{m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

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

n : nombre de fenêtres ;

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

A.N : $n = \frac{44.55}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 17 \text{ fenêtres}$

➤ **Station de pompage SP3**

a. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots (V.8)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots (V.9)$$

A.N : $H_b = 1.520 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.32\text{m}$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 ;9.6 ;12.6 ;14 m) on prend comme hauteur du bâtiment **H_b =8.4 m.**

b.Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \dots\dots\dots (V.10)$$

A.N : $L_b = 10.2 + 6 + 0.5 + 2.5 + 2.275 \Rightarrow L_b = 21.475 \text{ m.}$

La station de pompage aura une longueur de **22 m.**

C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$L_b = L_1 + L_2 + L_b + L_r + L_p \dots\dots\dots (V.12)$$

A.N: $L_b = 7.68\text{m} .$

La station de pompage aura une largeur de 8 m.

d-Dimensions des portes

- ✓ porte principale : 3×3.
- ✓ Porte du personnel : 2,5×1,6.

e. Dimensionnement des fenêtres

$$\sum S_F = 0,15 * 22 * 8$$

$$\sum S_F = 26.4m^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

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

A.N : $n = \frac{26.4}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 10 \text{fenêtres}$

Tableau V.11: Les dimensions du bâtiment de la station de pompage

V.14.Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d’une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériels et du personelles un ensemble d’équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisations soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage ;
- Un système de commande automatique et de contrôle
- Un système de ventilation ;
- Un système de d’alimentation en énergie ;
- Un système d’éclairage ;
- Un système anti-incendie ;

N° de la station	Dimensions du bâtiment de la station de pompage						
	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m)	Portes(m)	
						secondaire	principale
1	27	11	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3
1	27	11	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3
2	22	8	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

V.14.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

Les ponts roulants sont généralement installés dans des halls industriels ou leur prolongement à l'air libre.

Conclusion :

Notre choix de pompes s'est porté sur des pompes centrifuges à axe horizontal type CAPRARI pour les trois stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et éviter les effets néfastes de la cavitation

Introduction:

En général, les conduites sont posées en terre, ou en galeries d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Toute conduite 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 la rupture des 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 : [4]

VI-1-1.Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations sensibles de la pression et de la vitesse qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels.

VI-1-2.Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes placées sur les conduites en charge à écoulement gravitaire
- L'arrêt brutal ou démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI-1-3.Les risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de vitesses). Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs considérables entraînant la détérioration des conduites, en absence de mesure de protection.

VI-1-3-1.Risque de forte pression :

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces dernières, et dislocation des joints.

VI-1-3-2.Pression négative :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression négative, soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation. D'autres conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite, telles que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne de protection.

VI-1-3-3.Fatigue des conduites :

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

VI-1-4.Description des phénomènes physiques :

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque où instantané du groupe électropompe :

Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : **L** le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-

dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

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 $\frac{L}{a}$

c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend son diamètre initial de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VI-1-5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur atténuation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les moyens de protection contre ce phénomène sont :

a) Réservoir d'Air :

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé. Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite. (Figures VI-1 et VI-3)

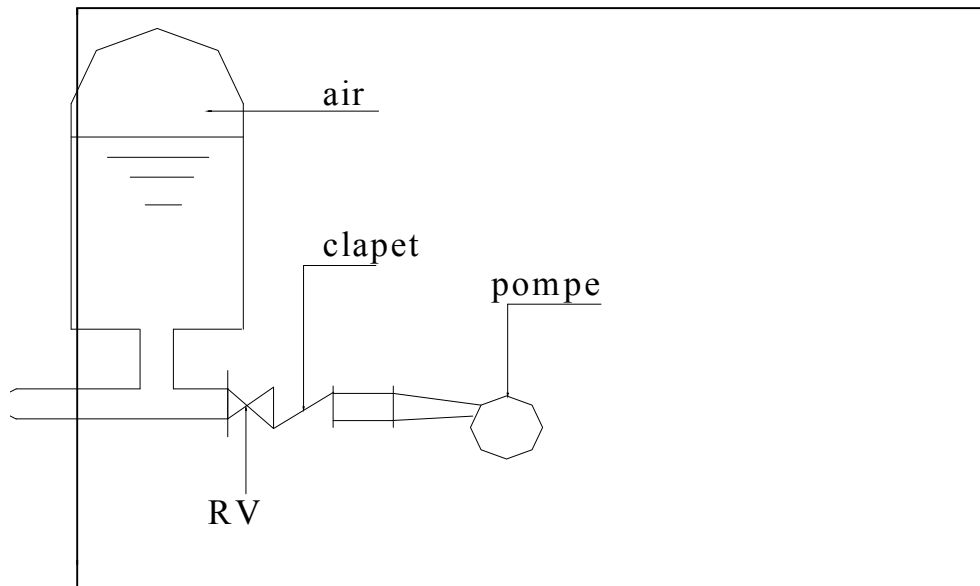


Figure VI-1. Réservoir d'air anti bélier

b) Cheminée d'équilibre :

C'est un réservoir à l'air libre sous forme d'un tube piézométrique vertical. Il permet de transformer les surpressions et les dépression en variation de hauteur de colonne d'eau.

Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

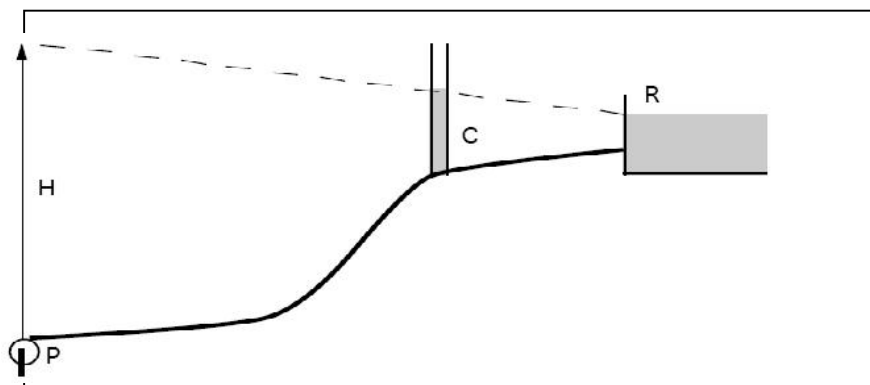


Figure VI-2. Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

c) Soupape de décharge :

Ce sont des appareils dits équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ordinairement ces dispositifs sont généralement constitués d'un ressort à boudin, qui à sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

d) Volant d'inertie :

C'est un moyen par lequel, on peut continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie qu'il a accumulée pendant la marche normale 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.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI-1-7. Calcul des réservoirs d'air :

L'étude du coup de bélier consiste à calculer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Les différentes méthodes de calcul du réservoir d'air sont données par :

a) Méthode de VIBERT :

La méthode de **VIBERT** donne de bons résultats pour les petites installations, et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

b) Méthode de BERGERON :

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats quelque soit la taille des installations.

VI-1-8. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr (**SALAH. B**) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 * 10^{11}$ pour l'acier.

$E_m = 3 * 10^9$ pour le PVC.

$E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier), $\nu_m = 0,46$ (PVC), $\nu_m = 0,3$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

✓ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}, \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe})$$

VI)

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application:

➤ **Données de base :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI-1:

Tableau VI-1: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-SP2	Fonte ductile	250	0.049	0.90	27290	61
SP 2-SP3	Fonte ductile	250	0.049	0.90	27360	62
SP3-RD	Fonte ductile	250	0.049	0.90	31020	61

➤ **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VI-2:

Tableau VI-2: Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν _m	ν _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1-SR2	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0.0068	1116.821
SP 2-SR3	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0.0068	1116.821
SR3-RD	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0.0068	1116.821

➤ **Calcul de la capacité du réservoir d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VI-3:

Tableau VI-3: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement :

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Volume normalisé (Litres)
SP1 – SP2	71	173.46	0.90	9,81	0.04128	0.0006	0,004	0.57	0.565	0.991	1000
SP2 - SP3	72	174.46	0.90	9,81	0.04128	0.0006	0.004	0.57	0.565	0.991	1000
SR3-RD	71	173.46	0.90	9,81	0.04128	0.0006	0.004	0.57	0.565	0.991	1000

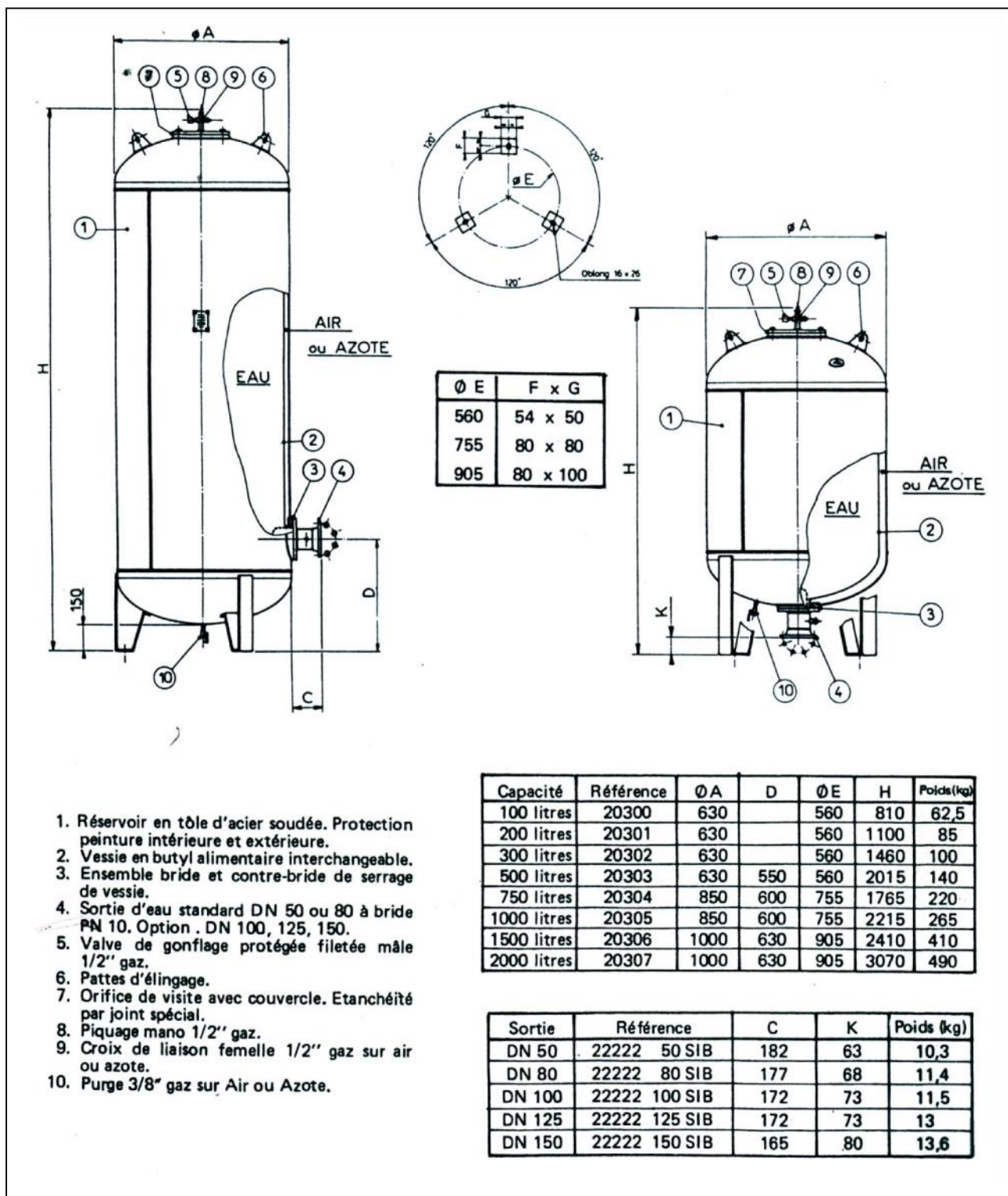


Figure VI-3 : schéma d'un réservoir d'air

VI-2- Protection des conduites contre la corrosion :

VI-2-1-Définition:

Le contact de l'eau avec les canalisations peut engendrer diverses altérations dont la plus fréquente est la corrosion qui est un phénomène de détérioration des métaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques. L'accélération de ce phénomène se traduit par une perforation ou attaque sous forme de croûte ou de rouille, annonçant la diminution de l'épaisseur du métal. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leurs remèdes respectifs.

VI-2-2.Les différentes formes de corrosion :

a) Corrosion chimique :

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que le CO₂ et l'O₂ dans l'eau. La baisse de pH due à l'augmentation de la concentration des ions (H⁺) engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

b) Corrosion électrochimique :

La corrosion électrochimique est provoquée par une électrolyse caractérisée par la circulation du courant électrique.

Les processus électrochimiques créés par les différences de potentiels engendrés par la juxtaposition de masse humide et saline (milieu ambiant ou beigne la conduite) de composition chimiquement différente et dans lesquelles le potentiel de la partie métallique en contact (la surface des conduites) sera différent, cela provoquera une dissolution qui représente l'oxydation du métal qui va perdre des électrons dans le cas du fer, où l'état oxydé est plus stable que l'état réduit.

c) Corrosion biologique :

La corrosion biologique est l'attaque des métaux par des bactéries. Il peut alors y avoir formation de composés, tels que le dioxyde de carbone, l'anhydride sulfureux, ou des acides organiques qui détériorent le métal. La corrosion biologique intervient en particulier dans les canalisations enterrées.

VI-2-3.Les facteurs de la corrosion :

La corrosion qu'elle soit interne ou externe, est due soit :

- À La nature du sol ;
- Aux installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau potable;
- La nature de l'eau ;
- Le matériau de la conduite ;
- L'agressivité de certaines eaux transportées, due soit au pH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau ;
- La variation de la température de l'eau transportée.

VI-2-4.Protection des conduites contre la corrosion interne :

VI-2-4-1. Corrosion interne :

Elle est la conséquence des phénomènes chimiques apparaissant au contact des parois internes de la conduite avec l'eau. En effet, les eaux fortement minéralisées provoquent des dépôts, 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.

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable tout d'abord :

- ✓ D'exiger un revêtement intérieur des canalisations très soigné et constitué :
 - D'un enduit bitumeux ;
 - D'un enduit spécial.
- ✓ Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- ✓ Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- ✓ Que la pose doit se faire avec soin



Figure VI-4 : Corrosion interne dans une conduite

VI-2-5. Protection des conduites contre la corrosion externe :

VI-2-5-1. Corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, 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.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement les réseaux de conduites en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.



Figure VI-5 : Corrosion externe dans une conduite

Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

VI-2-5-2. Les revêtements :

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, on isole le métal du milieu corrodant à l'aide de revêtements, ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit des matières plastiques ou des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin, des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont :

- ✓ Couche de zinc avec revêtement
- ✓ Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- ✓ Revêtement en mortier de ciment armé
- ✓ Revêtement en polyéthylène
- ✓ Revêtement en polyuréthane



Figure VI-6 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

Conclusion

Pour éviter et limiter le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner pour chaque tronçon un réservoir anti- bélier normalisé, qui est 1000 litres.

Les volumes de ces réservoirs d'air qui doivent être installés juste à la sortie de chaque station de pompage.

Introduction

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

VII.1 Pose de canalisation

VII.1.1 Principe de pose de canalisations

Les conduites se posent généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite. Ce fond est garni d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau.

Ce dernier est descendu à sa place définitive par des moyens appropriés (chariots porte-tuyaux pour les gros diamètres), et assemblé avec les tuyaux voisins. La fouille est ensuite remblayée en ayant soin, s'il s'agit de tuyaux en tôle d'acier ou de tuyaux en fonte, de prendre toutes dispositions utiles pour que la paroi du tuyau ne soit pas en contact direct avec de gros cailloux ou de gros fragments de roche dure.[4]

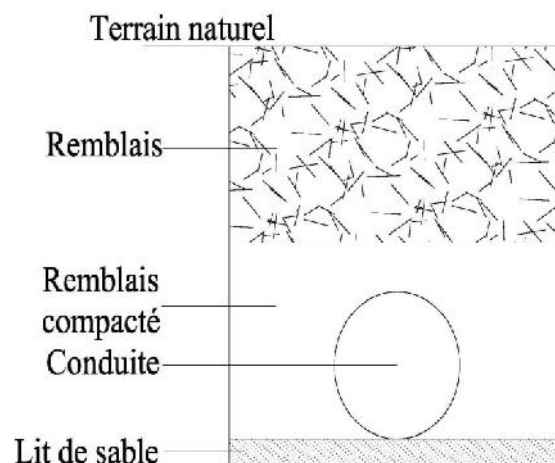


Figure VII-1 : Pose de canalisation

A la traversée des points particuliers (cours d'eau, lignes de chemin de fer, routes, croupes surélevées, etc.), on se trouve parfois dans l'obligation d'employer des dispositions spéciales :ponceaux, ponts, aqueducs, arcades, souterrains, tunnels, etc.

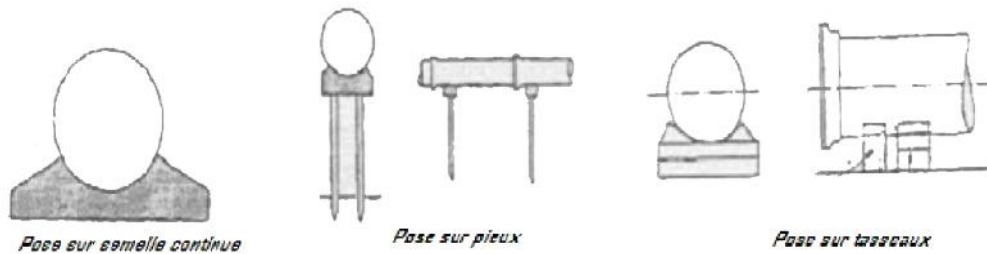


Figure VII-2 : Les différents cas de pose de canalisation

Quand il s'agit de grands diamètres, le profil en long doit être tel qu'il ne puisse se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières sont, en effet, dangereuses par leur élasticité au moment des surpressions. Il faut donc faciliter la collecte de l'air en des points hauts naturels ou artificiellement créés, de façon à permettre son évacuation aisée par des ventouses automatiques ou non. En pays plat, pour des vitesses de l'ordre de 1 m/s, la pente d'une grosse conduite doit être de l'ordre de 1/1 000 quand la conduite est ascendante dans le sens de l'écoulement de l'eau, et de 1/500 dans le cas contraire.

Ces valeurs doivent être considérées comme des minimums, pour assurer une évacuation correcte de l'air contenu dans les conduites.

La purge de ce fluide sera d'ailleurs facilitée par une étude préalable et soignée du profil en long des conduites.

C'est ainsi que l'on doit s'efforcer de réaliser qu'une montée lente de la conduite soit suivie par une descente rapide, une ventouse, ou un purgeur automatique de dimensions convenables, étant placé au point haut séparant ces pentes de sens contraires.

Les tronçons horizontaux de conduite doivent être rigoureusement évités.

Il va de soi que toutes les dispositions appropriées doivent être prises pour éviter la pénétration ou le dégagement de l'air dans la conduite, soit à la prise d'eau éventuellement, soit le long de son tracé, dans les parties à très faible pression.

L'air est un élément indésirable qui a été la cause de nombreux éclatements sur des conduites de petits et gros diamètres, particulièrement lorsqu'il s'agissait d'un matériau relativement fragile, comme l'ancienne fonte grise.

Quand il s'agit d'une conduite posée en terre, le terrain qui la recouvre et l'entoure ne tarde pas à prendre sa cohésion initiale et à produire un véritable blocage de la conduite, suffisant pour assurer une stabilisation définitive de cette dernière. Toutefois, dans le cas où le terrain ne présente pas de garanties de résistance suffisantes, ou lorsque la conduite doit être posée à l'air libre, on est parfois dans l'obligation de stabiliser cette dernière par des dispositions appropriées. C'est ainsi que, dans ses parties inclinées, la conduite est parfois amarrée à des massifs de maçonnerie très solidement implantés dans le terrain. Les amarrages sont constitués par des pièces en acier forgé qui enserrent la conduite et sont scellés dans les massifs préalablement construits.

De même, dans les coudes, il s'exerce sous l'effet de la pression des efforts dont la résultante tend à produire le déboîtement des joints et, par conséquent, la dislocation de la conduite.

Cette poussée est située dans le plan du coude, et dirigée extérieurement suivant son axe. Aussi, ces coudes doivent-ils être butés par des massifs de maçonnerie plus ou moins importants, dont les dimensions sont calculées en fonction des éléments à prendre en compte (pression à l'intérieur de la conduite, rayon de cette dernière et angle du coude).

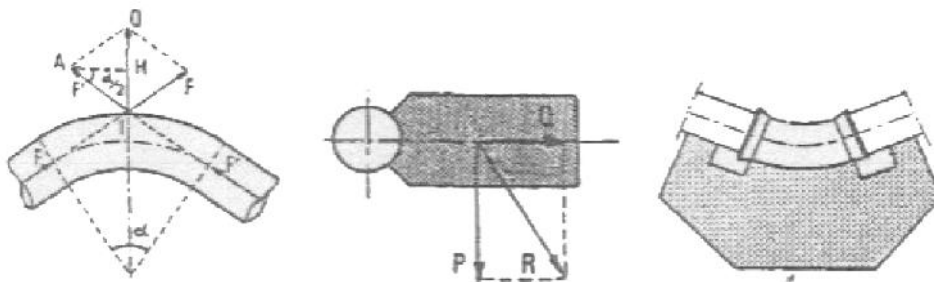


Figure VII-3 : Butée sur un coude horizontal

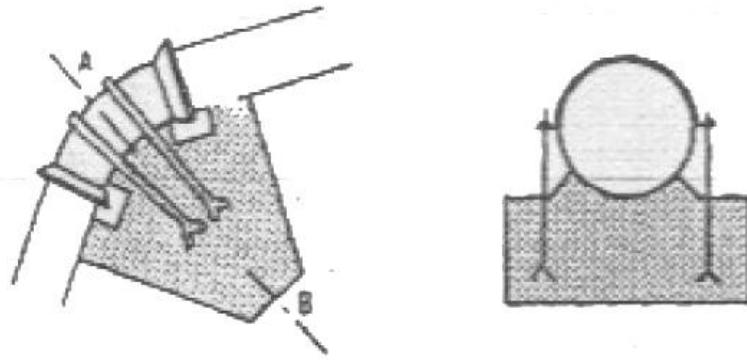


Figure VII-4 : Butée sur un coude vertical

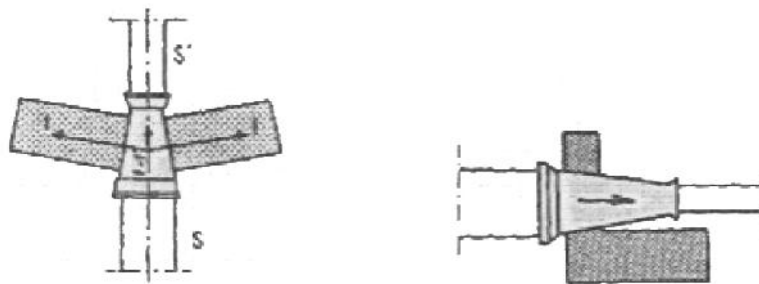


Figure VII-5 : Butée sur un cône

Dans certains cas, s'il n'est pas possible de buter le coude, on amarre ce dernier, dans les conditions sus-indiquées, à un massif de maçonnerie (mur de galerie, par exemple) construit à l'intérieur du coude et épousant la forme de celui-ci. Les calculs auxquels donne lieu l'établissement des butées, massifs et amarrages divers deviennent moins simples si l'on tient compte de la poussée des terres, on en trouvera le principe dans l'article Ouvrages de soutènement.

VII.1.2 Différents types de pose de conduites

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des

canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieurs, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

4. Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre canalisations et les terres sont in suffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

5. Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage)

- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

VII.1.3 Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

1. L'enrobage

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.), il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefer, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement.[7]

2. Le remblai supérieur

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas dans la précédente opération.

Les conditions de mise en œuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbaine dans le premier cas (zone rurale), le remblayage est effectué par couches successives et régulièrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

VII.2 Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement
- Régulariser les pressions et mesurer les débits
- Protéger les canalisations

- Changer la direction
- Raccorder deux conduites
- Changer le diamètre
- Soutirer les débits

VII.2.1 Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon:

a. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



Figure VII-6: Robinet vanne à opercule

b. Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

VII.2.2 Robinet à flotteur :

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation, la commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique, Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.



Figure VII-7 : Robinet à flotteur

VII.2.3 Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

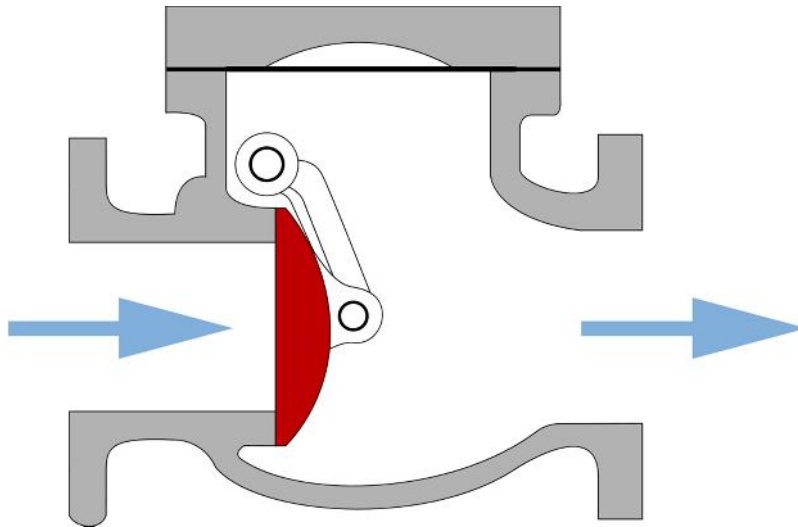


Figure VII-8: Clapet anti retour

VII.2.4 Ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

Remarque : les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement

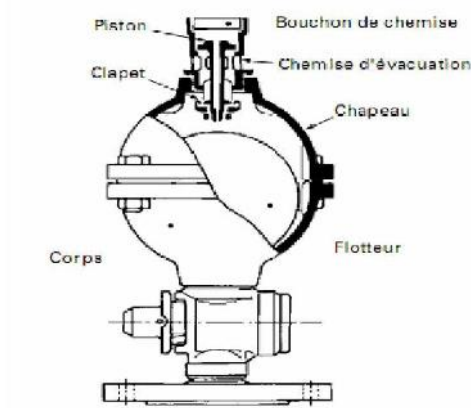


Figure VII-9: ventouse

VII.2.5 Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé et avant la vanne de sectionnement en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VII.2.6 By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir

VII.2.7 Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans celle-ci.

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ à l'intérieur des réservoirs.

VII.2.8 Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont :

- le joint à emboîtement à soudure

- le joint automatique
- le joint gibault
- le joint verrouille
- les joints mécaniques
- le joint à brides (fixe ou orientable)

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

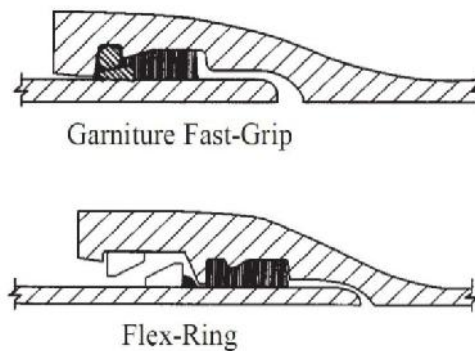


Figure VII-10: joints pour canalisations en fonte (d'après Guide DIPRA)

VII.2.9 Organes de mesure

1. Mesure de débit

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

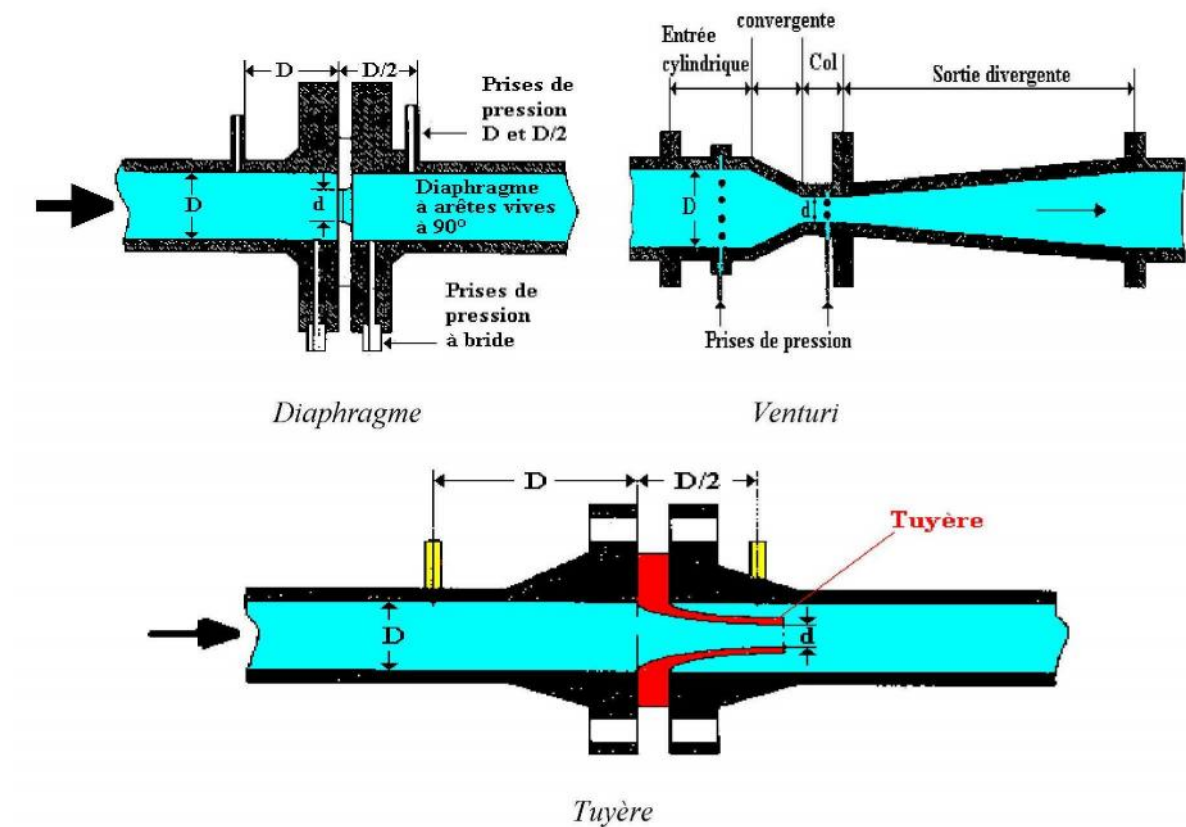


Figure VII.11 : Débitmètres

2. Mesure de pression

• Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations

• Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon. Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

VII.2.10 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage
- Le changement de diamètre de la conduite
- Le montage et le démontage des accessoires
- Le changement de direction de la conduite

1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles lors que la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse

2. Les cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements
- Les cônes à deux brides
- Les cônes a emboîtement et bride

3. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

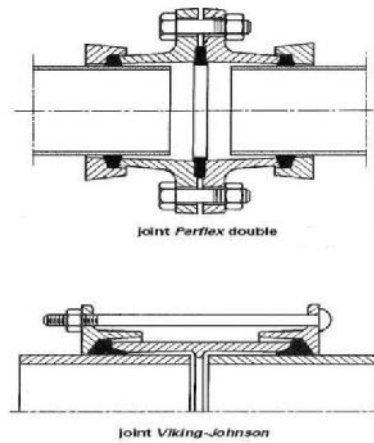


Figure VII-12 :Joints de démontage pour canalisations en fonte

Conclusion

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation sans précédente de tout le réseau

Afin d'assurer un bon fonctionnement l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes

INTRODUCTION

Ce chapitre va nous permettre de voir l'organisation des travaux, la succession des tâches et la mobilisation des engins avec leurs influences sur le coût du projet et son délai d'exécution.

Il va nous permettre aussi la mise en place de la protection et sécurité du travail dont l'importance n'est pas négligeable sur les plans économique et social.

VIII-1 : Différents travaux à entreprendre :

VIII-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. 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) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

c) Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

d) Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

e) Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII-2 : Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

VIII-2-1 : Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que : $S_{exc} = b * H_{tr}$ (VIII.1)

$V_{exc} = S_{exc} * L_{exc}$ (IV.2)

VIII-2-1-1 : La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h' + h_1 \quad \text{(VIII.3)}$$

Avec :

h' : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

Nous prenons : $h' = 1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose de sable $h_1 = 0,15$ m. D'où :

$$H_{tr} = 1,15 + D \quad \text{(VIII.4)}$$

IV-2-1-2 : Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite .nous laissons 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad \text{(VIII.5)}$$

VIII-2-1-3 : Volume à excaver :

$$V_D = S_{tr} . L = (b . H_{tr}) . L \quad \text{(VIII.6)}$$

Les calculs des déblais sont récapitulés dans le tableau IV-1

Tableau N° VIII-1: Calcul du volume des déblais.

D mm	L (m)	b (m)	Htr (m)	Str (m ²)	Vd (m ³)
200	17401	0.8	1.35	1.08	18793.08
250	85670	0.85	1.4	1.19	101947.3
volume total du déblai					120740.38

D'après ce tableau, le volume total du déblai est de **120740.38 m³**.

VIII-2-2 :Lit de sable :

La conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (\text{IV.7})$$

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont regroupés dans le tableau IV-2:

Tableau N° VIII-2: Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V _{Ls} (m ³)
200	17401	0.8	0.15	2088.12
250	85670	0.85	0.15	10922.93
volume total du lit de sable				13011.05

D'après ce tableau, le volume total du lit de sable est de **13011.05m³**.

VIII-2-3 :Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{IV.8})$$

$$V_c = S_c * L \quad (\text{IV.9})$$

Tableau N°VIII-3: Calcul du volume des conduites.

D (mm)	S _c (m ²)	L (m)	V (m ³)
200	0,0314	17401	5350.6
250	0,0491	85670	4206.4
volume total des conduites			9557

D'après le tableau N° VIII-3, le volume total des conduites est de **9557m³**.

VIII-2-3 : Remblais :

Le volume des remblais est : $V_R = S_R \cdot L$ **(VIII.10)**

La surface de remblai est : $S_R = S_{tr} - S_c - S_{sab}$ **(VIII.11)**

Les calculs du volume de remblai sont récapitulés dans le tableau N° VIII-4 :

Tableau N° VIII-4: Calcul du volume du remblai.

	D (mm)	L (m)	S_{tr}(m²)	S_c(m²)	S_{sab}(m²)	S_R (m²)	V_R (m³)
	200	17401	0,0314	0.12	1.08	0,9286	16158.57
	250	85670	0,0491	0.12	1.19	1,0209	87460.5
Volume total remblai							103619.1

D'après ce tableau, le volume total du remblai est de **103619.1m³**.

Tableau N° VIII-5: Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	120740.38
2	Lit de sable	m ³	13011.05
3	Les conduites	ml	9557
4	Remblais	m ³	103619.1

VIII-3 : Choix des engins de terrassement :

Pour effectuer les opérations déjà citées, nous sommes tenus d'utiliser de gros engins mécaniques pour réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VIII-3-1 : Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.



Figure VIII.1. Pelle mécanique



Figure VIII.2. Pelle équipée en rétro

VIII-3-3 : Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

VIII-3-4 : Compacteur :

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.

VIII-4 : La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V_{exc}}{R_p} \text{ jours} \quad (\text{VIII.12})$$

AN : $T = \frac{246927.53}{960} = 257.21 \text{ jours} = 8 \text{ mois et } 23 \text{ jours}$

VIII-5 : Définitions des tâches et leurs durées :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.6, Avec :

Lit de sable : 1,5 km/jour

Pose des conduites : 1.5 km / jour.

Epreuve de joint et de la canalisation : 1.5 km/jour

Remblais : 3 jours/km

Compactage : 2 jours/km.

Tableau N° VIII-6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	68
B	Lit de sable	68
C	Pose de conduite	68
D	Epreuve de joint et de la canalisation	68
E	Remblais	34
F	Compactage	51

Donc le réseau a nœud de ces tâche est représenté comme suit :

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales tâches sont:

- Excavation de la tranchée - EX
- Lit de sable - LS
- pose de conduite - PC
- Remblais - R
- Compactage - C

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

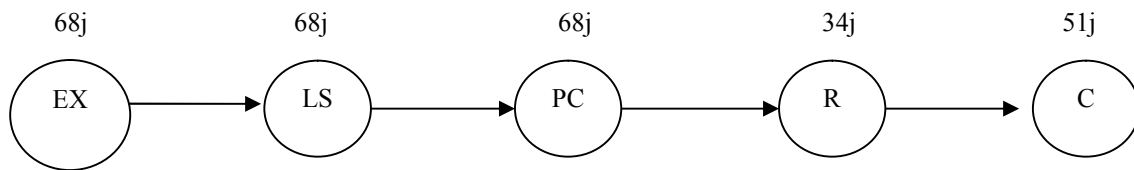


Figure VIII.5. Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

Donc la durée totale du projet est de 289 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VIII-5-1 : Devis des travaux :

Le tableau N° VIII-7 récapitule le devis de différents travaux.

Tableau N° VIII-7: Devis des différents travaux de pose de conduite.

N°	Désignation	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
1	Déblais	m ³	300	120740.38	36222114
2	Lit de sable	m ³	150	13011.05	1951657.5
3	Les conduites	Ml	-	103071	23057764.5
4	Remblais	m ³	300	103619.1	31085730
Total					92317266

Le coût total de l'adduction est de **92 317 266 DA**

VIII-6 : Hygiène et sécurité :

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet, le risque d'accident est éventuellement ouvert, 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 fin du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations).

Aussi il important de prendre l'ensemble de mesure nécessaire afin d'éviter les éventuels risque pouvant survenir.

VIII-6-1 : Les causes principales :

Les causes fréquentes des accidents de travail sont :

- Mauvaise conception des engins ;
- utilisation des machines en dehors de leurs limites ou de l'usage pour lequel ils sont prévus ;
- Défaut d'organisation générale du travail ;
- Défaut de formation technique.

VIII-6-2 : Prévention :

- Le matériel utilisé doit être conforme et bien entretenu ;
- La signalisation dans l'entreprise, et principalement sur les chantiers doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons) ;
- Amélioration des techniques de travail ;
 - Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique) ;
 - Contrôle des matériaux ;
 - Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

CONCLUSION

L'organisation des chantiers est nécessaire avant le commencement de la réalisation des travaux .Elle nous permet de connaitre :

- Les volumes des travaux.
- Les engins à utiliser.
- Estimer le coût total du projet.
- La durée du projet.
- La protection des ouvriers.

Selon notre calcul nous avons trouvé un délai de **289** jours.

Conclusion

En conclusion générale, nous avons dimensionné les ouvrages de l'adduction d'eau à partir des deux forages TAGGARAOUT et arrivant au réservoir de distribution à l'amont de la commune Timiaouine.

Les forages sont équipés de groupes électropompes immergés CAPRRARI de type P8L/5/20/5E et P8F/4/20/3B.

Les conduites reliant les deux forages au point de jonction sont en fonte ductile et 200 de diamètre. La conduite refoulant a la station de pompage 1 est de même matériau et de 200 mm de diamètre sur une distance de 17401m , sa bache est de 60 m³ de capacité . Les opérations nécessaires a la réalisation de cette adduction sont programmées en une durée de 289 jours, pendant la quelle les dispositions de la sécurité des employés sur le chantier, doivent être prises.

Une conduite de roufelement en fonte ductile de 250 mm relie cette dernière a la deuxième station de pompage et en suite la troisième station au réservoir de distribution projeté de 1050 m³ sur une distance de 85670m. Pour le bon fonctionnement de notre système d'adduction nous avons proposé les accessoires adéquats tel que le réservoir d'air .

En fin, nous pouvons dire que nous avons contribué à l'étude de l'approvisionnement en eau potable de la commune de Timiaouine à partir des eaux souterraines et nous recommandons aux services concernés le suivi, le contrôle et l'entretien continus de tous les ouvrages pour une alimentation continue des habitants jusqu'à l'horizon futur de 2045.

BIBLIOGRAPHIE

[1] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I
P.205, 206, 207.

[2] ABRAMOV.N "Alimentation en eau potable" Moscou, 1982.

[3] A.G.H.T.M « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris
1982, p.101.

[4] B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.30a, 63, 64,72, 73,74,
75,76)

Catalogue :

[8] CAPRARI

Catalogue de CHIALI

Annexe1:

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	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

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

Annexe II: tableau du prix du mètre linéaire des conduites en PEHD(PN16) d'après le catalogue de CHIALI.

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16							
Référence	Désignation	Diam	Epaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
		Ext					
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	39,47	46,18
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	62,79	73,46
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	98,67	115,44
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	152,49	178,41
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	236,21	276,37
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	376,74	440,79
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	529,23	619,20
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	614,90	719,43
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	912,34	1 067,44
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 181,18	1 381,98
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 930,50	2 258,69
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3 031,60	3 546,97
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 690,40	5 487,77
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7 436,00	8 700,12
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12 012,00	14 054,04
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17 881,50	20 921,36
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	28 392,00	33 218,64

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

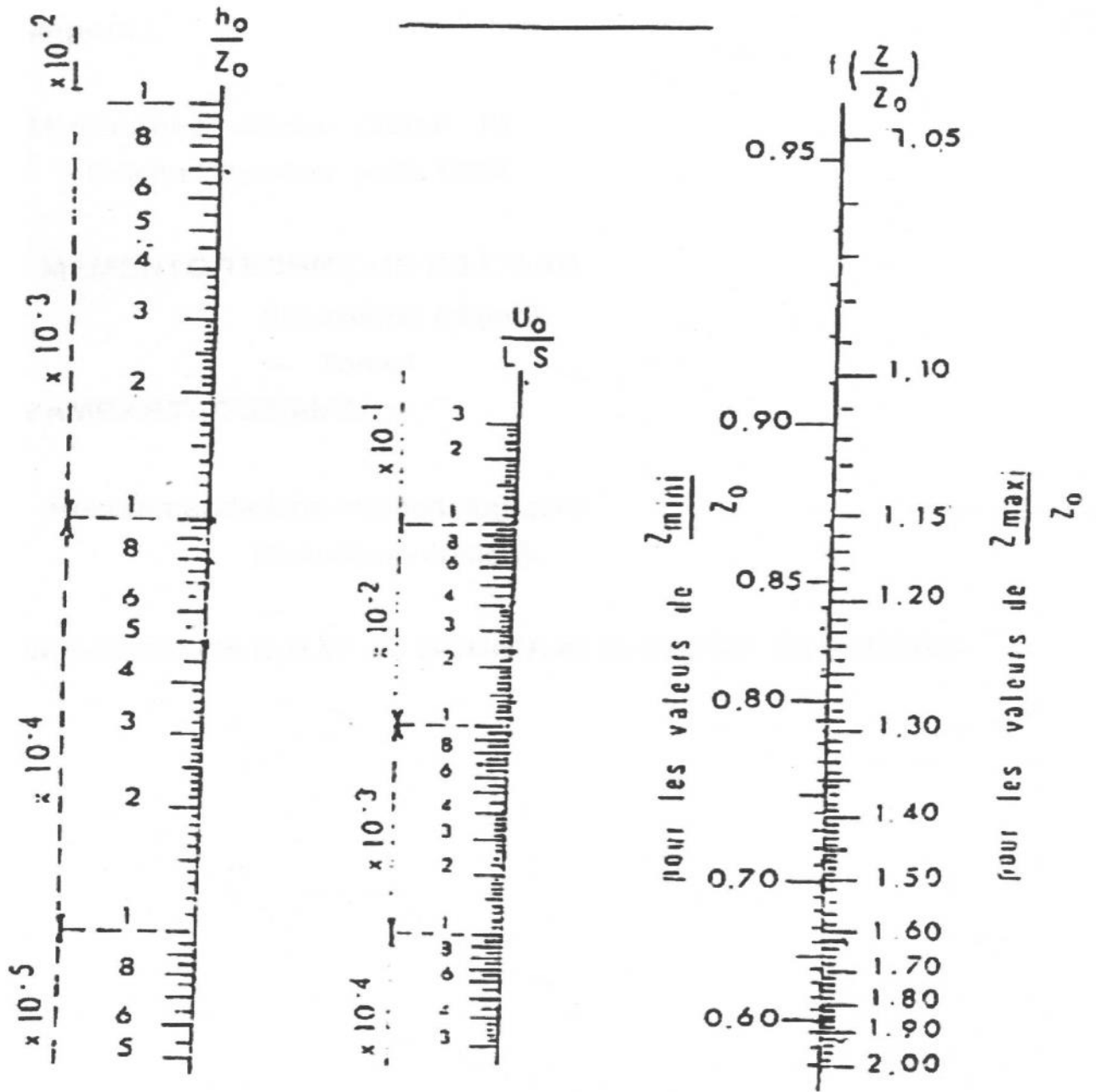
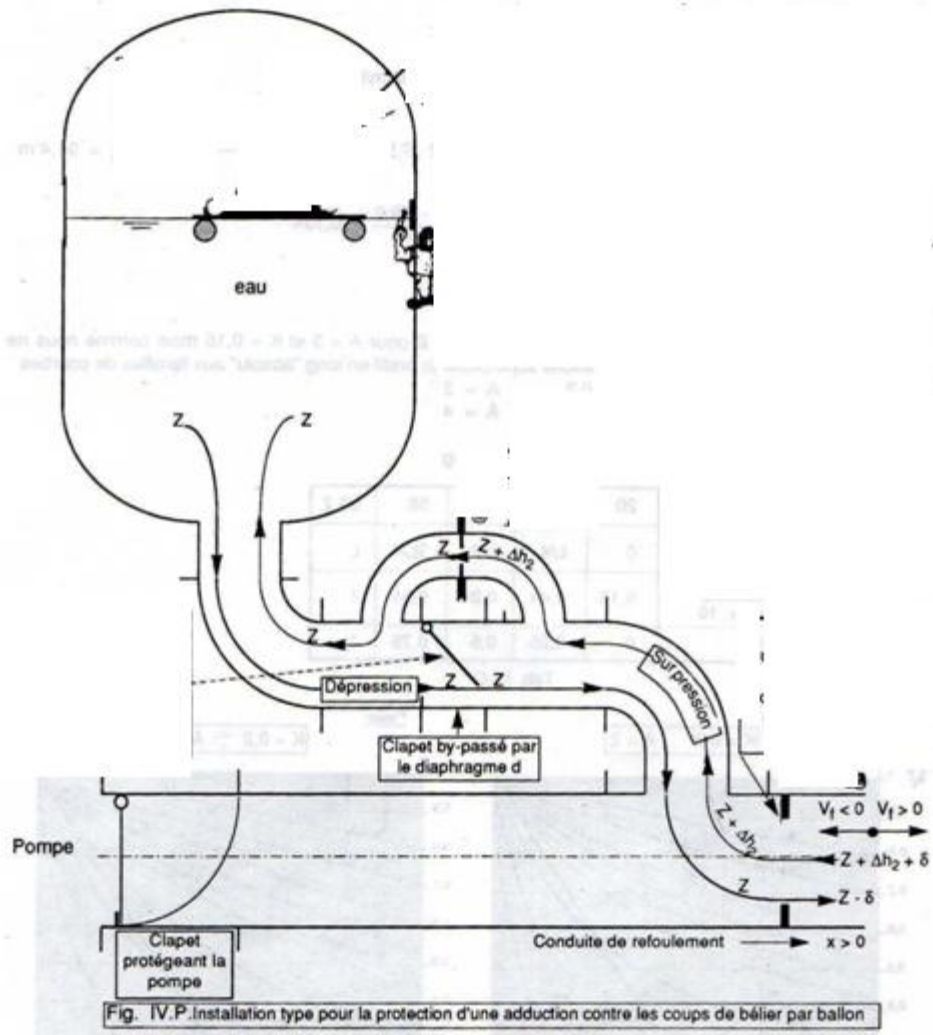


PLANCHE XXVII



Annexe N°4 :

Installation pour la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier