

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune d'Assi Youcef à partir du barrage Koudiet Acerdoune (w. Tizi Ouzou) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0031-14

APA Citation (توثيق APA):

Sadaoui, Salem (2014). Renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune d'Assi Youcef à partir du barrage Koudiet Acerdoune (w. Tizi Ouzou)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**REVFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA COMMUNE D'ASSI YOUCEF A PARTIR
DU BARRAGE KOUDIET ACERDOUNE W. TIZI-OUZOU**

PRESENTE PAR :

M^r SADAoui Salem

Devant les membres du jury

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

SEPTEMBRE - 2014

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, enseigne de respect et de reconnaissance envers :

Ma grande mère : yemma feroudja

Ma mère : DAHBIA.

Mon père : MUSTAPHA.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

Mes sœurs : HOURIA, KAHINA et NASSIMA.

Mes oncles : kamel, et ammar .

A tous mes amis en particulier à : samir, yacine, youba, maamar houcine, belaid, ahmed, hamza, hakim, rachid, hakim, mohamed et omar.

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.

Remerciement

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promotrice madame MOKRANE.W pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Madame KHRBICHE et Monsieur TOULMOUÏ pour leurs documentations et leurs conseils.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et particulièrement Les enseignants de L'ENSH.

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

ملخص

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها غرب ولاية تيزي وزو وتعرف حاليا نقصا كبيرا في المياه و يهدف هذا المشروع الي تزويد بلدية اسي يوسف با المياه الصالحة للشرب انطلاقا من قناة تحويل مياه كودية اسردون من خلال هذه الدراسة سوف نتعرف على كيفية انجاز هذا المشروع وعلى جميع المعدات والهيكل اللازمة لإجازه

Résumé

La zone d'étude se située à l'ouest de la wilaya de Tizi ousou, actuellement elle souffre l'absence d'eau potable.

Pour alimenter cette zone en eau potable, on propose ce projet qu'est a pour but d'alimenter un village à partir du conduit du transfert des eaux du barrage de Koudiet-acerdoune.

Le but de cette étude est de connaitre comment ce fait la réalisation de ce projet et tous les ouvrages et les équipements nécessaires.

Abstract

The zone of study located at the West of the wilaya of Boumerdes, currently it suffers the absence of drinking water. To feed this zone with drinking water, we propose this project which is aimed at the village starting from the control of the transfer of water of the stopping of Koudiet-acerdoune .

The purpose of this study is to know how to realize this project with all the necessary works and the equipment .

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1 Description générale de la zone d'étude.....	2
I.2 Situation géographique.....	2
I.3 Situation climatologique.....	2
I.3.1 Climat.....	2
I.3.2 Température.....	3
I.3.3 Pluviométrie.....	3
I.4 Séismicité.....	3
I.5 Hydrographie.....	4
I.6 Population.....	4
I.7 Situation hydraulique actuelle.....	5
I.8 Ressources en eau.....	5
Conclusion.....	5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	6
II.1 Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	6
II.2 Estimation des besoins en eau potable.....	6
II.2.1 Les besoins domestiques.....	6
II.2.1.1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	6
II.2.2 Besoins scolaires.....	7
II.2.3 Besoins administratifs.....	7
II.2.4 Besoins sanitaires.....	7
II.2.5 Besoins socioculturels.....	8
II.2.6 Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	8
II.3 Variations de consommation maximale et minimale journalière.....	9
II.3.1 Consommation maximale journalière.....	9
II.3.2 Consommation minimale journalière.....	9
II.4 Variation des débits horaires.....	10
II.5 Calcul de déficit de consommation.....	11
Conclusion.....	11

Chapitre III: Les réservoirs

Introduction.....	13
III.1 Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	13
III.2 Classification des réservoirs.....	13
III.3 Choix du réservoir.....	13
III.4 Equipements du réservoir.....	14
III.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	14
III.4.1.1 Par Le haut.....	14
III.4.1.2 Par Le bas.....	14
III.4.2 Conduite de départ ou de distribution.....	14
III.4.6 Conduite de trop plein.....	15
III.4.6 Conduite de vidange.....	15
III.4.6 Conduite by-pass.....	15
III.4.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	15
III.5 Calcul de la capacité des réservoirs.....	17
III.5.1 La méthode analytique.....	17
III.5.2 Méthode graphique.....	17
III.5.3 Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique...	18
III.5.4 Forme des réservoir.....	22
III.6 Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage.....	21
III.6.1 Bâche de la station de pompage N°1 (SP1).....	23
III.6.2 Bâche de la station de pompage N°1 (SP2).....	24
III.6.3 Bâche de la station de pompage N°1 (SP3).....	26
Conclusion.....	27

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction.....	28
IV.1 Types d'adduction.....	28
IV.1.1 Adduction gravitaire	28
IV.1.2 Adduction par refoulement	28
IV.1.3 Adduction mixte.....	28
IV.2 Choix des matériaux de canalisation.....	28
IV.2.1 Fonte.....	28
IV.2.2 Acier.....	29
IV.2.3 PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre).....	29
IV.2.4 PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	29
IV.3 Proposition de variantes.....	30
IV.3.1 Variante N°1	30

IV.3.2 Variante N°2	31
IV.4 Dimensionnement de l'adduction	31
IV.4.1 Détermination du diamètre avantageux	47
IV.4.2 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons	49
IV.4.3 Les caractéristiques des différents points	50
IV.4.4 Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction	50
IV.4.5 Normalisation des diamètres	52
IV.4.6 Les frais d'investissement	53
IV.5 Etude technico-économique de l'adduction	53
IV.5.1 Etude de l'adduction par refoulement	53
IV.5.2 Calcul des pertes de charge	31
IV.5.2.1 Pertes de charge linéaires	32
IV.5.2.2 Pertes de charge singulières	32
IV.5.2.3 Pertes de charge totales	32
IV.5.3 Calcul de la hauteur manométrique totale	32
IV.5.4 Puissance absorbée par la pompe	33
IV.5.5 Energie consommée par la pompe	33
IV.5.6 Frais d'exploitation	33
IV.5.7 Frais d'amortissement	33
IV.5.8 Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement	34
IV.5.8.1 Tronçon SP 1 – Réservoir de Baghlia	34
IV.5.8.1 Tronçon SP 2 – Réservoir d' Afir	36
IV.5.8.1 Tronçon SP 3 – Réservoir d' Ouled Aissa	38
Conclusion	

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction	43
V.1 Définition	43
V.2 Couplage des pompes	43
V.3 Choix du type de pompe	43
V.4 Choix du nombre de pompes	43
V.4.1 Refoulement SP1 – Réservoir de Baghlia	44
V.4.2 Refoulement SP2 – Réservoir de AFIR	44
V.4. Refoulement : SP3 – Réservoir d'Ouled Aissa	45
V.5 Courbes caractéristiques des pompes	45
V.6 Point de fonctionnement d'une pompe	48
V.7 Courbe caractéristique de la conduite	48
V.7.1 Refoulement SP 1 - Réservoir Baghlia	49
V.7.2 Refoulement SP 1 - Réservoir Afir	51
V.7.3 Refoulement SP 3 - Réservoir Ouled Aissa	52

V.8 Modes de réglage.....	43
a) Débit disponible > Débit appelé	54
b) Débit disponible < Débit appelé.....	55
V.8.1 Refoulement :SP 1 - Réservoir Baghlia.....	56
a) Vannage.....	56
b) Diminution du temps de pompage.....	56
c) Rognage.....	56
V.8.2 Refoulement : SP 2 - Réservoir Afir.....	57
V.8.3 Refoulement : SP 3 - Réservoir Ouled Aissa.....	58
V.9 Choix du moteur électrique.....	60
V.9.1 Critères de choix du moteur électrique.....	60
V.9.2 Refoulement :SP 1 - Réservoir Baghlia.....	60
V.9.3 Refoulement : SP 2 - Réservoir Afir.....	60
V.9.4 Refoulement : SP 3 - Réservoir Ouled Aissa.....	60
V.10 Etude de la cavitation.....	61
V.11 Calage de la pompe.....	62
a) Refoulement :SP 1 - Réservoir Baghlia.....	62
b) Refoulement : SP 2 - Réservoir Afir.....	63
c) Refoulement : SP 3 - Réservoir Ouled Aissa.....	64
Conclusion.....	65

Chapitre VI : Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Introduction	66
VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	66
VI.1.1 Les causes du coup de bélier	66
VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier	66
a) <i>Cas de la surpression</i>	66
b) <i>Cas de dépression</i>	67
c) <i>Fatigue de la canalisation</i>	67
VI.1.3 Description des phénomènes physiques.....	67
VI.1.4 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	68
VI.1.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	68
a) Réservoirs d'air.....	68
b) Cheminée d'équilibre.....	68
c) Soupape de décharge.....	68
d) volant d'inertie.....	69
VI.2 Calcul des réservoirs d'air.....	69
a) Méthode de VIBERT.....	69
b) Méthode de BERGERON.....	69

VI.3 Dimensionnement des réservoirs d'air.....	69
VI.3.1 Calcul de la célérité d'onde C.....	71
VI.3.2 Calcul des capacités des différents réservoirs d'air.....	71
VI.4 Protection des conduites contre la corrosion.....	72
VI.4.1 Facteurs de la corrosion.....	72
VI.4.2 Corrosion externe.....	73
VI.4.3 Corrosion interne.....	73
VI.4.4 principaux types de protection contre la corrosion extérieure.....	73
VI.4.5 principaux types de protection contre la corrosion intérieure.....	74
Conclusion.....	74

Chapitre VII : Pose des Canalisations et accessoires

Introduction	75
VII.1 Pose des canalisations.....	75
VII.1.1 Le Principe de pose des canalisations	75
1) Pose en terre.....	75
2) Pose en mauvais terrains sable.....	75
3) Pose en galerie	75
4) Pose en pente	76
5) Traversée de rivière	76
VII.2 Accessoires	76
VII.2.1 Vannes de sectionnement	76
a) Les vanne d'isolement	77
b) Les vannes à clapets de non-retour	77
c) Les vannes de réduction de pression.....	77
VII.2.2 Ventouses	77
a) Rôles de la ventouse	78
b) Types de la ventouse	78
VII.2.3 Vidange.....	78
VII.2.4 Clapet anti retour	78
VII.2.5 Organes de raccordement	79
1) Coudes	79
2) Cônes	79
3) Tés	79
4) Joints.....	79
VII.2.6 By-pass	80
VII.2.7 Crépines.....	80
VII.2.8 Organes de mesure.....	80
VII.2.8.1 Mesure de débit.....	80
a) Le diaphragme	80

b) Les venturis	81
c) La tuyère	81
VII.2.8.1 Mesure de pression.....	82
a) Manomètres à aiguilles.....	82
b) Manomètres à soufflet.....	83
Conclusion.....	83

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction	84
VIII. Différents travaux à entreprendre.....	84
VIII.1. Travaux concernant l'adduction.....	84
a) Exécution des tranchées.....	84
b) Pose du lit de sable.....	84
c) Pose des conduites.....	84
d) Epreuve de joint et de la canalisation.....	84
e) Remblayage des tranchées.....	84
f) Nivellement et compactage	84
VIII.1.2 Travaux concernant les stations de pompage.....	85
VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	85
VIII.2.1 Déblais d'excavation.....	85
VIII.2.1.1 La profondeur de la tranchée.....	85
VIII.2.1.2 Largueur de la tranchée.....	85
VIII.2.2 Lit de sable.....	86
VIII.2.3 Remblais compacté.....	87
VIII.2.4 Volume de la conduite.....	87
VIII.3 Choix des engins de terrassement.....	88
VIII.3.1 Pelle hydraulique.....	88
VIII.3.2 Bulldozer.....	89
VIII.3.3 Chargeur.....	80
VIII.3.4 Compacteur.....	90
VIII.4 Planification des travaux	91
VIII.4.1 Planification des travaux de l'adduction.....	91
VIII.4.2 Définitions des tâches et leurs durées.....	91
Conclusion.....	92
Conclusion générale.....	93

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm).....	4
Tableau I-2: Tableau de répartition de la population en 2008.....	5
Tableau I-3 : les caractéristiques des forages.....	6

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II -01: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2030).....	8
Tableau II-02: Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	10
Tableau II-03: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	11
Tableau II-04: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	12
Tableau II-05: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	13
Tableau II-06: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	14
Tableau II-07: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalière.....	15
Tableau II-08: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commu.....	16
Tableau II-09: Variation du débit horaire pour la commune de Assi youcef	17

Chapitre III: Les Réservoirs

Tableau III -08: Tableau donnant les dimensions des reservoirs.....	18
Tableau III -09: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP1).....	19
Tableau III -10: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP2).....	20
Tableau III -11: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP3).....	21
Tableau III-12: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.....	22

Chapitre IV: Etude De L'adduction

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , b pour différents types du tuyau	28
Tableau IV-2: Longueurs des différents tronçons de l'adduction :.....	29
Tableau IV-3: Les altitudes des différents points de l'adduction :.....	30
Tableau IV-4: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :.....	31
Tableau IV-5: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :.....	32
Tableau IV-6: Pressions pour différents points de l'adduction.....	32
Tableau IV-7: Frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	33
Tableau IV-8: Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir	37
Tableau IV-9: Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir	37
Tableau IV-10: Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir	37
Tableau IV-11: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir	38
Tableau IV-12: Calcul de la HMT du tronçon du SP 2 –Réservoir :.....	38
Tableau IV-13: Calcul des frais d'amortissement du SP 2 –Réservoir	39

Chapitre V: Etude Du Pompage

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre(SP1)	45
--	----

Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1)	45
Tableau V-3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1)	46
Tableau V-4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP 1 - Réservoir).....	60
Tableau V-5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP 2 - Réservoir).....	62
Tableau V-6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP 3 - Réservoir).....	63
Tableau V-7: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	62

Chapitre VI: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	71
Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	71
Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:.....	71

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII-1: Calcul du volume des déblais de l'adduction	86
Tableau VIII-2 : Calcul du volume du lit de sable	86
Tableau VIII-3: calcul du volume des conduites.....	87
Tableau VIII-4: Volumes des travaux de l'adduction	88
Tableau VIII-5: Temps de réalisation des opérations de l'adduction	91

LISTE DES FIGURES

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré29

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Figure IV-1 : Schéma vertical pour la variante N°1.....26

Chapitre VII : Pose des canalisations et accessoires

Figure VII-1: les différents types de vanne.....77

Figure VII-2: Les différents types de ventouses.....78

Figure VII-3 : Clapet anti retour.....79

Figure VII-4 : Diaphragme.....79

Figure VII-5 : Venturi.....81

Figure VII.6 : Tuyère.....81

Figure VII-7 : Manomètre à aiguilles.....82

Figure VII-8 : Manomètre à soufflet.....82

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VIII-1: Pelle hydraulique90

Figure VIII-2:Bulldozer90

Figure VIII-3:Chargeur90

Figure VIII-4 : Compacteur90

Figure VIII-5 : Réseaux à nœuds91

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan topographique des différent tronçons d'adduction

Planche N° 2 : Profil en long de l'adduction (sr1-sr2)

Planche N° 3 : Plan de la station de pompage

Planche N° 4 : Les accessoires

Planche N° 5 : Schéma hydraulique de l'adduction

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les villes d'Algérie souffrent de l'absence de l'eau dans les robinets que ce soit pour la région sud qui a un climat aride ou la région nord qui a un climat pluvieux.

La commune d'Assi Youcef est parmi ces communes qui souffre de l'insuffisance de l'eau, Les ressources en eau potable actuelles de la Commune d'Assi Youcef sont :

- Les eaux souterraines (forages)*
- Les fontaines*

Ces ressources ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau au future ,à cet effet la direction de l'hydraulique de la Wilaya de Tizi ouzou a lancé un projet pour l'alimentation en eau potable(l'adduction à partir du barrage de Koudiet-acerdoune) c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de l'adduction en eau potable de la commune d' Assi youcef à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert des eaux du barrage de Koudiet acerdoune Wilaya de bouira vers Tizi ouzou, pour répondre confortablement à la demande à notre horizon d'étude 2030.

CHAPITRE I

**PRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE**

Introduction

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

I.1 Description générale de la zone d'étude

La commune d'assi youcef se situe dans la partie Sud de la wilaya de Tizi-ouzou. Elle s'étend sur une superficie de 26.27 km² et abrite une population de 14789 habitants soit une densité de 563 hab/km² selon les données de RGPH 2008.

La création de la commune d'assi youcef est récente, elle est issue du dernier découpage administratif effectuée en 1984, elle dépendait au paravent de la commune de Boghni.

I.2 : Situation géographique

Elle est délimitée comme suit :

Au nord : par la commune de Mechtras.

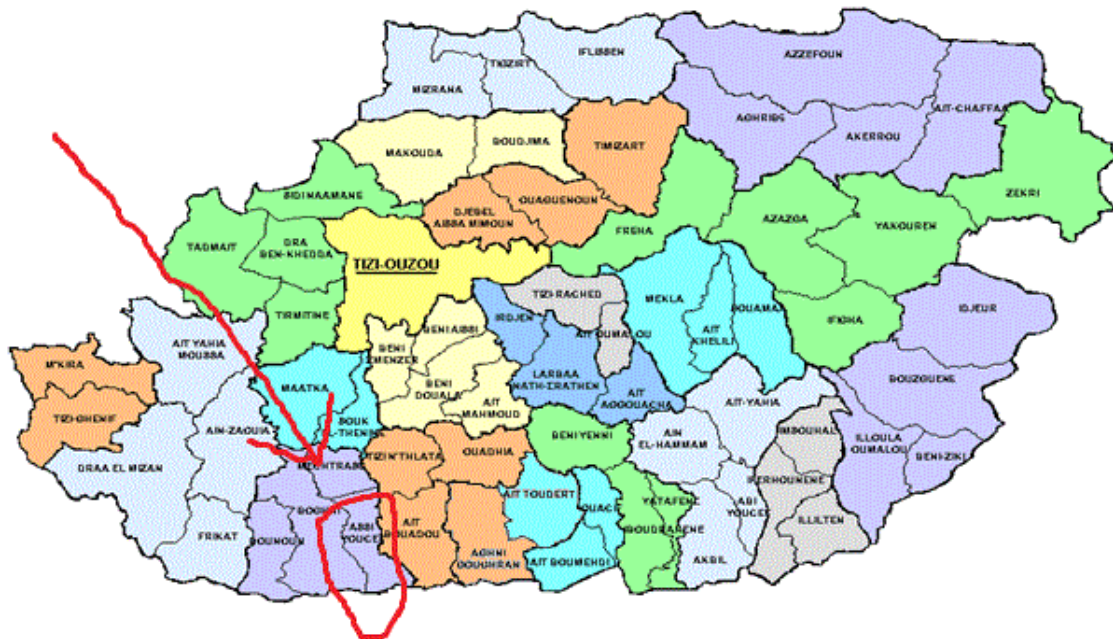
A l'Est : par la commune Ait Bouadou.

Au Nord Est : par la commune de tizi N'Tlata.

A l'Ouest : par la commune de boghni.

Au Sud : par la wilaya de bouira.

La commune d'assi youcef possède une agglomération Chef-lieu et des zones éparses qui regroupent les constructions dispersées sur le territoire communale.



— LIMITE COMMUNE
— LIMITE DAIRA

I.3. Situation climatologique

I.3.1. Climat

La commune d'assi youcef est caractérisée par :

Un climat méditerranéen, qui est de type humide et froid en hiver et sec et chaud en été. Ce climat est conditionné par sa situation géographique et la nature du relief

dominant ; qui est un escarpement rocheux très accidenté sur les hauteurs de massif du Djurdjura.

I.3.2. Température

Les températures moyennes varient entre 05 et 40 °c. Les températures minimales varient entre 5 et 8 °c au mois de janvier, tandis que les températures maximales dépassent 35 °c au mois d'Aout.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T_{moy} C°	20	20	14.5	11.75	10.5	11.5	13.5	16	19.5	24.5	29	29
H_r (%)	56	66	75	82	83	75	68	61	55	49	45	47

I.3.3. Les ressources hydriques :

Ajoutant aux oueds et cours d'eau qui traverse le territoire de la commune. Cette dernière possède un nombre important des sources tels que : la source thabourth el anssar, la source ahmay vouamane, la source thimsifth et la source lansar oudafal.

Ainsi qu'elle dispose de plusieurs puits individuels qui ne répondent pas aux besoins des citoyens en période estivale

I.4. Séismicité

Sur le plan tectonique, la région d'étude appartient à la chaîne de l'atlas régie par les mouvements récents de l'orogénèse alpine, synonyme de forte sismicité. D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques proches du plissement Alpin, suite à la collision des plaques africaines et eurasiennes.

D'après le règlement parasismique Algérienne (RPA), revu et corrigé en 2003 après le dernier séisme qui a eu lieu le 21/05/2003 dans la région de boumerdes, notre périmètre d'étude se situe dans une zone classée en zone IIA (zone à sismicité moyenne).

A cet effet, tout projet ou infrastructure à réaliser doit être établi en prenant en considération les recommandations du parasismique Algérien modifié et complété.

I.5. Relief

La topographie dans la commune d'Assi youcef se caractérise par son aspect montagneux dominant, du fait qu'elle fait partie du grand massif kabyle.

La topographie au Nord de la commune d'Assi youcef est relativement accidentée domaine de la haute montagne Djurdjura avec une altitude moyenne de 1550 m, avec des points de cotes élevés.

Les pentes sont moyennement fortes et dépassent les 25%. Selon la carte de la classification des communes par classe des pentes, la commune en question est classée dans la catégorie des pentes dépassant 25%

1.6. Hydrographie

Vu la topographie accidenté des terrains, la commune d'Assi youcef est traversée par réseau dense constitué par des oueds et les cours d'eau dont la majorité sont temporaires, tels que Ighzer HIDJA, Ighzer TAOUATT et Assif AMELOULI.

On recense une vingtaine de sources dans la commune d'Assi youcef, cependant les conditions de leurs émergences et surtout les débits sont faibles.

La commune d'Assi youcef est alimentée par (04) quatre sources qui présentent un débit important en hivers et qui diminue considérablement pendant la période estivale.

La source Tabourth El Ansar

La source Ahnay vouamane

La source Timsifth

La source Lansar Oudafal

I.7.Population

Le recensement local de 2012 a relevé une population de 14967 habitants, soit 21.47% de la population de daïra de boghni.

1. Evolution de la population de la commune :

Unité territoriale	Effectif de la population			Taux d'accroissement annuel moyen	
	1998	2008	2012	1998-2008	2008-2012
C ^{ne} d'Assi YUCEF	14 411	14 789	14 967	0.25	0.3
TOTAL DAIRA	67546	68466	69699	0.13	0.44

I.8.Ressources en eau

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante d'eau, à cet effet la DREW de (Direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi ousou), a lancé un projet pour l'alimenter, et cela à l'aide d'un piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage de Koudiet acerdoune vers ouadhia.

La conduite de transfert des eaux du barrage de Koudiet acerdoune vers ouadhia SPEK (station de production d'eau Koudiet acerdoune) passe le long de la route nationale (RN12) à l'EST des agglomérations de Boghni et Ouadhia.

1.9.Géologie :

Le relief de la zone d'étude se particularise une zone des montagnes et d'une zone des collines.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

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

II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude

D'après la DREW de la wilaya de Tizi ouzou, le taux d'accroissement est de 2,7%. La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2030 c'est-à-dire 20 ans par la relation :

$$P_n = P_0 * (1+a)^n \quad (\text{II.1})$$

P_n : population à l'horizon de calcul (2030);

P_0 : population à l'année de recensement 2012 ;

a : taux d'accroissement démographique, $a = 2,7\%$;(source DREW).Tizi ouzou

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (20ans).

Tableau II.1: Tableau de répartition de population à l'horizon 2030

Commune	Nombre d'Habitants (2010)	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'Habitants (2030)
Assi youcef	17304	2,7	29482

II.2. Estimation des besoins en eau potable

II.2.1 .Les besoins domestiques

II.2 .1.1.L'évaluation de la consommation moyenne journalière

Pour répondre à toutes les sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source d'APC est arrêtée à 150l/j/hab .

II.2.1.2 .Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2030

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, en utilise la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II .2})$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier

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

N : nombre d'habitants

Le nombre d'habitants de la commune d'Assi youcef est estimé à 29482 hab dont la dotation est 150l/j/hab

Donc :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * 150 * 29482$$

$$Q_{moy,j} = 4422,3 \text{ m}^3/\text{j}$$

II .2.2 .Besoins scolaires

Tableau II.2 : Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant:

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Assi youcef	Ecoles primaire	4	825	20	16.5
	CEM	2	620	20	12.4
	Lycée	1	760	20	15.2

II .2.3 . Besoins administratifs

Tableau II.3 : Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
Assi youcef	01 APC	26	15	0.39
	01 Bureau de poste	09	15	0.135
	01Garde communale	35	40	1.4

II .2. 4. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localité	Equipements	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Assi youcef	Centre de santé	200	15	3

II .2.5 . Besoins socioculturels

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/usager), (l/j/ m ²)	Débit (m ³ /j)
Assi youcef	03 Mosquées	1050	-	10	10.5
	01 Stade	-	4000	04	16
	01 maison de jeunes	-	400	04	1.6
	01 centre culturel	-	900	04	3.6

II.2.6 .Récapitulatif des différentes consommations journalières

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

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Commune	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Q Total (m ³ /j)
Assi youcef	4422.3	44.1	3	1.925	31.7	4503.025

II.3 . Variations de consommation maximale et minimale journalière

II .3. 1 . Consommation maximale journalière

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

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad \text{(II .3)}$$

$Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/s)

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

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

On prend $K_{max.j}=1,3$.

D'ou: $Q_{max.j}=1,3*Q_{moy.j}$

II.3.2 . Consommation minimale journalière

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

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad \text{(II .4)}$$

$Q_{min.j}$: Consommation minimale journalière (m³/s)

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

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

On prend $K_{min.j}=0,9$

D'où: $Q_{min.j}=0,9*Q_{moy.j}$

Commune	Qmoy.j (m ³ /j)	Kmax.j	Qmax.j (m ³ /j)	K min.j	Qmin.j (m ³ /j)
Assi youcef	4503.025	1.3	5853.933	0.9	4052.72

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garanti la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à $Q_{maxj}=5853.933$ (m³/j) c'est-à dire $Q_{maxj}=67.75$ l/s

II.4.Variation des débits horaires

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en basant sur le tableau II.6 (voir annexe II) Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend une commune, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier .A l'horizon 2030, Le nombre d'habitants de chaque commune est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=5853.933 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m3/h	%	m3/h
0-1	1,5	87.81	1,5	87.81
1-2	1,5	87.81	3	175.62
2-3	1,5	87.81	4,5	263.43
3-4	1,5	87.81	6	351.24
4-5	2,5	146.35	8,5	497.59
5-6	3,5	204.89	12	702.48
6-7	4,5	263.43	16,5	965.91
7-8	5,5	321.97	22	1287.88
8-9	6,25	365.87	28,25	1653.75
9-10	6,25	365.87	34,5	2019.62
10-11	6,25	365.87	40,75	2385.49
11-12	6,25	365.87	47	2751.36
12-13	5	292.67	52	3044.03
13-14	5	292.67	57	3336.7
14-15	5,5	321.97	62,5	3658.67
15-16	6	351.24	68,5	4009.91
16-17	6	351.24	74,5	4361.15
17-18	5,5	321.97	80	4683.12
18-19	5	292.67	85	4975.79
19-20	4,5	263.43	89,5	5239.22
20-21	4	234.16	93,5	5473.38
21-22	3	175.62	96,5	5649
22-23	2	117.08	98,5	5766.08
23-24	1.5	87.81	100	5853.93
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune D'assi youcef est de 365.87 m³/h et survient entre 8h et midi.

II.5. Calcul de déficit de consommation

La commune reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2030), il est nécessaire de calculer le déficit.

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

Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier.

Tableau II.9: Tableau des déficits à combler à l'année 2030

Commune	Besoins en eau à l'an 2030(m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Deficit (m ³ /j)
Assi youcef	5853.933	2676.325	3177.608

Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de la commune à l'horizon de calcul, par la suite on a calculé le déficit qui est estimé à 3177.608 m³/j.

A fin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE III
LES RESERVOIRS

Introduction

Dans le cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnés une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

III.2. Classification des réservoirs [3]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

III.3. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

III.4. Equipements du réservoir [2]

Le réservoir doit être équipé :

III.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quant 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.4. 1.1. Par Le haut : 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.

III.4. 1.2. Par Le bas: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

III .4.2. Conduite de départ ou de distribution

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 décomposer 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 surtension se manifestera dans la conduite.

III .4.3 . 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, ainsi ménage –ton un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

III .4.4 . 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 de nez 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.

III .4.5. 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).

III .4.6. 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 désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

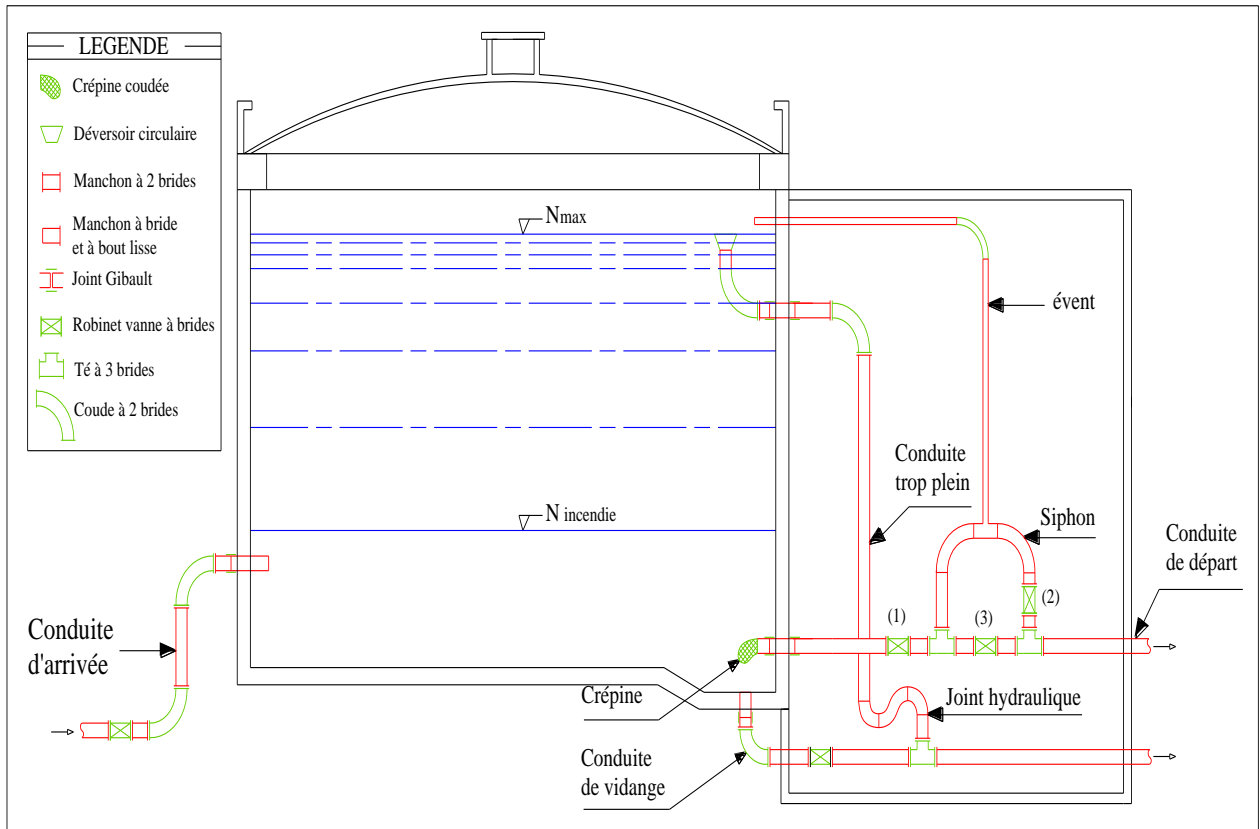


Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III .5. Calcul de la capacité des réservoirs

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

Pour notre projet, nous avons projeté (03) trois ouvrages hydrotechniques

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

La méthode analytique.

La méthode graphique.

III .5.1.La méthode analytique

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

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

III .5.2. Méthode graphique

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

Donc :

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

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

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

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

En utilisons la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

III .5.3 .Estimation de la capacité totale du réservoir tampon par la méthode analytique

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

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

Avec:

$$Q = Q_0 - [Q_0 \times \frac{t}{T}] = Q_0 \times (1 - \frac{t}{T}) \dots \dots \dots (1)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times (1 - \frac{t}{T}) dt \dots \dots \dots (2)$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T (1 - \frac{t}{T}) dt = \frac{Q_0 T}{2} \dots \dots \dots (3)$$

$$V_s = \frac{Q_0 T}{2}$$

V_s : Le volume de sécurité

Q_0 : le débit transité dans la conduite.

$T = 900$ s

$$V_s = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0,3097 \times 900}{2} = 139,37 \text{ m}^3$$

V_r : volume résiduel

$T = 2700$ s

$$V_r = \frac{Q_0 T}{4} = 69,68$$

$$V = V_r + V_s = 139,37 + 69,68 = 209,05 \text{ m}^3$$

• **Diamètre de la cuve**

Pour la forme circulaire, on propose une hauteur de la cuve de 3 m

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

On tire $D = 9,41$ m

V_L : volume nécessaire au signal d'alarme

$$V_L = S \times h = 6,97 \text{ m}^3$$

$h = 10$ cm

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

$$V_{RT} = 216,02$$

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

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$h = V / S$ avec : S : Section circulaire.

D'où $h = 9,41$ m.

• **La hauteur H du réservoir**

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

Tableau III .2: Evaluation du volume résiduel du réservoir AIT LEKACEM

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 - 21	4,17	04	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	03	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	02	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de TABOURTH LANSAR et AIT LEKACEM :

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{19,16 * 5853,933}{100} = \mathbf{11121,61m^3}$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 11121,61 + 120 = 1241,61m^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } \mathbf{V_n = 1500m^3.}$$

III .5.4. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les Réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{(III.4)}$$

La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R \quad \text{(III.5)}$$

R : marge de sécurité

La hauteur de la réserve d'incendie :

On a :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{(III.6)}$$

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Tabourth lanssar	1500	20	313,81	4,78	0,38	0,5	5,28
Ait lkacem	1500	20	313,81	4,78	0,38	0,5	5,28

III.6 Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage

III.6.1 Bâche de la station de pompage N°1 (SP1)

La station de pompage (SP1) se situe à 868.03m du piquage est alimentée par refoulement avec un débit de 5853.933 m³/J. Alors le volume de la bâche de (SP1) est déterminé par la méthode analytique.

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 - 21	4,17	04	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	03	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	02	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	--	--	--

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

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

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

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

$$V_{bache} = \frac{19,16 * 5853.933}{100} = \mathbf{11121.61m^3}$$

On choisi un volume normalise de **1500 m³**.

III.6.2 Bâche de la station de pompage N°2 (SP2)

La station de pompage (SP2) se situe à 3896.41m du (SP1) est alimentée par refoulement (SP1) avec un débit de 5853.933 m³/J. Alors le volume de la bache de (SP2) est déterminé par la méthode analytique.

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16

03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 - 21	4,17	04	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	03	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	02	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	--	--	--

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

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

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

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

$$V_{bache} = \frac{19,16 * 5853.933}{100} = \mathbf{11121.61m^3}$$

On choisi un volume normalise de **1500 m³**.

III.6.2 Bâche de la station de pompage N°3 (SP3)

La station de pompage (SP3) se situe à 287.70m du réservoir tampon (tabourt lassar) est alimentée gravitaire ment avec un débit de 5853.933 m³/J. Alors le volume de la bache de (SP3) est déterminé par la méthode analytique.

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
--------	---------	------------------	---------	-------------	------------

00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 - 21	4,17	04	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	03	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	02	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	--	--	--

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

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

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

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

$$V_{bache} = \frac{19,16 * 5853.933}{100} = \mathbf{11121.61m^3}$$

On choisi un volume normalise de **1500 m³**.

Tableau III.7: Tableau donnant les dimensions des baches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	H (m)
SP 1	1500	20	313.81	5.28
SP 2	1500	20	313.81	5.28
SP3	1500	20	313.81	5.28

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité de deux réservoirs et de trois stations de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations.

CHAPITRE IV
ETUDE D'ADDUCTION

Introduction

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

IV.1.Types d'adduction [2]

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

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

IV.1.1.Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

IV.1.2.Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

IV.1.3.Adduction mixte

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

IV.2.Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

IV.2.1.Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

IV.2.2.Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

IV.2.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

IV.2.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Conclusion

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

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du 1/20^{ème} du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

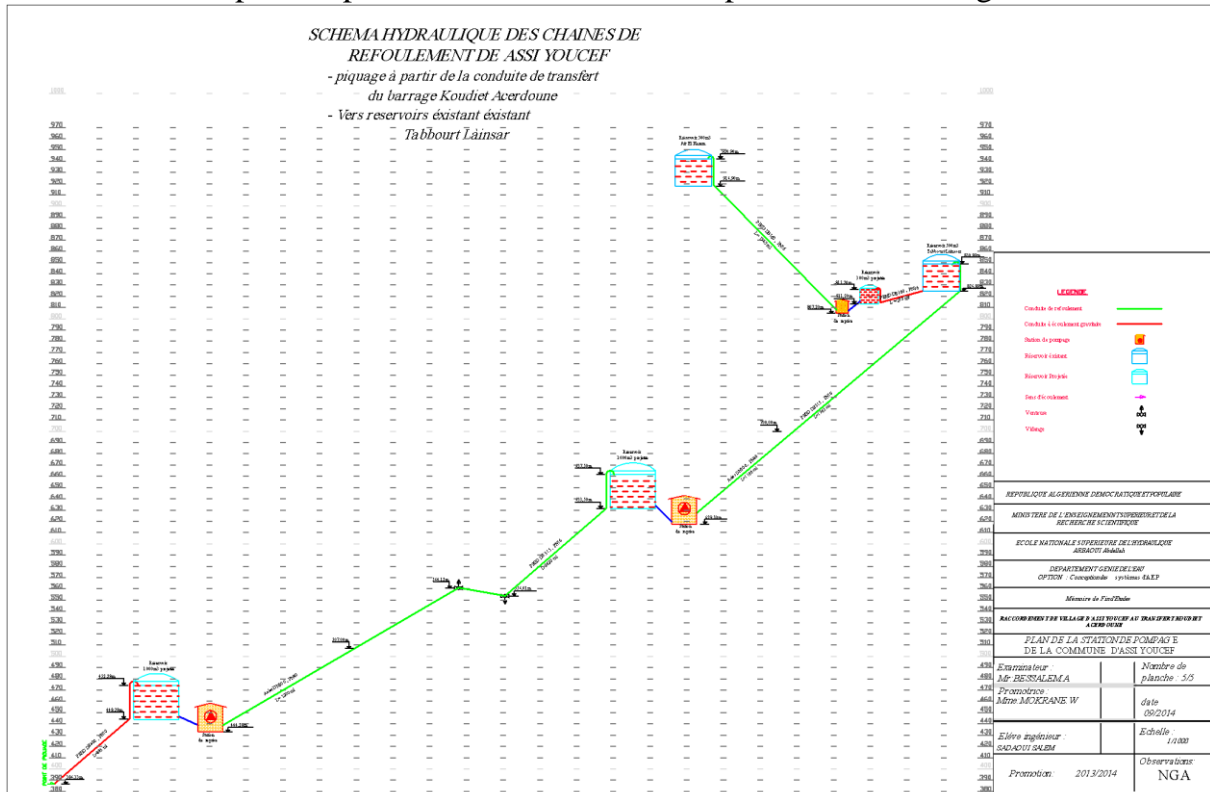
IV .3.Proposition des variantes

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

IV .3.1.Variante N°1

- L'eau atteint la station de reprise (N° 01) qui est située dans le territoire de la commune de Boghni avec piquage sur la conduite du transfert à proximité du réservoir de stockage 16000 m³ de Boghni.
- La station de reprise (N° 01) dotée d'un réservoir , refoule l'eau vers station de reprise (N° 02) avec une conduite sur une longueur de 1050m.
- La station de reprise (N° 02) dotée d'un réservoir, refoule l'eau vers la station de reprise de (N° 03) ; qui est dotée d'un réservoir et réservoir tampon thabourth lansar.
- La station de reprise (N° 03) refoule l'eau vers le réservoir du village Ait lekacem.

Le schéma explicatif pour la variante N°01 est représenté dans la figure



IV .3.2.Variante N°2

Pour la variante N°2 je propose une conduite qui part de point de piquage au SP1 puis une autre conduite de SP1 jusqu'à SP2, On va relier SP2 au réservoir tampon d'ait el kacem, et de ait el kacem on alimente gravitairement le réservoir de Tabourth lansar.

IV.4.1 Dimensionnement de l'adduction

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de Fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

❖ Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi les quelles :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV.6})$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.7})$$

Q: débit à élever en m³/s.

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

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

IV.5.2. Calcul des pertes de charge

IV.5.2.1. pertes de charge linéaires

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

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

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D^2 g} = I * L \quad (\text{IV.8})$$

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

- ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \text{Ln} \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV.9})$$

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{IV.10})$$

- **k₀** : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- **α** : le coefficient de vieillissement de conduite (α = 0,04 mm/an)

- **T** : temps de service, (t = 19 ans).

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 19 = 1,56 \text{ mm}$.

IV.5.2.2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linéaires (on prend 15% dans notre cas)

Elles sont données par la formule suivante :

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

IV.5.2.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_i + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_i + 0,15 * \Delta H_i \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_i \end{aligned} \quad (\text{IV.11})$$

IV.5.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV.12})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV.5.4. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV.13})$$

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

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2)

ρ : masse volumique de l'eau (kg/ m^3)

IV.5.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (\text{IV.14})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20\text{h}$

P: puissance de la pompe en (kW)

IV.5.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{ex}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{IV.15})$$

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

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

IV.5.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \text{ [DA]} \quad (\text{IV.16})$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.17})$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 19$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{19} - 1} + 0,08 = 0,1041 = 10.41 \%$$

$$A = 10.41 \%$$

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

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

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 5853.933 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20$ h.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{4112,64}{20 * 3600} = 0,0813 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 868.03\text{m}$$

$$-H_g = 52.51\text{m}$$

$$-D_{c \text{ Bonnin}} = 0.285\text{m}$$

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

Tableau IV.8: Calcul de la HMT du tronçon du Point de piquage –SR1

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{in} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	885	67,75	2,708	0,0132	13,833	15,216	61,95	77,1664
250	885	67,75	2,073	0,0126	4,340	4,773	61,95	66,7235
300	885	67,75	1,638	0,0122	1,684	1,853	61,95	63,8025
350	885	67,75	1,327	0,0118	0,757	0,833	61,95	62,7826
400	885	67,75	0,921	0,0115	0,379	0,417	61,95	62,3666
450	885	67,75	0,677	0,0113	0,206	0,226	61,95	62,1762

Tableau IV.9: Calcul des frais d'amortissement du Point de piquage –SR1

Diamètre (mm)	prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
200	976,63	18000	885	16794318	0,0888	1491335,398
250	1073,84	20000	885	18650348,4	0,0888	1656150,938
300	1175,1	24000	885	22279963,5	0,0888	1978460,759
350	1280,43	28000	885	25913180,55	0,0888	2301090,433
400	1503,24	38000	885	34960367,4	0,0888	3104480,625
450	1742,29	48000	885	44021926,65	0,0888	3909147,087

Tableau IV.10: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Point de piquage –SR1

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	épenses annuell (DA)
200	67,75	77,166379	73,266996	2,72	534849,0733	1454789,48
250	67,75	66,723495	63,351814	2,72	462468,2438	1257913,623
300	67,75	63,802542	60,578463	2,72	442222,7765	1202845,952
350	67,75	62,782564	59,610027	2,72	435153,196	1183616,693
400	67,75	62,366558	59,215042	2,72	432269,8087	1175773,88
450	67,75	62,17621	59,034313	2,72	430950,4848	1172185,319

Tableau IV.11: Bilan du tronçon Point de piquage –SR1

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	1454789,48	1491335,398	2946124,88
250	1257913,623	1656150,938	2914064,56
300	1202845,952	1978460,759	3181306,71
350	1183616,693	2301090,433	3484707,13
400	1175773,88	3104480,625	4280254,50
450	1172185,319	3909147,087	5081332,41

Le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de $V = 1,15\text{m/s}$

IV.5.8.2 : Tronçon SR1 –SR2

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

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

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 5853.933 m³/j .

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 24 h.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{5853.933}{24 * 3600} = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}$$

- L = 3811.53m

-H_g = 183,6m

-D_{c Bonnin} = 0,228m

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

Tableau IV.12: Calcul de la HMT du tronçon SR1-SR2

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{in} (m)	ΔH_{totale} (m)	H _g (m)	HMT (m)
200	3811,53	67,75	2,708	0,0132	59,576	65,534	189,22	254,754
250	3811,53	67,75	2,073	0,0126	18,690	20,559	189,22	209,779
300	3811,53	67,75	1,638	0,0122	7,253	7,979	189,22	197,199
350	3811,53	67,75	1,327	0,0118	3,260	3,586	189,22	192,806
400	3811,53	67,75	0,921	0,0115	1,631	1,794	189,22	191,014
450	3811,53	67,75	0,677	0,0113	0,886	0,974	189,22	190,194

Tableau IV.12: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1-SR2

Diamètre (mm)	prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
200	976,63	18000	3811,53	72329995	0,0888	6422903,515
250	1073,84	20000	3811,53	80323573,38	0,0888	7132733,316
300	1175,1	24000	3811,53	95955648,9	0,0888	8520861,623
350	1280,43	28000	3811,53	111603237,4	0,0888	9910367,477
400	1503,24	38000	3811,53	150567784,4	0,0888	13370419,25
450	1742,29	48000	3811,53	189594230,6	0,0888	16835967,68

Tableau IV.13: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	épenses annuelles (DA)
200	67,75	254,75411	241,88084	2,72	1765730,101	4802785,87
250	67,75	209,77855	199,17799	2,72	1453999,363	3954878,267
300	67,75	197,19855	187,23369	2,72	1366805,91	3717712,074
350	67,75	192,8057	183,06281	2,72	1336358,545	3634895,241
400	67,75	191,01404	181,36169	2,72	1323940,333	3601117,707
450	67,75	190,19424	180,58332	2,72	1318258,251	3585662,442

Tableau IV.11: Bilan du tronçon SR1-SR2

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	4802785,87	6422903,515	11225689,39
250	3954878,267	7132733,316	11087611,58
300	3717712,074	8520861,623	12238573,70
350	3634895,241	9910367,477	13545262,72
400	3601117,707	13370419,25	16971536,96
450	3585662,442	16835967,68	20421630,12

Le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de $V = 2,073\text{m/s}$

IV.5.8.3: Tronçon SR2 –Tabourth El Anssar:

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

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

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 5853.933 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 24 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{5853.933}{24 * 3600} = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}$$

- $L = 2895 \text{ m}$

- $H_g = 201.39\text{m}$

- $D_c_{\text{Bonin}} = 0,228\text{m}$

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

Tableau IV.12: Calcul de la HMT du tronçon SR2- Tabourth El Anssar

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{in} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	2895	67,75	2,708	0,0132	45,251	49,776	201,39	251,166
250	2895	67,75	2,073	0,0126	14,195	15,615	201,39	217,005
300	2895	67,75	1,638	0,0122	5,509	6,060	201,39	207,45
350	2895	67,75	1,327	0,0118	2,476	2,723	201,39	204,113
400	2895	67,75	0,921	0,0115	1,239	1,363	201,39	202,753
450	2895	67,75	0,677	0,0113	0,673	0,740	201,39	202,13

Tableau IV.12: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1- Tabourth El Anssar

Diamètre (mm)	prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
200	976,63	18000	2895	54937344	0,0888	4878436,134
250	1073,84	20000	2895	61008766,8	0,0888	5417578,492
300	1175,1	24000	2895	72881914,5	0,0888	6471914,008
350	1280,43	28000	2895	84766844,85	0,0888	7527295,823
400	1503,24	38000	2895	114361879,8	0,0888	10155334,93
450	1742,29	48000	2895	144003929,6	0,0888	12787548,94

Tableau IV.13: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR1- Tabourth El Ansar

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Coûts annuels (DA)
200	67,75	251,16561	238,47368	2,72	1740857,831	4735133,30
250	67,75	217,00499	206,03927	2,72	1504086,643	4091115,669
300	67,75	207,45001	196,96712	2,72	1437859,945	3910979,05
350	67,75	204,11347	193,79918	2,72	1414734,029	3848076,559
400	67,75	202,75264	192,50711	2,72	1405301,932	3822421,254
450	67,75	202,12998	191,91591	2,72	1400986,177	3810682,402

IV.5.8.3: Réservoir tampon –Réservoir Ait el kacem:

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

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

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 5853.933 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 24 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{5853.933}{24 * 3600} = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}$$

- $L = 1545 \text{ m}$

- $H_g = 113.7 \text{ m}$

- $D_{\text{C Bonnin}} = 0,228 \text{ m}$

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

Calcul de la HMT du tronçon Réservoir tampon –Réservoir Ait el kacem:

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	1545	67,75	2,708	0,0132	24,149	26,564	113,7	140,264
250	1545	67,75	2,073	0,0126	7,576	8,333	113,7	122,033
300	1545	67,75	1,638	0,0122	2,940	3,234	113,7	116,934
350	1545	67,75	1,327	0,0118	1,321	1,453	113,7	115,153
400	1545	67,75	0,921	0,0115	0,661	0,727	113,7	114,427
450	1545	67,75	0,677	0,0113	0,359	0,395	113,7	114,095

Tableau IV.15: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Réservoir tampon – Réservoir Ait el kacem:

Diamètre (mm)	prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
200	976,63	18000	1545	29318893	0,0888	2603517,729
250	1073,84	20000	1545	32559082,8	0,0888	2891246,553
300	1175,1	24000	1545	38895529,5	0,0888	3453923,02
350	1280,43	28000	1545	45238264,35	0,0888	4017157,874
400	1503,24	38000	1545	61032505,8	0,0888	5419686,515
450	1742,29	48000	1545	76851838,05	0,0888	6824443,219

Calcul des frais d'exploitation du tronçon Réservoir tampon – Réservoir Ait el kacem:

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	épenses annuell (DA)
200	67,75	140,26419	133,17634	2,72	972187,2589	2644349,34
250	67,75	122,03339	115,86678	2,72	845827,5056	2300650,815
300	67,75	116,9341	111,02517	2,72	810483,7237	2204515,729
350	67,75	115,15346	109,33451	2,72	798141,9138	2170946,005
400	67,75	114,42721	108,64496	2,72	793108,2038	2157254,314
450	67,75	114,09491	108,32945	2,72	790804,9772	2150989,538

Tableau IV.17: Bilan du tronçon Réservoir tampon – Réservoir Ait el kacem:

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	2644349,34	2603517,729	5247867,07
250	2300650,815	2891246,553	5191897,37
300	2204515,729	3453923,02	5658438,75
350	2170946,005	4017157,874	6188103,88
400	2157254,314	5419686,515	7576940,83
450	2150989,538	6824443,219	8975432,76

Le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de $V = 2,073\text{m/s}$

Détermination du diamètre avantageux :

Pour le tronçon Tabourth lansar – réservoir tampon :

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_c}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_c} : Longueur équivalente (m) ;

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

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

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

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5, 3$ (matériaux : la fonte).

Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

La longueur de tronçon est présentée dans le tableau suivant:

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Tabourth lancer	Réservoir tampon	275	316.25

Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Tabourth lansar	826.89
2	Réservoir tampon	811.20

Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

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

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Le résultat trouvé pour le calcul de diamètre avantageux de ce tronçon est dans le tableau suivant:

Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH_i (m)	D _{calculé} (mm)
1	67.75	275	316.25	0.011	3.47	0.257

Après la normalisation de diamètre on trouve D=250mm et V=1.15m/s.

Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico- économique de l'adduction :

-L'adduction par refoulement constituée de trois stations de pompage, La première conduite de refoulement à une longueur de 3820m et un diamètre de 250mm, La deuxième à une longueur de 2895 et un diamètre de 250mm, La troisième à une longueur de 1545m et un diamètre de 250mm.

-L'adduction gravitaire à une longueur de 275m et un diamètre de 250 mm.

CHAPITRE V

ETUDE DU POMPAGE

Introduction

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

V.1. Définition

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

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

V.2. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.3.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

V.4.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.4.1: Refoulement SP 1 – SP 2

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	67.7	209.8	-	-	-	-	-	-	-	-
2	34.7	209.8	PM100/4C	255	77.5	2900	4	98.6	3.75	100
3	22.7	209.8	PM80/5B	256	75	2900	5	62.2	3.34	80
4	16.7	209.8	PM100/11A	225	75.6	1450	4	44.1	1.91	100

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

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM80/5B CAPRARI**.

V.4.2. Refoulement SP2 - Taabourt lansaar

Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	167.7	217	-	-	-	-	-	-	-	-
2	34.3	217	PM100/4C	255	77.5	2900	4	98	3.71	100
3	22.4	217	PM80/5B	256	75	2900	5	61.9	3.3	80
4	16.4	217	PM100/11A	225	75.6	1450	4	44.1	1.91	100

A partir du tableau (V-2), on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de deux (02en) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM100/4C CAPRARI**.

V.4.3: Refoulement : Réservoir tampon – Ait lekacem

Tableau V.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	67.7	122.03	PM150/5C	162	78.8	1450	5	113	2.46	150
2	34.6	122.03	PM100/2B	146	77.7	2900	2	55.6	3.75	100
3	22.9	122.03	PM80/3B	154	75.2	2900	2	37.5	3.39	80
4	17.3	122.03	PM100/7A	143	75.8	1450	7	28.5	1.91	100

A partir du tableau (V-3), on déduit que la variante d'une (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour une pompe (01) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM150/5C CAPRARI**.

V.5 .Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la première station de pompage, la figure (V.2) pour la deuxième station et la figure (V.3) pour la troisième station.

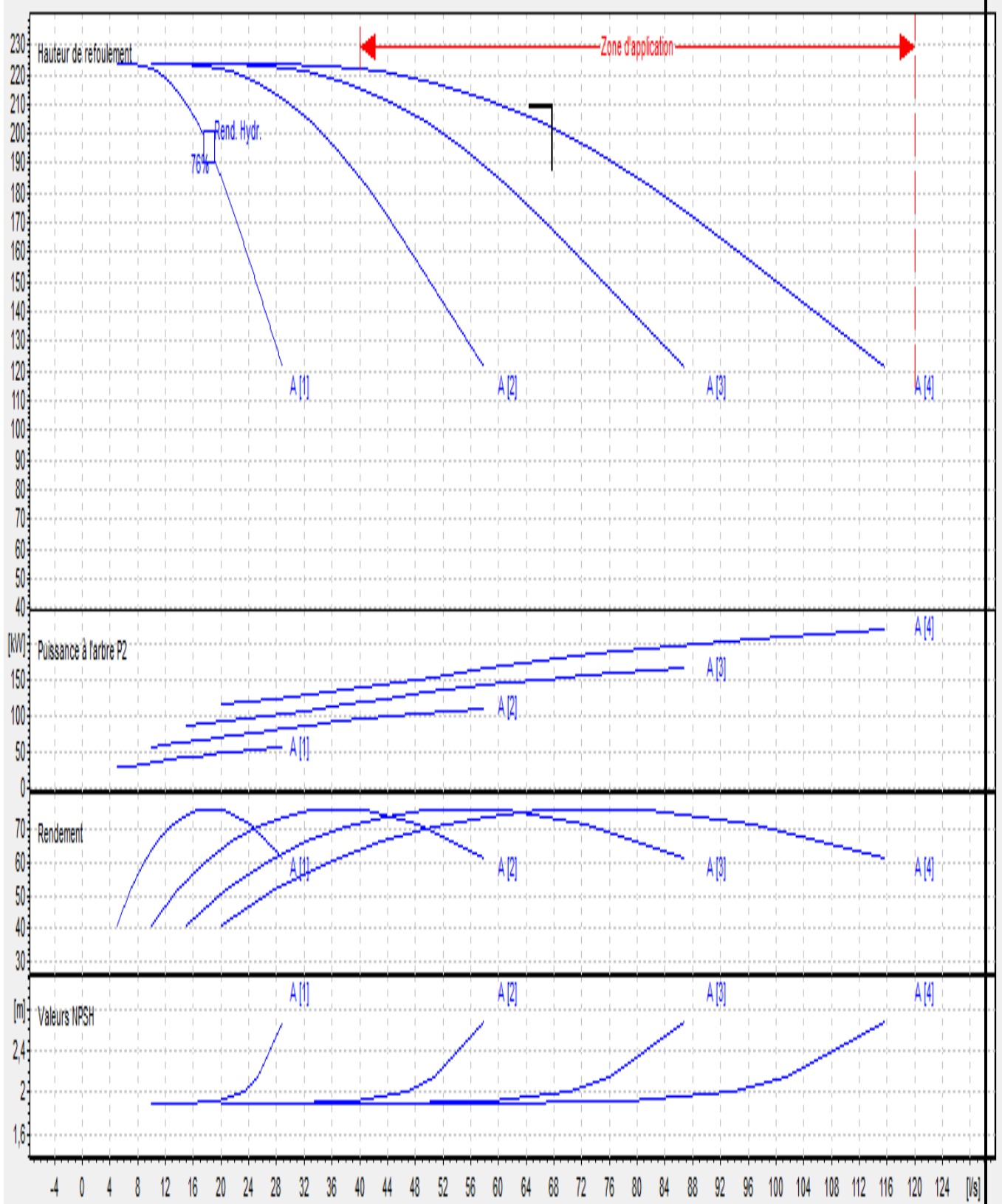


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 100/11A

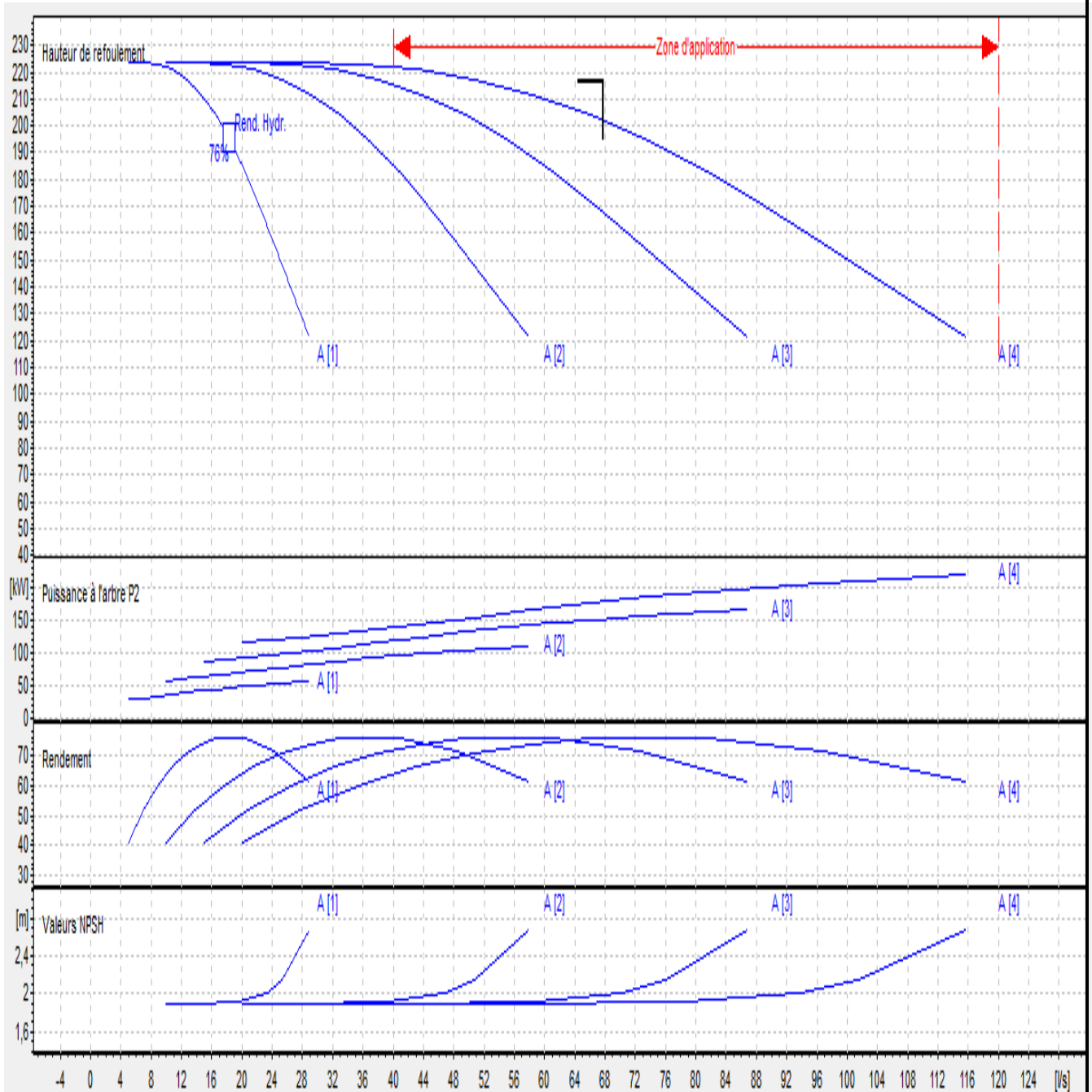


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM 100/11A

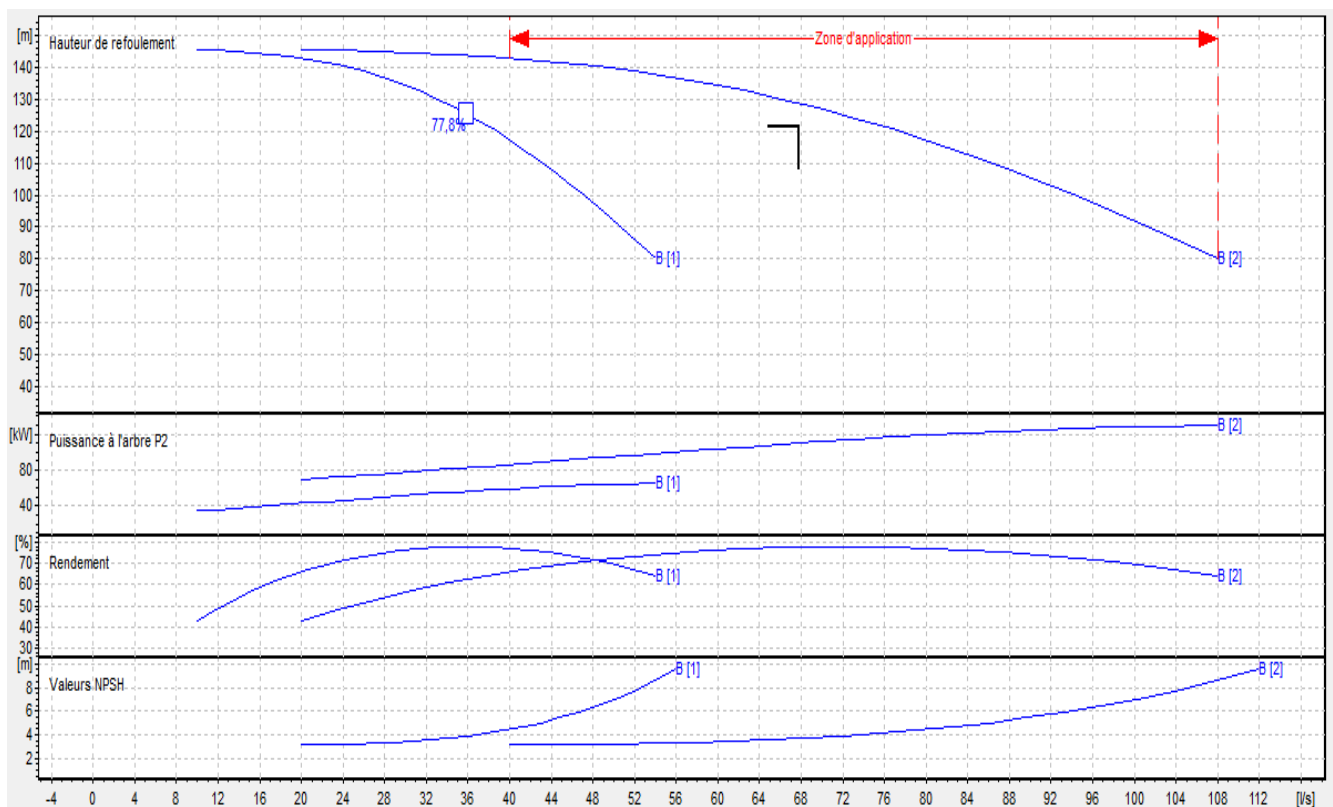


Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3) de type PM 100/2B

V.6 .Point de fonctionnement d'une pompe

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

V.7: Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

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

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

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.7.1. Refoulement SP 1 – SP 2

Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	158.22	3820	250	0,029	0	0	158.22
2	10	30	158.22	3820	250	0,029	0,43	0,48	158,7
3	20	60	158.22	3820	250	0,029	1,73	1,91	160,13
4	30	90	158.22	3820	250	0,029	3,90	4,29	162,51
5	40	120	158.22	3820	250	0,029	6,93	7,62	165,84
6	50	150	158.22	3820	250	0,029	10,83	11,91	170,13
7	60	180	158.22	3820	250	0,029	15,59	17,15	175,37
8	70	210	158.22	3820	250	0,029	21,22	23,34	181,56
9	80	240	158.22	3820	250	0,029	27,71	30,49	188,71
10	90	270	158.22	3820	250	0,029	35,08	38,58	196,8
11	100	300	158.22	3820	250	0,029	43,30	47,63	205,85
12	110	330	158.22	3820	250	0,029	52,40	57,64	215,86

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.4).

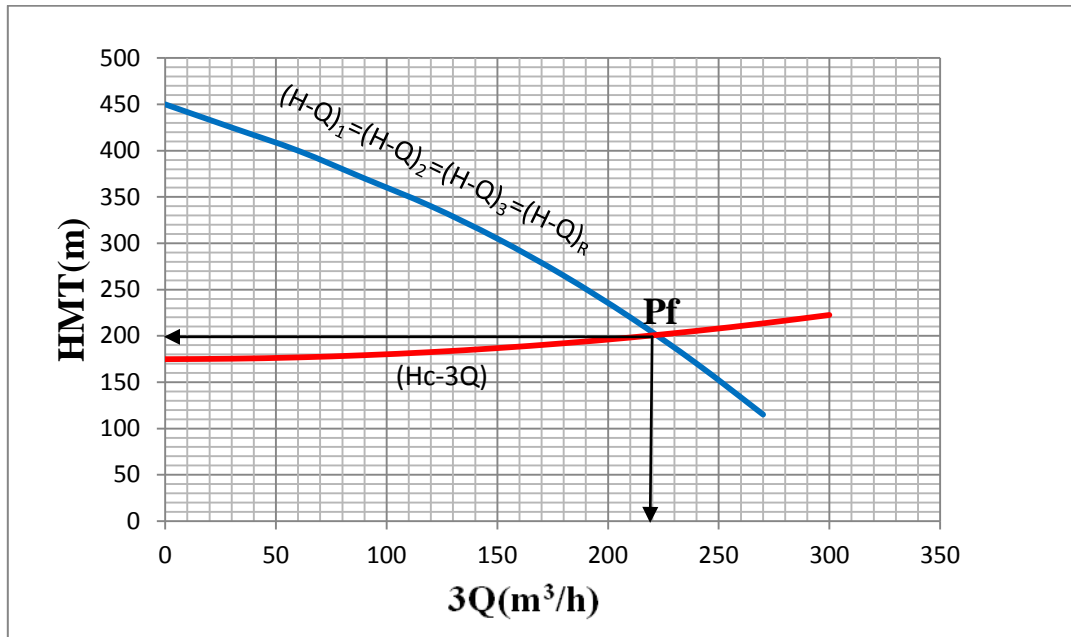


Figure N°V.4: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1)

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 220 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 205,63 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 200 \text{ m} > H_{app} = 192,54 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V .7.2. Refoulement SP 2 – Taabourt lansaar

Tableau V .5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	193.39	2895	250	0,029	0	0	193,39
2	15	30	193.39	2895	250	0,029	0,28	0,31	193,7
3	30	60	193.39	2895	250	0,029	1,13	1,25	194,64
4	50	100	193.39	2895	250	0,029	3,15	3,46	196,85
5	60	120	193.39	2895	250	0,029	4,53	4,98	198,37
6	75	150	193.39	2895	250	0,029	7,08	7,79	201,18
7	90	180	193.39	2895	250	0,029	10,19	11,21	204,6
8	110	220	193.39	2895	250	0,029	15,22	16,75	210,14
9	120	240	193.39	2895	250	0,029	18,12	19,93	213,32
10	150	300	193.39	2895	250	0,029	28,31	31,14	224,53
11	160	320	193.39	2895	250	0,029	32,21	35,43	228,82
12	170	340	193.39	2895	250	0,029	36,36	40,00	233,39

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-5).

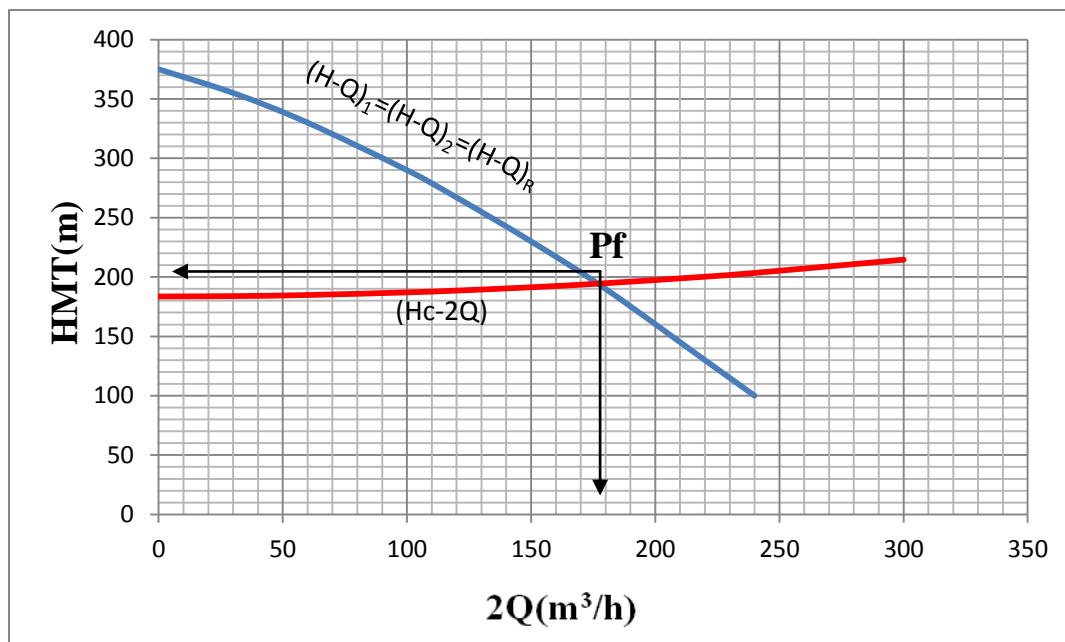


Figure N°V.5: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 2)

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 178m^3 / h < Q_{app} = 187,06m^3 / h \\ H_{pf} = 198m > H_{app} = 193,11m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V .7.3.Refolement Réservoir tampon – Ait lekacem

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

N°	Q (m ³ /h)	1Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	109.7	1545	250	0,029	0	0	109,70
2	10	10	109.7	1545	250	0,029	0,18	0,20	109,90
3	20	20	109.7	1545	250	0,029	0,71	0,78	110,48
4	30	30	109.7	1545	250	0,029	1,60	1,76	111,46
5	40	40	109.7	1545	250	0,029	2,85	3,14	112,84
6	50	50	109.7	1545	250	0,029	4,46	4,90	114,60
7	60	60	109.7	1545	250	0,029	6,42	7,06	116,76
8	70	70	109.7	1545	250	0,029	8,73	9,61	119,31
9	80	80	109.7	1545	250	0,029	11,41	12,55	122,25
10	90	90	109.7	1545	250	0,029	14,44	15,88	125,58
11	100	100	109.7	1545	250	0,029	17,83	19,61	129,31
12	110	110	109.7	1545	250	0,029	21,57	23,73	133,43

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-6).

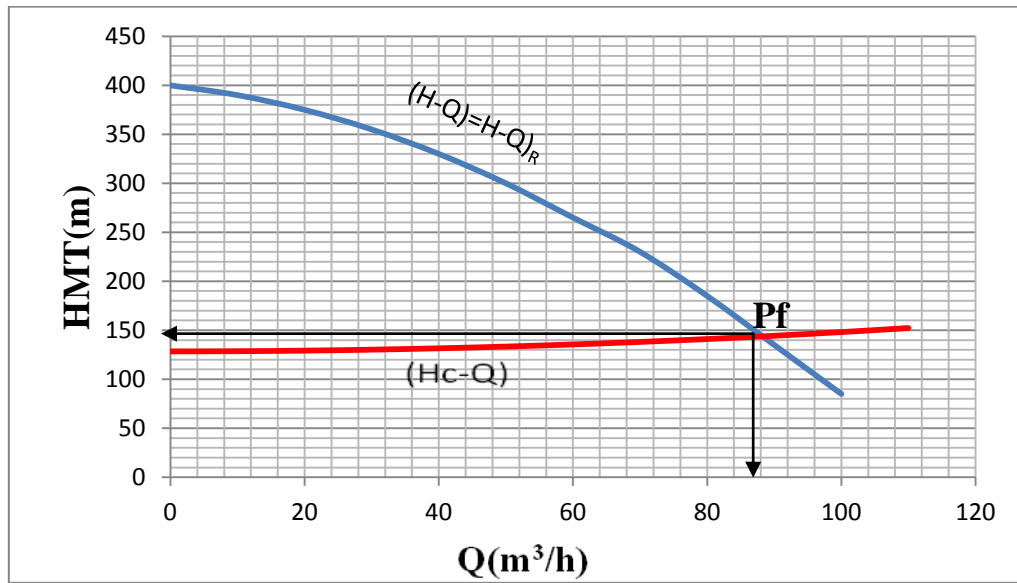


Figure N°V.6: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 3)

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 87,8 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 94,67 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 148 \text{ m} > H_{app} = 141,5 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieure au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V.8. Modes de réglage [4]

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

A-Débit disponible > Débit appelé

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

- 1. Réglage qualitatif :** c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- 2. Réglage quantitatif :** appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

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

- $\eta_{inst_{ap,van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;
- $\eta_{inst_{av,van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;
- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;
- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

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

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

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

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

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

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

- 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 (m^3/h).

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

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

6.1 Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H_{mt}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

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

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

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

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad \Rightarrow \quad D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m³/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec} \quad \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m) \cdot 100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R% < 15 : c'est bon, si non il faut opter pour une autre solution.

B- Débit disponible < Débit appelé

1. **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe**

Remarque

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

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

V .8.1 : Refoulement : SP 1 – SP 2

a) Vannage

$$\eta_{inst_{av,van}} = 75,6\%$$

- $h_v = 212 - 209.8 \Rightarrow h_v = 2.2 \text{ m.}$
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 75.6 * \frac{209.8}{212} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 74.82 \%$
- la nouvelle puissance absorbée:

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{243.91}{3} \Rightarrow Q = 81.30 \text{ m}^3 / \text{h. Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 81.30 * 209.8}{0,7482 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 62.12 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{243.91}{220} * 24 \Rightarrow t' = 22.17 \text{ h} = 22 \text{ h } 10 \text{ min}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf}=220 \text{ m}^3/\text{h}$ est : 79,4 %.

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{220}{3} \Rightarrow Q = 73,33 \text{ m}^3 / \text{h. Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 73,33 * 209.8}{0,794 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 52.8 \text{ Kw}$$

c) Rognage

$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} \cdot Q \quad \Rightarrow \quad H_{mt} = \frac{209.8}{243.91} \cdot Q \quad \Rightarrow \quad H_{mt} = 0.86Q$$

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

$$D = 150 \cdot \sqrt{\frac{243.91}{220}} = 157.94 \quad \Rightarrow \quad D = 157.94 \text{ mm}$$

$$\left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \quad \Rightarrow \quad m = 0,96$$

$$R \% = (1-m) \cdot 100 \quad \Rightarrow \quad R \% = (1-0,96) \cdot 100 = 4 \% < 15 \%$$

Le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace

Le rendement après rognage est : **78,2%**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 73.33 * 209.8}{0,782 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 53.61 \text{ KW}$$

Conclusion

On opte pour le réglage par Rognage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

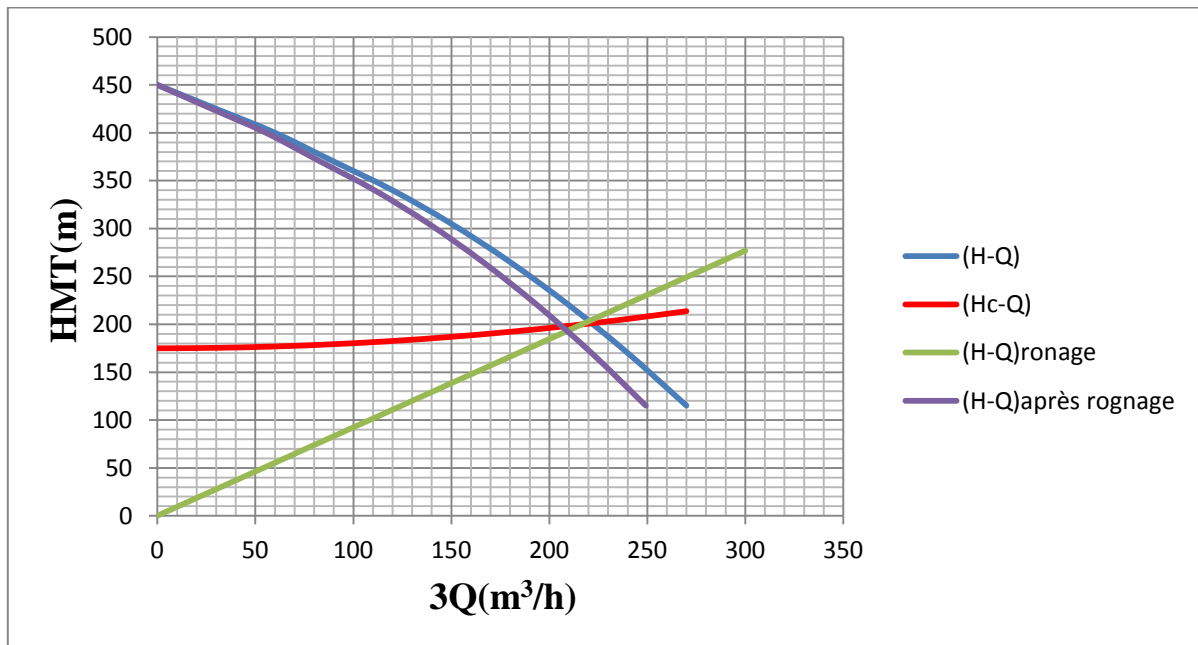


Figure N°V.7: Courbe caractéristiques de la SP N°1 après réglage

V .8.2 .Refoulement : SP2 - Taabourt lansaar

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

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

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 1450 * \frac{243.91}{178} = 205.54 \text{ Tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale: $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{217}{243.91^2} = 0,0036$$

Le rendement après la similitude est : **76,7 %**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 73.33 * 209.8}{0,767 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 54.66 \text{ KW}$$

Conclusion

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation) car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

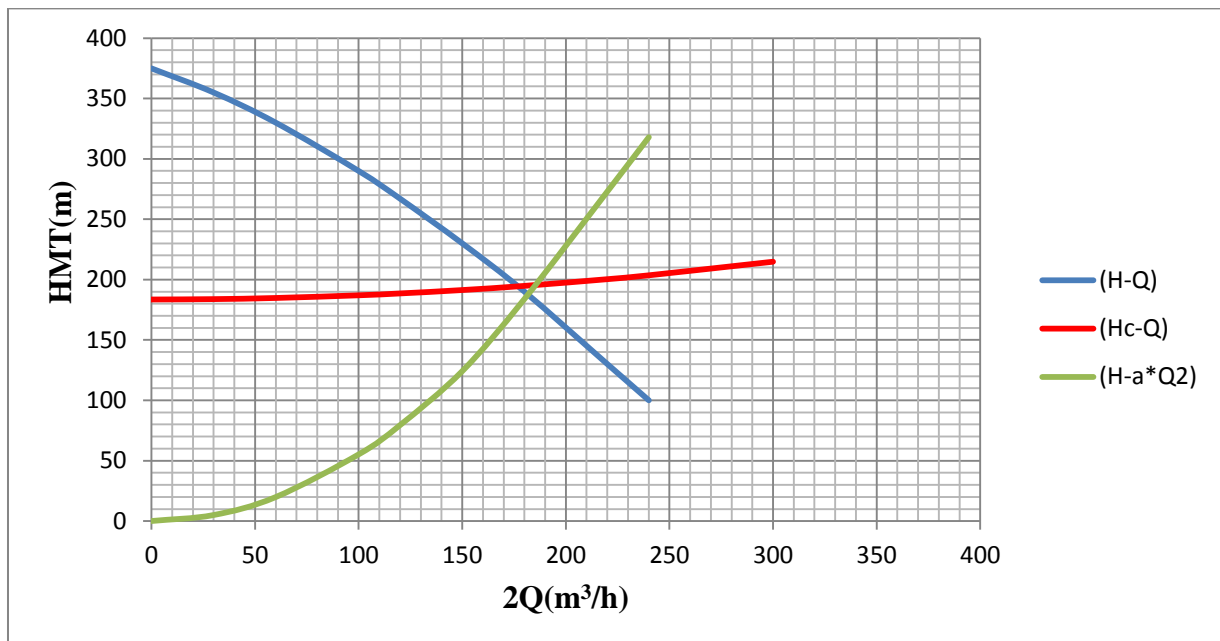


Figure N°V.8: Courbe caractéristiques de la SP N°2 après réglage

V .8.3 .Refoulement : Réservoir tampon – Ait lekacem

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

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

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2900 * \frac{94,67}{87,8} = 3126,91 \text{ Tr/min}$$

N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale: $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{141,5}{94,67^2} = 0,0158$$

Le rendement après la similitude est : **76,5 %**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 94,67 * 141,5}{0,765 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 47,72 \text{ KW}$$

Conclusion

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation) car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

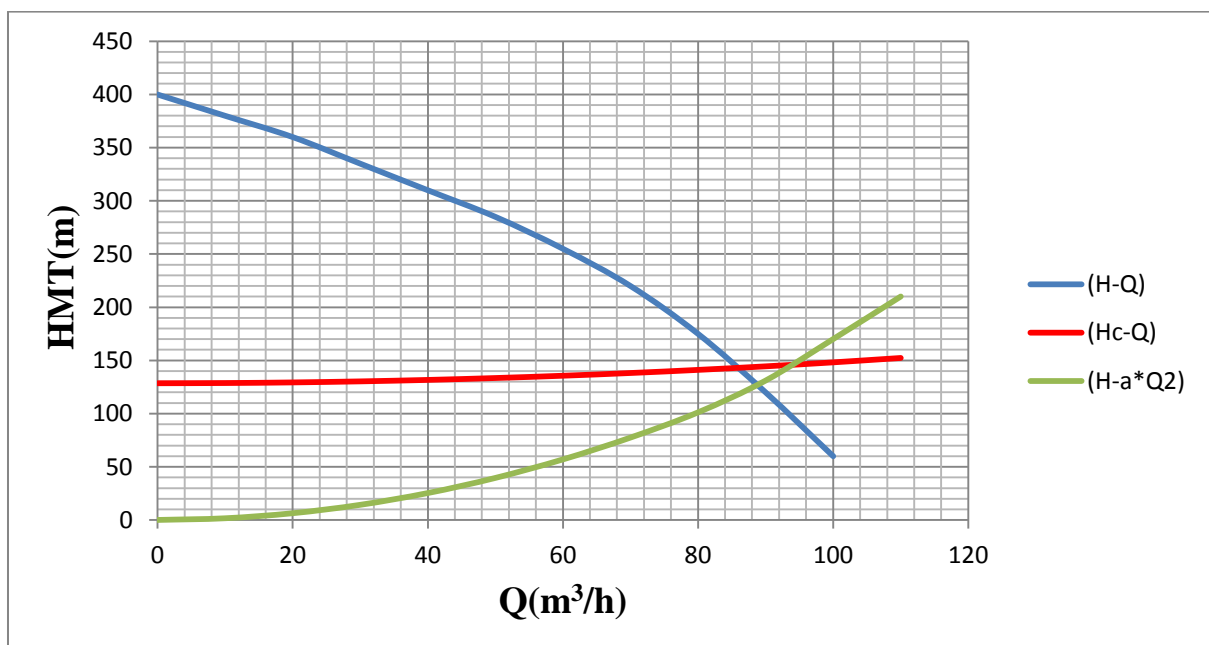


Figure N°V.9: Courbe caractéristiques de la SP N°3 après réglage

V.9.Choix du moteur électrique

V.9.1.Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

V.9.2.Refolement : SP 1 – SP 2

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1450tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 55Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.9.3.Refolement : SP2 - Taabourt lansaar

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1450tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 55Kw
- Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

V.9.4.Refolement : Réservoir tampon – Ait lekacem

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1450tr/mim

- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 75Kw
- Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

V .10 . Etude de la cavitation [4]

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

la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.8)$$

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

On prend : $r = 0,4$ m.

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

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (V.9)$$

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

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$

Avec : H : altitude de la station.

- T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

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

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

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

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

- Δh_{asp}^{lin} elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (\text{V.11})$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V.11. Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (\text{V.12})$

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

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

a) Refoulement : SP 1 – SP 2

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,91\text{m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 444,28 = 9,71 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,2 * 250 \Rightarrow D_a = 300\text{mm}$

□ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0,068}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_a = 0,96\text{m/s}$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 40}{1000} = 0,4\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,4 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,448\text{m}$

□ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 1,91 + 0,4 + 0,24 + \frac{0,96^2}{2 * 9,81} - 9,71 + 0,448 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,67 \text{ m}$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,71 - 0,4 - 0,24 - \frac{0,96^2}{2 * 9,81} - 1,91 - 0,448 = 6,67 \text{ m}$$

$$\text{La c\^ote de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 444,28 + 6,67 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 450,85 \text{ m}$$

b) Refoulement : SP2 - Taabourt lansaar

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,91 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 444,28 = 9,71 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 250 \Rightarrow D_a = 150 \text{ mm}$$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0,068}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_a = 0,96 \text{ m/s}$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 35}{1000} = 0,35 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,35 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,392 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 1,91 + 0,24 + 0,392 + \frac{0,96^2}{2 * 9,81} - 9,71 + 0,35 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,77 \text{ m}$$

- changement de type d'installation .

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,71 - 0,35 - 0,24 - \frac{0,96^2}{2 * 9,81} - 1,91 - 0,392 = 6,77 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 444,28 + 6,77 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 450,95m$

c) Refoulement : Réservoir tampon – Ait lekacem

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,46m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 444,28 = 9,71 m$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,2 * 250 \Rightarrow D_a = 300mm$

La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0,068}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_a = 0,96m/s$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 25}{1000} = 0,25m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,25 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,28m$

- La hauteur d'aspiration admissible : $h_{adm}^{asp} = 1,91 + 0,24 + 0,28 + \frac{0,96^2}{2 * 9,81} - 9,71 + 0,25$
 $\Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,98 m$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,71 - 0,25 - 0,24 - \frac{0,96^2}{2 * 9,81} - 1,91 - 0,28 = 6,98m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 444,28 + 6,98 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 451,16m$

Conclusion

On a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type CAPRARI pour les trois stations de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, donc nous somme astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

CHAPITRE VI

**PROTECTION DES CONDUITES
CONTRE LE REGIME TRANSITOIRE
ET LA CORROSION**

Introduction

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

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier [1],[5]

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VI.1.1. Les causes du coup de bélier

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

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

VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible

des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

VI.1.3. Description des phénomènes physiques

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01: Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité 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 primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04: Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VI.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.
Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'**ALLIEVI** :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.10^9$ à 20°C .

VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge : C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.2. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air

Comme méthode de calcul, on distingue :

a) Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

b) Méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI.3. Dimensionnement des réservoirs d'air

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad \text{(VI.2)}$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,3$ (fonte)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1,10^{11}$ Pascal

E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 2,10^8$ Pascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad \text{(VI.3)}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

$$D'où : \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.4})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
SP1	Fonte	250	0,049	1,38	885	444,28
SP2	Fonte	250	0,049	1,38	3811.53	629,50
SP3	Fonte	250	0,049	1,38	2895	807,20

VI.3.1. Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	K (Pa) (x 10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (x 10 ⁸)	E _m (Pa) (x 10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP1	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0,0046	1029,42
SP2	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0,0046	1029,42
SP3	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0,0046	1029,42

VI.3.2. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° de station	Z0 (m)	Zmax (m)	V0 (m/s)	g (m/s ²)	h0 (m)	h0/Z0 (x10 ⁻⁴)	U0/L*S (x10 ⁻⁴)	Z _{min} /Z ₀	U0 (m ³)	Umax (m ³)	V (m ³)
SP1	454.28	599,09	1,38	9,81	0,09	1,98	37	0,64	0,3	0,47	500
SP2	639.5	599,09	1,38	9,81	0,09	1,98	35	0,68	0,19	0,28	300
SP3	817.20	599,09	1,38	9,81	0,09	1,98	22	0,64	0,12	0,188	200

VI.4. Protection des conduites contre la corrosion

Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

VI.4.1. Facteurs de la corrosion

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet

- électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VI.4.2. 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. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.4.3. Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite.

La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

VI.4.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène



Figure VI.1: Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

VI.4.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1), (SP2) et (SP3), trois réservoirs d'air d'une capacité respectives.500, 300 et 200 litres d'air. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

CHAPITRE VII

**POSE DES CANALISATIONS
ET ACCESSOIRES**

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VII.1. Pose des canalisations

VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations [6]

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (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 (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la

composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'enclage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

5. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction .

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

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. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

a) Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

b) Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

c) Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

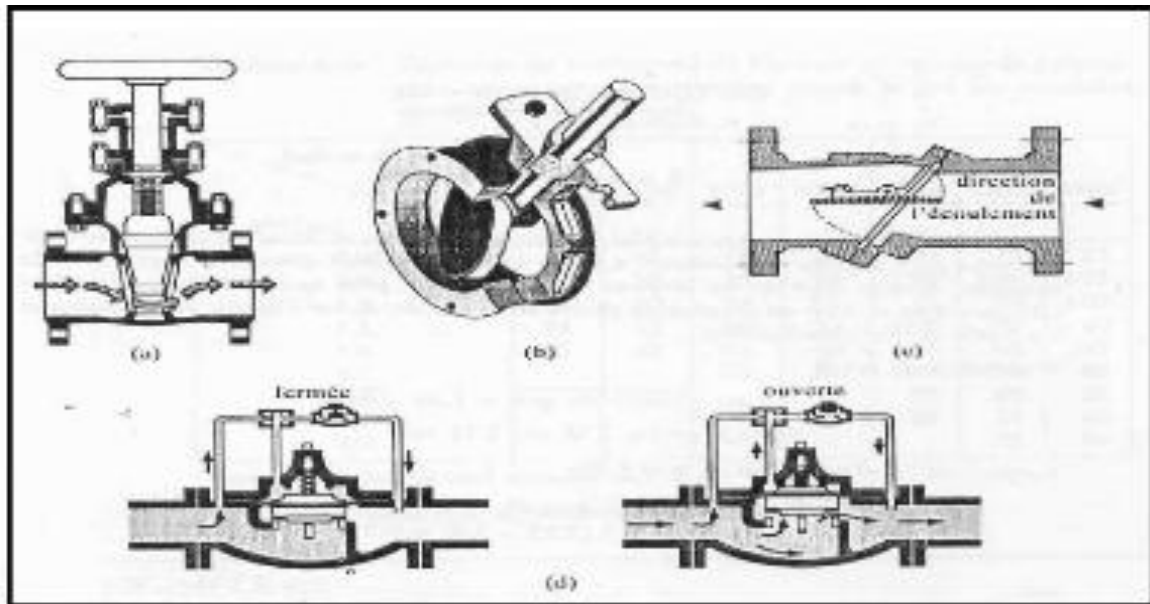


Figure VII.1: les différents types de vanne

- a) robinet-vanne**
- b) robinet à papillon**
- c) vanne à clapet de non-retour**
- d) vanne de réduction de pression**

Remarque

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.2.2 Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

a) Rôles de la ventouse

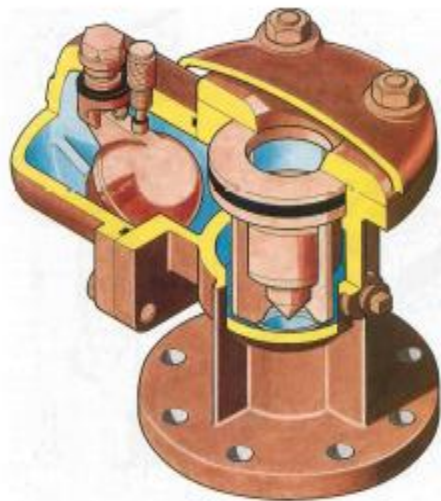
La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VII.2: Les différents types de ventouses

VII.2.3. Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

VII.2.4. Clapet anti retour

Le clapet anti retour est C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

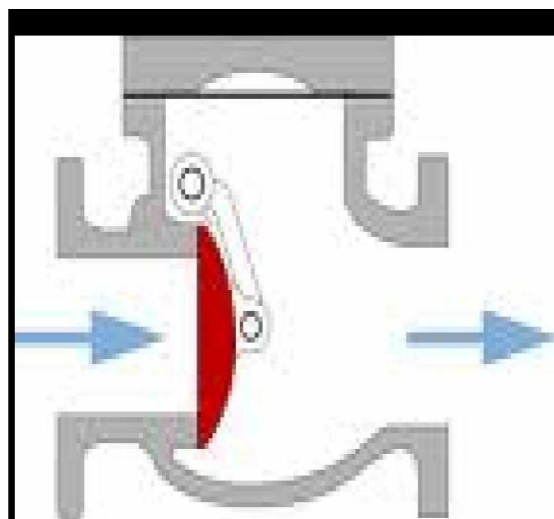


Figure VII.3 : Clapet anti retour

VII.2. 5.Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

La déviation d'une partie d'écoulement.

L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.

Le changement de diamètre de la conduite.

Le montage et le démontage des accessoires.

Le changement de direction de la conduite.

1) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées.

2) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.

3) Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

4) Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, 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...).

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

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

VII.2. 8.Organes de mesure

VII.2.8.1.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.

a)Le diaphragme

Le diaphragme est constitué en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

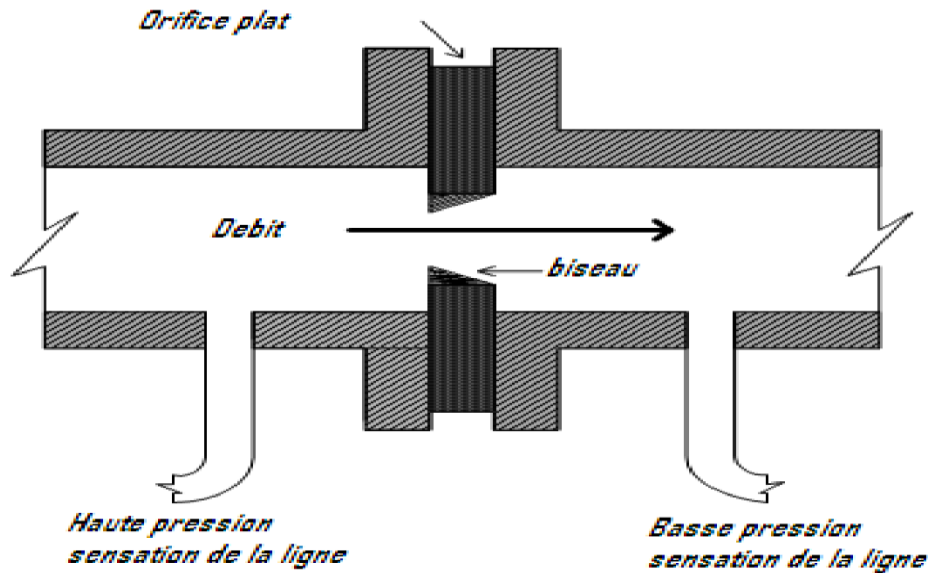


Figure VII.4 : Diaphragme

b) Les venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi) (figure VII .5). Sa configuration - deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

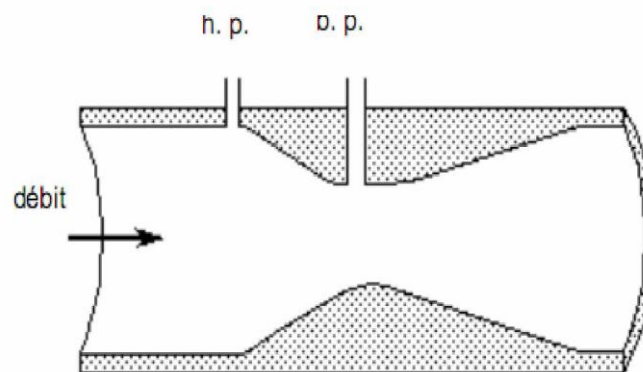


Figure VII.5 : Venturi

c) La tuyère

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

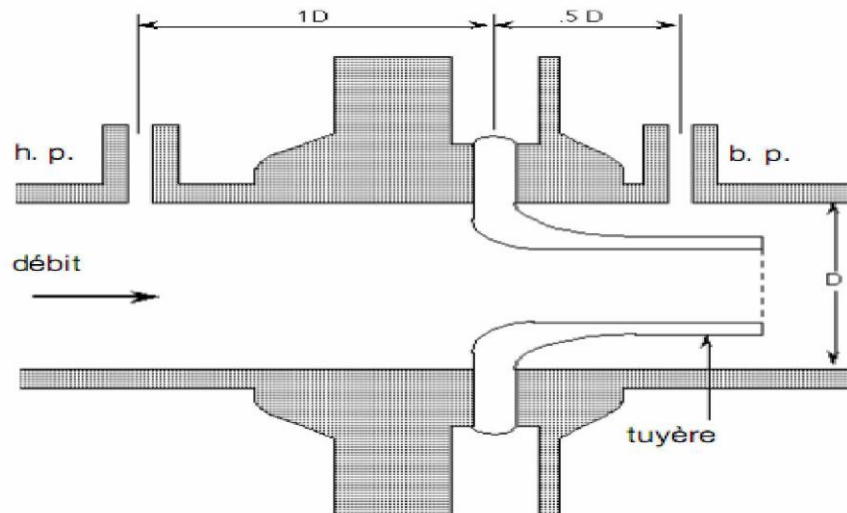


Figure VII.6 : Tuyère

VII.2.8.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

a) Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



Figure VII.7 : Manomètre à aiguilles

b) Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). 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.

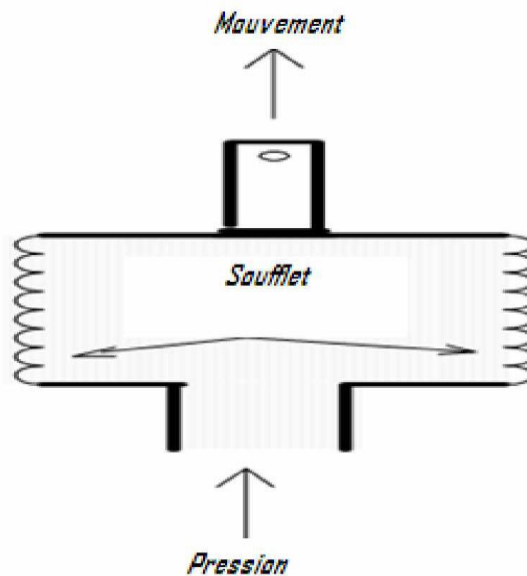


Figure VII.8 : Manomètre à soufflet

Conclusion

La pose des canalisations dépend du nature du terrain, Les accessoires à utilisés seront :

- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
- Les clapets anti-retour ;
- Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CHAPITRE VIII

**ORGANISATION DE CHANTIER ET
DEVIS ESTIMATIFS**

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

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.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

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 :

$$S_{exc} = b * h \quad \text{(VIII.1)}$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad \text{(VIII.2)}$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

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 :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad \text{(VIII.3)}$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VIII.2.1.2.Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$b = D + 0,6$ m.

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VIII.1: calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H _r (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
250	885	0,85	1,4	1,19	1053,15
250	3811.53	0,85	1,4	1,19	4535,72
250	2895	0,85	1,4	1,19	3445,05
250	275	0,85	1.4	1,19	327,25
250	1545	0,85	1,4	1,19	1838,55
volume Total					11199,72

VIII.2.2.Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VIII.4})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

Tableau VIII.2: calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m ³)
250	885	0,85	0,15	117.48
250	3811.53	0,85	0,15	485.97
250	2895	0,85	0,15	369.11
250	275	0,85	0,15	35.06
250	1545	0,85	0,15	196.99
volume Total				1204,61

VIII.2.3.Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et

du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VIII.5})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

VIII.2.4. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{(VIII.6)}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad \text{(VIII.7)}$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Tableau VIII.3: calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S (m)	V (m ³)
250	885	0,049	1921,33
250	3811.53	0,049	397,15
250	2895	0,049	379,19
250	275	0,049	218,89
250	1545	0,049	440,13
volume Total			3356,69

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad \text{(VIII.8)}$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : V_r = 11192,72 – 1204,61 – 3356,69 = 6631,42m³

Tableau VIII.4: Volumes des travaux et devis estimatifs de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant(DA)
----	-------------	-------	----------	---------------	-------------

1	Déblais	m ³	11192.72	300	3357816
2	Lit de sable	m ³	1204,61	800	963688
3	Les conduites	ml	9411,53	800	7529224
4	Remblais	m ³	6631,42	400	2652568
Total					14503296
TVA(17%)					2465560.32
TTC					16968856.32

VIII.3.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VIII.3.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842.

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.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spéciale de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



Figure VIII.1 : Pelle hydraulique

VIII.3.2. Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VIII.2 : Bulldozer

VII.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.



Figure VIII.3: Chargeur

VII.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 étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.4 : Compacteur

VIII.4. Planification des travaux

VIII.4.1. Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

VIII.4.2. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.5

Tableau VII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	110
B	Lit de sable	20
C	Pose de conduite	30
D	Epreuve de joint et de la canalisation	20
E	Remblais	90
F	Compactage	30

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

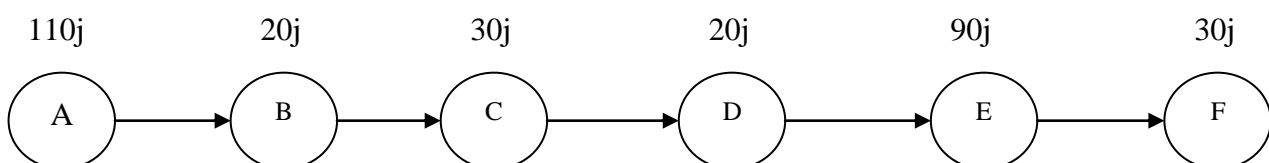


Figure VIII.5 Réseaux à nœuds

Remarque

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 300 jours, soit environ 10 mois.

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 240 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux partie du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage , puis faire les raccordements.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains Objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités Concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2030, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 190095 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 25669, 44 m³/j des eaux du barrage de Taksebt .

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage.

L'adduction à une longueur totale des de 30658m et des diamètres variés de 600 à 150 mm.

La grande différence d'altitude exigé l'implantation de Trois stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à les réservoirs de Baghlia, Afir et Ouled Aissa .

L'emplacement des réservoirs de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté des réservoirs d'air.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** Paris 1977 « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [3] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I
- [4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- [6] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [7] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101.
- [8] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL

Catalogues

- [10] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [11] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [13] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

ANNEXES

Tableau II.6: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

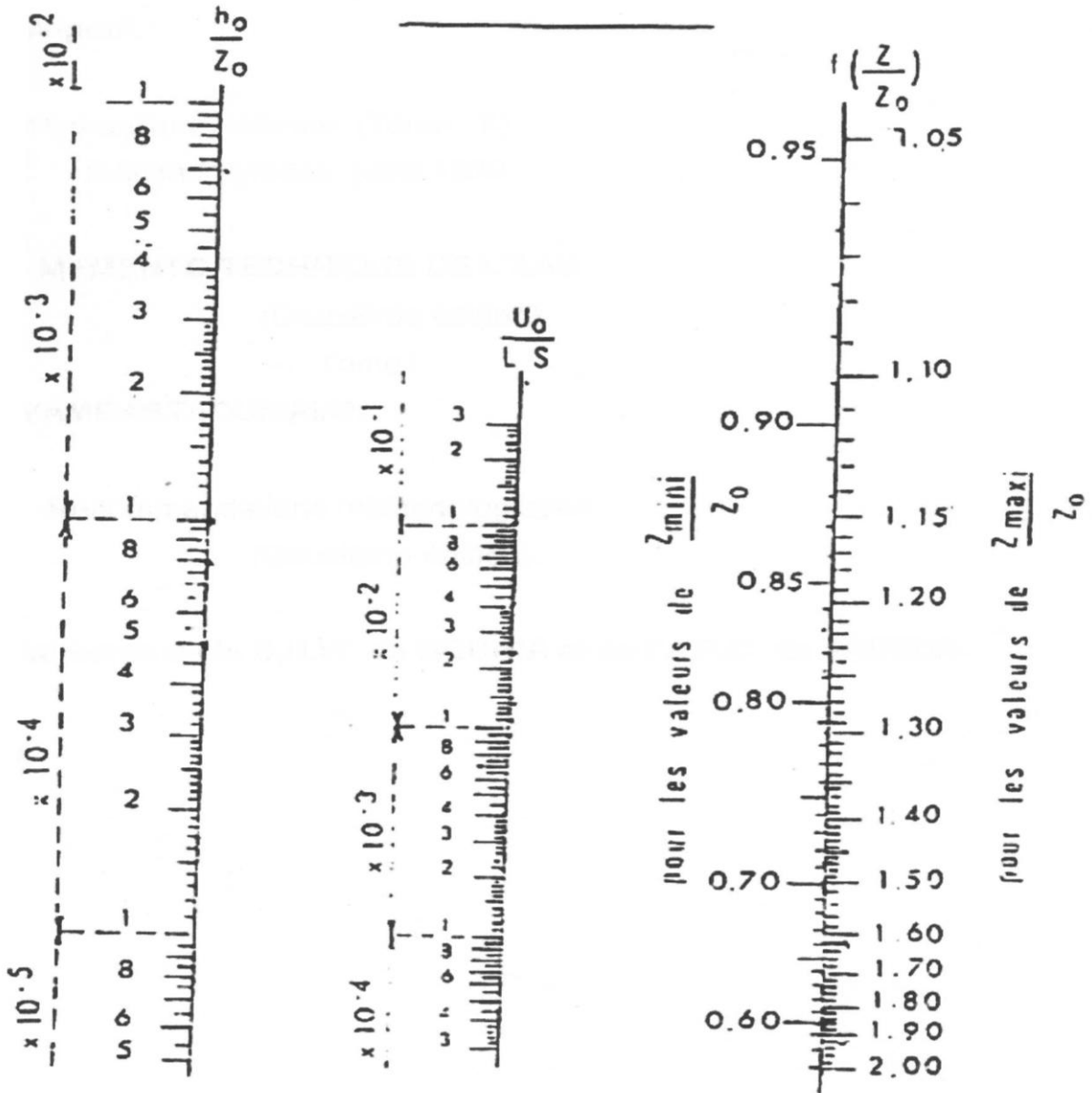


PLANCHE XXVII