

Higher National School of Hydraulic

The Library

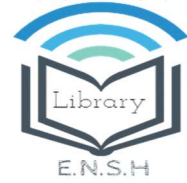
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction de la commune de Tizi N'Tleta à partir de barrage Koudiet Acerdoune (w. Tizi Ouzou).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0038-14

APA Citation ( APA توثيق ):

Ould, Taleb Kaci (2014). Etude d'adduction de la commune de Tizi N'Tleta à partir de 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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI 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 :**

**ETUDE D'ADDUCTION DE LA COMMUNE DE TIZI  
N'TLETA A PARTIR DE BARRAGE KOUDIET  
ACERDOUNE (W.TIZI-OUZOU)**

**PRESENTE PAR :**  
**OULD TALEB KACI**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> SALAH Boualem	Professeur	Président
M <sup>me</sup> AMMOUR Fadila	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> ZENDAGUI Nouria	M.A.B	Examinatrice
M <sup>me</sup> BERBACHE Sabah	M.A.A	Promoteur

Session – 2014

# REMERCIEMENT

*Qu'il me soit permis de présenter ici mes remerciements à tous un petit monde de personnes qui ont rendu possible la présente étude et qui ont contribués à son élaboration sous quelque forme que ce soit.*

*Je tiens tout d'abord à dire ma reconnaissance envers ma promotrice Madame **BERBACHE.S** qui malgré les prérogatives qui sont siennes, a accepté sans réserve, de diriger cette thèse. Elle s'y est grandement impliquée par ses directives, ses remarques et suggestions, mais aussi par ses encouragements dans les moments clés de son élaboration.*

*Je ne saurais oublier tous mes enseignants du département de génie de l'eau pour la qualité de la formation qui nous a été dispensée durant les années de notre spécialité à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.*

*Que messieurs les membres de jury trouvent ici toute ma hauteconsidération pour avoir accepté d'examiner et de juger mon travail de fin d'étude.*

*Je remercie aussi tous ceux qui de près ou de loin qui m'ont soutenu durant la préparation de ce travail et ce par leurs conseils ou soutien moral, en particulier tous mes camarades de l'ENSH.*

K.OULD TALEB

# Dédicace

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à mes très chers parents, qui m'ont  
soutenu durant toutes ces années de  
formation.*

*A toutes mes sœurs, ZINA, LINDA, KAHINA  
et la petite SONIA.*

*A ma promotrice Madame BERBACHE  
SABAH.*

*A tous mes cousins et cousines.*

*A toute la famille OULD TALEB.*

*A ma grand-mère.*

*A tous mes amis spécialement : OMAR et FODIL,  
RABAH, MEHDI, YACINE, TOUFIK, SLIMANE et  
toute ma famille de l'E.N.S.H.*

*Et à toute la promotion 2013/2014  
de l'hydraulique.*

*O.KACI.*

## ملخص:

توزيع المياه الصالحة للشرب يتطلب شبكة توزيع دقيقة التصميم لاستمرارية التزويد بالمياه. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها وتقدير حاجياتها من الماء، اختبرنا شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه من الناحية التقنية و الاقتصادية، فهذان الجانبان مرتبطان ببعضهما. تم تصميم منشآت التخزين من أجل تلبية حاجات المستقبل من المياه. ترفع المياه بواسطة محطات الضخفي أنابيب الدفع، لذا درسنا محطات الضخ وإعادة الضخ المشكلة لسلسلة انابيبنقل المياه. بعد ذلك تطرقنا بالتفصيل لأحدى الوسائل المتعلقة لحماية أنابيب الدفع خاصة من الظاهرة انتقالية التي تدعى المطرفة المائية. في نهاية عملنا هذا قمنا بوضع تنفيذ المشروع ومختلف الوسائل المستخدمة لتنفيذه.

## Résumé :

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

Notre région d'étude a un déficit en eau potable jusqu'à notre zone d'étude 2030 c'est pour cela que Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

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

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

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

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

## Abstract:

Water supply network requires correctly dimensioned pipes in order to allow a good performance of these networks. Our study area has a shortage of drinking water. We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which our adduction will have to be established (gravity-repression) from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together. a design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing tanks. in the represson pipe, waters are raised by pumping plants; we will study, their conditions of establishments of retake plants of the adduction chain. We will tackle thereafter, a protection means of the represson pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer. finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

## SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
-------------------------------	---

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION .....	2
I-1. SITUATION GEOGRAPHIQUE : .....	2
A-Accessibilité : .....	2
B-Chemins Communaux : .....	2
I-1.1. La Vocation De La Commune : .....	2
I-2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE : .....	3
I-3. FACTEURS NATURELS : .....	3
A-LA NATURE DU SOL : .....	3
B-LA PLUVIOMETRIE : .....	4
C-LA TEMPERATURE : .....	4
D-Les Vents : .....	5
E-Les Accidents Metrologiques : .....	5
I-4. PRESENTATION HYDRAULIQUE : .....	5
I-4.1. DISPONIBILITE HYDRIQUE .....	5
I-4.2. DESCRIPTION DU RESEAU EXISTANT : .....	5
I-5. PRESENTATION DU BARRAGE DE KOUDIAT ACERDOUNE.....	7
CONCLUSION : .....	7

### CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction .....	8
II-1.Evaluation de la population future .....	8
II-2.Estimation des besoins journaliers : .....	9
II-3.Besoins en eau par catégorie : .....	9
II-3.1. Besoins domestiques : .....	9
II-3.2. Les besoins scolaires .....	11
II-3.3. Besoins sanitaires .....	12
II-3.4. Besoins administratifs.....	13
II-3.5. Besoins commerciaux.....	14
II-3.6. Besoins du bétail .....	14
II-3.7. Besoins socio-culturels .....	15

II-3.8- Récapitulation de la consommation moyenne journalière pour les différentes localités de la commune : .....	16
II-4. Détermination des consommations maximales et minimales journalières .....	16
II-4.1. Consommation maximale journalière ( $Q_{max j}$ ).....	17
II-4.2. Consommation minimale journalière ( $Q_{min j}$ ).....	17
II-5. Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant: .....	18
Conclusion.....	20

### CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction .....	21
III-1. Types d'adduction.....	21
III-1.1. Adduction gravitaire.....	21
III-1.2. Adduction par refoulement .....	21
III-1.3. Adduction mixte.....	21
III-2. Adduction et types d'écoulement .....	21
III-2.1. Ecoulement à surface libre.....	21
III-2.2. Ecoulement en charge .....	21
III-3. Etude des variantes .....	22
III-3.1. Proposition des variantes .....	22
III-3.2. Analyse et choix de la variante .....	27
III-4. Choix du tracé.....	27
III-5. Choix de type de canalisation .....	27
III-5.1. Fonte.....	28
III-5.2. Acier .....	28
III-5.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) .....	28
III-5.4. PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	28
III-6. Calcul hydraulique.....	29
III-6.1. Méthode de calcul .....	29
III-6.1.1. Cas gravitaire.....	29
III-6.1.2. Cas de refoulement .....	30
III-6.1.2.1. Calcul des pertes de charge .....	30
III-6.1.2.1.1. Pertes de charge linéaire.....	30
III-6.1.2.1.2. Pertes de charge singulière .....	31
III-6.1.2.1.3. Pertes des pertes de charges totales.....	31
III-6.1.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	31
III-6.1.2.3. Puissance absorbée par la pompe.....	31

III-6.1.2.4.Energie consommée par la pompe .....	31
III-6.1.2.5.Frais d'exploitation.....	32
III-6.1.2.6.Frais d'amortissement.....	32
III-6.1.3. Dimensionnement de l'adduction (la partie refoulement).....	32
III-6.1.3.1.Refoulement: SP1 –réservoir tampon de TIZI N'TLETA.....	32
III-6.1.3.2.Refoulement: SP2 –SR1.....	35
III-6.1.3.3.Refoulement SR1 –Réservoir tampon Elka N'Ferhat .....	37
III-6.1.4. Dimensionnement de l'adduction (la partie gravitaire).....	40
III-6.1.4.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire (point de piquage-SP1) .....	40
III.6.1.4.1.1.La vitesse d'écoulement .....	40
III-6.1.4.2.Dimensionnement de l'adduction gravitaire (R T TIZI N'TLETA-SP2) :.....	41
III-6.1.4.2.1.La vitesse d'écoulement .....	42
CONCLUSION .....	42

## CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction.....	43
IV-1. Rôle des réservoirs.....	43
IV-2. Emplacement des réservoirs .....	43
IV-3.Principe de fonctionnement .....	44
IV-4. Classification des réservoirs .....	44
IV-5.Prescriptions sanitaires.....	45
IV-6. Hygiène et sécurité.....	45
IV-7.Equipements des réservoirs.....	46
IV-7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs .....	46
IV-7.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction .....	46
IV-7.1.2. Conduite de départ ou de distribution.....	46
IV-7.1.3. Conduite de trop plein .....	46
IV-7.1.4. Conduite de vidange .....	47
IV-7.1.5. Conduite By-pass.....	47
IV-7.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie .....	47
a). Système à deux prises .....	47
b). Système à siphon .....	47
IV-7.2. Equipements de nettoyage .....	47
IV-8. Capacités des réservoirs.....	49
IV-8.1. Méthode analytique.....	49
IV-8.2. Méthode graphique .....	49



IV-8.3. Dimensionnement des réservoirs et des Bâches de reprises des différentes stations de pompage : .....	50
a) Station de pompage N°1 .....	50
b) Réservoir tampon pour l'alimentation de chef-lieu de la commune de TIZI N'TLETA et la SP2 : .....	52
c) Station de pompage N°2 .....	53
d) bâche de la station de reprise n °1 (BSR1) .....	54
IV-8.4. Dimensionnement du réservoir tampon Elka N'Ferhat .....	55
Tableau IV-4 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampons .....	56
Tableau IV-5 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs de transit et bâches de reprise .....	57
Conclusion .....	57

## CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Introduction .....	58
V-1. Choix du type de pompe .....	58
V-2. Couplage des pompes .....	58
V-3. Choix du nombre de pompes .....	58
V-3.1. Refoulement SP 1 – Réservoir tampon TIZI N'TLETA .....	58
V-3.2. Refoulement SP 2 – SR1 .....	59
V-3.3. Refoulement SR1 - Réservoir tampon Elka N'Ferhat .....	59
V-4. Courbes caractéristiques des pompes .....	60
V-5. Points de fonctionnement des pompes .....	63
V-5.1. Refoulement SP1 - Réservoir tampon TIZI N'TLETA .....	64
V-5.2. Refoulement SP 2 – SP3 .....	65
V-5.3. Refoulement .....	67
V-6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....	68
A- Débit disponible > Débit appelé .....	68
B- Débit disponible < Débit appelé .....	69
V-6.1. Refoulement SP 1 - Réservoir TZIZ N'TLETA .....	69
V-6.2. Refoulement SP 2 – SR1 .....	70
V-7. Choix du moteur électrique .....	75
V-7.1. Critères de choix du moteur électrique .....	75
V-7.2. Refoulement : SP 1 – Réservoir de TIZI N'TLETA .....	75
V-7.3. Refoulement : SP2 – SP3 .....	75
V-7.4. Refoulement : SR1 - Réservoir Tampon elkat n frehat .....	75

V-8. Etude de la cavitation .....	76
V-9. Calage de la pompe .....	77
a) Refoulement SP1- Réservoir de TIZI N'TLETA .....	78
b) Refoulement SP 2 – SP3 .....	78
c) Refoulement SR1 – Réservoir tampon Elka N'Ferhat .....	79
VI-10.Caractéristiques générales de la pompe(PM100) .....	80
VI-10.1 Matériau des principaux organes de la pompe .....	80
VI-10.2 Dimensions de la pompe .....	81
V-11.Genie Civilde La Station De Pompage.....	82
V-11.1. Bâtiment de la station de pompage.....	82
V-11.2. Calcul Génie Civil.....	83
V -11.2.1Stations Pompage N° 1.....	83
V-11.2.1.1.Epaisseur Des Murs Du Bâtiment.....	83
V-11.2.1.2. La Hauteur Du Bâtiment.....	83
V-11.2.1.3.La Langueur Du Bâtiment .....	83
V-11.2.1.4.La Largeur Du Bâtiment.....	84
V-11.2.1.5.Dimensions Des Portes.....	84
V-11.2.1.6-Dimensionnement Des Fenêtres .....	84
V-11.2.1.7.Dimensionnement Des Marches D'escalier.....	84
V-11.2.2.station de pompage N° 2(SP2).....	85
V-11.2.3.stations pompage N° 3 (SR1) .....	85
Conclusion .....	85

## CHAPITRE VI : PROTECTION ANTI-BELIER

Introduction.....	86
VI-1. Causes Du Phénomène Du Coup De Béliet .....	86
VI-2. Conséquences Du Coup De Béliet .....	86
VI-2-1.Interprétation physique du coup de béliet .....	87
VI-3. Equipement et moyens de protection contre le coup de béliet .....	89
VI-3.1.Les volent d'inertie .....	89
VI-3.2.Cheminée d'équilibre.....	89
VI-3.3.Les soupapes de décharge .....	89
VI-3.4.Les réservoirs d'air .....	89
VI-4.Principe De Fonctionnement Du Réservoir Anti-Béliet :.....	91
VI-5.Calcul des réservoirs d'air : .....	92

VI-5.1. Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction : .....	94
VI-5.2. Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon : .....	95
VI-5.3. Détermination de la famille de courbes B de chaque tronçon : .....	95
VI-5.4. Calcul des volumes d'air : .....	95
VI-5.5. Caractéristiques finales du réservoir d'air .....	96
VI-5.6. Encombrement du réservoir d'air.....	97
VI-5.7. Installation du réservoir d'air .....	97
VI-6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier .....	98
VI-6.1. Tronçon RT <sub>tizi n'tleta</sub> – SP2 .....	99
Conclusion .....	101

## CHAPITRE VII : PROTECTION DE LA CONDUITE CONTRE LA CORROSION

Introduction .....	102
VII-1. Généralité .....	102
VII-2. Les facteurs de la corrosion.....	102
VII-3. La corrosion interne.....	104
VII-4. Corrosion externe .....	105
VII-5. Protection des conduites contre la corrosion externe.....	106
a)-Principe de protection cathodique .....	106
b)-Protection cathodique par anode réactive ou consommable .....	106
c)-Protection cathodique par soutirage du courant.....	107
VII-6. Protection des conduites contre la corrosion interne .....	108
Conclusion.....	108

## CHAPITRE VIII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Introduction.....	109
VIII-1. Pose de canalisation .....	109
VIII-1.1. Principe de pose de canalisations.....	109
VIII-1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	109
VIII-1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain .....	110
a) Cas d'un terrain peu consistant.....	110
b) Cas d'un terrain agressif .....	110
VIII-2 Remblaiement de la tranchée .....	111
VIII-2.1. L'enrobage.....	111

VIII-2.2. Le remblai supérieur .....	111
VIII-3. Accessoires .....	111
VIII-3.1. Vannes de sectionnement .....	111
a) Robinet vanne à coin (à opercule) .....	111
b) Les vannes à clapets de non-retour.....	112
c) Les vannes de réduction de pression.....	112
d) Les vannes papillons.....	112
VIII-3.2. Ventouses.....	113
VIII-3.3. Vannes de décharge.....	114
VIII-3.4. Clapets anti retour .....	115
VIII-3.5. Moyens anti-bélier .....	115
a) Cheminée d'équilibre.....	115
b) Volant d'inertie.....	115
c) Soupape de décharge.....	115
d) Réservoirs d'air .....	115
VIII-3.6. By-pass .....	116
VIII-3.7. Poteaux d'incendie.....	116
VIII-3.8. Crépines.....	116
VIII-3.9. Déversoirs de trop plein.....	117
VIII-3.10. Joints de raccordement .....	117
VIII-3.11. Organes de mesure .....	117
a) Mesure de débit .....	117
b) Mesure de pression .....	118
VIII-4. Organes de raccordement.....	119
VIII-4.1. Coudes.....	119
VIII-4.2. Cônes.....	119
VIII-4.3. Tés.....	119
VIII-4.4. Joints de démontage.....	120
Conclusion .....	120
 Conclusion Générale.....	  121

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1: Pluviométrie annuelle en (mm) de (1999-2007).....	4
TABLEAU I-2 : températures moyennes mensuelles .....	4
Tableau I-3 : Equipement existants.....	6
Tableau I-4 : les réservoirs et les villages alimentés.....	6
Tableau I-5 : caractéristiques principales de barrage.....	7

### CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II-1 : Evolution de la population à différents horizons .....	8
Tableau II-2 : Besoins domestiques.....	10
Tableau II-3 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires .....	11
Tableau II-4 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	12
Tableau II-5 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs .....	13
Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux.....	14
Tableau II-7 : Tableau récapitulatif des besoins du bétail .....	15
Tableau II-8 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels .....	15
Tableau II-9 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières .....	16
Tableau II-10 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ .....	17
Tableau II-11 : La Consommation cumulé journalière de la commune de TIZI N'TLATA .....	18

### CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau III -1 :Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau.....	30
Tableau III -2 : calcul de la HMT du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA.....	33
Tableau III-3 : calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA.....	3
Tableau III-4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA..	34
Tableau III-5 : bilan du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA.....	34
Tableau III-6 : calcul de la HMT du tronçon SP2 –SR1 .....	35
Tableau III-7 : calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2–SR1 .....	36
Tableau III-8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2–SR1 .....	36
Tableau III-9 : bilan du tronçon SP2–SR1 .....	36
Tableau III-10 : calcul de la HMT du tronçon SR1-Réservoir tampon Elka N'Ferhat .....	38
Tableau III-11 : calcul de frais d'exploitation du tronçon SR1- Réservoir tampon Elka N'Ferhat .....	38

Tableau III-12 : Calcul des frais d'amortissement du tronçonSR1- Réservoir tampon Elka N'Ferhat ...	38
Tableau III-13 : bilan du tronçon SR1- Réservoir tampon Elka N'Ferhat .....	39

#### CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV-1 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampons .....	56
Tableau IV-2 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs de transit et bâches de reprise.....	57

#### CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Tableau V-1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	58
Tableau V-2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	59
Tableau V-3 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	59
Tableau V-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- Réservoir tampon TIZI N'TLETA ).....	64
Tableau V-5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-SR1) .....	65
Tableau V-6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1- Réservoir tampon Elka N'Ferhat).....	67
Tableau V-7 : Résultat des différents modes de réglage pour la SP2.....	73
Tableau V-8 Résultat des différents modes de réglage pour la SR1 .....	74
Tableau V-9 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la temperature .....	76
Tableau V-10 : Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe PM100/2B .....	81
Tableau V-11 : Choix du type du bâtiment. ....	82
Tableau V-12 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SP1.....	85
Tableau V-13 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SP 2.....	85
Tableau V-14 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SR 1.....	85

#### CHAPITRE VI : PROTECTION ANTI-BELIER

Tableau VI-1 : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection .....	90
Tableau VI-2 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction.....	94
Tableau VI-3 : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.....	95
Tableau VI-4 : Détermination du B pour le tronçon SP1-RT .....	95
Tableau VI-5 : Détermination du B pour le tronçon : SP2-SR1.....	95
Tableau VI-6 : Détermination du B pour le tronçon : SR1-RT <small>ELKA NFRHEAT</small> .....	95
Tableau VI-7 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.....	96
Tableau VI-8 : Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon .....	96

Tableau VI-9 : Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon .....	96
Tableau VI-10 : Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	96
Tableau VI-11 : Calcul des diamètres des diaphragmes.....	98
Tableau VI-12 : caractéristique des conduites gravitaire RT-SP2.....	99
Tableau VI-13 : Les différentes épaisseurs de la conduite gravitaire.....	99
Tableau VI-14 : loi de manœuvre du robinet vanne .....	99
Tableau VII-15 : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne .....	100

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I-1 : schéma représentatif de la commune de TIZI N'TLETA .....	3
---	---

### CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II -1 : Accroissement de la population de la commune de TIZI N'TLATA (2010-2030).....	9
Figure II -2 : Histogramme de la consommation journalière .....	19
Figure II -3 : courbe intégrale de la consommation journalière.....	19

### CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDITION

Figure III-1 : Schéma vertical de la variante N° 1 (deux stations de pompage).....	24
Figure III-2 : Schéma vertical de la variante N° 2 (trois stations de pompage) .....	25
Figure III-3 : Schéma vertical de la variante N° 3 (quatre stations de pompage).....	26
Figure III-4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLET .....	34
Figure III-5 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 –SR1 .....	37
Figure III-6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SR1- réservoir tampon Réservoir tampon Elka N'Ferhat .....	39
Figure III-7 : chemin vertical du tronçon réservoir tampon (TIZI N'TLETA -SP2) .....	42

### CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure IV-1 : Coup transversale d'un réservoir .....	48
Figure IV-2 : Régime de travail de la station de pompage N°1.....	50
Figure IV-3 : Régime de travail de la station de pompage N°2.....	53
Figure IV-4 : Régime de travail de la station de reprise N°1 .....	55

### CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Figure V-1 : Courbes caractéristiques de la pompe SP1 de type PM100/2B.CAPRARI .....	61
Figure V-2 : Courbes caractéristiques de la pompe SP2 type PM100/4C.CAPRARI.....	62
Figure V-3 : Courbes caractéristiques de la pompe SR1 type PM100/5D.CAPRARI .....	63
Figure V-4 : Point de fonctionnement de la pompe de la SP1 .....	65
Figure V-5 : Point de fonctionnement de la pompe de la SP 2.....	66
Figure V-6 : Point de fonctionnement de la pompe de la SR 1 .....	67



Figure V-7 : Courbe caractéristiques de la SP 1 après réglage .....	70
Figure V-8 : Courbe caractéristiques de la SP 2 après réglage .....	72
Figure V-9 : Courbe caractéristiques de la SR 1 après réglage .....	74
Figure V-10: Schéma d'une pompe centrifuge type (PM100-Caprari).....	81

## CHAPITRE VI : PROTECTION ANTI-BELIER

Figure VI-1 : Evolution de l'écoulement en fonction du temps dans une conduite de refoulement (au moment du coup bélier) .....	88
Figure VI-2 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier .....	91
Figure VI-3 : Profil en long et l'enveloppe des dépressions .....	94
Figure VI-4 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE .....	97
Figure VI-5 : Schéma d'installation du réservoir d'air .....	97
Figure VI-6 : Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne) .....	101

## CHAPITRE VII : PROTECTION DE LA CONDUITE CONTRE LA CORROSION

Figure VII-1 : Corrosion interne dans une conduite.....	104
Figure VII-2 : Corrosion externe dans une conduite .....	105
Figure VII-3: Protection cathodique par anode réactive.....	107
Figure VII-4 : Schéma de protection par soutirage de courant .....	107

## CHAPITRE VIII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Figure VIII-1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant .....	110
Figure VIII-2 : Robinets vanne à opercule .....	112
Figure VIII-3 : Robinets vanne papillon .....	113
Figure VIII-4 :Ventouse à double orifice.....	114
Figure VIII-5 : Vanne de décharge.....	114
Figure VIII-6 : Clapet anti retour .....	115
Figure VIII-7 : Bouche d'incendie ou de lavage .....	116
Figure VIII-8 : joints pour canalisations en fonte (d'après Guide DIPRA) .....	117
Figure VIII-9 : Débitmètres .....	118
Figure VIII-10 : Manomètre .....	119

## LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Vue en plan de l'adduction de TIZI N'TLETA W.TIZI-OUZOU

Planche N° 2 : Profil en long de l'adduction mixte point de piquage-SP1 Tizi N'tleta W.Tizi-Ouzou.

Planche N° 3 : Profil en long de l'adduction SP2- Réservoir tampon Elka Frehat Tizi N'tleta W.Tizi-Ouzou.

Planche N° 4 : Dimensionnement de la station de pompage SP1 Tizi N'tleta W.Tizi-Ouzou.

Planche N° 5 : Les accessoires dans un réseau d'AEP

# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction générale

*Les différentes régions d'Algérie souffrent de l'absence de l'eau dans leur foyer, que ce soit pour la région sud qui a un climat aride ou la région nord qui a un climat pluvieux.*

*La Commune de TIZI N'TLETA de la wilaya de TIZI-OUZOU est parmi ces régions qui souffrent de l'insuffisance de l'eau, Les ressources en eau potable actuelles de la commune de TIZI N'TLETA :*

*-Les eaux souterraines (forages) avec un débit de 1 000 m<sup>3</sup>/j.*

*-Un transfert à partir d'un réservoir de la commune Oudihias avec un débit de 2 000 m<sup>3</sup>/j.*

*Ces ressources ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau à long terme ,à cet effet la direction des ressources en eau hydraulique de la Wilaya de TIZI-OUZOU a lancé le projet pour l'alimentation en eau potable (piquage à partir du barrage de Kodiet Acerdoune) c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de l'adduction en eau potable de cette commune (TIZI N'TLETA) de la Wilaya de TIZI-OUZOU à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert des eaux du barrage de Kodiet Acerdoune Wilaya de Bouira , pour répondre confortablement à la demande à notre horizon d'étude 2030.*

*L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2030, nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction.*

*La mise en service de ce projet va permettre de créer le réseau d'A.E.P et par conséquent améliorer le cadre de vie des citoyens.*

*Ce mémoire de fin d'étude se compose de huit chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.*

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de la zone d'étude**

## Introduction

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

### I-1. Situation géographique :

La commune de TIZI N' TLETA est issue du découpage administratif de 1984 elle fait partie de la Daïra de OUADHIAS. Elle s'étale sur une superficie de 2630 Ha, elle est limitée :

- Au Nord : par les communes de Beni Douala et Souk El Tenine
- Au Sud : par la commune de Aït Bouaddou
- A l'Est : par la commune de Ouadhia
- A l'Ouest : par les communes de Assi Youcef et Mechtras

Elle est distante de 37 km du chef lieu de la wilaya de TIZI-OUZOU

#### a-Accessibilité :

Dans l'ensemble, le territoire de la commune est irrigué en routes et pistes, même si la qualité des voies d'accès est très inégale. La commune de Tizi N'Ttleta est intégrée dans un réseau routier régional composé d'une route nationale RN30 et des chemins communaux. Ce réseau assure la liaison avec les pôles Tizi -Ouzou (chef-lieu de Wilaya), Oudhias (chef-lieu de Daïra), les agglomérations secondaires et les villages de l'intérieur.

**RN 30** : La commune de Tizi N'Tleta est accessible par RN 30 dans sa partie Sud en direction Sud-est en Sud-ouest, venant de la commune d'Ouadhia et menant vers la commune de Mechtras.

#### b-Chemins communaux :

Des chemins communaux qui assurent la liaison à l'intérieur de la commune ainsi que, avec les communes limitrophes.

- **CC1** : Le chemin communal qui dessert chef-lieu Tizi N' Tleta et Ighil Imoula.
- **CC2** : ce chemin d'importance intercommunale relie l'ACL (Tizi N' Tleta) à la commune de Souk El Tenine en passant par Cheurfa et Ait Abdelmoumene

**Pistes** : On a recensé également des pistes agricoles et forestières.

#### I-1.1. La vocation de la commune :

TIZI-N'TLETA est une commune rurale. La vocation de la commune est en générale oléicole on pratique aussi de l'élevage avicole (Bovin-Ovin-Apicole et cunicole)

## I-2. Situation topographique :

Dans l'ensemble le relief de la commune est accidenté, les plaines occupent uniquement 25% de la superficie totale. Les piémonts occupent 75% de la superficie. L'altitude varie entre 300 et 700 m.

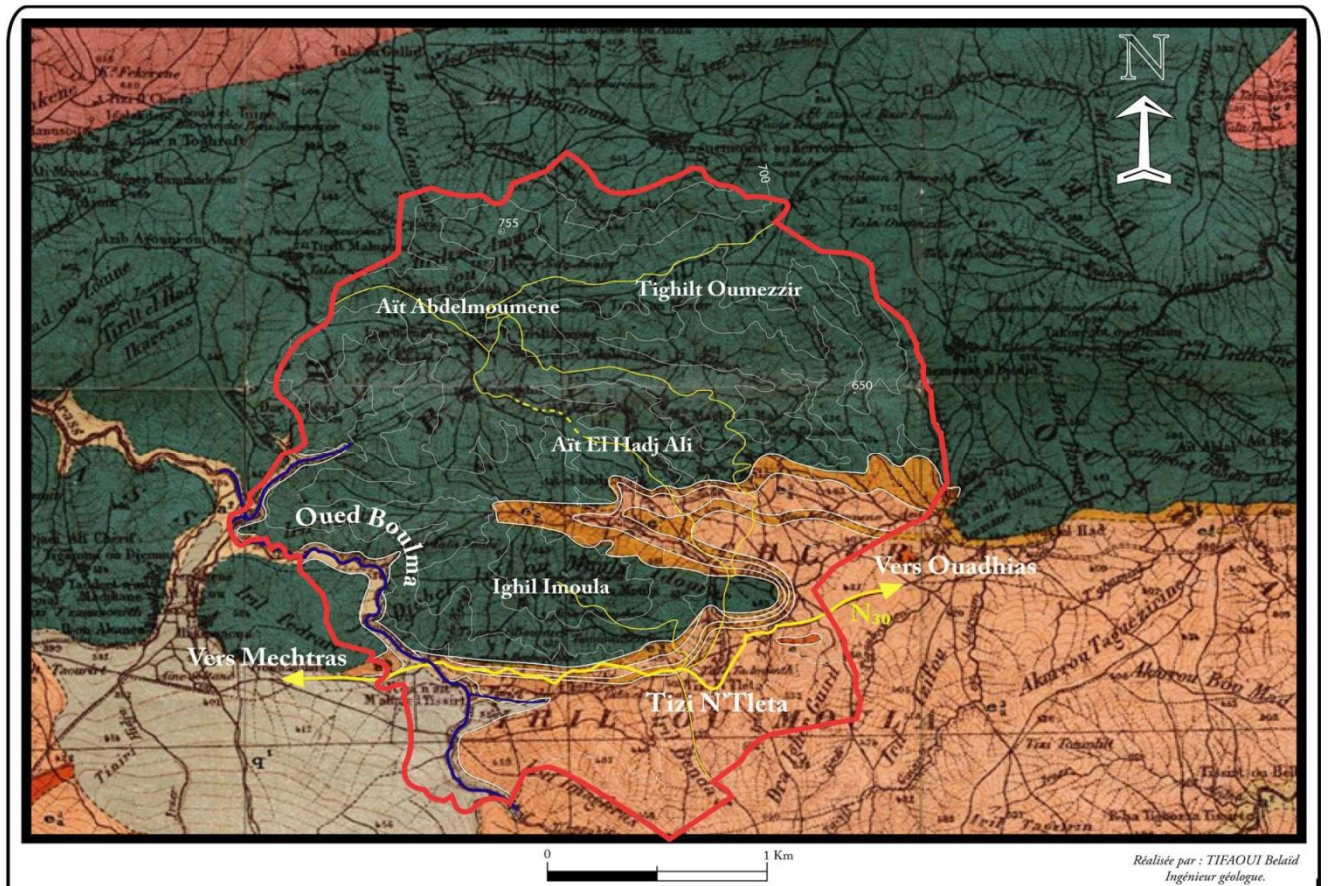


Figure I-1 schéma représentatif de la commune de TIZI N'TLETA

## I-3. Facteurs Naturels :

a-La nature du sol :

La structure des sols de la commune de Tizi-N'tleta est comme suite :

- 75% limoneux argileux composé de piémonts
- 25% argileux-limoneux de plaines (Azaghar)

b-La pluviométrie :

**Tableau I-1:** Pluviométrie annuelle en (mm) de (1999-2007)

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	annuel
1999	55.6	1.8	66.6	20.1	16.5	3.6	10.3	39.8	84.1	0.6	0	0	436.1
2000	21	81.7	59.5	68.1	267.4	71.3	1.5	71.2	37.6	1.4	0	8.6	670.4
2001	42.2	5.1	36.4	38.2	72.9	27.3	35	46.1	25.6	3.1	12.7	27.3	371.9
2002	22.8	31.7	214.8	253.1	271.7	92.1	33.9	191.6	43	2.5	3.1	12.3	1172.6
2003	49.6	70.5	60.6	152.5	100.9	43.7	77.4	91.7	142	4.5	1.8	15.1	810.3
2004	26.6	50.2	104.7	2.9.2	206.9	116.9	28.8	40.4	1.3	13.1	4.8	2.5	805.4
2005	16.6	59.4	74.9	102.6	116.4	141.2	49.9	18.9	87.7	6.7	0.4	1.4	676.1
2006	50.8	4.1	14.8	221.7	7.6	51.5	262.7	222.2	31.9	2.1	4	9.6	783
2007	57.2	176.5	144.5	75.5	15.5	18.5	125	38.7	118.3	17.1	1	0.3	788.3
Moy													814.26

Source :ANRHdeTizi Ouzou

La quantité annuelle des précipitations atmosphériques dans la région d'étude est en moyenne de 814.26mm /an (pour la période : 1999-2007)

c-La température :

La température moyennes mensuelles de la régence de Tizi N' Tleta (1996-2008), reculées d'après office national de la métrologie de la station de boukhalfa a (Tizi-Ouzou), sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau I-2 :** températures moyennes mensuelles

	JA N	FE V	MA R	AV R	MA I	JUI N	JUI L	AO U	SE P	OC T	NO V	DE C
<b>2000</b>	8.2	11.7	14.3	16.6	21.6	25.1	28.9	29.4	24.9	18.5	14.6	21.1
<b>2001</b>	10.8	10.3	16.8	15.9	19.1	26.6	28.3	29.1	24.7	23.0	14.0	9.2
<b>2002</b>	9.7	11.4	13.7	15.4	20.1	25.6	26.8	26.3	29.9	20.2	15.2	19.9
<b>2003</b>	10.1	9.3	13.8	15.7	18.7	27.1	28.8	29.4	23.9	20.4	15.7	10.6
<b>2004</b>	10.6	12.2	13.6	14.7	16.5	23.8	26.6	27	22.5	25.2	13.3	11.5
<b>2005</b>	7.4	7.7	12.8	15.5	20.6	25.2	28.3	26.9	23.2	20.5	13.0	10.6
<b>2007</b>	11.4	13.0	12.3	15.7	19.5	23.3	27.5	23.1	23.1	23.7	19.4	13.6
<b>2008</b>	11.0	12.6	13.0	16.3	18.8	23.5	27.9	24.4	24.4	19.8	13.5	13.1
<b>MO Y</b>	9.9	11.0	13.8	15.7	19.3	25.0	27.9	26.9	24.5	12.4	14.8	13.7

Source: O.N.M de Boukhalfa

La région de Tizi N' Tleta est caractérisée par des températures variables  
Les mois les plus froids sont Décembre, Janvier, et Février avec une température minimale moyenne de 9.9.



Les mois les plus chauds sont Juillet, Aout, quant à la température maximale moyenne est de 27.9°C

d-Les vents :

- Les vents dominants dans la commune de Tizi-N'tleta sont : Ouest-Est et Nord-est.
- Les vents violents et glacés en hiver s'étalent sur une période allant de 3 à 5 j/an.
- Les vents chauds (siroccos) en été s'étalent sur une période allant de 2 à 3 j/an (en juin)

e-Les accidents météorologiques :

- **Gelées** : les gelées sont fréquentes dans la région, surtout sur la plaine et bas-fonds. Elles constituent un facteur limitant pour le développement des cultures elle s'échelonnent sur 12 à 15 j/an, de décembre à Mars.
- **Neige** : quelques fois en enregistre des chutes de neige sur les piémonts (Ait Abdelmouméne ) toute fois des chutes de neige exceptionnelles sont enregistrées au cours de Décembre 2004 et Janvier 2005 atteignant par endroit plus de 1 m de hauteur.

## I-4. Présentation hydraulique :

### I-4.1. Disponibilité hydrique

#### ● Les puits :

191 puits sont recensés au niveau du territoire de la commune et sont utilisées double fin : eau potable et irrigation, ceux situés au niveau de Thaghza Athmane sont très importants.

#### ● Les sources :

31 sources sont localisées au niveau de la commune dont 21 sont aménagées pour l'approvisionnement en eau potable. Les autres (10) sont utilisées pour l'abreuvement des cheptels et l'irrigation des cultures.

#### ● Retenue collinaire :

La commune de TIZI N'TLETA est dotée d'une retenue collinaire d'une capacité de 60 000 m<sup>3</sup>. Celle-ci est conçue pour irriguer une superficie de 12 ha. Malheureusement elle est sous utilisée. La superficie irriguer durant l'année 2008 est de 4 ha, actuellement elle est affecté à l'hydraulique.

Les raison de la sous-utilisation sont : manque de matériel d'irrigation pour certains agricultures, pour d'autre l'indivision et la résidence des propriétaires.

#### ● Rivière :

La rivière de Thaghza Athmane a un débit important elle est très utilisée à des fin d'irrigation, cependant elle est sujette à des pollutions divers (eaux usées, décharge, et autre).

### I-4.2. Description du réseau existant :

La commune de TIZI N'TLETA est alimentée à partir de de la source TEDOUDH se trouvant dans la commune d'Ait Bouaddou et les deux réservoirs de 1000 m<sup>3</sup> chacun Djaoud se trouvant dans la commune de Beni Douala.

Le réseau de distribution de la commune de TIZI N'TLETA est gravitaire de type ramifié et maillé en moyen état.

Tableau I -3 : Equipement existants

Villages et localités	Capacités (m3)	observation
Tizi n'tlata chef-lieu	200	Opérationnel
Ighilmoula	200	Opérationnel surélevé
Cheurfa (meghzelmzi)	200	Opérationnel surélevé
Ait El hadj Ali	100	Opérationnel
Taderth Oufella (ait Ablelmoumene)	100	Opérationnel
Ait Moussa (ait Ablelmoumene)	200	Opérationnel
Ecole ait Ablelmoumene	200	Opérationnel
Tassoukit (ait Ablelmoumene)	200	Opérationnel
Ait Ali Larbi (Ait El Hadj Ali)	50	Opérationnel
ThighiltOumezir (ait Ablelmoumene)	100	Opérationnel
Ait Ali Oulhadj ( Cheurfa)	100	Opérationnel
Ait Graiche (ait ablelmoumene)	200	Opérationnel
Thizgui (ait ablelmoumene)	100	En cours (en voie d'achèvement)
<b>Total</b>	<b>1950</b>	Nombre de réservoirs <b>13</b>

Tableau I -4 : les réservoirs et les villages alimentés

Réservoir	Village alimenté
200	Chef-lieu
200	Ighil Imoula+Acif Boulma
50+100	Ait El Hadj Ali
200	Tassoukit
200	Ighil Nait Chila
100	Ait Moussa + Igharviene
200	Taderth Oufella+
100+100	ThighiltOumezir
100+200	Ait Maghezelmal+Ait Ouali+Ait Areb+AZAGHAR Cheurfa

**I-5. Présentation du barrage de Koudiat Acerdoune : [9]**

Le barrage est implanté sur l'oued Isser dans la commune de Maala, daïra de Lakhdaria et wilaya de Bouira sous les coordonnées LAMBERT suivantes :

$$X=580.10 \quad Y=354.70 \quad Z=217.00$$

Les caractéristiques principales du barrage sont données dans le tableau I-5 :

**Tableau I-5** : caractéristiques principales de barrage

Caractéristiques	Unité	Valeur
surface du bassin versant	KM <sup>2</sup>	2790
capacité de la retenue	Hm <sup>3</sup>	640
volume annuel régularisé	Hm <sup>3</sup>	178
apport annuel moyen	Hm <sup>3</sup>	220
hauteur au-dessus des fondations	m	121
longueur de crête	m	475
largeur de crête	m	08

**Conclusion :**

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

## **CHAPITRE II**

# **Estimation des besoins en eau**

## Introduction

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource.

Cette estimation en eau dépend aussi d'autres facteurs suivant : (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une agglomération à autre.

### II-1. Evaluation de la population future

En 2010, la population de la commune de TIZI N'TLATA était de 15 254 habitants (source A.P.C).

Notre étude aura comme horizon l'année 2030. L'estimation de la population à l'horizon de calcul est donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \dots\dots(II.1)$$

Avec :

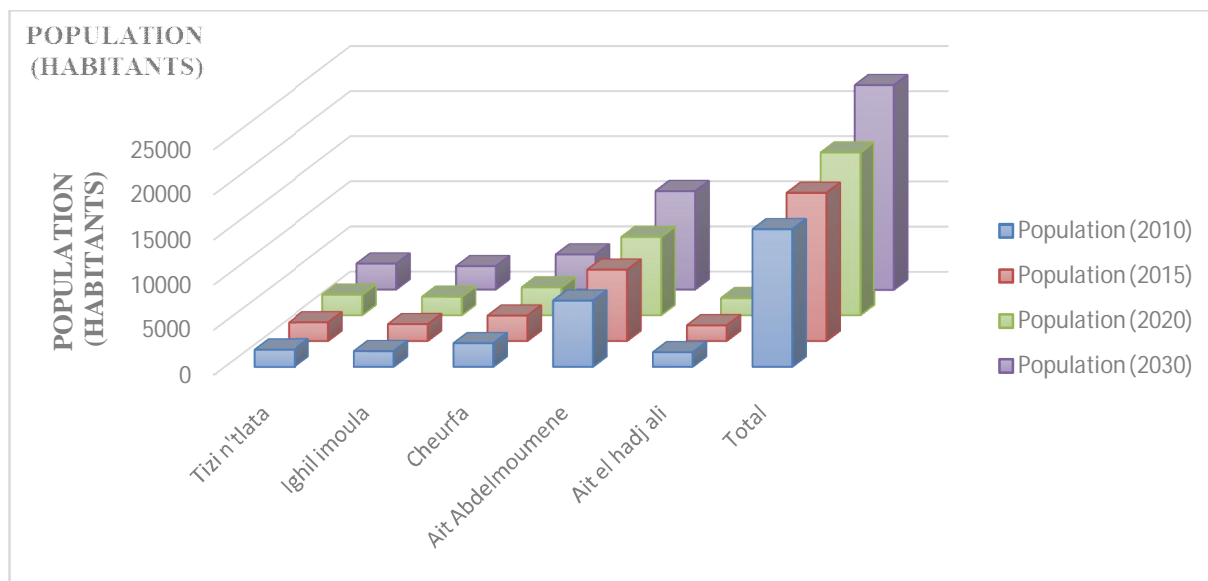
- $P_n$  : population située à l'horizon prévu ;
- $P_0 = 15254$  hab. : population de base ou de l'année de référence (2010)
- $n$  : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- $T$  : taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 1,5 % à court terme (2015), 1,7% à moyen terme (2020) et a 2 % à long terme 2020 (d'après l'A.P.C TIZI N'TLATA)

L'ensemble des résultats de calcul sont résumés dans le tableau II-1 :

**Tableau II-1** : Evolution de la population à différents horizons

Localité	Population (2010)	Population (2015)	Population (2020)	Population (2030)
<b>Tizi n'tlata</b>	1932	2081	2287	2871
<b>Ighilimoula</b>	1741	1876	2061	2587
<b>Cheurfa</b>	2620	2822	3101	3893
<b>Ait Abdelmoumene</b>	7342	7909	8690	10909
<b>Ait el hadj ali</b>	1619	1744	1916	2406
<b>Total</b>	<b>15 254</b>	<b>16 432</b>	<b>18 055</b>	<b>22 666</b>

La population de la commune de TIZI N'TLATA atteindra 16 432 à court terme (2015) , 18 055 habitants à moyen terme (2020) et 22 666 à long terme (2030)



**Figure II -1** : Accroissement de la population de la commune de TIZI N'TLATA (2010-2030)

## II-2. Estimation des besoins journaliers :

L'estimation des besoins journaliers est exprimée par la formule suivante :

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

Avec :

- $Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière en  $\text{m}^3\text{/j}$ .
- $Q_i$  : dotation journalière pour chaque catégorie en  $\text{l/j/catégorie}$ .
- $N_i$  : nombre de consommateurs.

## II-3. Besoins en eau par catégorie :

### II-3.1. Besoins domestiques :

La consommation en eau dépend du confort et des habitudes de la population. Vu le caractère rural de la zone à alimenter, la subdivision hydraulique de la commune de TIZI N'TLATA a adopté la dotation moyenne de 190 l/j/habitant

Tableau II-2 : Besoins domestiques

Localités	dotation (l/j/habitant)	population (2010)	besoin m3/j	population (2015)	besoin m3/j2	population (2020)	besoin (m3/j3)	population (2030)	besoin (m3/j)
<b>Tizi N'Tlata</b>	190	1932	367,08	2081	395,39	2287	434,53	2871	545,49
<b>Ighilimoula</b>	190	1741	330,79	1876	356,44	2061	391,59	2587	491,53
<b>Cheurfa</b>	190	2620	497,8	2822	536,18	3101	589,19	3893	739,67
<b>Ait Abdeloumene</b>	190	7342	1394,98	7909	1502,71	8690	1651,1	10909	2072,71
<b>Ait El Hadj Ali</b>	190	1619	307,61	1744	331,36	1916	364,04	2406	457,14
<b>Total</b>		<b>15 254</b>	<b>2 898,26</b>	<b>16 432</b>	<b>3 122,08</b>	<b>18 055</b>	<b>3 430,45</b>	<b>22 666</b>	<b>4 306,54</b>

## II-3.2. Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II-3** : Tableau récapitulatif des besoins scolaires :

Localités	Type d'équipement	unités de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Régime	Débit (m <sup>3</sup> /j)
<b>Tizi N'Tlata</b>	1 crèche	Enfant	176	10	externat	1,76
	1 Primaire	Elève	538	15	externat	8,07
	2 CEM	Elève	1038	20	externat	20,76
	1 Lycées	Elève	2160	30	externat	64,8
<b>Ighilimoula</b>	1 crèche	Enfant	160	10	externat	1,6
	1 Primaire	Elève	116	15	externat	1,74
<b>Cheurfa</b>	1 Primaire	Elève	250	15	externat	3,75
<b>Ait Abdeloumene</b>	1 crèche	Enfant	158	10	externat	1,58
	3 Primaires	Elève	633	15	externat	9,495
	2 CEM	Elève	468	20	externat	9,36
	1 lycée	Elève	1058	30	externat	31,74
<b>Ait El Hadj Ali</b>	1 Primaire	Elève	80	15	externat	1,2
<b>Total</b>	-	-	-	-	-	<b>155,855</b>



## II-3.3. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant :

**Tableau II-4** : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires :

localités	Type d'équipement	unités de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
<b>Tizi N'Tlata</b>	1 Centre Santé	malade	20	60	1,2
	1 Maternité	lit	150	300	45
<b>Ighilimoula</b>	1 Salle Des Soins	malade	60	10	0,6
	1 Centre De Santé	malade	20	60	1,2
<b>Cheurfa</b>	1 Salle Des Soins	malade	10	60	0,6
<b>Ait Abdeloumene</b>	1 Salle Des Soins	malade	20	60	1,2
	1 Maternité	lit	150	300	45
<b>Ait El Hadj Ali</b>	1 Salle Des Soins	malade	20	60	1,2
<b>Total</b>	-	-	-	-	<b>96</b>

## II-3.4. Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant :

**Tableau II-5** : Tableau récapitulatif des besoins administratifs :

Localités	Type d'équipement	unités de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
<b>Tizi N'Tlata</b>	Siège APC	Employé	20	60	1,2
	1 Banque	Employé	20	10	0,2
	1 protection civile	Employé	20	10	0,2
	Agence d'assurance	Employé	10	10	0,1
	Immeuble administratif	Employé	40	10	0,4
<b>Ighilimoula</b>	-	-	-	-	0
<b>Cheurfa</b>	Antenne APC	Employé	15	15	0,225
<b>Ait Abdeloumene</b>	Immeuble administratif	Employé	40	10	0,4
	Agence PTT	Employé	5	10	0,05
<b>Ait El Hadj Ali</b>	-	-	-	-	0
<b>Total</b>	-	-	-	-	<b>2,775</b>

## II-3.5. Besoins commerciaux

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces.

**Tableau II-6** : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux :

Localités	Type d'équipement	Unités de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
<b>Tizi N'Tlata</b>	Centre Commerciale	employé	30	10	0,3
	Hôtel	lit	100	50	5
	Salle De Cinéma	client	485	5	2,425
	Salle Polyvalente	client	80	15	1,2
<b>Ighilimoula</b>	-	-	-	-	0
<b>Cheurfa</b>	-	-	-	-	0
<b>Ait Abdeloumene</b>	Centre Commerciale	employé	25	10	0,25
<b>Ait El Hadj Ali</b>	-	-	-	-	0
<b>Total</b>	-	-	-	-	<b>9,175</b>

## II-3.6. Besoins du bétail

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes.

Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès des services d'agriculture des localités concernées par notre étude.

Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant :

**Tableau II-7** : Tableau récapitulatif des besoins du bétail :

Localités	Type d'équipement	Unités de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
<b>Tizi N'Tlata</b>	ovins	Tête	289	8	2,31
	bovins	Tête	0	80	0
	caprin	Tête	150	8	1,2
<b>Ighilimoula</b>	ovins	Tête	205	8	1,64
	bovins	Tête	350	80	28
	caprin	Tête	600	8	4,8
<b>Cheurfa</b>	ovins	Tête	500	8	4
	bovins	Tête	250	80	20
	caprin	Tête	700	8	5,6
<b>Ait Abdeloumene</b>	ovins	Tête	161	8	1,29
	bovins	Tête	800	80	64
	caprin	Tête	800	8	6,4
<b>Ait El Hadj Ali</b>	ovins	Tête	700	8	5,6
	bovins	Tête	700	80	56
	caprin	Tête	500	8	4
<b>Total</b>	-	-	-	-	<b>204,84</b>

## II-3.7. Besoins socio-culturels

Les équipements socio-culturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II-8** : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels :

localités	Type d'équipements	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
<b>Tizi N'Tlata</b>	Grande mosquée	Fidèle	800	40	32
	Maison de jeune	Fidèle	500	10	5
<b>Ighilimoula</b>	Maison de jeune	Fidèle	250	10	2,5
<b>Cheurfa</b>	-	-	-	-	0
<b>Ait Abdeloumene</b>	Maison de jeune	Fidèle	500	10	5
<b>Ait El Hadj Ali</b>	Grande mosquée	Fidèle	800	40	32
<b>Total</b>	-	-	-	-	<b>76,5</b>

II-3.8- Récapitulation de la consommation moyenne journalière pour les différentes localités de la commune :

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2030 sont donnés dans le tableau suivant.

**Tableau II-9** : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Localités	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins administratifs	Besoins commerciaux	Besoins du bétail	Besoins socioculturels	Total Q (m <sup>3</sup> /j)
Tizi N'Tlata	545,49	95,39	46,2	2,1	8,925	3,51	37	<b>738,615</b>
Ighilimoula	491,53	3,34	1,8	0	0	34,44	2,5	<b>533,61</b>
Cheurfa	739,67	3,75	0,6	0,225	0	29,6	0	<b>773,845</b>
Ait Abdeloumene	2072,71	52,175	46,2	0,45	0,25	71,69	5	<b>2248,48</b>
Ait El Hadj Ali	457,14	1,2	1,2	0	0	65,6	32	<b>557,14</b>
<b>total</b>	<b>4 306,54</b>	<b>155,855</b>	<b>96</b>	<b>2,775</b>	<b>9,175</b>	<b>204,84</b>	<b>76,5</b>	<b>4 851,685</b>

La consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2030 à un  $Q_{moy j} = 4851.685 \text{ m}^3/\text{j}$  soit un débit de  $56.15 \text{ l/s}$

#### II-4. Détermination des consommations maximales et minimales journalières[3]

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $K_{max j}$  et  $K_{min j}$ .

$K_{max j}$  : consommation maximale journalière.

$K_{min j}$  : consommation minimale journalière.

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

### II-4.1. Consommation maximale journalière ( $Q_{\max j}$ )[4]

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

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

Où :

$K_{\max j}$  : coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3

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

D'où :

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy} j}$$

### II-4.2. Consommation minimale journalière ( $Q_{\min j}$ )

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en effectuant le débit moyen journalier ( $Q_{\text{moy} j}$ ) d'un coefficient d'irrégularité  $K_{\min j}$  qui varie entre 0,7 et 0,9 avec :

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

Pour les villes de faible importance, il est estimé à 0,9

$$Q_{\min j} = 0,9 * Q_{\text{moy} j}$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau II-10** : Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{\min j}$ ;  $Q_{\text{moy} j}$ ;  $Q_{\max j}$

Localité	$Q_{\text{moy} j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
<b>Tizi N'Tlata</b>	738,615	0,9	<b>664,7535</b>	1,3	<b>960,1995</b>
<b>Ighilimoula</b>	533,61	0,9	<b>480,249</b>	1,3	<b>693,693</b>
<b>Cheurfa</b>	773,845	0,9	<b>696,4605</b>	1,3	<b>1005,9985</b>
<b>Ait Abdeloumene</b>	2248,475	0,9	<b>2023,6275</b>	1,3	<b>2923,0175</b>
<b>Ait El Hadj Ali</b>	557,14	0,9	<b>501,426</b>	1,3	<b>724,282</b>
<b>Total</b>	4851.685	-	<b>4366,5165</b>	-	<b>6307,19</b>

## II-5.Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant:

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants voir ( Annexe II )

**Tableau II-11** : La Consommation cumulé journalière de la commune de TIZI N'TLATA

Heure	Distribution %	Débit consommé (m <sup>3</sup> /h)	Courbe intégrale	
			%	Q cumulé
0-1	0,75	47,30	0,75	47,30
1-2	0,75	47,30	1,5	94,61
2-3	1	63,07	2,5	157,68
3-4	1	63,07	3,5	220,75
4-5	3	189,22	6,5	409,97
5-6	5,5	346,90	12	756,86
6-7	5,5	346,90	17,5	1103,76
7-8	5,5	346,90	23	1450,65
8-9	3,5	220,75	26,5	1671,41
9-10	3,5	220,75	30	1892,16
10-11	6	378,43	36	2270,59
11-12	8,5	536,11	44,5	2806,70
12-13	8,5	536,11	53	3342,81
13-14	6	378,43	59	3721,24
14-15	5	315,36	64	4036,60
15-16	5	315,36	69	4351,96
16-17	3,5	220,75	72,5	4572,71
17-18	3,5	220,75	76	4793,46
18-19	6	378,43	82	5171,90
19-20	6	378,43	88	5550,33
20-21	6	378,43	94	5928,76
21-22	3	189,22	97	6117,97
22-23	2	126,14	99	6244,12
23-24	1	63,07	100	6307,19

Figure II -2 : Histogramme de la consommation journalière

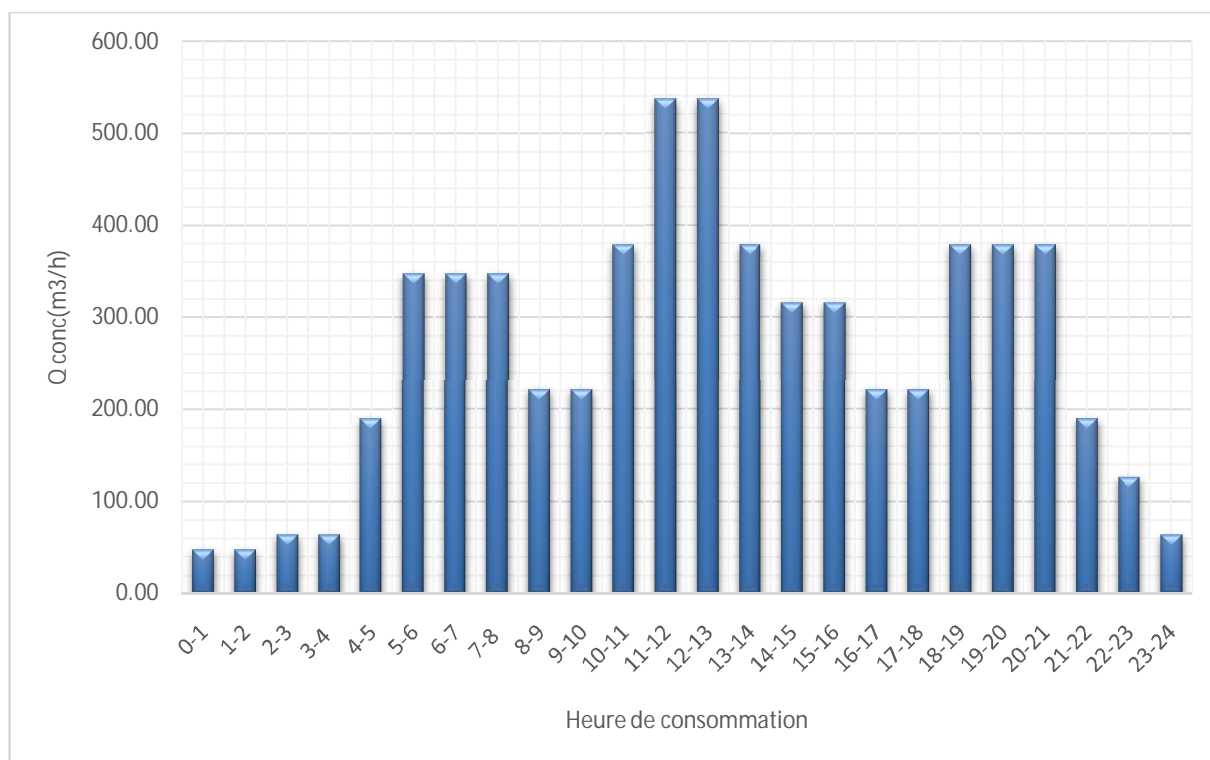
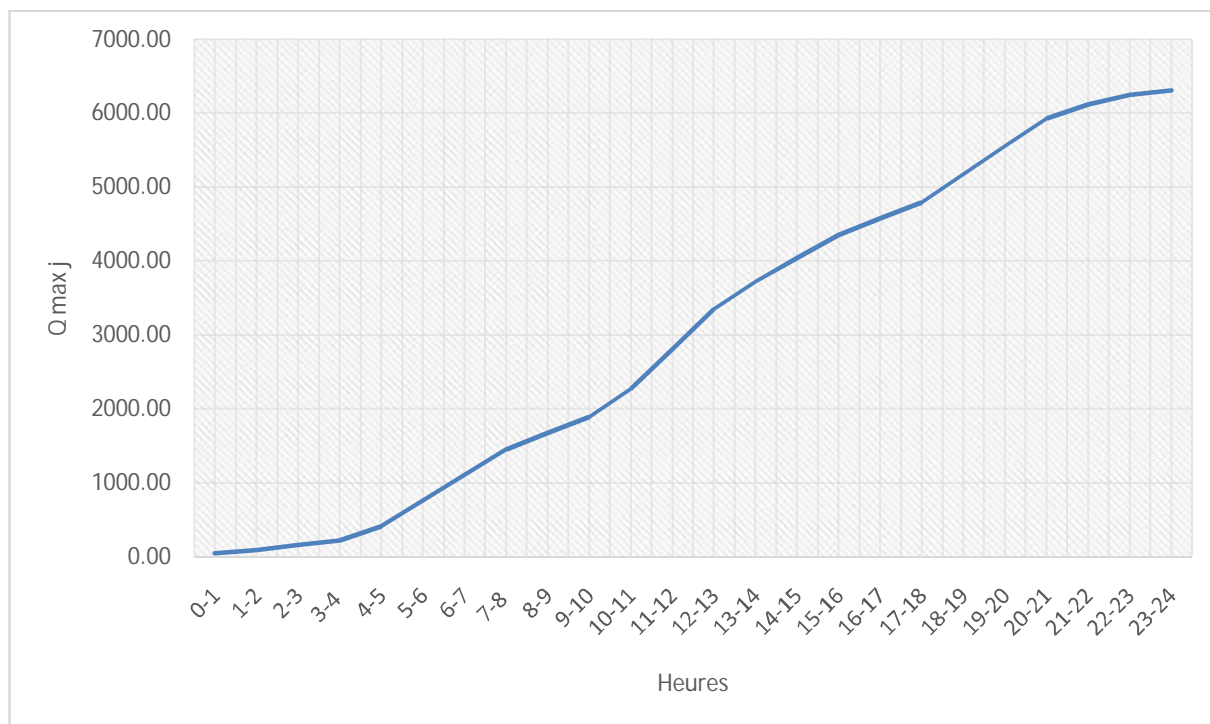


Figure II -3 : courbe intégrale de la consommation journalière





**Conclusion :**

Dans ce chapitre on a déterminé les besoins nécessaires pour la commune de TIZI N'TLATA à l'horizon d'étude 2030.

On remarque que le débit actuel est insuffisant, car la zone d'étude abrite des sources de 2 000 m<sup>3</sup>/j dont 1000 m<sup>3</sup>/j proviennent du réservoir de Oudihias qui alimente notre zone d'étude, mais à l'horizon de 2030, ce débit va être soustrait de l'équation vu que la région de Oudihias en question sera en déficit.

Donc, en ce qui concerne notre région d'étude, un déficit de  $6307,19 - 1000 = 5307.19$  m<sup>3</sup>/j est à combler à l'horizon de 2030.

De ce fait, il y a lieu de renforcer les sources d'alimentation locales en eau potable en effectuant un piquage au niveau de la conduite principale venant du barrage de KOUDIET ACERDOUNE.

# **CHAPITRE III**

## **Etude de l'adduction**

**Introduction :**

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction par pompage, gravitaire ou mixte. Le transfert d'eau à partir du point de piquage d'une conduite principale venant de barrage **Koudiet Acerdoune** la commune concernée (TIZI N'TLETA) afin de satisfaire ses besoins en eau potable, nécessite le choix de la meilleur tracé du système d'adduction du point de vue technico- économique. Dans notre cas, on dimensionne une adduction mixte (gravitaire- refoulement).

**III-1. Types d'adduction**

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

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

**III-1.1. Adduction gravitaire**

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

**III-1.2. Adduction par refoulement**

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

**III-1.3. Adduction mixte**

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

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

**III-2. Adduction et types d'écoulement**

On distingue deux types d'écoulement :

**III-2.1. Ecoulement à surface libre**

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

**III-2.2. Ecoulement en charge**

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

### III-3. Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage.

Notre projet d'étude consistera à raccorder la commune de TIZI N'TLETA partir de point de piquage de la conduite principale venant du barrage Koudiet Acerdoune.

La chaîne à projeter est composée d'une partie refoulement pour transférer le débit calculé à partir du point de piquage (395 m N.G.A. ; CP =426,76m.) jusqu'au réservoir tampon Elka N'Ferhatqui est projeté à une côte de 903 m N.G.A (côte dominante).

#### III-3.1. Proposition des variantes

Avant d'entamer la proposition des variantes, nous signalons que le tracé de la conduite est imposé par faute de donnée (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude) et que les variantes sont émises en jouant sur les côtes d'implantation de(s) station(s) de pompage(s) sur le tracé imposé (schéma directeur de l'adduction réalisé par le bureau d'étude M.N.HYDRO) et leur membres.

##### ➤ Variante N°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction est mixte qui est constitué de deux (02) stations de pompage, la première est située là où la charge disponible réservée par la côte de point de piquage s'épuise et la deuxième est située à une côte de **460 m NGA** pour refouler l'eau au réservoir tampon projeté à une côte dominante de **903 m NGA** :

- Le point de piquage qui est situé à une côte de **395 m NGA**, alimente la première station de pompage (SP1) qui est située à une côte **420m NGA** par une conduite gravitaire d'environ **159 m** de longueur.

- La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers un réservoir tampon (adduction mixte) à une côte **528 m NGA** d'une longueur **2201 m** à une hauteur d'environ **114 m**, par gravité vers un réservoir pour alimenter le chef-lieu et le reste vers la station de pompage (SP2) située à une côte de **433.5 m NGA** par l'intermédiaire d'une conduite d'environ **3 092m** de longueur et une dénivelée d'environ **88.5 m**.

- La deuxième station de pompage (SP2) refoule à son tour, l'eau vers le réservoir tampon projeté à Elka N'Ferhat à une côte dominante **903 m NGA** à une hauteur de **475.5m** par l'intermédiaire d'une conduite de **5380 m** de longueur (figure III.1).

##### ➤ Variante N°2 :

Dans cette variante, le système d'adduction est mixte qui est constitué de trois stations de pompage, la première est située dans la forêt de Tinirj à une côte de **420 m NGA**, la deuxième se trouve à une côte de **460 m** pour refouler vers la station de reprise (SR1) qui se situe à une côte de **677m NGA**, cette dernière refoule vers le réservoir tampon Elka N'Ferhat projeté à une côte de **903 m NGA**

- La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers le réservoir tampon de TIZI N'TLETA à une côte de **528m NGA** d'une longueur approximative de **2201m** à une hauteur

d'environ **114 m** et de ce réservoir par gravité vers la (SP2) à une côte de **460 m NGA** avec une longueur approximative de **3260m** de longueur à une hauteur d'environ **68m**.

- la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau vers la station de reprise (SR1), par l'intermédiaire d'une conduite de **1350 m** de longueur et d'une hauteur d'environ **223.6 m**.
- la station de reprise (SR1) refoule vers le réservoir tampon Elka N'Ferhat par l'intermédiaire d'une conduite de **3886 m** de longueur à une hauteur d'environ **231.4 m**(figure III.2).

➤ **Variante N°3 :**

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué de quatre (04) stations de pompage, la première est située à une côte **420m NGA**, la deuxième à une côte **460 mNGA**, la troisième à une côte **608 mNGA** et la quatrième à une côte **756 mNGA** pour refouler l'eau au réservoir tampon projeté à une côte dominante de **903 m NGA** au niveau de Elka N'Ferhat Ainsi :

- La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers le réservoir tampon de TIZI N'TLETA à une côte de **528m NGA** d'une longueur approximative de **2201m** à une hauteur d'environ **114 m** et de ce réservoir par gravité vers la (SP2) avec une longueur approximative de **1798m** de longueur à une hauteur d'environ **86.8m**.
- la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau vers la station de reprise (SR1), par l'intermédiaire d'une conduite de **2049 m** de longueur et d'une hauteur d'environ **148.2 m**.
- la troisième station de pompage (SR1) refoule l'eau vers la station de reprise (SR2), par l'intermédiaire d'une conduite de **1806 m** de longueur et d'une hauteur d'environ **140 m**.
- la station de reprise (SR2) refoule vers le réservoir tampon Elka N'Ferhat par l'intermédiaire d'une conduite de **2819 m** de longueur à une hauteur d'environ **167 m**(figure III.3).

Remarque : on a mis un réservoir tampon dans la côte 528m NGA car on a une longue distance gravitaire et pour éviter la dépression des conduites au niveau des traçons concernés et économisé de l'énergie dans la (SP1).

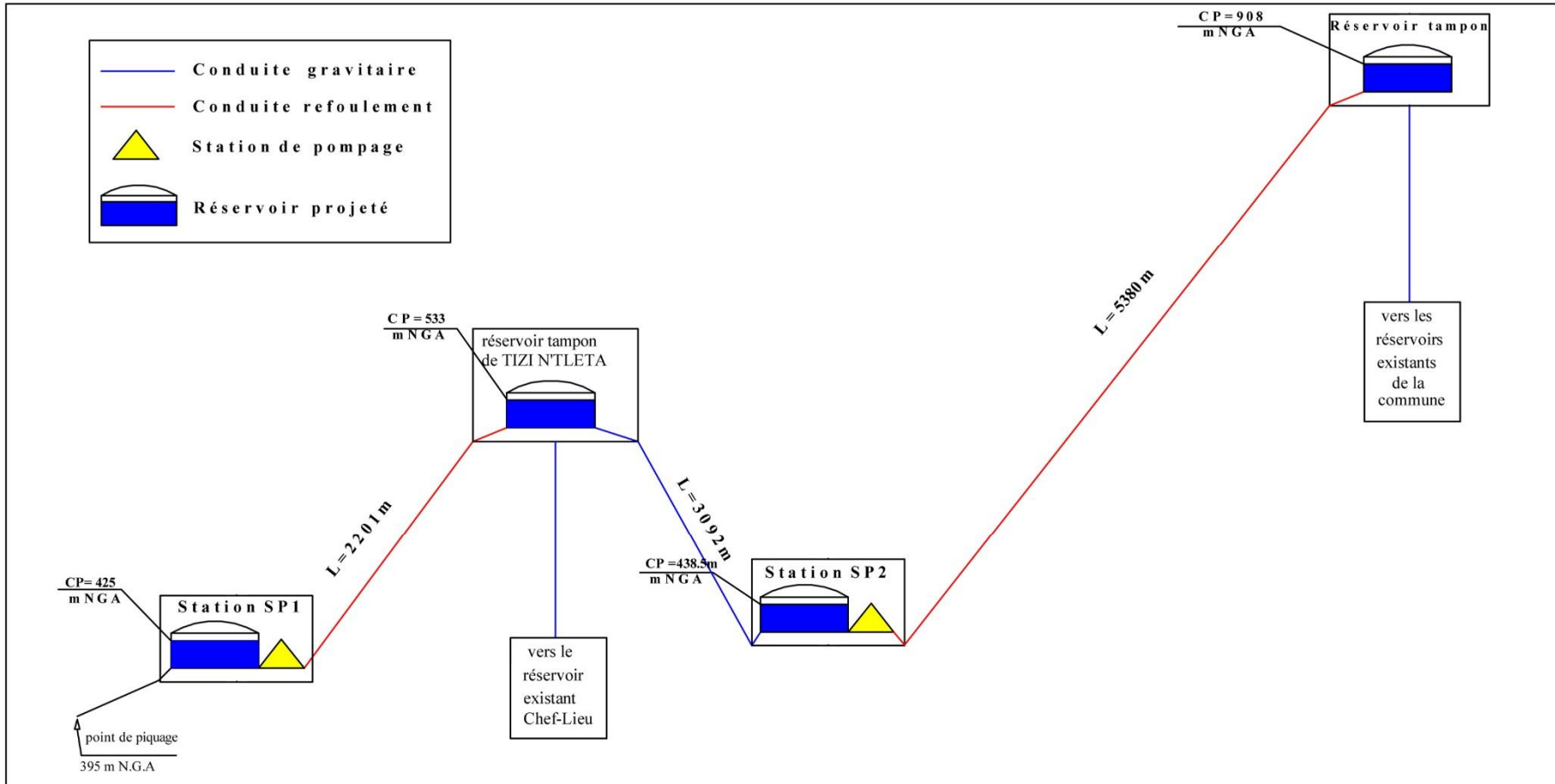


Figure III-1 : Schéma vertical de la variante N° 1 (deux stations de pompage)

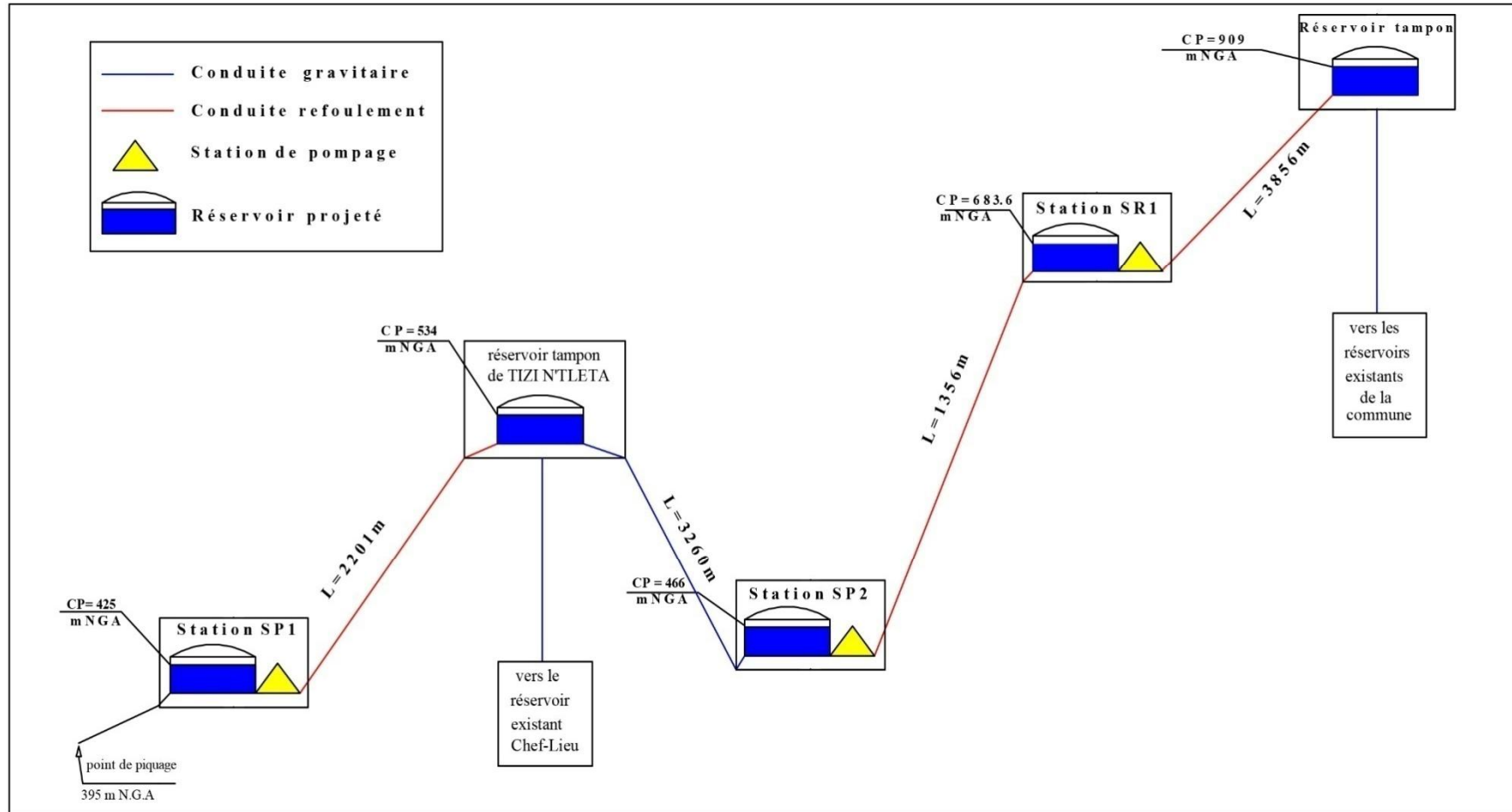


Figure III.2 : Schéma vertical de la variante N° 2 (trois stations de pompage)

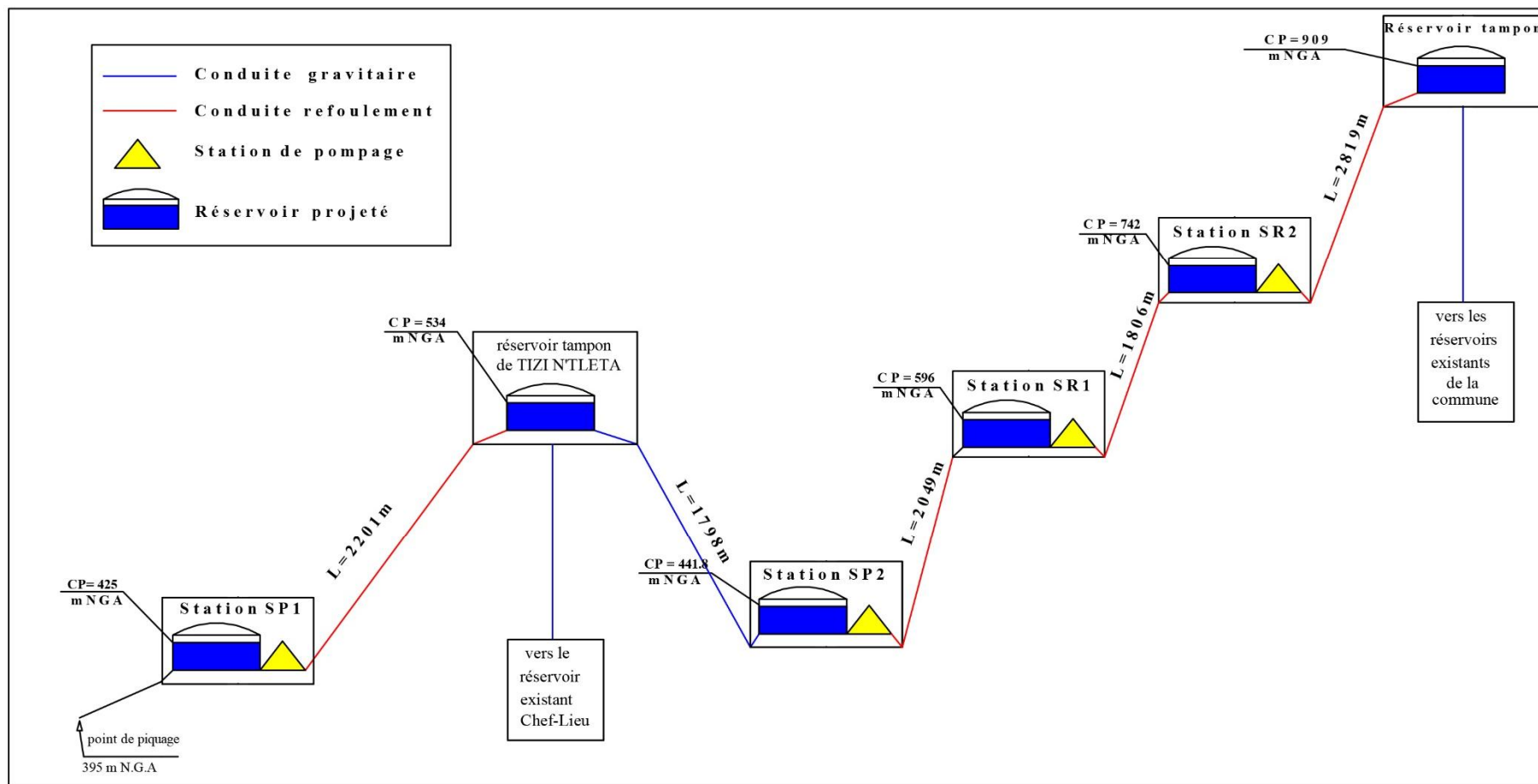


Figure III.3 : Schéma vertical de la variante N° 3 (quatre stations de pompage)



### III-3.2. Analyse et choix de la variante

La première variante prévoit deux stations de pompage. la première station de pompage élève l'eau à une hauteur d'élévation de **114m** et la deuxième a une hauteur d'élévation de **507.5m**, ce qui est déconseillé vu la nécessité de mise en place des groupes électropompes prototypes et des pressions au niveau des conduites.

La variante N°2 prévoit trois stations de pompage, leurs emplacement est très approprié (zone plate), la longueur total des conduites de refoulement (SP2-reservoir tampon Elka N°Ferhat) est de **5 212m** et la longueur totale gravitaire est de **3 419m**.

La variante N°3 prévoit quatre stations de pompage, l'emplacement de la SP2 est à proximité d'un talweg), la longueur totale de refoulement (SP2-reservoir tampon Elka N°Ferhat) est de **6 674m** et la longueur totale gravitaire est de **1 798m**

La variante N°2 nous donne la longueur de refoulement la plus courte, la partie gravitaire est importante par rapport à la variante N°3 (économie d'énergie au niveau des stations de pompes) et des travaux de génie civil les moins onéreux.

#### **N B**

Vu ses avantages, la variante N° 2 est la meilleure du point de vue technico-économique (Voir les planches N°1 et 2).

### **III-4. Choix du tracé[1]**

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible (point de piquage – réservoir Elka N°Ferhat) afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subi par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

### **III-5. Choix de type de canalisation :**

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

**-Sur le plan technique :** cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Diamètre et pression de service ;
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

**-Sur le plan économique :** cette faisabilité dépend essentiellement :

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

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

**1- Métalliques** : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable ;

**2- A base de ciment** : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint ;

**3- En matière thermoplastiques** : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Les plus utilisés sont :

#### III-5.1.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

#### III-5.2.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.

#### III-5.3.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.

#### III-5.4.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.

**N B**

Dans la zone d'étude le sol est agressif (d'après la Subdivision de l'hydraulique de TIZI N'TLATA w.Tizi-Ouzou) et le terrain est accidenté.

Afin de lutter contre cette agressivité, on opte pour l'utilisation de :  
des conduites en acier pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- elles sont plus légères que les conduites en fonte, d'où l'économie de transport;
- leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrain,..)
- elles sont plus longues que les conduites en fonte ce qui diminue le nombre des raccords et rend la pose plus rapide.

**III-6. Calcul hydraulique****III-6.1. Méthode de calcul[4] [5]****III-6.1.1.Cas gravitaire :**

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

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

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (\text{III.2})$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à de **10 à 15%** des pertes de charge linéaires on va prendre **10%**.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g \quad (\text{III.3})$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

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

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

Tableau III -1 : Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de tuyau :

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.4})$$

III-6.1.2.Cas de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

**-Formule de BRESS :**

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

**-Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.6})$$

Q : débit à élever en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

**Remarque :**

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite  $\leq 1$  Km) dans notre cas on choisit la formule de BONNIN.

A partir de la formule de BONNIN, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

III-6.1.2.1. Calcul des pertes de charge :

III-6.1.2.1.1.Pertes de charge linéaire :

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

- Diamètre D de la conduite en (m).
- Débit Q en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).
- La rugosité  $\epsilon$  de la paroi de la conduite (mm).
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{III.7})$$

$\lambda$ : coefficient de frottement ;

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

$H_l$ : Pertes de charge linéaires en (m) ;

I : gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par les formules suivantes :

De Nikuradsé  $\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$  (III.8)

De Colebrook  $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log(\frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}})$  (III.9)

Avec :

$\varepsilon$  : la rugosité de la paroi de la conduite (mm), pour la fonte c'est 0.02mm ;

$Re$  : nombre de Reynolds.

III-6.1.2.1.2.Pertes de charge singulière :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) , Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

Pour notre cas on prendra :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \text{ (III.10)}$$

III-6.1.2.1.3.Pertes des pertes de charges totales ( $\Delta H_t$ ) :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,10 * \Delta H_l$$

III-6.1.2.2.Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement, donnée par la relation suivante :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \text{ (III.11)}$$

$Hg$  : la hauteur géométrique ;

$\Delta H_a$  : pertes de charge à l'aspiration ;

$\Delta H_r$  : pertes de charge au refoulement.

III-6.1.2.3.Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \text{ (III.12)}$$

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

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

$g$  : pesanteur ( $9.81 m/s^2$ ).

III-6.1.2.4.Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365.25 \text{ [Kwh]} \quad \text{(III.13)}$$

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

P : puissance de la pompe en (kW)

### III-6.1.2.5.Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (III.14)$$

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

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

### III-6.1.2.6.Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (III.15)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (III.16)$$

i : Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n : nombre d'années d'amortissement, n = 16 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{16} - 1} + 0,08 = 0,1129 = 11,29\%$$

### III-6.1.3. Dimensionnement de l'adduction (la partie refoulement) :

#### III-6.1.3.1.Refoulement: SP1 –réservoir tampon de TIZI N'TLETA:

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{max,j} = 5307.19 \text{ m}^3/\text{j}$

L =2201 m

Hg = 114 m

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit:

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \quad (III.17)$$

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

$Q_{max,j}$ : Débit maximum journalier( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ; $Q_{max,j}=5307.19 \text{ m}^3/\text{j}$

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

$$Q_{exp} = \frac{5307,19}{20 * 3600} = 0,0737 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule(III.6)

A.N :

$$D = \sqrt{0,0737} = 0,272m \text{ Donc } D=272mm$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III.2, III.3, III.4, III.5 :

**Tableau III -2** : calcul de la HMT du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA

Diamètre en (mm)	V (m/s)	$\Lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_I$	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT (m)
150	4.17	0.0129	0.0762	2201	167.64	184.40	114	298.40
200	2.35	0.0122	0.0171	2201	37.64	41.40	114	155.40
250	1.50	0.0117	0.0054	2201	11.83	13.01	114	127.01
300	1.04	0.0113	0.0021	2201	4.60	5.06	114	119.06
350	0.77	0.0110	0.0009	2201	2.07	2.27	114	116.27
400	0.59	0.0107	0.0005	2201	1.04	1.14	114	115.14
450	0.46	0.0105	0.0003	2201	0.56	0.62	114	114.62

**Tableau III-3**: calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	263.10	1921939.25	8975456.32
200	112.29	820290.88	3830758.40
250	91.78	670422.84	3130874.66
300	86.03	628436.88	2934800.23
350	84.02	613757.19	2866246.07
400	83.20	607763.73	2838256.63
450	82.82	605018.95	2825438.48

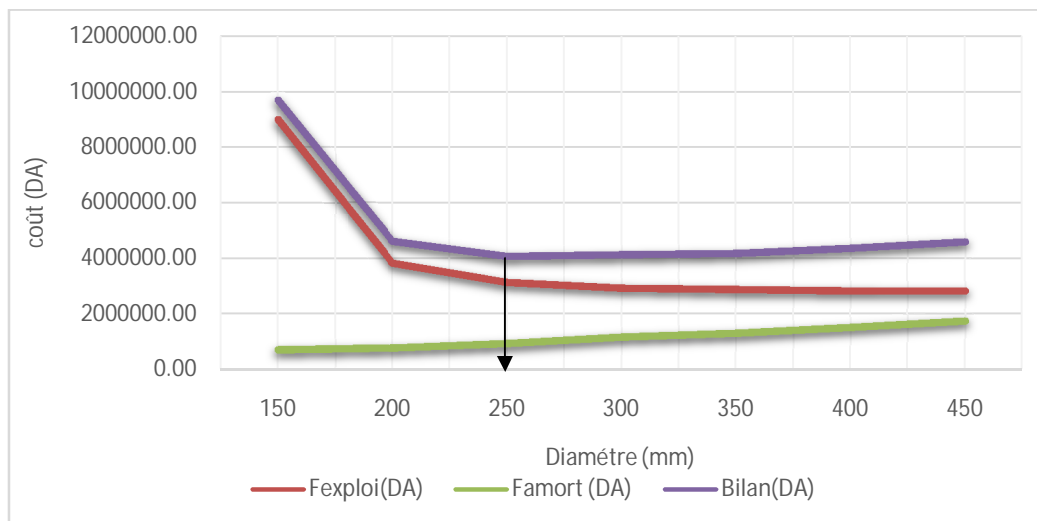
**Tableau III-4** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2856.86	2201	6287948.86	709909.43
200	3137.08	2201	6904713.08	779542.11
250	3749.3	2201	8252209.3	931674.43
300	4755.52	2201	10466899.52	1181713
350	5249.74	2201	11554677.74	1304523.1
400	6125.96	2201	13483237.96	1522257.6
450	7078.18	2201	15579074.18	1758877.5

**Tableau III-5** : bilan du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA

Diamètre en (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan(DA)
150	8975456.32	709909.426	9685365.745
200	3830758.40	779542.107	4610300.502
250	3130874.66	931674.43	4062549.094
300	2934800.23	1181712.96	4116513.19
350	2866246.07	1304523.12	4170769.186
400	2838256.63	1522257.57	4360514.193
450	2825438.48	1758877.47	4584315.954

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la Figure III-4



**Figure III-4** : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA



**N B :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon SP1 -réservoir tampon de TIZI N'TLETA est : **D=250mm** avec une vitesse d'écoulement de  $V=1.5$  m/s.

III-6.1.3.2.Refoulement: SP2 –SR1 :

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{\max ,J} = 4347 \text{ m}^3/\text{j}$

$$L = 1356 \text{ m}$$

$$H_g = 223.6 \text{ m}$$

Le débit d'exploitation de la station de reprise (SR2) est calculé à partir de la formule (III.17)

Remarque : les besoins en eau de chef-lieu est de  $960.2 \text{ m}^3/\text{j}$  alors  $Q_{\max ,J} = 5307.19-$

$$960.2 = 4347 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp}} = \frac{4347}{20 * 3600} = 0,0604 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule (III.6)

$$D = \sqrt{0,0604} = 0,246 \text{ m} \text{ Donc } D=246 \text{ mm}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III.6,III.7,III.8 III.9, III.10 :

**Tableau III-6** : calcul de la HMT du tronçon SP2 –SR1

Diamètre en (mm)	V (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_l$	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT (m)
150	3.42	0.0129	0.0512	1356	69.37	76.30	223.6	299.90
200	1.92	0.0122	0.0115	1356	15.57	17.13	223.6	240.73
250	1.23	0.0117	0.0036	1356	4.89	5.38	223.6	228.98
300	0.85	0.0113	0.0014	1356	1.90	2.09	223.6	225.69
350	0.63	0.0110	0.0006	1356	0.86	0.94	223.6	224.54
400	0.48	0.0107	0.0003	1356	0.43	0.47	223.6	224.07
450	0.38	0.0105	0.0002	1356	0.23	0.26	223.6	223.86

**Tableau III-7:** calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2–SR1

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	216.71	1583039.47	7392794.33
200	173.95	1270706.58	5934199.71
250	165.46	1208692.89	5644595.79
300	163.08	1191319.58	5563462.42
350	162.25	1185245.29	5535095.48
400	161.91	1182765.26	5523513.77
450	161.76	1181629.50	5518209.77

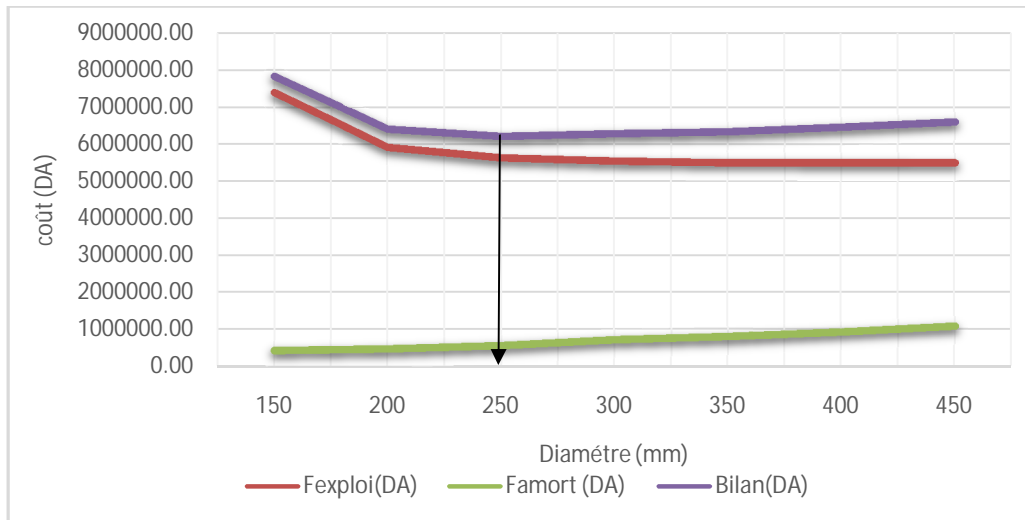
**Tableau III-8 :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2–SR1

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2856.9	1356	3873902.16	437363.55
200	3137.1	1356	4253880.48	480263.11
250	3749.3	1356	5084050.8	573989.34
300	4755.5	1356	6448485.12	728033.97
350	5249.7	1356	7118647.44	803695.3
400	6126	1356	8306801.76	937837.92
450	7078.2	1356	9598012.08	1083615.6

**Tableau III-9 :** bilan du tronçon SP2–SR1

Diamètre en (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan(DA)
150	7392794.33	437363.5539	7830157.888
200	5934199.71	480263.1062	6414462.821
250	5644595.79	573989.3353	6218585.123
300	5563462.42	728033.97	6291496.389
350	5535095.48	803695.296	6338790.781
400	5523513.77	937837.9187	6461351.691
450	5518209.77	1083615.564	6601825.332

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la Figure III-5



**Figure III-5** : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2-SR1

**N B :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon SP2-SR1 est : **D=250mm** avec une vitesse d'écoulement de  $V=1.23$  m/s.

III-6.1.3.3. Refoulement SR1 –Réservoir tampon Elka N'Ferhat :

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{\max, J} = 4347 \text{ m}^3/\text{j}$

$$L = 3856 \text{ m}$$

$$H_g = 231.4 \text{ m}$$

Le débit d'exploitation de station de reprise (SR2) est calculé à partir de la formule (III.6)

A.N :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{4347}{20 * 3600} = 0,0604 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule (III.17)

$$D = \sqrt{0,0604} = 0,246 \text{ m} \text{ Donc } D=246 \text{ mm}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III-10, III-11, III-12, III-13 :

**Tableau III-10** : calcul de la HMT du tronçon SR1-Réservoir tampon Elka N'Ferhat

Diamètre en (mm)	V (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_I$	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT (m)
150	3.42	0.0129	0.0512	3856	197.25	216.98	231.4	448.38
200	1.92	0.0122	0.0115	3856	44.29	48.72	231.4	280.12
250	1.23	0.0117	0.0036	3856	13.92	15.31	231.4	246.71
300	0.85	0.0113	0.0014	3856	5.41	5.95	231.4	237.35
350	0.63	0.0110	0.0006	3856	2.43	2.68	231.4	234.08
400	0.48	0.0107	0.0003	3856	1.22	1.34	231.4	232.74
450	0.38	0.0105	0.0002	3856	0.66	0.73	231.4	232.13

**Tableau III-11**: calcul de frais d'exploitation du tronçon SR1- Réservoir tampon Elka N'Ferhat

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	323.99	2366767.27	11052803.17
200	202.41	1478599.40	6905059.18
250	178.27	1302253.69	6081524.71
300	171.51	1252849.93	5850809.17
350	169.14	1235576.73	5770143.32
400	168.18	1228524.39	5737208.89
450	167.73	1225294.67	5722126.12

**Tableau III-12** : Calcul des frais d'amortissement du tronçonSR1- Réservoir tampon Elka N'Ferhat

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2856.86	3856	11016052.16	1243712
200	3137.08	3856	12096580.48	1365704
250	3749.3	3856	14457300.8	1632229
300	4755.52	3856	18337285.12	2070279
350	5249.74	3856	20242997.44	2285434
400	6125.96	3856	23621701.76	2666890
450	7078.18	3856	27293462.08	3081432

Tableau III-13 : bilan du tronçon SR1- Réservoir tampon Elka N'Ferhat

Diamètre en (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan(DA)
150	11052803.17	1243712.29	12296515.46
200	6905059.18	1365703.94	8270763.118
250	6081524.71	1632229.26	7713753.97
300	5850809.17	2070279.49	7921088.661
350	5770143.32	2285434.41	8055577.729
400	5737208.89	2666890.13	8404099.019
450	5722126.12	3081431.87	8803557.987

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la Figure III-6

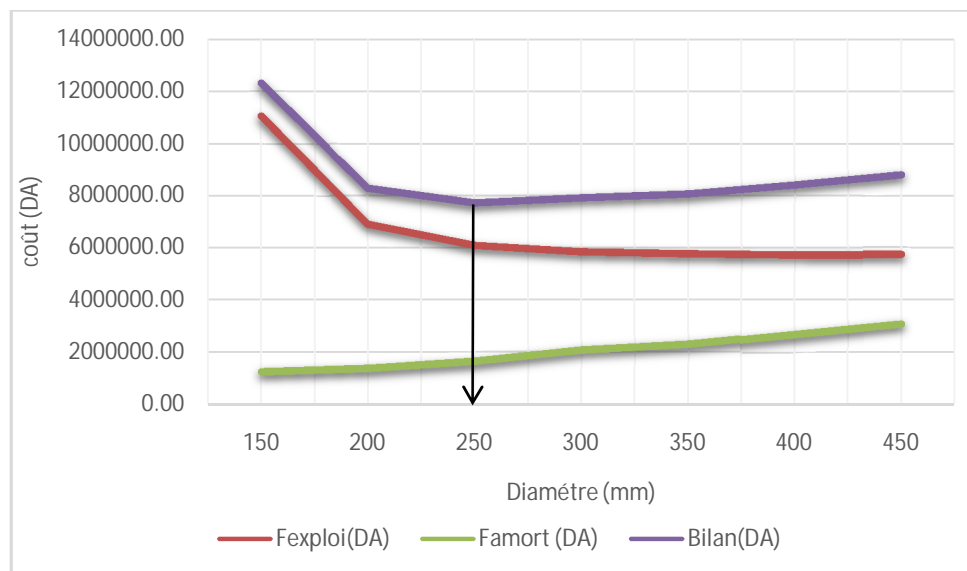


Figure III-6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SR1-réservoir tampon Réservoir tampon Elka N'Ferhat

**N B :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon SR1 -réservoir tampon Réservoir tampon Elka N'Ferhat est : **D=250mm** avec une vitesse d'écoulement de  $V=1.23$  m/s.

III-6.1.4. Dimensionnement de l'adduction (la partie gravitaire) :

III-6.1.4.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire (point de piquage-SP1) :

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la côte piézométriques au point de piquage est de 426,76 mNGA, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le point de piquage et la première station de reprise projetée ;
- On donne une côte piézométrique à la première station de reprise projetée ;
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (III.6) ;
- On choisit la côte nous donnant un diamètre normalisé.

$l_G=159$  m Donc :  $L_e=174.9$ m

$Q_{\max,j}=5307.19$  m<sup>3</sup>/j soit  $Q=0,06143$  m<sup>3</sup>/s

$\Delta H_i = CP_{\text{point de piquage}} - C_{PSP1}$  donc  $\Delta H_i = 426,76 - 425 = 1.76$  m

Pour la fonte on a :  $K'=0,001735$ ,  $m=5,3$ ,  $\beta=2$ .

**A.N :**

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 174.9 * 0,06143^2}{1.76}} = 0,250\text{m}$$

Donc notre diamètre normalisé est  **$D_{\text{normalisé}}=250$  mm**

III.6.1.4.1.1. 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 moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{III.18})$$

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

Avec :

$Q$  : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

S : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

A.N:

$$V = \frac{4 * 0,06143}{3,14 * 0,25^2} \Rightarrow V = 1.25 \text{ m/s}$$

Remarque : étant donné que la distance est faible (159m) et la différence de côte n'est pas importante (point de piquage Cp=426.76 m Ct=395 m vers la SP1 Cp=425 m) ce tronçon n'a pas besoin de brise charge au de réducteur de pression)

III-6.1.4.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire (R T TIZI N'TLETA-SP2) :

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :

$$L = 3260 \text{ m}$$

$$H_g = 62 \text{ m}$$

Grace à la formule (III.6) on pourra calculer le diamètre avantageux de la conduite gravitaire pour le traçons réservoir tampon de TIZI N'TLETA -SP2

Avec : l<sub>G</sub>=3260 m    Donc : L<sub>e</sub>=3586m

Q<sub>max,j</sub>=4347 m<sup>3</sup>/j    soit Q= 0,05032 m<sup>3</sup>/s

$\Delta H_D = C_R \text{ réservoir tizi n'tleta} - C_{PSP2}$     donc     $\Delta H_t = 528 - 466 = 62 \text{ m}$


$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 * 3586 * 0,05032^2}{62}} = 0,21 \text{ m.}$$

Donc notre diamètre est **D<sub>avantageux</sub>=210 mm**

Remarque : la conduite de diamètre 210 mm n'existe pas dans le marcher alors on va opter pour deux diamètres normaliser DN1 et DN2 respectivement de 200mm et 250mm et on va résoudre l'équation suivante :

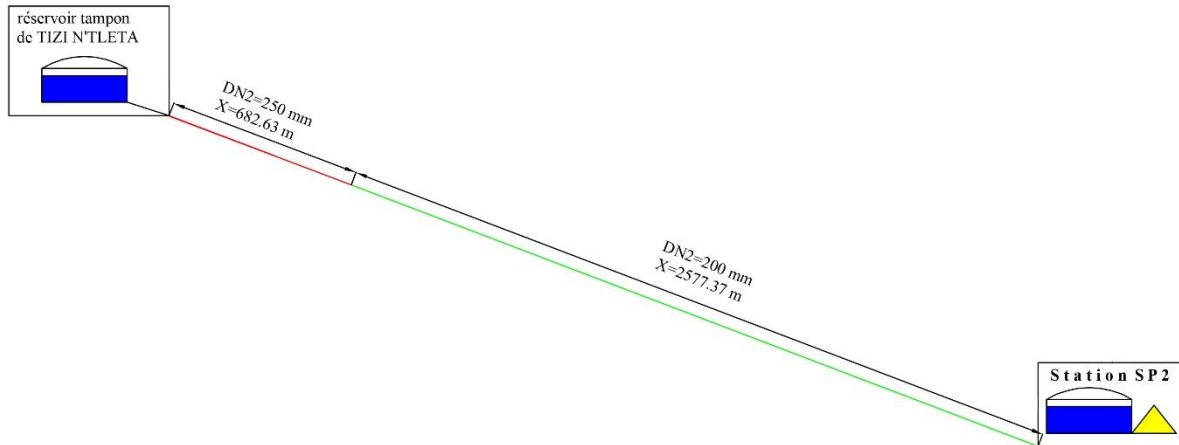
$$\Delta H_t = \frac{K * X * Q^\beta}{D_{N2}^m} + \frac{K * (L - X) * Q^\beta}{D_{N1}^m}$$

$$X = \frac{(\frac{\Delta H_t}{Q^\beta * K} * D_{N2}^m * D_{N1}^m) - (L * D_{N2}^m)}{D_{N1}^m - D_{N2}^m}$$

 X = 682.63m pour DN2=250mm

L-X=2577.37 pour DN1=200mm

Donc on va commencer par un diamètre de 250 mm pour une longueur de 682,63 m et on continuera notre tronçon par une conduite de 200 mm pour une longueur de 2577,37 m comme le montre la figure suivante :



**Figure III-7 :** chemin vertical du tronçon réservoir tampon (TIZI N'TLETA -SP2)

#### III-6.1.4.2.1. La vitesse d'écoulement :

On obtient d'après la formule (III.18) la vitesse d'écoulement de notre tronçon

- Pour la longueur  $X=293.8$  on a :

$$V = \frac{4 * 0,05032}{3,14 * 0,25^2} = 1,026 \text{ m/s}$$

- Pour la longueur de  $L-X= 2966.2$  m on a :

$$V = \frac{4 * 0,05032}{3,14 * 0,20^2} = 1.603 \text{ m/s}$$

Ces deux vitesses sont dans l'intervalle  $[0,5 ; 2]$  alors elles sont acceptables.

## CONCLUSION

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

L'adduction est composée de trois (2) parties gravitaires de 3419 m de longueur et de diamètre avantageux qui varie de 200mm à 250mm et de sept (3) parties de refoulement de m avec un diamètre économique constant de 250 mm, comme elle contient un réservoir tampon reliant l'adduction par refoulement avec l'adduction gravitaire.

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



# **CHAPITRE IV**

## **Etudes des réservoirs**

## Introduction

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions.

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

### IV-1. Rôle des réservoirs :

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer des débits aux heures de pointe, ils permettent de combattre efficacement les incendies les réservoirs offrent les avantages suivants :

- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage.
- C'est un Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer une réserve d'incendie.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Ils jouent le rôle de relais et de brise charge.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.

### IV-2. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème et tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et de l'exploitation.

Donc on prend en considération les facteurs suivants :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ce n'est pas le cas pour nos réservoirs (remplissage par pompage)
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour la commune de TIZI N'TLETA.
- Donner aux consommateurs une pression suffisante au moment de pointe.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réservoir.
- L'état du relief de la commune qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
  1. Simplicité de réalisation du coffrage.
  2. Etanchéité plus facile à réaliser.

### IV-3.Principe de fonctionnement :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stoker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

### IV-4. Classification des réservoirs [1]

**Types de réservoirs:** Les réservoirs se distinguent en fonction :

- de leur position par rapport au sol
    - 1) réservoirs enterrés.
    - 2) semi-enterrés.
    - 3) au sol.
    - 4) sur tour (surélevé).
  - des matériaux employés :
    - 1) réservoirs en béton armé.
    - 2) Métalliques.
    - 3) en Stratifié Verre Résine.
  - de leur mode de construction, sur site ou en usine (réservoirs préfabriqués).
  - de leur forme :
    - 1) parallélépipédique.
    - 2) Cylindrique.
    - 3) Conique.
    - 4) sphérique.
  - de leur fonction :
    - 1) **Réservoirs terminaux:** Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes centres à desservir
    - 2) **Réservoirs de mise en charge:** Les réservoirs de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval
    - 3) **Les bâches de reprises :** Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompes.
- **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir:**
- 1) Conditions topographiques de la région à desservir ;
  - 2) Conditions hydrauliques de la distribution: volume du réservoir, pression à assurer ;
  - 3) Type de décideur: maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

➤ **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :**

- 1) Les facteurs économiques ;
- 2) La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- 3) Les possibilités d'adaptation au réseau ;
- 4) Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Si le débit de sortie est identique ou inférieure au débit d'entrer, il n'est pas nécessaire de disposer d'un volume tampon.

En principe, il devrait y avoir égalité des débits entrant et sortant

Concernant les réservoirs de distribution implantés au sol, semi-enterrés ou enterrés, ils sont construits en béton armé mais les réservoirs sur tour sont de plus en plus abandonnés pour des raisons de coût de construction et de difficultés d'intégration environnementales.

Lorsque les réservoirs ne peuvent être implantés en un point haut du site pour assurer la mise en pression de réseau d'adduction ou de distribution, on fait appel à des stations de pompes dont les moteurs des pompes sont équipés de variateurs de vitesse électroniques afin de maintenir une pression constante.

#### **IV-5. Prescriptions sanitaires**

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

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

#### **IV-6. Hygiène et sécurité :**

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;

- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
  - ✓ De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
  - ✓ Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
  - ✓ Etre aérés par les orifices de grillage.

## IV-7. Equipements des réservoirs

### IV-7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de :

#### IV-7.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

Peut-être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux peut être soit :

##### **a- Par le haut (chute libre) :**

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites aval.

##### **b- En bas (siphon noyé) :**

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y être remédié en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

#### IV-7.1.2. Conduite de départ ou de distribution :

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité **afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville.[1]**

#### IV.7.1.3. Conduite de trop plein :

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des

pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionner afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

#### IV-7.1.4. Conduite de vidange :

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

#### IV-7.1.5. Conduite By-pass :

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

#### IV-7.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

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

##### a). Système à deux prises :

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

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

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

##### b). Système à siphon :

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

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

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

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

#### IV-7.2. Equipements de nettoyage :

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

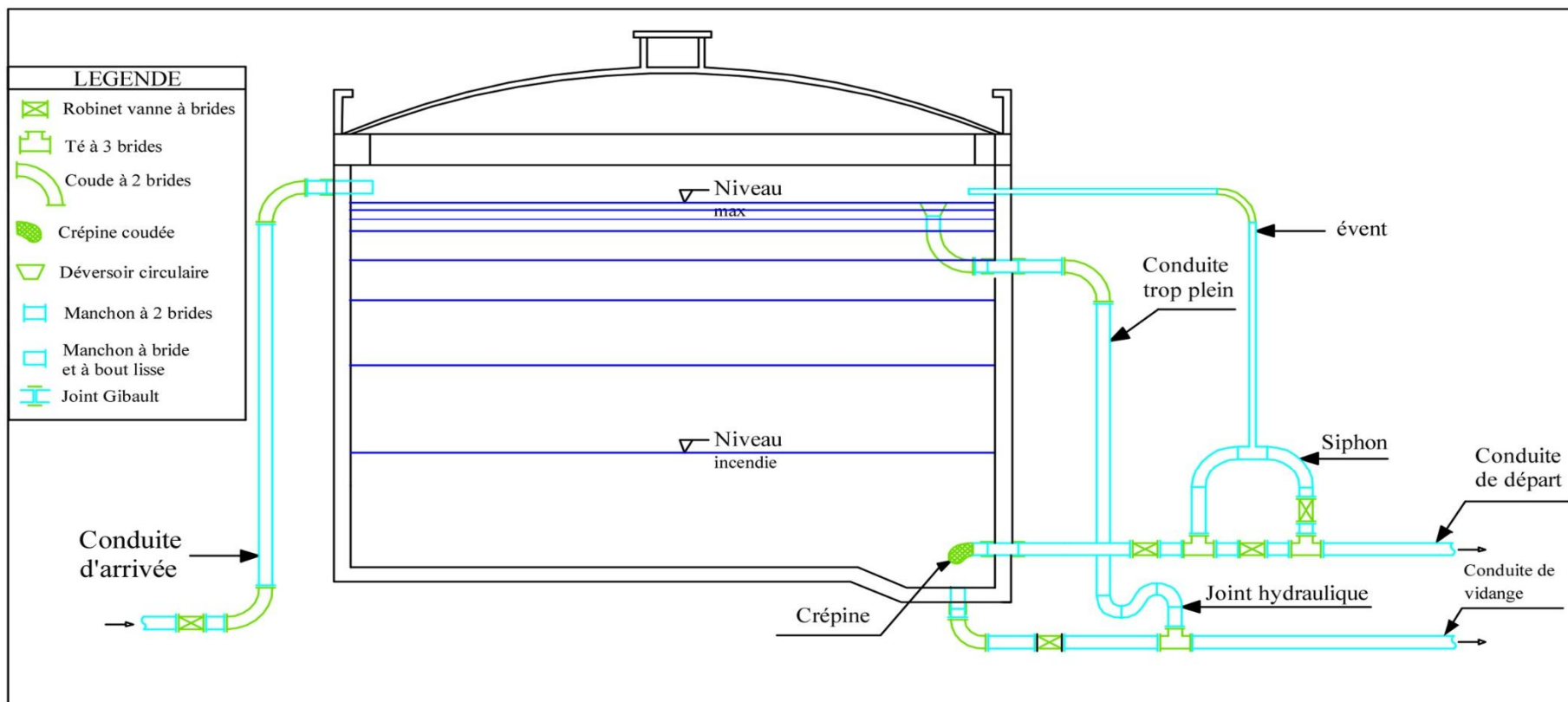


Figure IV-1 : Coup transversale d'un réservoir

### IV-8. Capacités des réservoirs :

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **5307,19 m<sup>3</sup>/j**. Ce débit est refoulé successivement par trois stations de reprise pour atteindre le réservoir tampon projeté sur une crête dominant à Elka N'Ferhat.

Les stations de reprise sont équipées pour un régime de fonctionnement de 20h/24 et ce pour éviter le coût élevé de l'énergie durant les heures de pointe.

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

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

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

#### IV-8.1. Méthode analytique :

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

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

$V_r$ : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>),

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

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

Et le volume total sera :

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

$V_T$ : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).

$V_{\text{inc}}$ : volume d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup>.

-Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la déférence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

#### IV-8.2. 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 :

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

Dont le volume total sera :

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

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

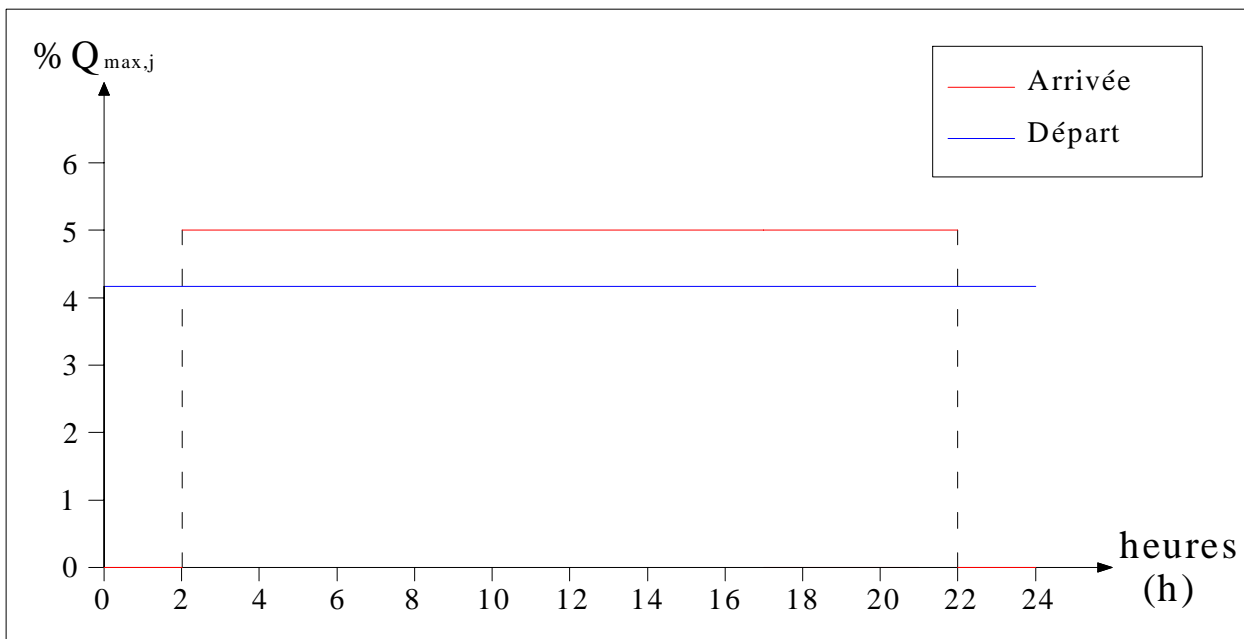
$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à  $120 m^3$ .

### IV-8.3. Dimensionnement des réservoirs et des Bâches de reprises des différentes stations de pompage :

#### a) Station de pompage N°1

La station de pompage N°1 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant gravitairement du point de piquage (reliant le barrage Koudiet Acerdoune de la wilaya de Bouira vers le flan sud de la wilaya de Tizi-Ouzou), avant d'être refoulée vers le réservoir de TIZI N'TLETA.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de reprise N°1 et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement. Le régime de travail de la station de pompage N°1 est tel que le montre la figure IV-2.



**Figure IV-2** : Régime de travail de la station de pompage N°1

✓ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :**

Le volume de réservoir de la station de pompage N°1 sera déterminé selon formule suivante :

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

$$V_t = (221.13/2) * 0.75 = 82.92 \text{ m}^3$$

$Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr} = 221.13 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$t$  : temps de fermeture de la vanne ( $t = 0.75$ )

$$V : 82.92 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité égale à  $100 \text{ m}^3$

➤ **Dimensions du réservoir**

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

- Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots \dots \dots (IV.2)$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;

$S$  : section du réservoir ( $\text{m}^2$ ) ;

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

$h$  : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose:  $h = 6 \text{ m}$ .

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 500}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 10.30 \text{ m,}$$

Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \dots \dots \dots (IV.3)$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 500}{3,14 * 10.30^2} \Rightarrow h = 6 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \dots \dots \dots (IV.4)$$

$$\text{AN: } S = \frac{500}{6} \Rightarrow S = 83.33 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir

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

$$H = h + R \dots \dots \dots (IV.5)$$

$H$  : hauteur totale du réservoir (m) ;

$R$  : revanche (m),

On prend:  $R = 0,5 \text{ m}$

AN:  $H = 6 + 0,5 \Rightarrow H = 6.5 \text{ m}$

b) Réservoir tampon pour l'alimentation de chef-lieu de la commune de TIZI N'TLETA et la SP2 :

Le réservoir tampon pour l'alimentation de réservoir chef-lieu se situe à proximité de chef-lieu a une cote de 528m. Ce réservoir va alimenter gravitairement le chef-lieu et le reste vers la station de pompage SP2 (ce réservoir va jouer le rôle d'un réservoir tampon car on va passer de refoulement à une autre partie gravitaire vers la SP2).

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Le volume de réservoir de tizi n'tleta sera déterminé selon formule suivant :

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

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

$$V_t = (265.36.13/2) * 0.75 = 82.92 \text{ m}^3$$

$Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr} = 221.13 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

t : temps de fermeture de la vanne ( $t = 0.75\text{h}$ )

$$V : 99.51 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité égale à  $100\text{m}^3$

#### Remarque :

Ce réservoir tampon va alimenter le réservoir du chef-lieu avec un débit de  $960.2 * 1000 / (24 * 3600) = 11.11 \text{ l/s}$ .

➤ **Dimensions du réservoir**

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.2)

On prend:  $h = 6 \text{ m}$

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 750}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 12,62 \text{ m,}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.3)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 750}{3,14 * 12.62^2} \Rightarrow h = 6 \text{ m}$$

$\Rightarrow h = 6 \text{ m}$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (IV.4)

$$\text{AN: } S = \frac{750}{6} \Rightarrow S = 125 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (IV.5)

On prend:  $R = 0,5 \text{ m}$

AN:  $H = 6 + 0,5 \Rightarrow H = 6,5 \text{ m}$

c) Station de pompage N°2

La station de pompage N°2 sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant par gravité de réservoir tampon avant d'alimenter par refoulement la SR1.

Le régime de travail de la station de pompage N°2 est tel que le montre la figure IV-3

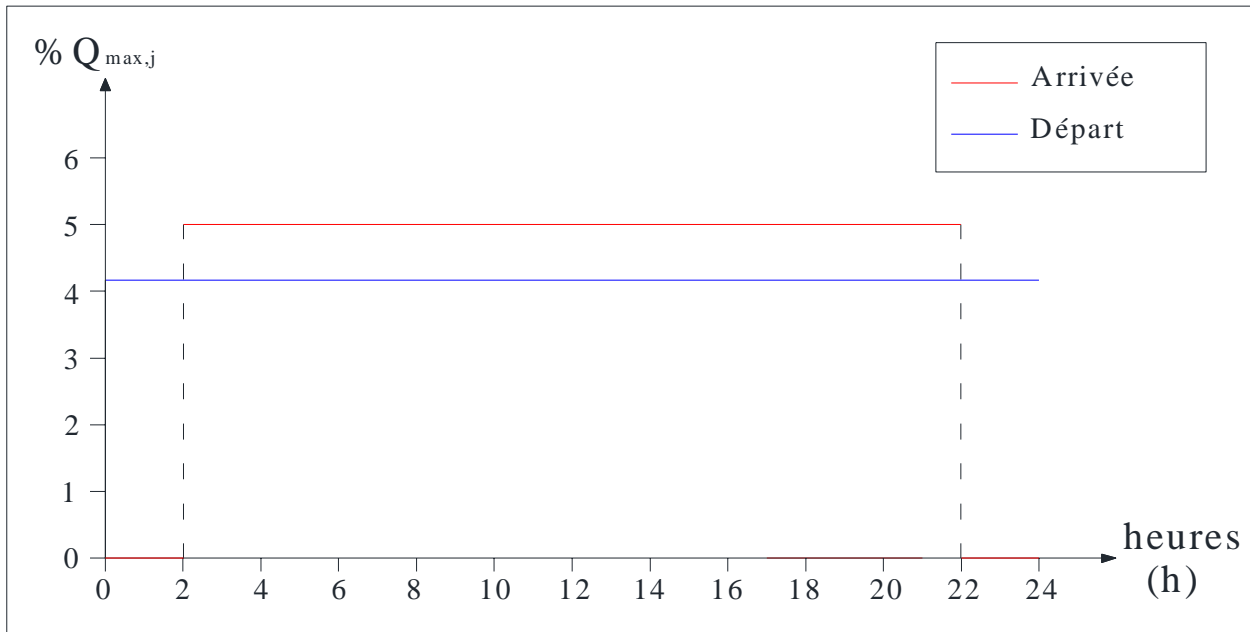


Figure IV-3 : Régime de travail de la station de pompage N°2

Le volume de réservoir de la station de pompage N°2 sera déterminé selon formule suivante :

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

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

$$V_t = (265.36.13/2) * 0.75 = 82.92 \text{ m}^3$$

$Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr} = 221.13 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$t$  : temps de fermeture de la vanne ( $t = 0.75\text{h}$ )

$$V : 99.51 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité égale à  $100\text{m}^3$

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

$$V_t = (217.35/2) * 4 = 434.70 \text{ m}^3/\text{h}$$

$Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr}=217.35 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$t$  : le temps de stockage ( $t = 4$  heures)

$V$  :  $434.70 \text{ m}^3$

$V_t=434.7 \text{ m}^3$

On opte pour un réservoir de capacité égale à  $500\text{m}^3$

### ➤ **Dimensions du réservoir**

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.2)

On prend:  $h = 6 \text{ m}$

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 500}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 10,3 \text{ m,}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule (IV.3)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 500}{3,14 * 10.3^2} \Rightarrow h = 6 \text{ m}$$

$\Rightarrow h = 6 \text{ m}$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule (IV.4)

$$\text{AN: } S = \frac{500}{6} \Rightarrow S = 83.33 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule (IV.5)

On prend:  $R = 0,5 \text{ m}$

$$\text{AN: } H = 6 + 0,5 \Rightarrow H = 6,5 \text{ m}$$

d) bêche de la station de reprise n °1 (BSR1) :

La station de reprise N°1 sera dotée d'une bêche qui reçoit l'eau venant par refoulement de la station de pompage N°2 avant d'alimenter par refoulement le réservoir de tampon de Elka N'Ferhat.

Le régime de travail de la station de reprise N°1 est tel que le montre la figure IV-4

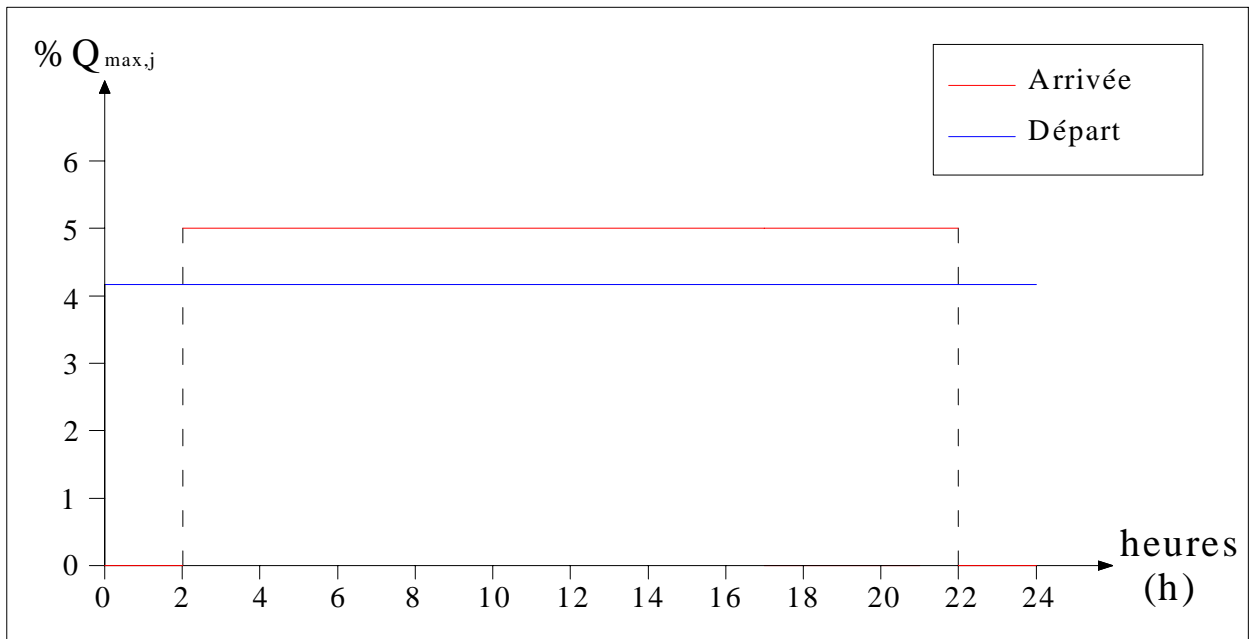


Figure IV-4 : Régime de travail de la station de reprise N°1

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir de la SR1**

- La bêche de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le même principe du dimensionnement du réservoir tampon.
- Donc Le volume de la bêche à eau est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\text{bêche}} = Q_r * \frac{t}{T}$$

➤ Avec :

➤  $Q_r$  : débit à refoulé

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

➤  $t$  : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $t=1/4h$ )

➤  $V_{\text{bêche}} = 4346.99 * 0.25 / 20 = 54.33m^3$

On va prendre un volume normalisé de **60m<sup>3</sup>**.

#### IV-8.4. Dimensionnement du réservoir tampon Elka N'Ferhat

Le réservoir de Elka N'Ferhat joue le rôle de réservoir tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par (SR1) gravitairement vers les réservoirs des localités situées à l'aval.

Le volume de réservoir de Elka N'Ferhat sera déterminé selon formule suivant :

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

$$V_t = \left( \frac{197,4}{2} \right) * 4 = 394,8 (\text{m}^3)$$

Avec :

$Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr}=197,4 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

t : le temps de stockage (t = 4 heures)

V :  $394,8 \text{ m}^3$

$V_{inc}$  :  $120 \text{ m}^3$

$V_t = V + V_{inc}$

$V_t = 394,8 + 120 = 514,8 \text{ m}^3$

On opte pour un réservoir de capacité égale à  $750 \text{ m}^3$  situe sur une altitude de 903m.

➤ **Dimensions du réservoir**

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve est donner par la formule (III.2)

On prend : h = 6 m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 750}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 12,61 \text{ m,}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve est donner par la formule (III.3)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 750}{3,14 * 21^2} \Rightarrow \mathbf{h = 6 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve est donner par la formule (III.4)

$$\text{AN: } S = \frac{750}{6} \Rightarrow \mathbf{S = 125 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir est donner par la formule (IV.5)

On prend: R = 0,5 m

$$\text{AN: } H = 6 + 0,5 \Rightarrow \mathbf{H = 6,5 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie est donner par la formule (IV.6)

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{120}{125} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,96 \text{ m}}$$

**Tableau IV-1** : Tableau donnant les dimensions des réservoirs tampons

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	h inc(m)	R (m)	H(m)
Rtampon tizi n'tleta	750	12.61	125	6	0.96	0.5	6.5
R <sub>Elka N'Ferhat</sub>	750	12.61	125	6	0.96	0.5	6,5

**Tableau IV-2** : Tableau donnant les dimensions des réservoirs de transit et bâches de reprise

Réservoirs/Bâche de reprise	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	500	10,3	83,33	6	0,5	6,5
SP 2	500	10,3	83,33	6	0,5	6,5
SR 1	60	5	19,6	3,06	0.34	3,4

**Conclusion :**

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question. L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire de trois stations de pompage et deux réservoirs tampon, ainsi dimensionnés et moyennant des conduites d'adduction mixte (refoulement-gravitaire). Les réservoirs projetés seront de type semi enterrés, leur emplacement est dicté par la topographie de terrain de notre zone d'étude.



# **CHAPITRE V**

## **Etude du pompage**

## Introduction :

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

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté trois stations de pompages.

### V-1. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

### 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 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-3.1. Refoulement SP 1 – Réservoir tampon TIZI N'TLETA :

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

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

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	265,36	127,01	PM125/2D	75,3	176	2900	2	134	6,84
<b>2</b>	<b>132,68</b>	127,01	<b>PM100/2B</b>	<b>77,8</b>	<b>146</b>	<b>2900</b>	<b>2</b>	<b>56,3</b>	<b>3,84</b>
3	88,45	127,01	PM80/3B	75,2	154	2900	3	38,1	3,6
4	66,34	127,01	PM100/7A	76	143	1450	7	29,2	1,91

A partir du tableau (V-1), 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.

**N B :**

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM100/2B.CAPRARI**

### V-3.2. Refoulement SP 2 – SR1 :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau(V-2) :

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

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	217,35	228,98	PM 125/3D	75	264	2900	3	181	4,73
<b>2</b>	<b>108,67</b>	228,98	<b>PM100/4C</b>	<b>77.4</b>	<b>255</b>	<b>2900</b>	<b>4</b>	<b>92,3</b>	<b>3,42</b>
3	72,45	228,98	PM80/8D	74,3	312	2900	8	72,4	3,12
4	54,34	228,98	PM65/6A	70,1	285	2900	6	52,6	2,81

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.

**N B :**

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM100/4C.CAPRARI**

### V-3.3. Refoulement SR 1 - Réservoir tampon Elka N'Ferhat :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-3).

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

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	217,35	241,71	PM 125/3C	75,9	301	2900	3	213	5,37
<b>2</b>	<b>108,67</b>	241,71	<b>PM80/5D</b>	<b>76.6</b>	<b>276</b>	<b>2900</b>	<b>5</b>	<b>103</b>	<b>3,57</b>
3	72,45	241,71	PM80/5A	75.1	293	2900	5	99.9	3,35
4	54,34	241,71	PM65/6A	70.1	285	2900	6	53	2,91

A partir du tableau (V-3), on déduit que la variante N°2 est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

**N B :**

On opte pour un nombre de deux pompes en plus d'une pompe de secours. Ces deux pompes sont identiques de type **PM100/5D.CAPRARI**

#### **V-4. Courbes caractéristiques des pompes :**

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

\* [H-Q] \* [P<sub>abs</sub> - Q] \* [ $\eta_p$  - Q] \* [(NPSH)<sub>r</sub> - Q]

Les courbes caractéristiques des pompes des stations de pompage SP1, SP2 et SR1, Sont retirées à partir de logiciel de **CAPRARI**, et sont représentées dans les figures (V-1, V-2, V-3) respectivement figure (V-1) pour les pompes de la SP1 de type **PM100/2B**, la figure (V-2) pour la deuxième **PM100/4C** et la troisième station de pompage de type **PM100/5D** figure (V-3).

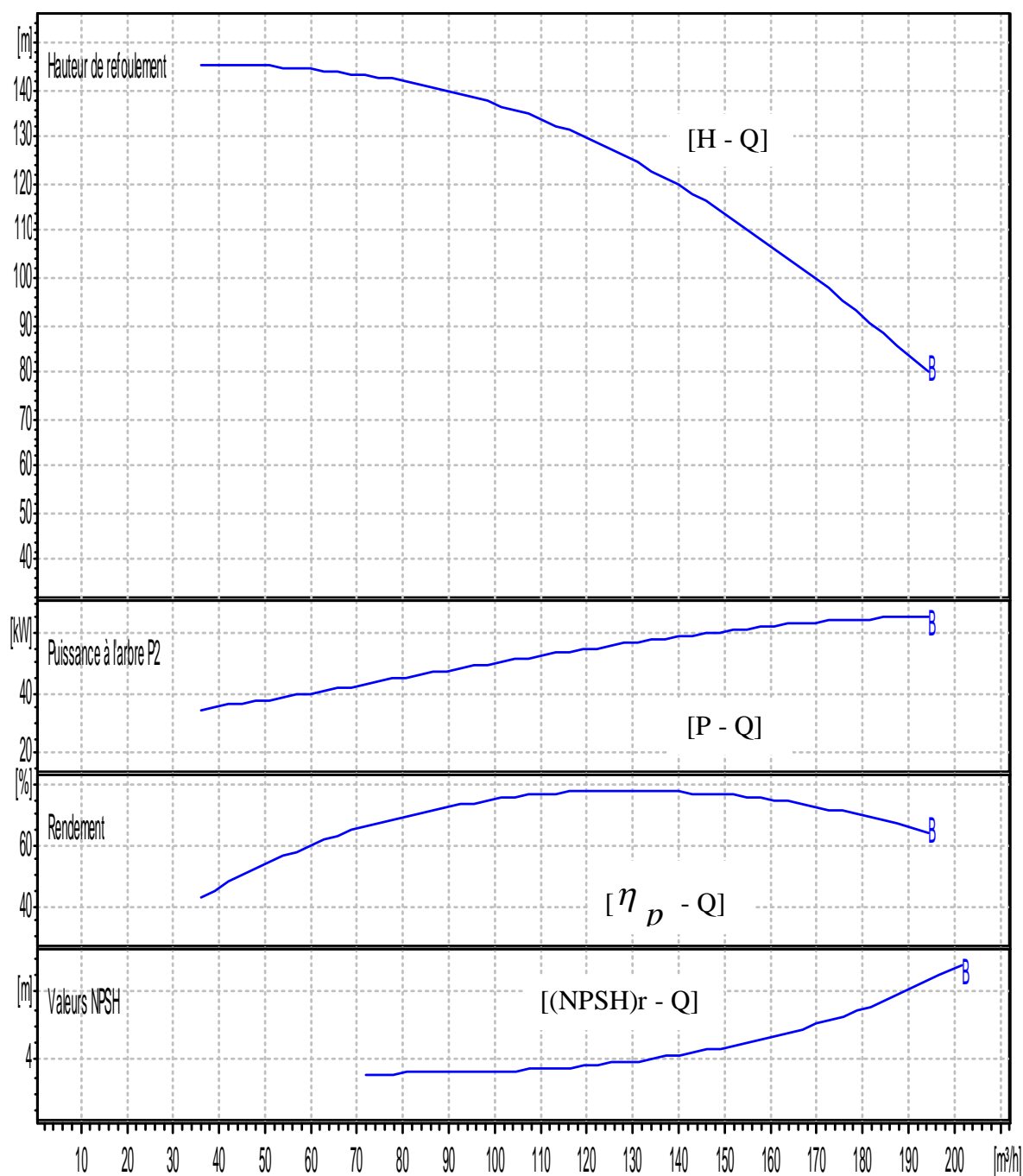


Figure V-1 : Courbes caractéristiques de la pompe SP1 de type PM100/2B.CAPRARI

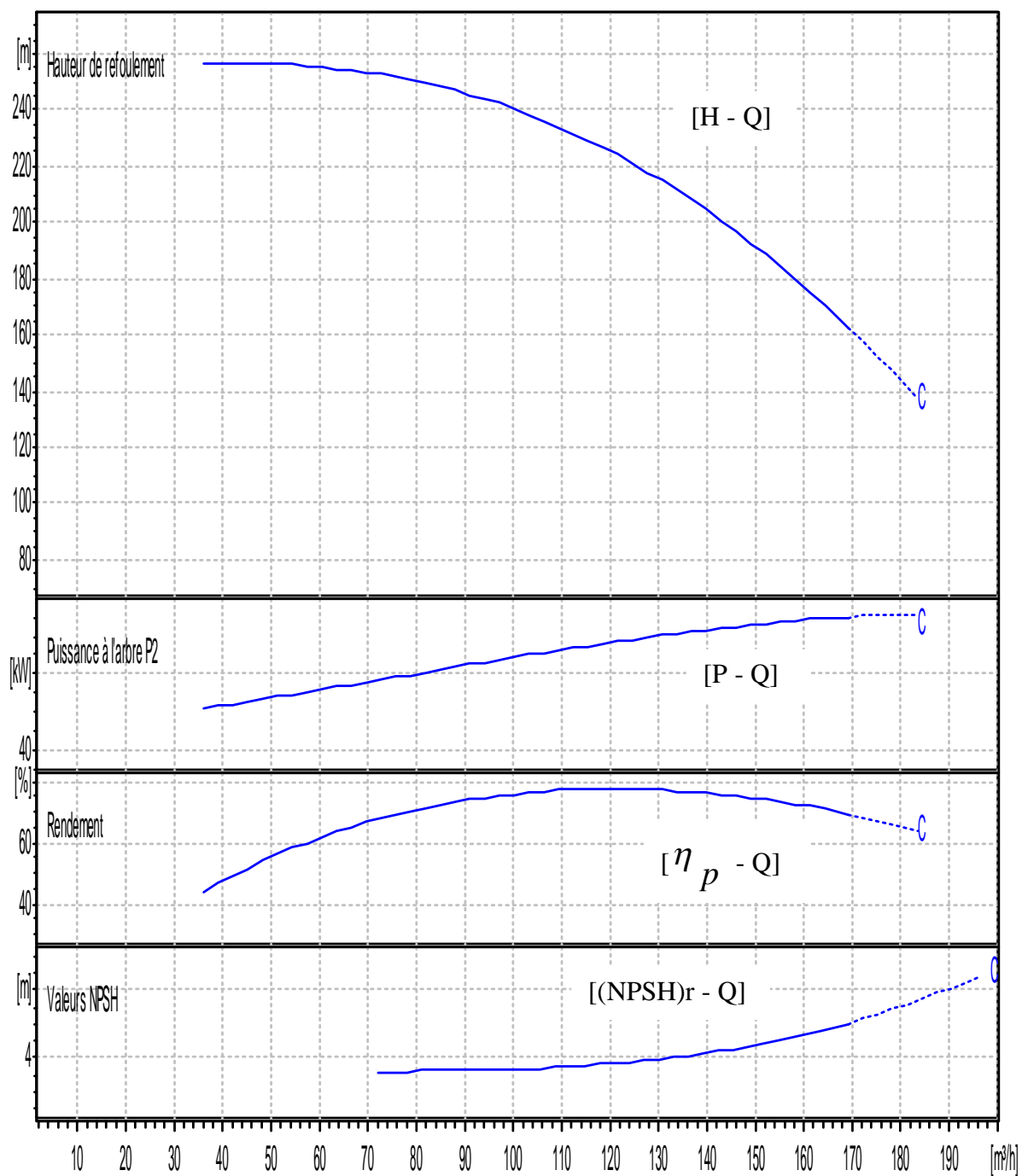
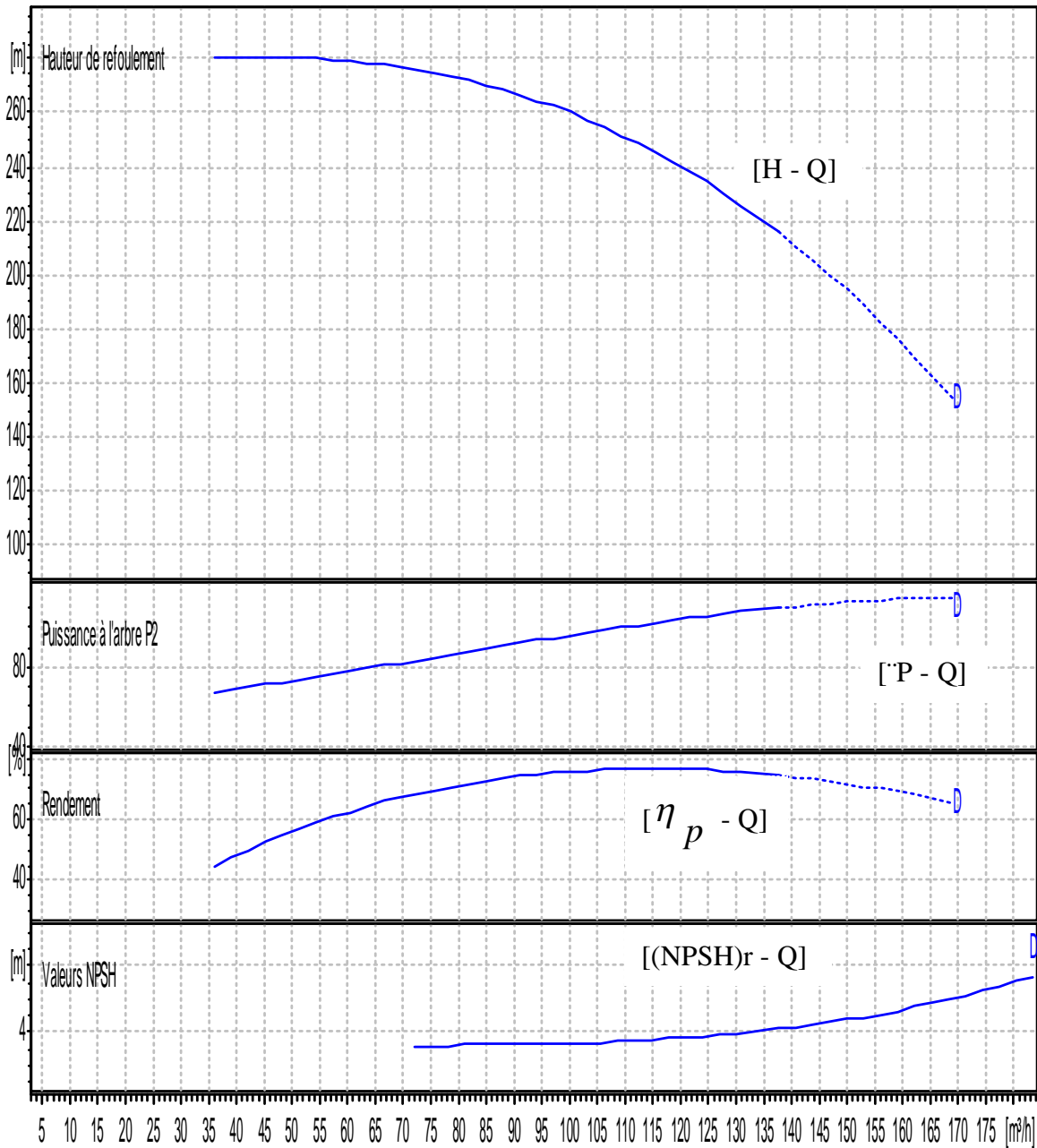


Figure V-2 : Courbes caractéristiques de la pompe SP2type PM100/4C.CAPRARI



**Figure V-3** : Courbes caractéristiques de la pompe SR1 type PM100/5D.CAPRARI

### V-5. Points de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement  $[H-Q]$  et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement  $[H_c-Q]$ .

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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

fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

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

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

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

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

Avec :

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

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

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,  $\lambda = 0,03217$  pour  $D = 250\text{mm}$ ,  $\lambda = 0,03043$  pour  $D = 300\text{mm}$  (voir chapitre IV) ;

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

$Q$  : débit refoulé par la pompe ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

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

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

V-5.1. Refoulement SP1 - Réservoir tampon TIZI N'TLETA :

**Tableau V-4 :** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-Réservoir tampon TIZI N'TLETA )

N°	Q ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	2Q ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	Hg(m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta H_p^{lin}$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hc(m)
1	0	0	114	2201	250	0,0117	0	0	114,00
2	20	40	114	2201	250	0,0117	0,41	0,45	114,45
3	40	80	114	2201	250	0,0117	1,63	1,80	115,80
4	60	120	114	2201	250	0,0117	3,67	4,04	118,04
5	80	160	114	2201	250	0,0117	6,53	7,18	121,18
6	100	200	114	2201	250	0,0117	10,20	11,22	125,22
7	120	240	114	2201	250	0,0117	14,69	16,16	130,16
8	140	280	114	2201	250	0,0117	20,00	22,00	136,00

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



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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 249 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 265,36 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 132 \text{ m} > H_{app} = 127,01 \text{ m} \end{cases}$$

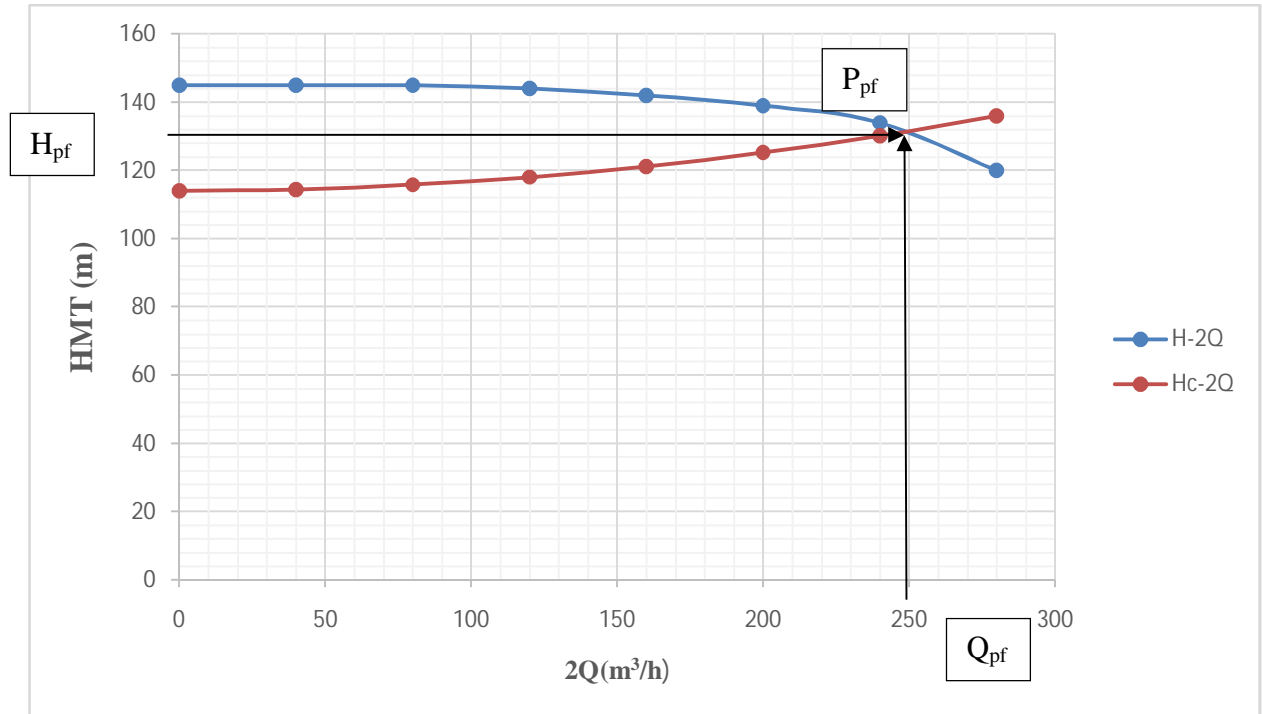


Figure V-4 : Point de fonctionnement de la pompe de la SP1

**N B :**

Le débit du point de fonctionnement est inférieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V-5.2. Refoulement SP 2 – SP3 :

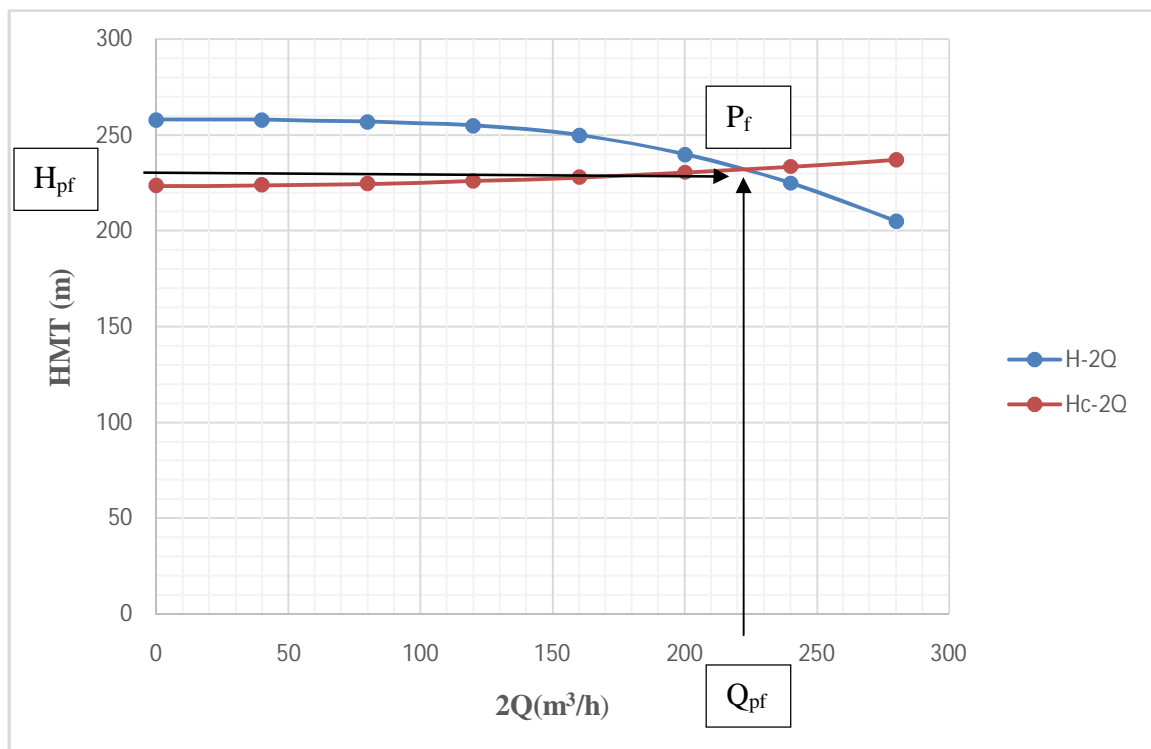
Tableau V-5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-SR1)

N°	Q (m³/h)	2Q (m³/h)	Hg(m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	λ	ΔH <sub>p</sub> <sup>lin</sup> (m)	ΔH <sub>t</sub> (m)	Hc(m)
1	0	0	223,6	1356	250	0,0117	0	0	223,60
2	20	40	223,6	1356	250	0,0117	0,25	0,28	223,88
3	40	80	223,6	1356	250	0,0117	1,01	1,11	224,71
4	60	120	223,6	1356	250	0,0117	2,26	2,49	226,09
5	80	160	223,6	1356	250	0,0117	4,02	4,43	228,03
6	100	200	223,6	1356	250	0,0117	6,29	6,91	230,51
7	120	240	223,6	1356	250	0,0117	9,05	9,96	233,56
8	140	280	223,6	1356	250	0,0117	12,32	13,55	237,15

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

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 223 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 217,35 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 232 \text{ m} > H_{app} = 228,98 \text{ m} \end{cases}$$



**Figure V-5** : Point de fonctionnement de la pompe de la SP 2

**N B :**

Le débit du point de fonctionnement est inférieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

V-5.3. Refoulement SR 1 - Réservoir tampon Elka N’Ferhat :

Tableau V-6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1-Réservoir tampon Elka N’Ferhat)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	2Q (m <sup>3</sup> /h)	Hg(m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	λ	ΔH <sub>p</sub> <sup>lin</sup> (m)	ΔH <sub>t</sub> (m)	Hc(m)
1	0	0	231,4	3856	250	0,0117	0	0	231,40
2	20	40	231,4	3856	250	0,0117	0,72	0,79	232,19
3	40	80	231,4	3856	250	0,0117	2,86	3,15	234,55
4	60	120	231,4	3856	250	0,0117	6,44	7,08	238,48
5	80	160	231,4	3856	250	0,0117	11,44	12,58	243,98
6	100	200	231,4	3856	250	0,0117	17,88	19,66	251,06
7	120	240	231,4	3856	250	0,0117	25,74	28,31	259,71
8	140	280	231,4	3856	250	0,0117	35,04	38,54	269,94

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

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

sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 220 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 217.35 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 252 \text{ m} > H_{app} = 241.71 \text{ m} \end{cases}$$

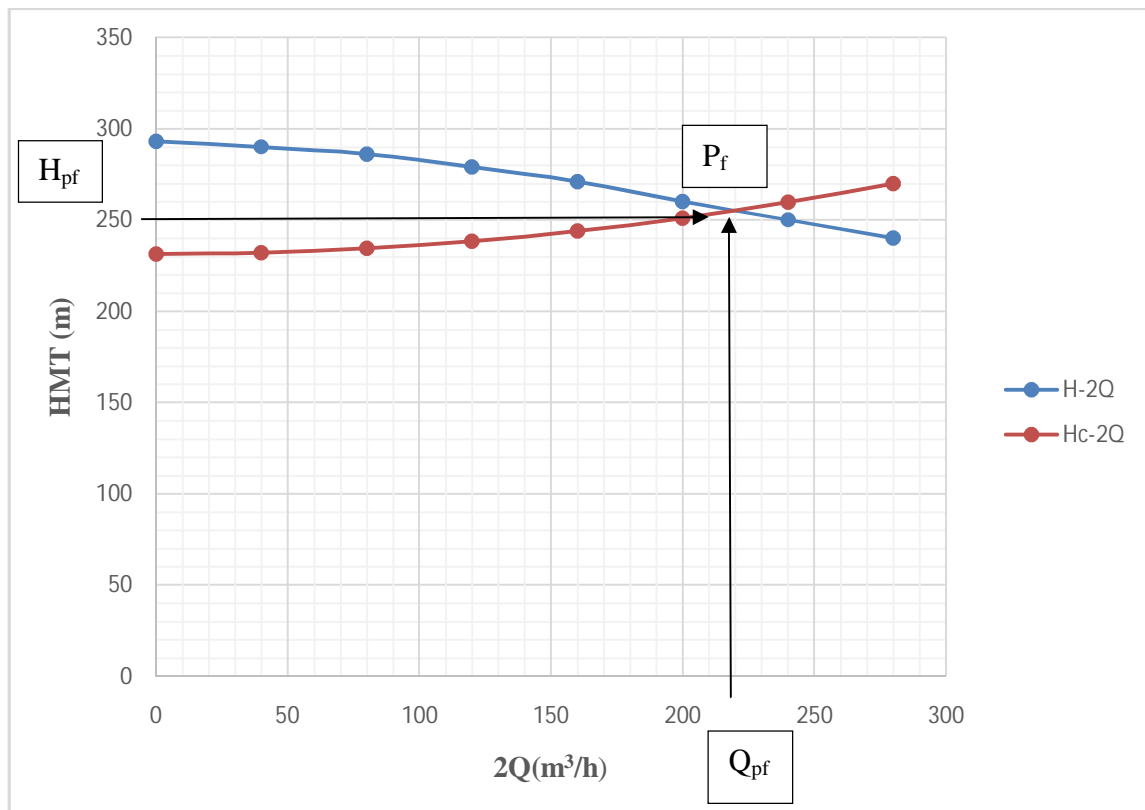


Figure V-6 : Point de fonctionnement de la pompe de la SR1

**N B :**

Le débit du point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

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

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

**A- Débit disponible > Débit appelé**

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

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

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

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

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

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

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

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H_c'$  et la hauteur appelée

$$h_v = H_c' - H_{app} \quad (V-5)$$

$H_c'$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>R</sub> (m).

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

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V-6)$$

$Q_{app}$  : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V-7)$$

$Q_{M1}$  : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

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

**\*Rendement de rognage**

$$R = (1-m)*100 \quad (V-8)$$

R : rendement de rognage (%) ;  
 m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V-9)$$

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

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- **Diminution de temps de pompage :** dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V-10)$$

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<sub>pf</sub>: débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).

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

**B- Débit disponible < Débit appelé**

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

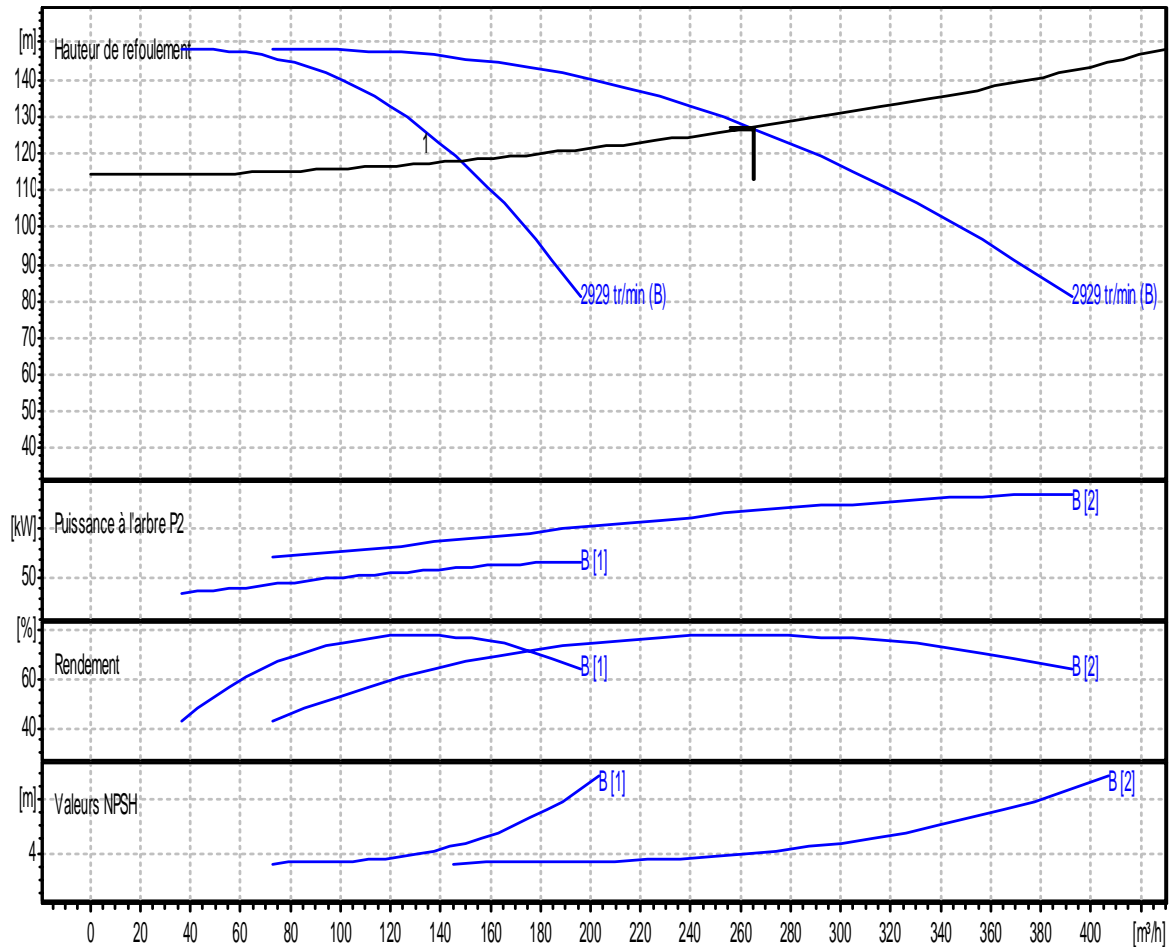
- **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

**V-6.1. Refoulement SP 1 - Réservoir TZIZ N'TLETA :**

On a Q<sub>app</sub>>Q<sub>Pf</sub>

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

D'après le logiciel CAPRAI ; l'optimisation de la vitesse de rotation nous donne le graphe suivant



**Figure V-7:** Courbe caractéristiques de la SP 1 après réglage

La nouvelle vitesse de rotation est de : **2 929 tr/min**

La nouvelle puissance absorbée est de  $P_{\text{absorbé}}$  : **58.8KW**

Le nouveau rendement après réglage : **77,7 %**

**NB :**

On opte pour un réglage qualitatif car le  $Q_{\text{app}} > Q_{\text{Pf}}$

V-6.2. Refoulement SP 2 – SR1 :

On a  $Q_{\text{app}} < Q_{\text{Pf}}$

**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 de la vitesse de rotation et la diminution du temps de pompage.

**a) Vannage :**

- $H_c = 234,5$  m (figure V.5).
- $h_v = 234,5 - 228,98 \Rightarrow h_v = 5,52$  m.
- $\eta_{inst}^{av,van} = 77\%$  (tableau V.1).
- $\eta_{inst}^{ap,van} = 77 * \frac{228,98}{228,98 + 5,52} \Rightarrow \eta_{inst}^{ap,van} = 75,19 \%$
- Moyennant la formule IV.12 (chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

$$\text{sachant que : } Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{217,35}{2} \Rightarrow Q = 108,67 \text{ m}^3 / \text{h}.$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 108,67 * 234,5}{0,7519 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 92,35 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage :

- Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{217,35}{223} * 20 \Rightarrow t' = 19 \text{ h } 29 \text{ min } 36 \text{ sec}$$

- Le rendement correspondant au débit  $Q_A = 223 \text{ m}^3/\text{h}$  est : 77.2 %.

Moyennant la formule IV.12 (chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que :  $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$  avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{223}{2} \Rightarrow Q = 111,5 \text{ m}^3 / \text{h}$$

AN :

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 111,5 * 232}{0,772 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 91,31 \text{ Kw.}$$

**c) Réglage qualitatif (diminution de la vitesse de rotation)**

D'après le logiciel CAPRARI ; l'optimisation de la vitesse de rotation nous donne le graphe suivant :

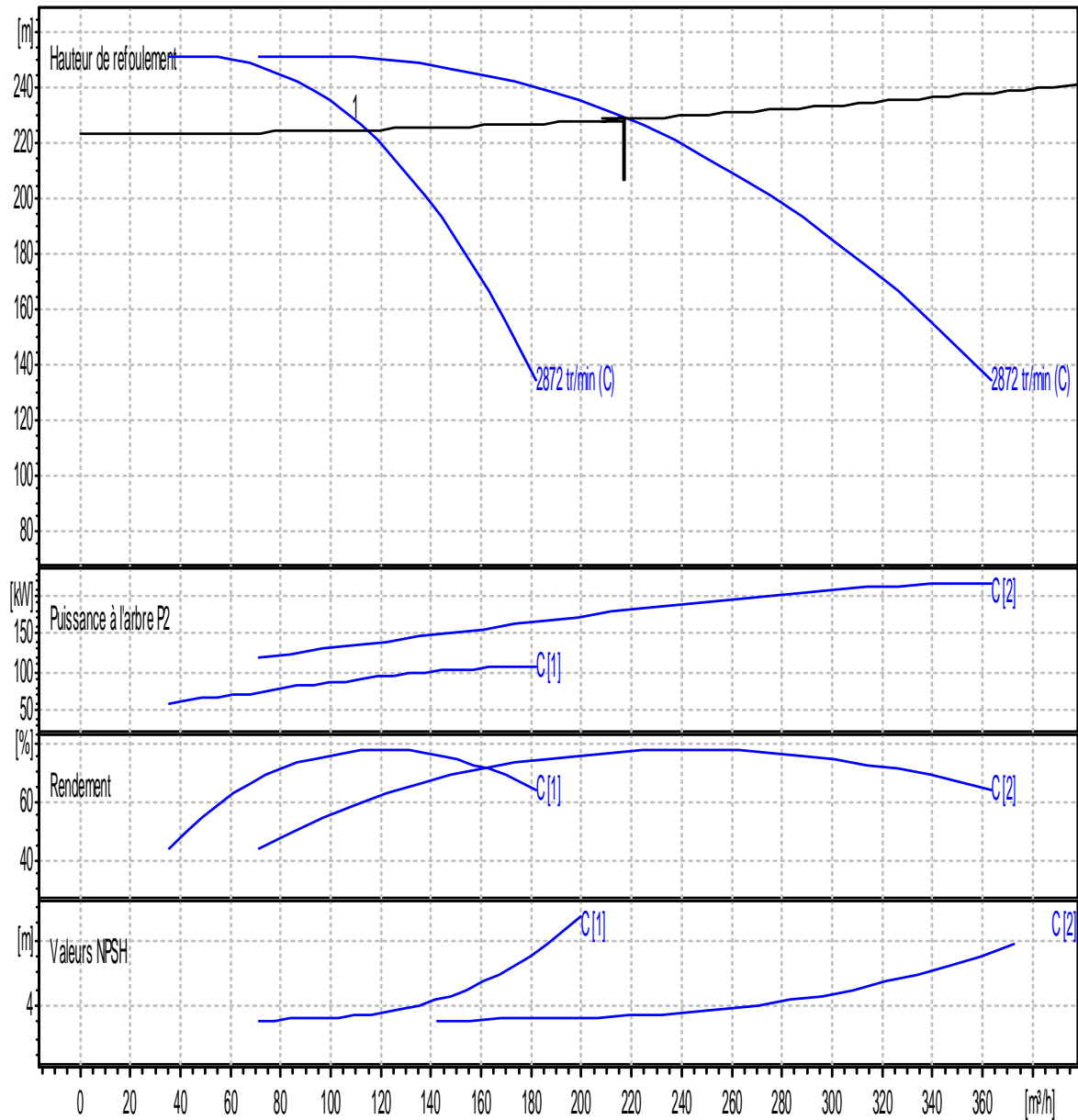


Figure V-8 : Courbe caractéristiques de la SP 2 après réglage

La nouvelle vitesse de rotation est de : **2 872 tr/min**

La nouvelle puissance absorbée est de :  **$P_{\text{absorbé}}$  : 90 KW**

Le nouveau rendement après réglage : **77,1 %**



Tableau V-7 : Résultat des différents modes de réglage pour la SP2

Mode de réglage	Puissance absorbée	Rendement
vannage	92.35	75.19
Diminution du temps de pompage	91.31	77.2
Réduction de vitesse de Rotation	90	77,1

**N B :**

On opte pour le réglage qualitatif (Réduction de la vitesse de rotation) car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

**V-6-3- Refoulement : SR 1 – Réservoir tampon Elka N’Ferhat :**

On a  $Q_{app} < Q_{Pf}$

**a) Vannage :**

- $H_c = 256$  m (figure V.6).

- $h_v = 256 - 241.71 \Rightarrow h_v = 14.29$  m.

- $\eta_{inst_{av,van}} = 76.6\%$ .

- $\eta_{inst_{ap,van}} = 76.6 * \frac{241.71}{241.71 + 14.29} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 72,32 \%$

- Moyennant la formule III.12 (chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

$$\text{sachant que : } Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{217,35}{2} \Rightarrow Q = 108,67 \text{ m}^3 / \text{h}.$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 108,67 * 256}{0,7232 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 104,82 \text{ Kw}.$$

**b) Diminution du temps de pompage :**

- Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{217.35}{220} * 20 \Rightarrow t' = 19 \text{ h } 45 \text{ min } 33 \text{ sec}$$

- Le rendement correspondant au débit  $Q=220 \text{ m}^3/\text{h}$  est : 75.6 %.

Moyennant la formule III.12 (chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que :  $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$  avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

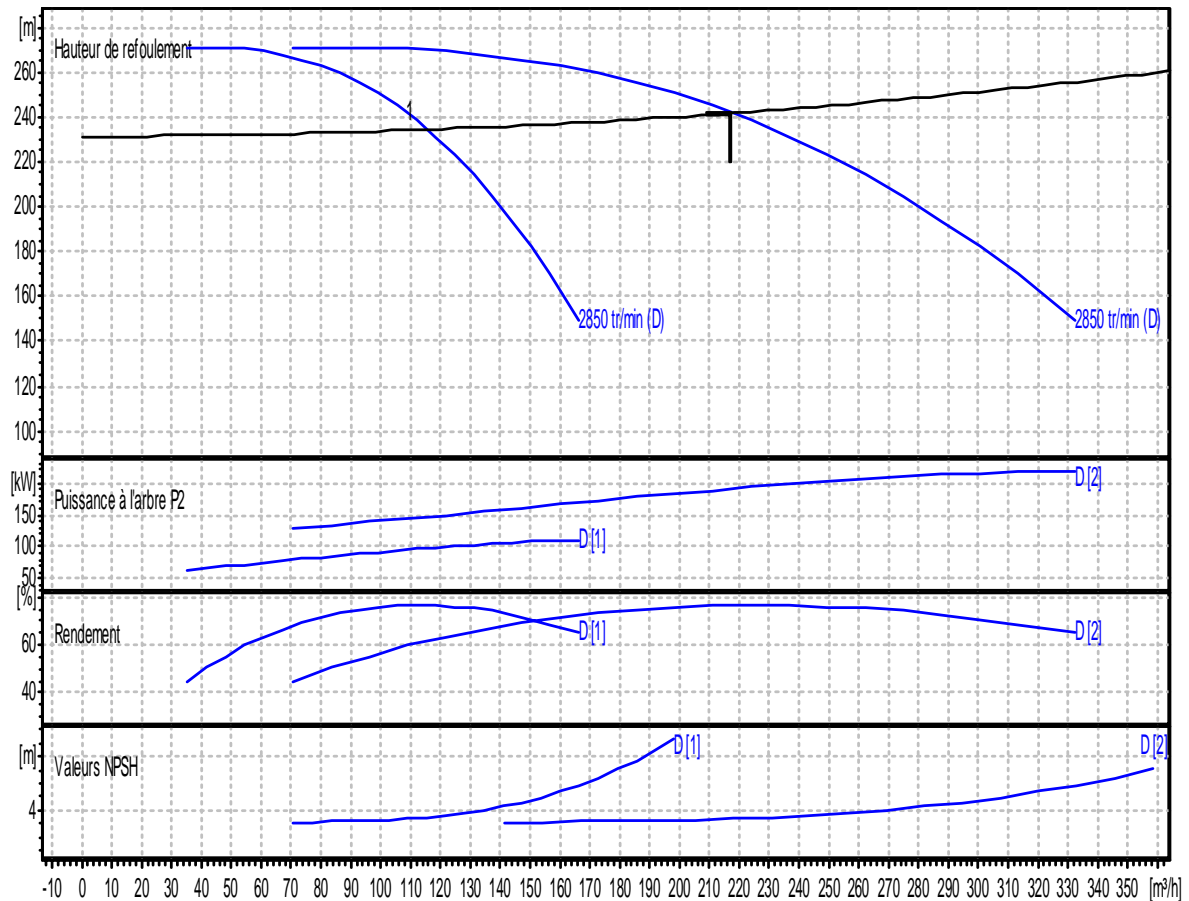
$$Q = \frac{220}{2} \Rightarrow Q = 110 \text{ m}^3 / \text{h}$$

AN :

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 110 * 252}{0,756 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 99,92 \text{ Kw.}$$

**c) Réglage qualitatif (diminution de la vitesse de rotation)**

D’après le logiciel CAPRARI ; l’optimisation de la vitesse de rotation nous donne le graphe suivant :



**Figure V-9 :** Courbe caractéristiques de la SR 1 après réglage

La nouvelle vitesse de rotation est de : **2 850 tr/min**

La nouvelle puissance absorbée est de : **P<sub>absorbé</sub> : 95.4 KW**

Le nouveau rendement après réglage : **76,5 %**

**Tableau V-8** Résultat des différents modes de réglage pour la SR1

Mode de réglage	Puissance absorbée	Rendement
vannage	104.82	72.32
<b>Diminution du temps de pompage</b>	99.92	75.6
<b>Réduction de vitesse de Rotation</b>	<b>95.4</b>	<b>76,5</b>

**N B :**

On opte pour le réglage qualitatif (Réduction de la vitesse de rotation) car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

**V-7.Choix du moteur électrique****V-7.1.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-7.2.Refoulement : SP 1 – Réservoir de TIZI N'TLETA****Caractéristiques du moteur**

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2929 tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 75Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

**V-7.3.Refoulement : SP2 – SP3****Caractéristiques du moteur**

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2872 tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 110Kw
- Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

**V-7.4.Refoulement : SR1 - Réservoir Tampon elkat n frehat****Caractéristiques du moteur**

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2850 tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 110 Kw
- Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

### V-8. Etude de la cavitation

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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.11})$$

-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 :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_a^2}{2g} \quad (\text{V.12})$$

- $V_a$  : 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-9** : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

$T^\circ$ (°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

$\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (\text{V.13})$$

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (\text{V.14})$$

Avec :

$L_r$  : longueur du collecteur de refoulement,  $L_r = 15$  m ;

$l_r$  : longueur de la conduite de refoulement,  $l_r = 1,5$  m ;

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (\text{V.15})$$

Avec :

$n$  : nombre de pompes en parallèles.

$D_c$  : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (\text{V.16})$$

Avec :

$V_c$  : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (\text{V.17})$$

Avec :

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

- $V_{asp}$  : 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,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (\text{V.18})$$

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

## V-9. Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (\text{V.19})$

$\nabla_{axe}$  : niveau de l'axe de la pompe (m) ;

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3)$  m. 0.2

## a) Refoulement SP1- Réservoir de TIZI N'TLETA

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 3,84$  m
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \cdot 420 = 9,75$  m
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20$  °C :  $T_v = 0,24$  mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = (1,2 - 1,5) \cdot DN1$

Donc :  $D_a = 1,4 \cdot 125 \Rightarrow D_a = 175$  mm

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 \cdot 132,68}{3,14 \cdot 0,175^2 \cdot 3600} \Rightarrow V_a = 1,53 \text{ m/s}$$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 265,36}{3,14 \cdot 1,75 \cdot 3600}} \Rightarrow D_c = 0,232 \text{ m}$$

$$\text{On pose } D_c = 0,25 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 \cdot 265,36}{3,14 \cdot 0,25^2 \cdot 3600} \Rightarrow V_c = 1,51 \text{ m/s}$$

Cette vitesse n'est pas admissible, alors on agrandit  $D_c$  on prend :  $D_c = 300$  mm

$$D_c = 0,30 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 \cdot 265,36}{3,14 \cdot 0,30^2 \cdot 3600} \Rightarrow V_c = 1,04 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible,  **$D_c = 300$  mm**

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 \cdot \left( \frac{15 \cdot (265,36 / 3600)^2}{0,30^{5,3}} + \frac{1,5 \cdot (132,68 / 3600)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,12 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,10 \cdot 0,12 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,13 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,84 + 0,4 - 9,75 + 0,24 + \frac{1,53^2}{2 \cdot 9,81} + 0,13 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5,02 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} - \Delta h_{asp} \quad (\text{V.18})$$

A.N :

$$h_{asp}^{adm} = 9,75 - 3,84 - 0,4 - 0,24 - \frac{1,53^2}{2 \cdot 9,81} - 0,13 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,02 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 420 + 5,02 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 424,82 \text{ m}$

## b) Refoulement SP 2 - SP3

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 3,42$  m

- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 460 = 9,69 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20 \text{ °C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc :  $D_a = 1,4 * 125 \Rightarrow D_a = 175 \text{ mm}$

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 108,67}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,25 \text{ m/s}$$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 217,35}{3,14 * 1,75 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,21 \text{ m}$$

$$\text{On pose } D_c = 0,25 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 217,35}{3,14 * 0,25^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,23 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible, **Dc = 250 mm**

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{15 * (217,35 / 3600)^2}{0,25^{5,3}} + \frac{1,5 * (108,67 / 3600)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,17 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,10 * 0,17 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,19 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,42 + 0,4 - 9,69 + 0,24 + \frac{1,25^2}{2 * 9,81} + 0,19 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5,36 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (\text{V.18})$$

A.N :

$$h_{asp}^{adm} = 9,69 - 3,42 - 0,4 - 0,24 - \frac{1,25^2}{2 * 9,81} - 0,19 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,36 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 460 + 5,36 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 465,16 \text{ m}$

c) Refoulement SR 1 – Réservoir tampon Elka N'Ferhat

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 3,57 \text{ m}$
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 677,6 = 9,39 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20 \text{ °C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc :  $D_a = 1,4 * 125 \Rightarrow D_a = 175mm$

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 108,67}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,25m/s$$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 217,35}{3,14 * 1,75 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,21m$$

$$\text{On pose } D_c = 0,25m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 217,35}{3,14 * 0,25^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,23m/s$$

Cette vitesse est admissible,  $D_c = 250mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{15 * (217,35 / 3600)^2}{0,25^{5,3}} + \frac{1,5 * (108,67 / 3600)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,17m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,10 * 0,17 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,19m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,57 + 0,4 - 9,39 + 0,24 + \frac{1,25^2}{2 * 9,81} + 0,19 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,91m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (V.18)$$

A.N :

$$h_{asp}^{adm} = 9,39 - 3,57 - 0,4 - 0,24 - \frac{1,25^2}{2 * 9,81} - 0,19 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4,91m$$

La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 677,6 + 4,91 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 682,31m$

### VI-10. Caractéristiques générales de la pompe (PM100) :

- Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut - corps d'aspiration à bouche orientable
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe : 752kg

#### VI-10.1 Matériau des principaux organes de la pompe :

- Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte



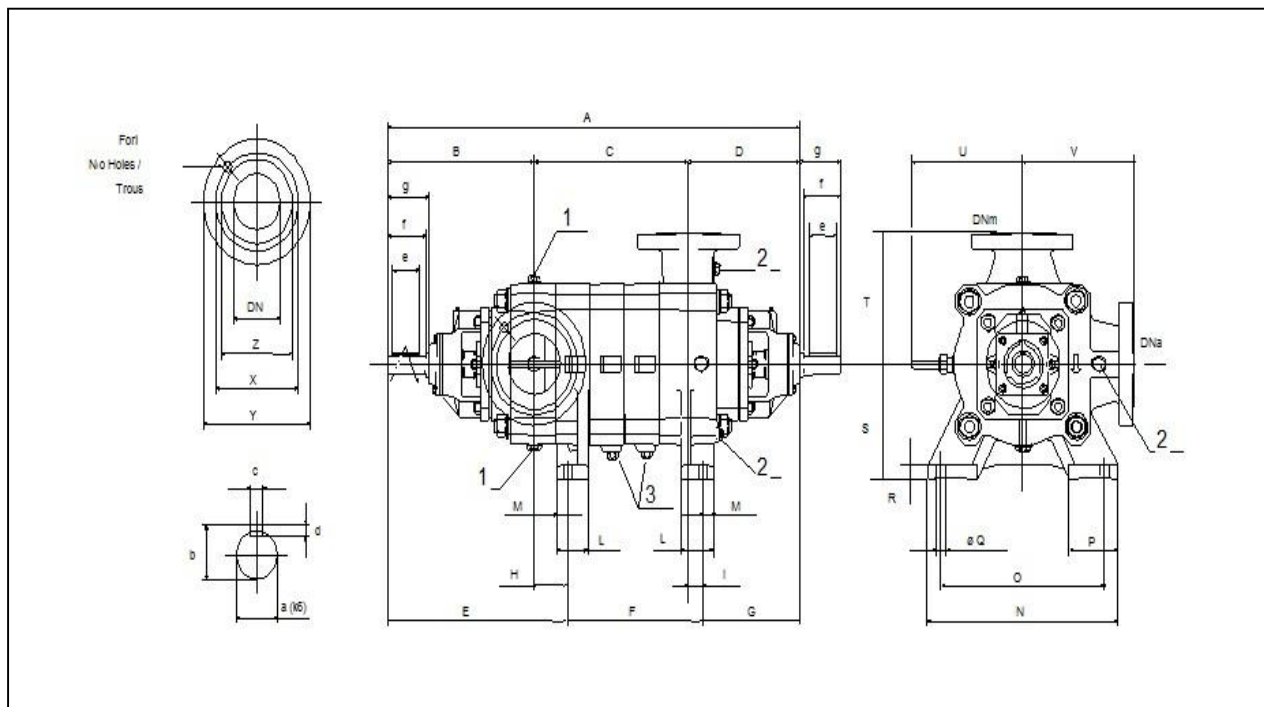
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable

VI-10.2 Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel **Caprari pump tutor** (voir la figure V-10)

**Tableau V-10** : Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe **PM100/2B**

symbole	Dimension (mm)	Symbole	Dimension (mm)
A	828	I	33
B	365	L	85
C	170	M	32
D	293	N	460
D <sub>Na</sub>	125	O	400
D <sub>Nm</sub>	100	P	118
E	419	a	35
F	149	b	38
G	260	c	10
H	54	d	8



**Figure V-10** : Schéma d'une pompe centrifuge type (PM100-Caprari)

## V-11. Génie Civil de La Station De Pompage

Les étapes du dimensionnement de la station de pompage sont :

### V-11.1. Bâtiment de la station de pompage

Il existe différents types de bâtiment pour une station de pompage :

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache sèche.
- Bâtiment type bache mouillée.
- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

Le choix de type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau V-11 : Choix du type du bâtiment.**

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi-enterré
Q m <sup>3</sup> /s	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe vertical ou horizontal	Pompe centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	<0 (en charge)	<0 >0	<0 <0	>0 (en aspiration)
$\Delta H$ : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1 à 2	1 à 3	N'importe	importante

On choisit de projeter un bâtiment type surface car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 0,0737 m<sup>3</sup>/s.
- Les pompes choisies sont des pompes axiales à axe horizontal.

Modalité de construction du bâtiment :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plateforme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques)[05].

Il est recommandé de prendre :

- la hauteur de station de pompage normalisée ( $H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m} \dots$ )
- La longueur du bâtiment  $l_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$
- La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).
- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

- Distance entre les pompes entre **0,8** et **1,2 m** ;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de **l > 2m**.
- Dimensions des portes **3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4 m<sup>2</sup>**.
- La surface des fenêtres est prise entre **10** et **15 %** de la surface de la salle des machines.

### V-11.2. Calcul Génie Civil

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

#### V -11.2.1 Stations Pompage N° 1

##### V-11.2.1.1.Epaisseur Des Murs Du Bâtiment

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de **30 cm**.

##### V-11.2.1.2. La Hauteur Du Bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée en (m) par la formule suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$h_5$  : Distance verticale  $h_5 = h_p + h_{socle} + h_{reserve}$

$$h_{reserve} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{socle} = (0,3 \div 0,5) \text{ m en prend } h_{socle} = 0,4 \text{ m}$$

$h_p$  : Hauteur de la pompe est égale à 495 mm = 0,495m

$$h_5 = 0,495 + 0,5 + 0,4 = 1,395 \text{ m}$$

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.  $\Rightarrow h_6 = 2,2 \text{ m}$

$h_7$  : Hauteur de chariot.  $\Rightarrow h_7 = 0,3 \text{ m}$

$h_8$  : Hauteur réservée aux formes profilées  $\Rightarrow h_8 = 0,8 \text{ m}$

$h_9$  : Hauteur de sécurité  $\Rightarrow h_9 = 0,5 \text{ m}$

Donc :

$$H_b = 1,395 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,195 \text{ m}$$

**NB :**

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

##### V-11.2.1.3. La Longueur Du Bâtiment

La longueur du bâtiment en (m) est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n \times L_p + l_{int} + l_p \cdot f + l_r + l_b$$

Avec :

$n_p$  : n: nombre de pompes = 3 (tenant compte de la pompe de secours) ;

$L_p$  : longueur pompe et celle du moteur ;

$$L_p = 2,040 \text{ m ;}$$

lint : Distance entre deux pompes voisines ;  $Lint = (0,8-1,2) \text{ m}$  ; on prend :  $Lint = 1,2 \text{ m}$

$lp.f$  : Longueur de la plateforme  $Lpf = 3 \text{ m}$  ;

$Lp$  : Longueur du bureau du personnel ;  $Lp = 4 \text{ m}$  ;

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

$Lb = 3 \times (2,040) + 1,2 + 3 + 4 + 3 = 17,32 \text{ m}$

**$Lb = 18 \text{ m}$  ;**

**N B :** La station de pompage aura une longueur de **18 m**.

V-11.2.1.4. La Largeur Du Bâtiment

$$I = I1 + I2 + I3 + I4 + 2S$$

$s$  : épaisseur du mur  $s = 0,25 \text{ m}$ .

$I1$  : distance entre le mur et le premier organe  $30 \text{ cm}$ .

$I2$  : distance entre les tubulures  $20 \text{ cm}$ .

$I3$  : longueur des accessoires d'aspiration.

$I3 + I4 = lp + ltr + ltasp + lc + lj$ .

$lp$  : longueur de pompe  $= 0,828 \text{ m}$

$ltr$  : longueur de la tubulure de refoulement  $ltr = 2 \times Dr = 2 \times 125 \Rightarrow ltr = 0,250 \text{ m}$

$ltasp$  : longueur de la tubulure d'aspiration  $ltr = 2 \times Da = 2 \times 100 = 0,20 \text{ m}$

$lc$  : longueur du convergent  $= 1,4$

$lj$  : longueur des joints.

Donc :

$Ib = 2 \times 0,3 + 0,3 + 0,2 + 2,040 + 0,25 + 0,20 + 1,4 = 4,99 \text{ m} \Rightarrow Ib = 5 \text{ m}$  ;

V-11.2.1.5. Dimensions Des Portes

- porte principale :  $4,2 \times 3,2 \text{ m}^2$  ;
- porte secondaire :  $2,2 \times 1,2 \text{ m}^2$  ;

V-11.2.1.6-Dimensionnement Des Fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 12,5%.

$S(\text{fenêtres}) = 0,125 \times 18 \times 4 \Rightarrow S(\text{fenêtre}) = 9 \text{ m}^2$ ;

Le nombre de fenêtres :

$N(\text{fenêtres}) = \Sigma S(\text{fenêtres}) / (2,2 \times 1,4) = 2,92 \Rightarrow 03 \text{ Fenêtres}$ .

V-11.2.1.7. Dimensionnement Des Marches D'escalier

- hauteur :  $17 \text{ cm}$ .
- largeur :  $30 \text{ cm}$ .
- pente :  $1/1,75$ .

**Tableau V-12** : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SP1.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
18	5	5,5	0,3	2,2×1,2	2,2×1,2	4,2×3,2

V-11.2.2.station de pompage N° 2 (SP2) :

Les résultats sont récapitulés sous forme de tableau

**Tableau (V-13)** : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station (SP 2)

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
18	4	5,5	0,3	2,2×1,2	2,2×1,2	4,2×3,2

V-11.2.3.stations pompage N° 3 (SR1) :

Les résultats sont récapitulés sous forme de tableau

**Tableau V-14** : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station (SR 1)

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
21	4	5,5	0,3	2,2×1,2	2,2×1,2	4,2×3,2

## 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 anti-bélier**

**Introduction :**

Le coup de bélier est un phénomène de choc qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture ou ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou de l'arrêt d'une pompe.

Ce choc violent se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu avec la mise en place d'un anti-bélier.

**VI-1. Causes Du Phénomène Du Coup De Bélier :[1][3]**

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène (coup de Bélier) sont :

- Arrêt accidentel des pompes.
- Fermeture instantanée ou trop rapide des vannes.
- Démarrage d'une pompe ou son arrêt.
- Mauvaise évacuation d'air.

**VI-2. Conséquences Du Coup De Bélier :**

Les effets qui peuvent provoquer le phénomène sont :

- Rupture des canalisations soit par :
  - ✓ Ecrasement : suite à une forte dépression.
  - ✓ Eclatement : suite à une forte surpression.
  
- Déboîtement de la conduite et bruit désagréable.

Nous admettons une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau, quatre phases peuvent être envisagées.

## VI-2-1. Interprétation physique du coup de bélier

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur  $Q_{v0}$ . Supposons que ce débit ne soit brusquement plus fourni (temps  $t=0$ ), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe analysons ce qui se passe :

- 1<sup>ère</sup> phase : (Figure VI.1-b)

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité (**a**). Si la distance entre la pompe et le réservoir est **L**, le temps mis par cette onde pour arriver au réservoir est **L/a**.

Au bout de ce temps la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile. (Figure N°:1-b)

- 2<sup>ème</sup> Phase : (Figure VI.1-c)

La conduite étant déformée dans les limites élastiques ; elle reprend son diamètre primitif, à partir du réservoir les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps (**L/a**) (c'est-à-dire  $t=2L/a$  depuis l'origine), toute l'eau est redescend mais va se trouver arrêter par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

- 3<sup>ème</sup> Phase : (Figure VI.1-d)

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps **L/a** (c'est à dire  $t=3L/a$  depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec une eau surpressée, immobile.

- 4<sup>ème</sup> Phase : (Figure VI.1-e)

L'élasticité permet à la conduite de reprendre de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps **L/a** (c'est-à-dire  $t=4L/a$  depuis l'origine) nous nous retrouverons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment, s'il n'y avait pas les pertes de charges résultant du frottement de l'eau dans la conduite.



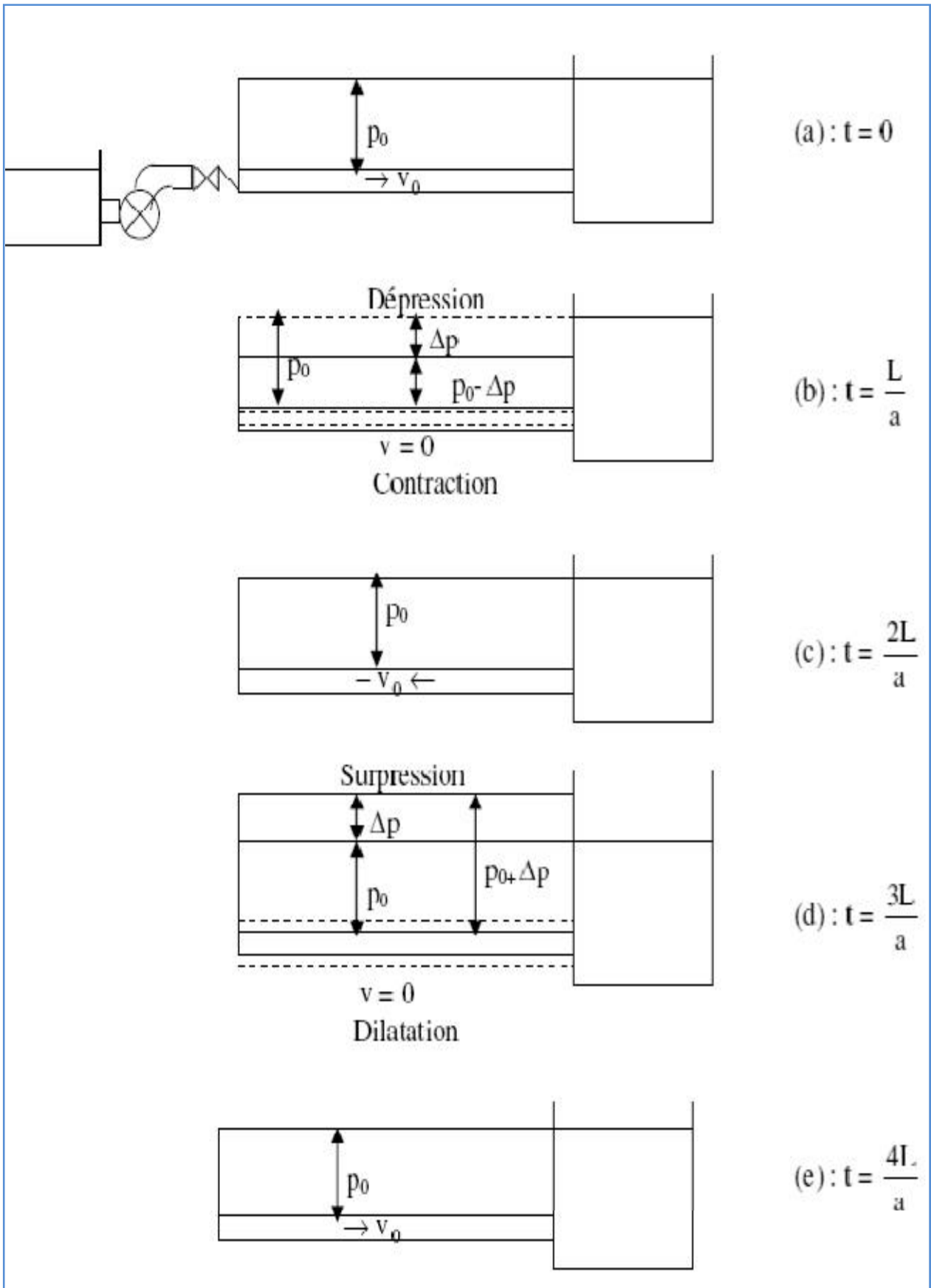


Figure VI-1 : Evolution de l'écoulement en fonction du temps dans une conduite de refoulement (au moment du coup bélier).

**VI-3. Equipement et moyens de protection contre le coup de bélier :[1] [10]**

Face au danger potentiel que représente le coup de Bélier pour la longévité des conduites hydraulique en refoulement, leur préservation contre ce phénomène est une nécessité absolue.

Pratiquement, Il est impossible de supprimer totalement les efforts du coup de Bélier, mais il convient de rechercher leurs limitations à une valeur compatible avec résistance des installations.

Ces appareils ont pour effet de limiter les surpressions et les dépressions. Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharges, qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent dans le cas de dépressions et de surpressions.

**VI-3.1.Les volant d'inertie :**

Un volant d'inertie est une machine tournante, une masse liée à la partie animée d'un mouvement de rotation de la pompe, répartie autour de l'axe où son principe repose sur le stockage et la restitution d'énergie cinétique dans le but de rendre plus régulier le régime de fonctionnement, et il permette l'arrêt progressif de la pompe en empêchant la rupture brutale, il lutte contre les dépressions provoquées par l'arrêt du groupe.

**VI-3.2.Cheminée d'équilibre :**

Elles interviennent pour lutter à la fois contre les dépressions et les surpressions ce sont des réservoirs ouverts à l'air libre dont la cote dépasse la surpression maximale. Elles reçoivent l'eau en cas de surpression et la restituent en cas de dépression.

**VI-3.3.Les soupapes de décharge :**

Elles n'interviennent que pour limiter les surpressions, leur utilisation est souvent plus économique du point de vue investissement, mais elles engendrent des pertes considérables de volume d'eau. Dans le cadre de notre projet nous optons pour les réservoirs d'air.

**VI-3.4.Les réservoirs d'air :**

Ils protègent les conduites à la fois contre les dépressions et les surpressions .ce sont des réservoirs contenant de l'air et une hauteur d'eau.

Tableau VI-1 : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coût limité</li> <li>- Entretien et réglage facile</li> <li>- Ne consomme pas d'énergie</li> <li>- Indépendant d'une installation électrique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort).</li> <li>- Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement</li> </ul>	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux).</li> <li>- Importante durée de vie ;</li> <li>- Indépendante d'une installation électrique ;</li> <li>- Pas de pertes d'eau</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilités d'installation limitées.</li> <li>- Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).</li> </ul>	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement ;</li> <li>- Bonne sécurité ;</li> <li>- Pas de pertes d'eau</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié.</li> <li>- Coût élevé.</li> </ul>	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dispositif économique</li> <li>- Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Consommation d'énergie supplémentaire.</li> <li>- Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage.</li> <li>- Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.</li> </ul>	Utilisé comme protection contre les dépressions

**Remarque :**

Le dispositif de protection par réservoir d'air est certainement le procédé le plus répandu pour la protection des conduites et les installations de pompage, car c'est un dispositif simple, relativement peu onéreux et il est Choisi pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

**VI-4.Principe De Fonctionnement Du Réservoir Anti-Bélier :**

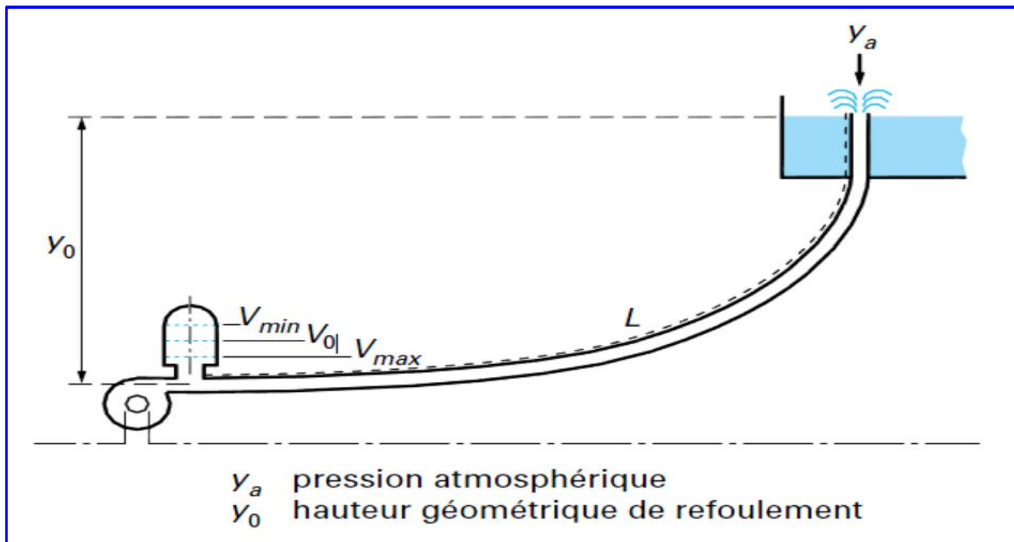
En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite-réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.



**Figure VI-2 :** l'emplacement d'un réservoir anti bélier.

**VI-5. Calcul des réservoirs d'air : [2]**

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, et comme méthodes de calcul on distingue deux :

- La méthode de VIBERT.
- Méthode de PEUH et MEUNIER.

On commence par le calcul la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr. SALAH B pour les conduites enterrées :

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

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau  $K = 2,07 \times 10^9$  Pascal ;
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$  ;
- $E_m$ : module de Young du matériau de la conduite ( $E_m = 1 \times 10^{11}$  Pascal, pour la fonte) ;
- $E_s$ : module de Young du sol  $E_s = 2 \times 10^8$  Pascal ;
- $\nu_m$ : coefficient de poisson du matériau  $\nu_m = 0,3$  (fonte) ;
- $\nu_s$ : coefficient de poisson du sol entourant la conduite  $\nu_s = 0,33$  ;
- $e_m$ : Epaisseur de la conduite (m)  $e_m = 0,0068\text{m}$  pour la fonte (DN250) ;
- a : rayon intérieur de la conduite (m) ;
- C : célérité d'onde de choc (m/s).

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2.07 \times 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{1000 \times 2 \times 0,125 \times (1 - 0.3^2) \times (1 - 0.33)}{(1 - 0.3^2) \times 0,125 \times 2 \times 10^8 + 1 \times 10^{11} \times 0.068 \times (1 - 0.33)}}} = 1116,82 \text{ (m/s)}$$

Pour la protection contre la dépression, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de PEUH et MEUNIER : [2]

Cette dernière utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

- K : caractérise les pertes de charge (dépend de la nature de la conduite) ;
- A : caractérise la conduite de refoulement ;
- B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Où :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots (VI-2)$$

$$A = \frac{a.V_0}{g.H_0} \dots\dots\dots (VI-3)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \dots\dots\dots (VI-4)$$

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

$H_0$  : pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots (VII-5)$$

$H_{abs}$  : la pression de service absolue (m) :

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \dots\dots\dots (VII-6)$$

$L$  : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

$S$  : section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>) ;

$U_0$  : volume d'air initial (m<sup>3</sup>) ;

$a$  : célérité (C) en (m/s) ;

$g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

Ayant calculé  $K$  et  $A$ , nous superposerons la famille de courbe  $B$  au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de  $B$  permettant de calculer  $U_0$  sera ainsi déterminé (voir Figure VI.3).

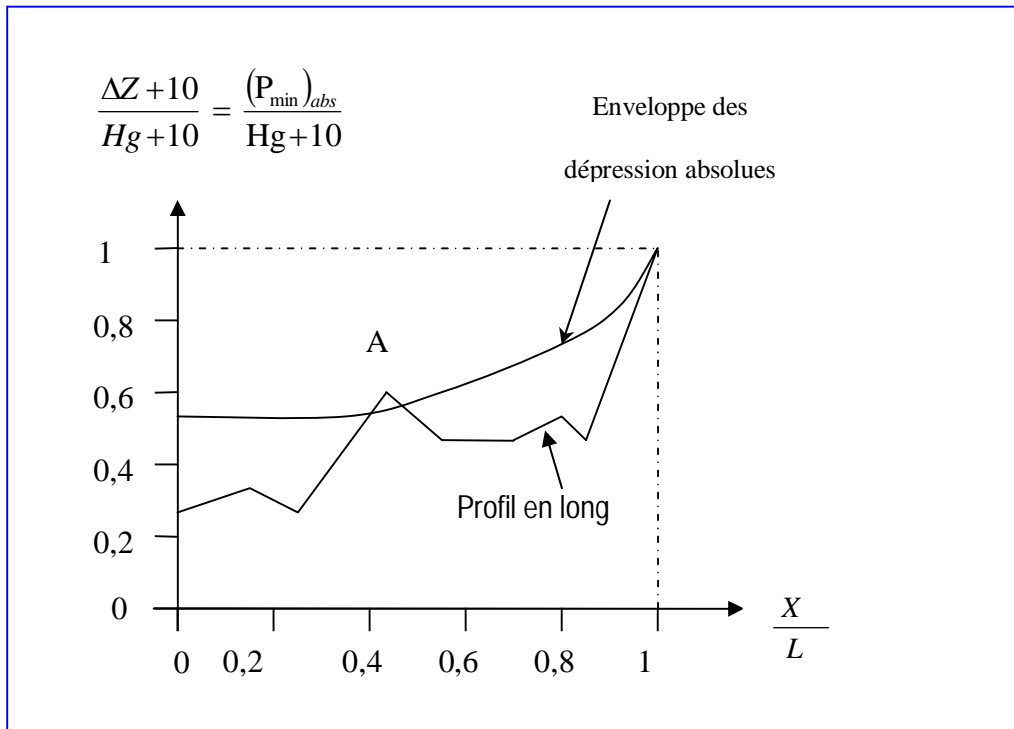


Figure VI-3 : Profil en long et l'enveloppe des dépressions.

Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times H_0 \times B} \dots\dots\dots (VI-7)$$

Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$U_{max} = \left(\frac{H_{abs}}{P_{mini}}\right)^{1/1.2} \dots\dots\dots (VI-8)$$

$P_{mini}$  : pression minimale (m).

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profils en long « absolus » de la conduite.

VI-5.1. Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :

En citant que le premier tronçon est protégé par le système anti-bélier de la conduite principale (couloir n°1).

Les caractéristiques de l'adduction par refoulement sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-2 : Caractéristiques des différents tançons de l'adduction :

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>0</sub> (m/s)	L (m)	Hg (m)	Hmt (m)
SP1-RT	fonte	250	0,049	2.6	2201	114	127,01
SP2-SR1	fonte	250	0,049	2.26	1356	223,6	228,98
SR1-RT	fonte	250	0,049	2.26	3856	231,4	246,71

VI-5.2.Détermination des valeurs **A** et **K** pour chaque tronçon :

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3** : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.

tronçon	H <sub>0</sub> (m)	H <sub>abs</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	c (m/s)	g (m/s <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub>	A <sub>pris</sub>	K <sub>cal</sub>	K <sub>pris</sub>
SP1-RT <sub>TIZI</sub> N'TLETATA	124	137,01	1,5	1116,82	9,81	1,377	1	0,105	0,1
SP2-SR1	233,6	238,98	1,23	1116,82	9,81	0,599	0,5	0,023	0
SR1-RT <sub>Elka</sub> Frehat	241,4	256,71	1,23	1116,82	9,81	0,580	0,5	0,063	0,1

VI-5.3.Détermination de la famille de courbes **B** de chaque tronçon :

En basant sur les abaques de PUECH et MEUNIER (voir annexe III), les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI-4** : Détermination du B pour le tronçon SP1-RT<sub>TIZI</sub>N'TLETA (Voir annexe III-2).

côte (m)	420	426,88	440,32	454,89	455,53	468,22	490	502	534
L (m)	0	275,125	550,25	825,375	1100,5	1375,625	1650,8	1925,88	2201
(ΔZ+10)/H0	0,0806452	0,13613	0,24452	0,36201613	0,36718	0,469516	0,6452	0,74194	1
X/L	0	0.125	0.25	0.375	0.5	0.625	0.75	0.875	1

**Tableau VI-5** : Détermination du B pour le tronçon : SP2-SR1 (Voir annexe III-3)

côte (m)	460	496,3	530,2	583,4	597	621,65	630,12	644,45	683,6
L (m)	0	169,5	339	508,5	678	847,5	1017	1186,5	1356
(ΔZ+10)/H0	0,0428082	0,1982	0,34332	0,57106164	0,62928	0,734803	0,7711	0,83241	1
X/L	0	0.125	0.25	0.375	0.5	0.625	0.75	0.875	1

**Tableau VI-6** : Détermination du B pour le tronçon : SR1-RT<sub>Elka</sub> Frehat (Voir annexe III-4)

côte (m)	677,6	703,56	732,15	781,28	795,66	821	839	840,56	909
L (m)	0	482	964	1446	1928	2410	2892	3374	3856
(ΔZ+10)/H0	0,041425	0,14896	0,2674	0,47091964	0,53049	0,63546	0,71	0,71649	1
X/L	0	0.125	0.25	0.375	0.5	0.625	0.75	0.875	1

VI-5.4.Calcul des volumes d'air :

Les volumes des réservoirs d'air sont donnés dans le tableau suivant :



**Tableau VI-7 :** Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.

SP	V0	V0 <sup>2</sup>	L	D	S	g	Habs	B	U0
SP1	1,5	2,25	2201	250	0,049	9,81	137,01	0,6	0,67703
SP2	1,23	1,5129	1356	250	0,049	9,81	238,98	0,2	0,32435
SR1	1,23	1,5129	3856	250	0,049	9,81	256,71	0,4	0,42932

**Tableau VI-8 :** Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon.

SP	U0	P min/H0	H0	P min	H abs	H abs/P min	U max
SP1	0,677	0,49	124	60,76	137,01	2,254937	1,9691
SP2	0,324	0,64	233,6	149,504	238,98	1,598486	1,4783
SR1	0,429	0,59	241,4	142,426	256,71	1,80241	1,6338

**Tableau VI-9 :** Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon.

SP	U max	V normalisé
SP1	1,97	2000
SP2	1,48	1500
SR1	1,63	2000

Les volumes d'air sont cités dans le tableau précédent, si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume  $\tau = 1,2 * U_{max}$

VI-5.5. Caractéristiques finales du réservoir d'air :

D'après la figure (VI.4) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI-10 :** Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement :

N° de station	Volume normalisé (Litre)	Ø E (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	F (mm)	G (mm)	H (mm)	I (mm)	Poids sans sortie (kg)
SP1	2000	1000	1565	2891	475	80	100	750	1800	994
SP2	1500	1000	1565	2191	475	80	100	750	1200	780
SR1	2000	1000	1565	2891	475	80	100	750	1800	994

VI-5.6. Encombrement du réservoir d'air :

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI-4)

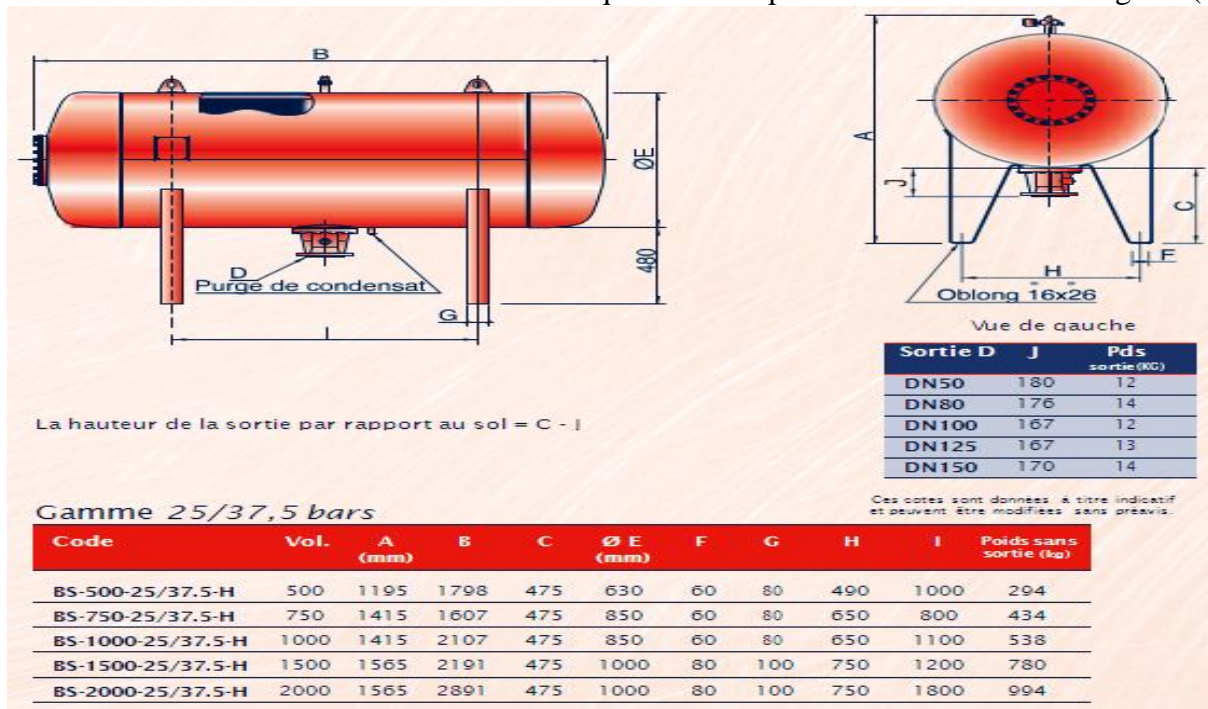


Figure VI-4 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VI-5.7. Installation du réservoir d'air : [2]

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

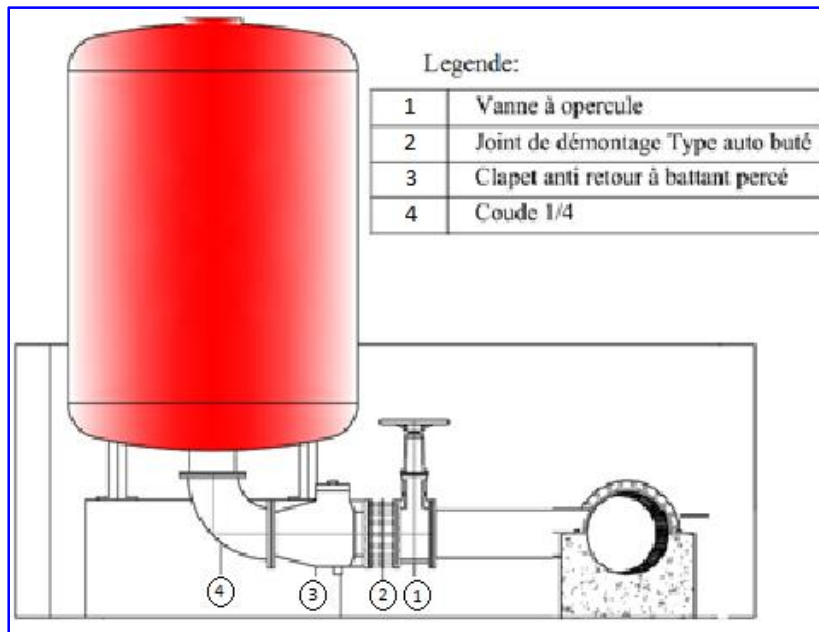


Figure VI-5 : Schéma d'installation du réservoir d'air.

Pour la protection contre la surpression, il est convenable que le diaphragme à bord vif destiné à faire chuter la pression ait un diamètre optimum d.

Nous nous servant de l’abaque de Dubin et Guéneau (voir l’annexe V), cette méthode néglige les pertes de charge va dans le sens de la sécurité.

En utilisant A et B on tire  $\alpha \frac{V_0^2}{H_0}$  et  $\frac{P_{max}}{H_0}$  ;

Avec 
$$\alpha = \frac{1}{2g} * [\frac{D^2}{0.6*d^2} - 1]^2 \dots\dots\dots (VI-9)$$

A partir de la formule précédente on calcule « d » qui est le diamètre optimum du diaphragme.

**Tableau VI-11 : Calcul des diamètres des diaphragmes.**

Tronçon	H <sub>0</sub>	V <sub>0</sub>	D	A pris	B	αV <sub>0</sub> <sup>2</sup> /H <sub>0</sub>	P <sub>max</sub> /H <sub>0</sub>	α	d (m)
	(m)	(m/s)	(mm)						
SP1-RT	124	1,5	0,25	1	0,6	2,38	1,151	55,1111	0,0554
SP2-SR1	233,6	1,23	0,25	0,5	0,2	0,79	1,127	154,405	0,0431
SR1-RT	241,4	1,23	250	0,5	0,4	-	-	-	-

**Remarque :**

Sur l’abaque de de Dubin et Guéneau on remarque que les courbes B = 0,4 et A=0.5 existe mais le point d’intersection n’apparaît pas, d’où on a pas une valeur de αV<sub>0</sub><sup>2</sup>/H<sub>0</sub> alors on ne peut pas calculer α, et on remarque que pour le tronçon SP2-SR1 le diamètre du diaphragme d= 0.0431 m pour une vitesse de 1,23 qui la même pour le tronçon SR1-RT, et pour une hauteur H<sub>0</sub>= 233,6 qui est presque égale à celle de tronçon SR1-RT, donc on prend le diamètre du diaphragme du tronçon SP2-SR1

d = 0.0431 m

**VI-6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier**

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l’eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c et alors cette déformation se propage à l’amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Notant qu’il n’est pas possible de supprimer totalement l’effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire.

La seule protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

On calcul les caractéristiques de la conduite équivalente pour le tronçon contenant des conduites en série avec ces paramètres on va suivre le calcul en appliquant la loi de manœuvre

VI-6.1. Tronçon RT<sub>tizi n'tleta</sub> – SP2

Ce tronçon est composé de trois tronçons dont les caractéristiques sont comme suit :

L<sub>t</sub> = 3 260 m , D<sub>1</sub> = 250 mm, D<sub>2</sub> = 200 mm, ΔH<sub>disp</sub> = 62 m

**Tableau VI-12 : caractéristique des conduites gravitaire RT-SP2**

k	m	B	Q	Q <sup>B</sup> *10 <sup>-7</sup>	L	ΔH <sub>disp</sub>	D eq	Seq	Ve <sub>q</sub>
0.001735	5.3	2	0,05032	1,31591	3260	62	0,21	0,0346	1,45

**Tableau VI-13 : Les différentes épaisseurs de la conduite gravitaire**

e1	e2	e moy
0.0063	0.0068	0.00655

La célérité d'onde équivalente de surpression d'après la formule (VI-2) :

D eq = 210 mm , e = 6.55 mm , a = 105mm , C = 1 145,07 m/s

L'onde réfléchi atteint la vanne au bout d'une durée de :

$$tc = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots (VI-10)$$

$$A.N. tc = \frac{2*3260}{1145,07} = 5,69 \text{ secondes}$$

Avec la valeur de C nous déterminons :

$$\frac{\Delta h}{ho} = \frac{cvo}{gho} \times \frac{\Delta v}{vo} \dots\dots\dots (VI-11)$$

A.N

$$\frac{\Delta h}{ho} = \frac{1145.07 * 1.45}{9.81 * 62} \times \frac{\Delta v}{vo}$$

$$\frac{\Delta h}{ho} = 2,47 \times \frac{\Delta v}{vo}$$

Dans ce qui suit, nous essayons de déterminer l'évolution de la pression dans la conduite durant la manœuvre du robinet vanne imposée caractérisée par la loi suivante (tableau VI.10).

**Tableau VI-14 : loi de manœuvre du robinet vanne.**

t/t <sub>c</sub>	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
A <sub>v</sub> /A <sub>v0</sub>	1,0	0,85	0,60	0,35	0,10	0,00

$A_v$  : aire de la section correspond à la vitesse  $v$  ;

$A_{v0}$  : aire de la section correspond à la vitesse  $v_0$  ;

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant  $0,2T$  et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de  $A_v/A_{v0}=0,85$ .

Pour  $t/t_c=0,2$  et d'après l'application de l'équation suivante :

$$\frac{v-\Delta v}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h+\Delta h}{H_0}} \dots\dots\dots (VI-12)$$

On trouve :

$$\frac{v-\Delta v}{v_0} = 0,85 \sqrt{\frac{h+\Delta h}{H_0}} \dots\dots\dots (VI-13)$$

En éliminant  $\frac{\Delta h}{h_0}$ , entre (VI-11) et (VI-13), on obtient une équation de seconde degré dont on tire :

$$\frac{\Delta v}{v_0} = 0.0748 \quad ; \quad \frac{\Delta h}{h_0} = 0.1847.$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau Tableau VII.13 et permettent de calculer les valeurs y correspondantes de  $V/V_0$  et de  $h/h_0$ .

Pour  $t/t_c=1.2$  l'onde de pression engendrée à l'instant  $t/t_c=0.2$  réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique :

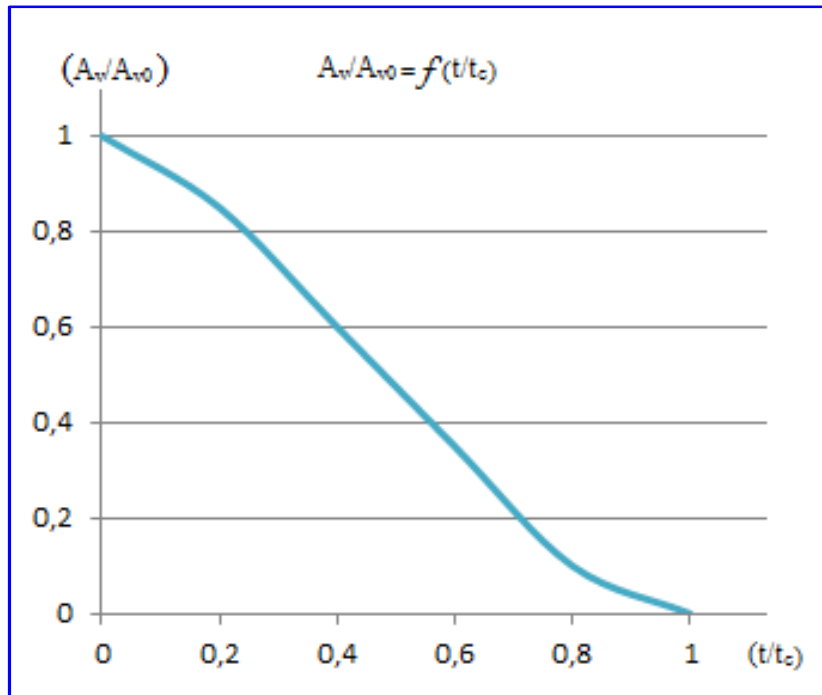
$$-2 * \frac{\Delta h}{h_0} = -0,36951.$$

D'une manière analogue les ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à  $h/h_0 = -1,47$  pour  $t/t_c=2$  Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

**Tableau VII-15** : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne.

T (s)	t/t <sub>c</sub>	A <sub>v</sub> / A <sub>v0</sub>	Δv/ v <sub>0</sub>	Δh/ h <sub>0</sub>	v/ v <sub>0</sub>	h/ h <sub>0</sub>
0	0	1	0,0000	0	1	1
1,138	0,2	0,85	0,0748	0,184756	0,9252	1,184756
2,276	0,4	0,6	0,167	0,41249	0,7582	1,597246
3,414	0,6	0,35	0,2402	0,593294	0,518	2,19054
4,552	0,8	0,1	0,3436	0,848692	0,1744	3,039232
5,69	1	0	0,1744	0,430768	0	<b>3,47</b>
6,828	1,2	0	0	-0,36951	0	3,100488
7,966	1,4	0	0	-0,82498	0	2,275508
9,104	1,6	0	0	-1,1866	0	1,08892
10,242	1,8	0	0	-1,6974	0	-0,60846
11,38	2	0	0	-0,8615	0	-1,47

Le graphe représenté dans la figure VI-6 montre l'application de la loi de manœuvre (fermeture de la vanne).



**Figure VI-6 :** Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne)

Lorsque la durée de la fermeture est longue que  $t_c = 2L/c$  les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

## Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air, et nous avons déterminé : Les volumes de ces réservoirs d'air qui doivent être installés juste à la sortie de chaque station de pompage.

Puis en fonction des caractéristiques du robinet vanne nous avons déterminé la loi de manœuvre de ce dernier. Cette manœuvre permet d'avoir une variation de pression lente vers la fin de la fermeture du robinet vanne ce qui garantira son bon fonctionnement et sa longévité.

## **CHAPITRE VII**

# **Protection de la conduite contre la corrosion**

### Introduction

La corrosion, du latin ‘corrodere’, signifie ronger, attaquer. C'est une destruction non voulue des métaux sous l'action de milieux corrosifs (agents atmosphériques ou réactifs chimiques).

Après attaque, les métaux ont tendance à retourner à leur état primitif d'oxyde, sulfure, carbonate etc., plus stable par rapport au milieu considéré et ainsi à subir une détérioration de leurs propriétés.

Les métaux se distinguent des autres matériaux par un ensemble de propriétés avantageuses tels que bonne ductilité, résistance élevée à la traction, résistance aux hautes températures, bonne conductibilité électrique et thermique, grande facilité de mise en œuvre etc. Leurs inconvénients est leur instabilité au contact de l'air et de l'eau ce qui diminue leur résistance à la corrosion et à l'usure, c'est à dire leur durabilité. Notre but dans ce chapitre est de protéger les conduites d'adduction contre le phénomène de corrosion.

#### VII-1. Généralité [1]

La corrosion est définie comme étant l'attaque du métal, due à des phénomènes extérieurs et intérieurs, qui sont en liaison soit avec la nature du sol soit avec les installations électriques, situées au voisinage du réseau soit aussi avec la nature de l'eau transportée.

Toutefois, dans le domaine qui nous concerne, la corrosion est liée directement au phénomène électrochimique, s'agissant d'un échange d'électron en présence d'autre électrolyse. D'où il y a dissolution du métal.

En général, ce phénomène peut endommager la conduite par perforation, c'est pourquoi nous sommes appelés à attacher, une grande importance à cette corrosion et plus particulièrement les conduites en acier, lesquels ordinairement sont plus vulnérables, pour cela nous allons considérer la protection externe et interne des conduites d'adduction et de distribution.

#### VII-2. Les facteurs de la corrosion

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

➤ **L'eau :**

Les eaux distribuées ne sont jamais dans des conditions d'équilibre parfait. Les eaux sont soit agressives, soit incrustantes.

Si les eaux sont agressives, de défauts ou malfaçons du revêtement intérieur, peuvent favoriser la localisation et l'accélération des phénomènes de corrosion.

La nature des ressources en eau peut se changer et, une eau précédemment incrustante peut devenir agressive, c'est-à-dire qu'après dissolution de la couche calcaire précédemment formée, la corrosion intérieure se généralisera si, aucune mesure de protection n'a été préalablement prise.

Le lecteur trouvera les moyens de rectifier la qualité de l'eau, pour éviter ces inconvénients.



Enfin, les conduites peuvent être agressées par corrosion interne due à des phénomènes électrochimiques locaux, entraînant à des endroits donnés, une diminution rapide de l'épaisseur des conduites.

### ➤ **Le PH**

Le PH est un facteur qui agit considérablement sur les métaux, il est très corrosif envers l'acier si, sa valeur est inférieure à 10, donc nous avons intérêt à augmenter le PH de l'eau circulant dans les canalisations (en acier surtout) tout en veillant sur son oxydation, à fin de diminuer la corrosion.

### ➤ **La température**

Les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion. On admet donc, pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par deux.

### ➤ **Le métal**

Parmi les métaux, l'acier qui est le plus vulnérable à la corrosion par rapport aux autres. Il est conseillé de mettre un enduit spécial à la conduite en acier, à sa partie intérieure.

### ➤ **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**

L'homme aussi a sa part à la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :

- Dans la qualité de la conduite et le choix de 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.

### VII-3. La corrosion interne



Figure VII-1 : Corrosion interne dans une conduite.

Liée à la qualité de l'eau et à ses différentes caractéristiques la corrosion interne peut provenir:

- du pH, du taux d'oxygène dissous, de l'écart par rapport à l'équilibre calcocarbonique.
- de l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement avec une eau douce, acide ou désaérée. Une coloration noire de l'eau est liée à la présence de manganèse. Ce phénomène, qui génère une eau rouge et des dépôts, est fréquemment constaté sur les conduites en fonte grise et en acier non revêtues.
- du développement d'un bio-film bactérien sur les parois affectant inévitablement tous les types de conduites. de plus, la corrosion des conduites et la formation de dépôts sont favorisées.
- par une stagnation de l'eau dans le réseau, notamment dans les conduites en antenne, les zones soumises aux variations saisonnières importantes de population et les canalisations surdimensionnées.
- par une turbidité et des concentrations en ions métalliques élevées.

Des risques de contamination sont à craindre lorsque le bio-film se développe ou lorsqu'une plus forte consommation de chlore est enregistrée.

Ces phénomènes de corrosion interne peuvent entraîner une diminution du diamètre intérieur de la paroi liée à l'existence de dépôts et une fragilisation de la structure interne de la canalisation.

### VII-4. Corrosion externe



Figure VII-2: Corrosion externe dans une conduite.

La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite, avec des origines diverses telles que :

- les courants « vagabonds » du sol, générés par la proximité d'installations électriques en courant continu (voies de chemin de fer, tramways, ouvrages miniers,...), augmentent les risques de corrosion des canalisations métalliques qui sont d'excellents conducteurs. En l'absence de protection, le phénomène de corrosion externe est accéléré.
- l'hétérogénéité du sol: plus la texture du sol est fine, plus il retient l'eau et plus la corrosion est importante. L'évaluation de la corrosivité du milieu ambiant est définie sous la norme AFNOR NF 250 « Evaluation de la corrosivité des sols vis-à-vis des canalisations en matériaux ferreux » ;
- l'hétérogénéité de surface: lors de mauvaises conditions de pose des canalisations, une partie de la pellicule superficielle d'oxyde peut être enlevée, entraînant une discontinuité et la création d'un phénomène de pile électrique.
- l'hétérogénéité de contact: la présence de différents métaux, soit au niveau des raccordements de canalisation, soit au niveau des colliers et des vannes des branchements peut aussi générer des phénomènes de pile électrique.

En outre, le phénomène de corrosion peut interagir avec d'autres faits gênants - l'entartrage, la prolifération et fixation bactérienne dans les réseaux - qui aggravent souvent l'attaque des matériaux.

### VII-5. Protection des conduites contre la corrosion externe

Si une protection appropriée n'est pas envisagée la tuyauterie peut se détruire du fait des perforations en forme de caractère ou attaque sous forme de couche de rouille.

La conduite peut être protégée comme suite :

- Revêtir convenablement les tuyaux d'une enveloppe isolante (mélange de bitume et de soie de verre imprégnée)
- assurer au droit des joints une parfaite continuité de l'enrobage.
- poser la conduite de façon à éviter la détérioration de cette protection.
- Eviter la formation des pille géologique.

✓ **Protection cathodique** : La mesure de la résistivité permet de se prononcer sur l'agression du sol et de l'eau sur la conduite, cette protection s'impose dès que la résistivité moyenne du sol est inférieure à  $50\Omega/m$

#### a)-Principe de protection cathodique

Former avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de la cathode, ou bien :

- Relier la conduite d'une part à la source d'énergie électrique extérieure, et d'autre part à une anode enterrée dans le sol destinée à se corroder

#### b)-Protection cathodique par anode réactive ou consommable

Elle consiste à relier de place en place, la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer, de manière à former des piles où la conduite formera le rôle de la cathode.

Les anodes réactives sont de 15 à 30Kg que l'on enfouit dans le sol à 3m de la conduite. Elles sont disposées dans les terrains agressifs. Pour vérifier le potentiel, on dispose de borne de contrôle.

Le nombre d'anode à prévoir est :

$$n = \frac{S.i}{I}$$

S : surface de la canalisation à protéger ( $m^2$ )

i : densité du courant de protection.

I : densité du courant de l'anode ( $m.A$ ) = 250mA

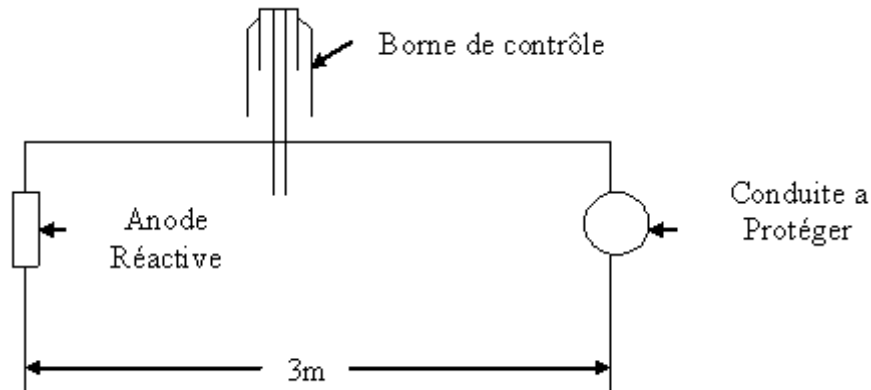


Figure VII-3: Protection cathodique par anode réactive

### c)-Protection cathodique par soutirage du courant

Elle consiste à partir d'une source de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive est reliée à une prise de terre formée de vieux rails enfouis dans un milieu humide distant de 100m de la conduite. Les vieux rails se dissolvent anodiquement quand le courant quitte la prise de terre afin de rejoindre le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite. En présence de courants vagabonds cette méthode protège bien les conduites.

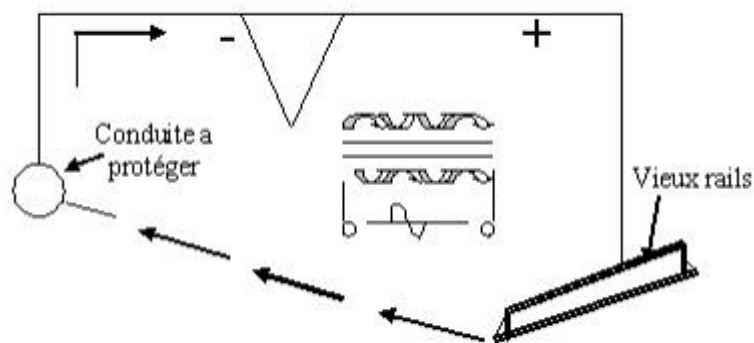


Figure VII-4: Schéma de protection par soutirage de courant

### VII-6- Protection des conduites contre la corrosion interne

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- La pose doit se faire avec soin

### Conclusion

La bonne conservation des conduites dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fer, fonte, acier, etc., ainsi que les conduites en béton armé. Dans notre cas, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurera la protection des conduites en acier qui traversent des terrains agressifs.

## **CHAPITRE VIII**

# **Pose de canalisation et accessoires**

### Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter dans notre projet.

Il faut assurer une couverture minimale de la conduite d'au moins deux fois le diamètre de la conduite sous la surface du sol et il est indispensable d'assurer une protection de la conduite lors des traversées des routes et des oueds.

Les conduites sont protégées contre les forces de poussée dues à l'écoulement de l'eau par des butés en béton.

### VIII-1. Pose de canalisation

#### VIII-1.1. Principe de pose de canalisations [11]

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être <sup>22</sup> liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

#### VIII-1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de



fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

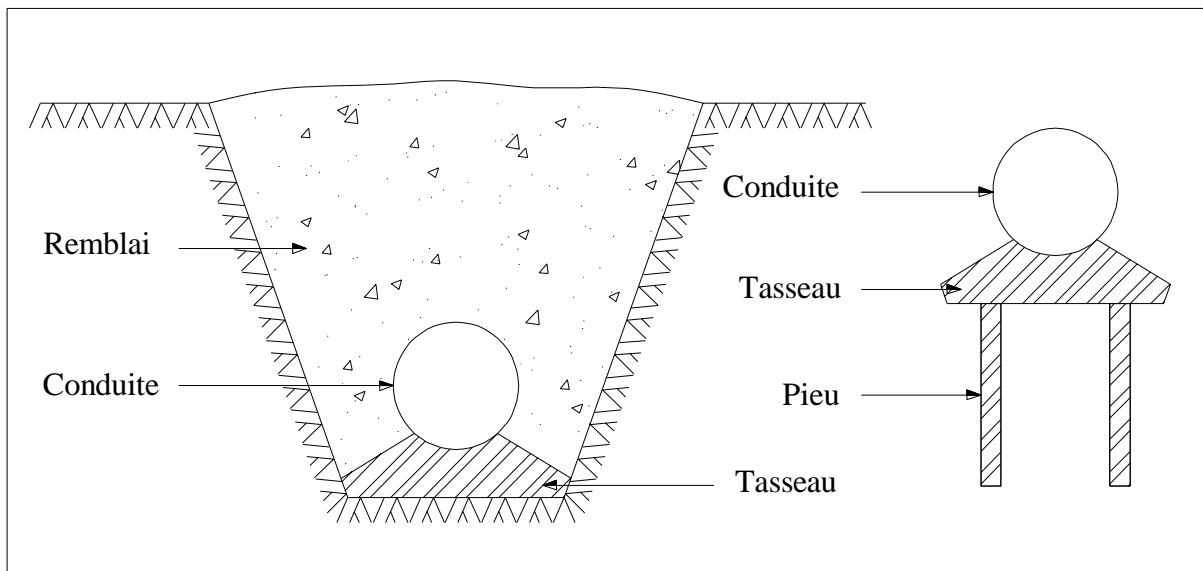
Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

### VIII-1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

#### a) Cas d'un terrain peu consistant [4]

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VIII-1).



**Figure VIII-1** : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

#### b) Cas d'un terrain agressif

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.

### VIII-2 Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

#### VIII-2.1.L'enrobage

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux. des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.). Il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefer, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement.

#### VIII-2.2. Le remblai supérieur

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas dans la précédente opération.

Les conditions de mise en œuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbaine dans le premier cas (zone rurale), le remblayage est effectué par couches successives et régulièrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

### VIII-3. 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.

#### VIII-3.1. 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.

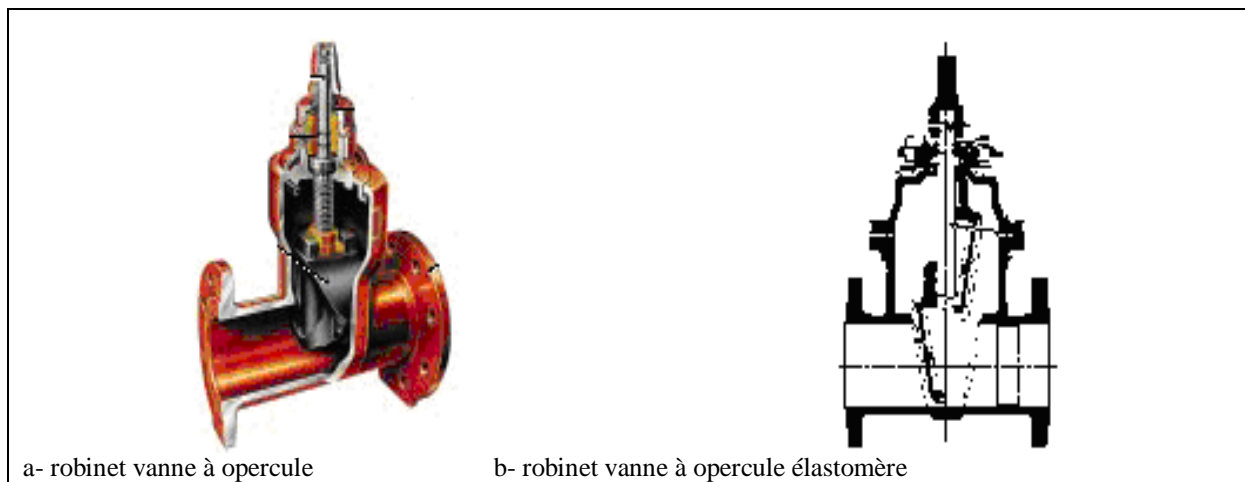
Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

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 remises 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) Robinet vanne à coin (à opercule)[6]

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



**Figure VIII-2 : Robinets vanne à opercule**

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation :

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

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

d) Les vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge



**Figure VIII-3** : Robinets vanne papillon

### Remarque

Dans notre projet, 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.

### VIII-3.2. Ventouses

Les ventouses sont des appareils destinés à purger les conduites de l'air qui gêne la circulation de l'eau et peut provoquer, par son déplacement, des coups de bélier importants. Elle permet d'évacuer l'air librement pendant le remplissage de la conduite. Sous pression, elle fonctionne comme une ventouse simple et lors de la vidange du réseau, elle permet la libre entrée de l'air dans la conduite

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse car c'est son but

Il existe deux types de ventouses

1. Ventouse simple.
2. Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil



**Figure VIII-4 : Ventouse à double orifice**

### VIII-3.3. Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.



**Figure VIII-5 : Vanne de décharge**

### VIII-3.4. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.



**Figure VIII-6 : Clapet anti retour**

### VIII-3.5. Moyens anti-bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- a) Cheminée d'équilibre : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.
- b) Volant d'inertie : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.
- c) Soupape de décharge : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.
- d) Réservoirs d'air : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

### Remarque :

Dans notre projet, les réservoirs d'air s'imposent comme moyen anti bélier grâce à leurs avantages et feront l'objet du chapitre VI.

### VIII-3.6. By-pass [4]

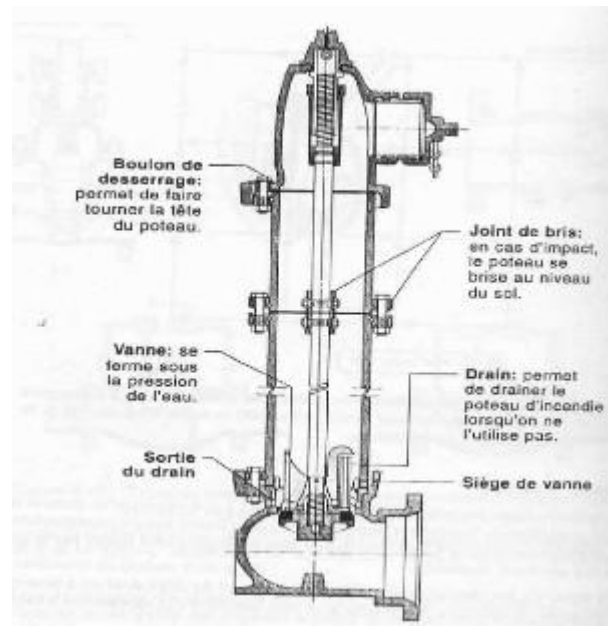
Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manoeuvre 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.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

### VIII-3.7. Poteaux d'incendie [4]

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites de réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 100m à 200m



**Figure VIII-7 :** Bouche d'incendie ou de lavage

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage.

### VIII-3.8. Crépines [7]

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.

### Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

### VIII-3.9. Déversoirs de trop plein

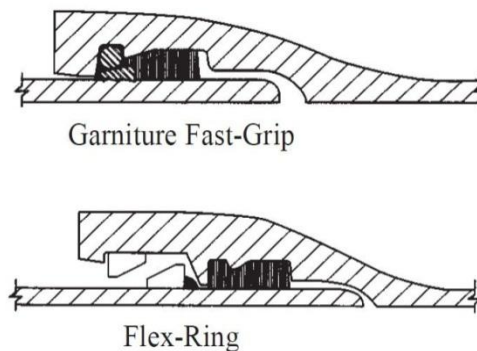
Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

### VIII-3.10. Joints de raccordement [6]

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont (figure VIII-7-a) :

- ✓ le joint à emboîtement à soudure ;
- ✓ le joint automatique ;
- ✓ le joint gibault;
- ✓ le joint verrouille ;
- ✓ les joints mécaniques ;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.



**Figure VIII-8 :** joints pour canalisations en fonte (d'après Guide DIPRA)

### VIII-3.11. Organes de mesure

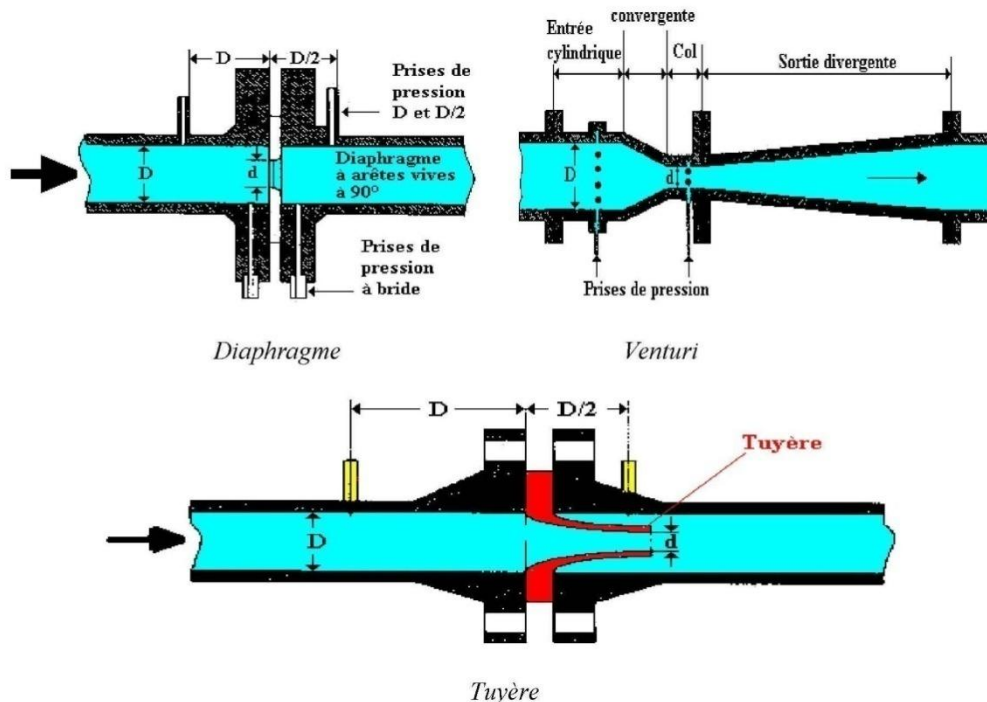
#### a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.



On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VIII-8). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.



**Figure VIII-9 : Débitmètres**

### b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- *manomètres à aiguilles*

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VI-9).

- *manomètres à soufflet*

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

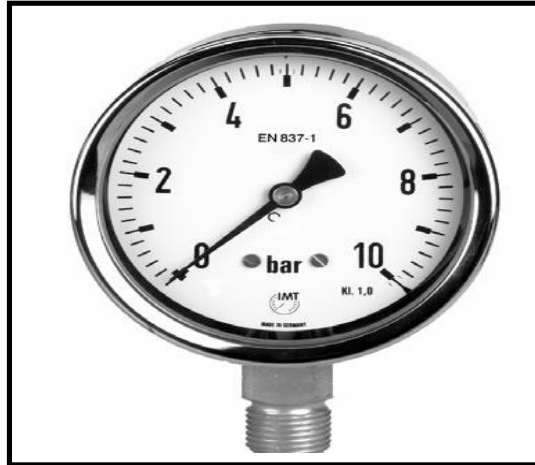


Figure VIII-10 : Manomètre

Remarque :

Dans notre cas, où les quatre installations sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe.

**VIII-4. Organes de raccordement [4]**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

**VIII-4.1. 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, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $\frac{1}{4}$  (90°),  $\frac{1}{8}$  (45°),  $\frac{1}{16}$  (22°30'),  $\frac{1}{32}$  (11°15').

**VIII-4.2. Cônes**

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

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

**VIII-4.3. 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.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

### VIII-4.4. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

### **Conclusion**

La pose de canalisation bien faite est primordiale dans une étude d'Adduction. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation sans précédente de tout le réseau

Afin d'assurer un bon fonctionnement de réseau, les accessoires cité dans ce chapitre doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par le personnels adéquat dans ce domaine.

# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la commune TIZI N'TLETA de LA Wilaya de TIZI-OUZOU.

Nous avons présenté en premier lieu la zone de notre étude, dans un second temps et concernant le système d'adduction, nous avons essayé de choisir la variante la plus économique, le dimensionnement des tronçons d'adductions se fait en utilisant comme matériau l'acier.

La liaison entre la partie refoulement et la partie gravitaire (mixte) est assurée par un réservoir tampon implanté à une côte de 528 m NGA. Après le cheminement des tronçons de refoulement via la station de pompage N°2, est comme cette dernière est insuffisante on a implantés une station de reprise SR1 qui est située à une côte 677.5m NGA ; qui va continuer le refoulement aux réservoirs tampon Elka N'Ferhat implantée à une côte 903 m NGA dont le rôle est de distribuer l'eau aux différents réservoirs de la commune de TIZI N'TLETA.

Le refoulement d'un débit de 61.42 (l/s) se fait à l'aide de deux stations de pompage et d'une station de reprise SR1.

En raison du terrain très accidenté on a utilisé des conduites en acier car chaque conduite mesure 6m donc très flexible pour un terrain comme le nôtre.

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.

La protection de ce système est prise en considération pour augmenter la durée de vie de ce dernier, elle consiste à faire protéger contre le régime transitoire, c'est la protection contre le coup de bélier en projetant des réservoirs d'air pour la partie refoulement, et par l'application de la loi de manœuvre pour la partie gravitaire.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Ouvrages généraux

- [1] **A. Dupont** : Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;
- [2] **MICHEL A.MOREL** : Exercices de mécanique des fluides,Tome 2
- [3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972,p.289.
- [4] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [5]**M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972,p.289.
- [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** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982,p.101.

### Mémoires de fin d'étude

- [8] **M.AIT AHCENE**, « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008-2009)
- [9] **S. ZAMOUM**,«Etude del'adduction en eau potable à partir du barrage Koudiet Acerdoune pour l'alimentation des villes de Kadiria et Lakhdaria(W.Bouira) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2009-2010)

### Catalogues

- [10]**CAPRARI** «pompes multicellulaires à haute pression».
- [11]**CHARLATTE**«Réservoirs hydraulique»

# **ANNEXES**

## Annexe II

### Annexe II-1 Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

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



### Annexe III

Annexe III -1: Tableau des prix des conduites en acier Algérien (Anabib)

Diamètres (mm)	Prix de mètre linéaire (DA)
150	2856,86
200	3137,08
250	3749,30
300	4755,52
350	5249,74
400	6125,96
450	7078,18
500	8100,40
550	9186,62
650	11527,06
700	12769,28
800	15367,72
900	18078,16
1000	20852,60
1100	23643,04
1200	26401,48
1400	31630,36
1500	34004,80

Annexe III-2 : abaques de PUECH et MEUNIER pour  $k=0,1$  et  $A=1$  (SP1)

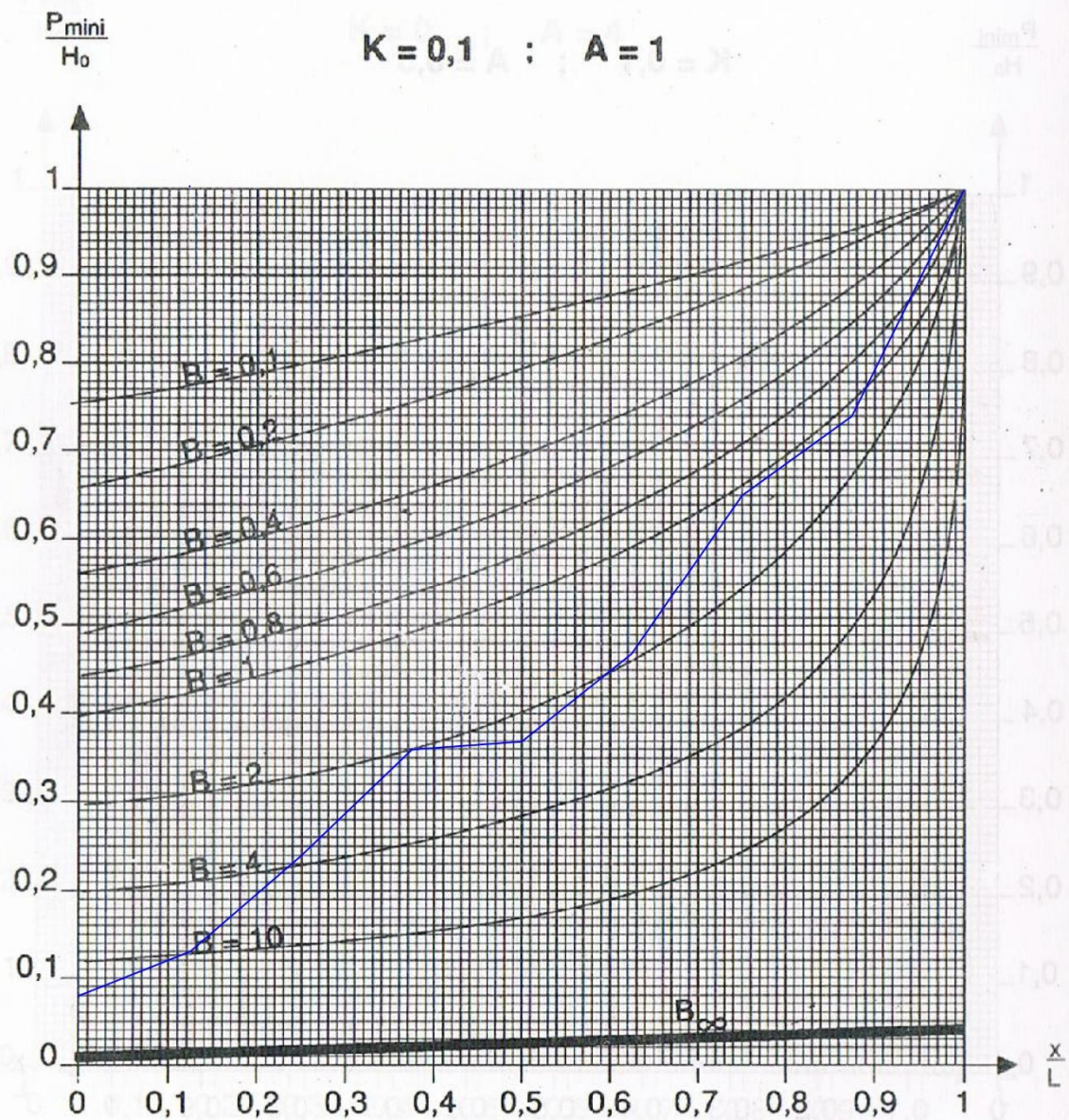
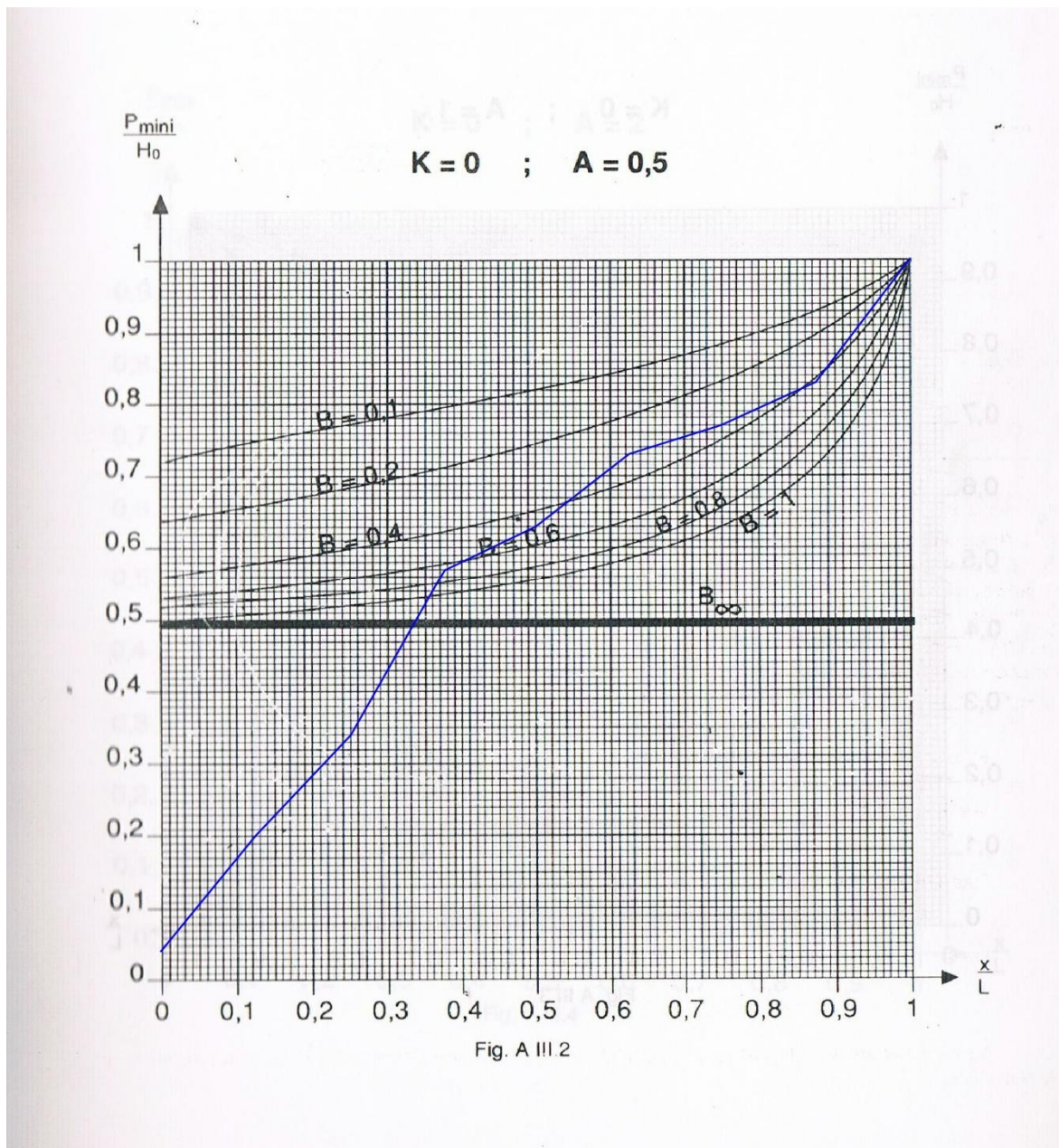


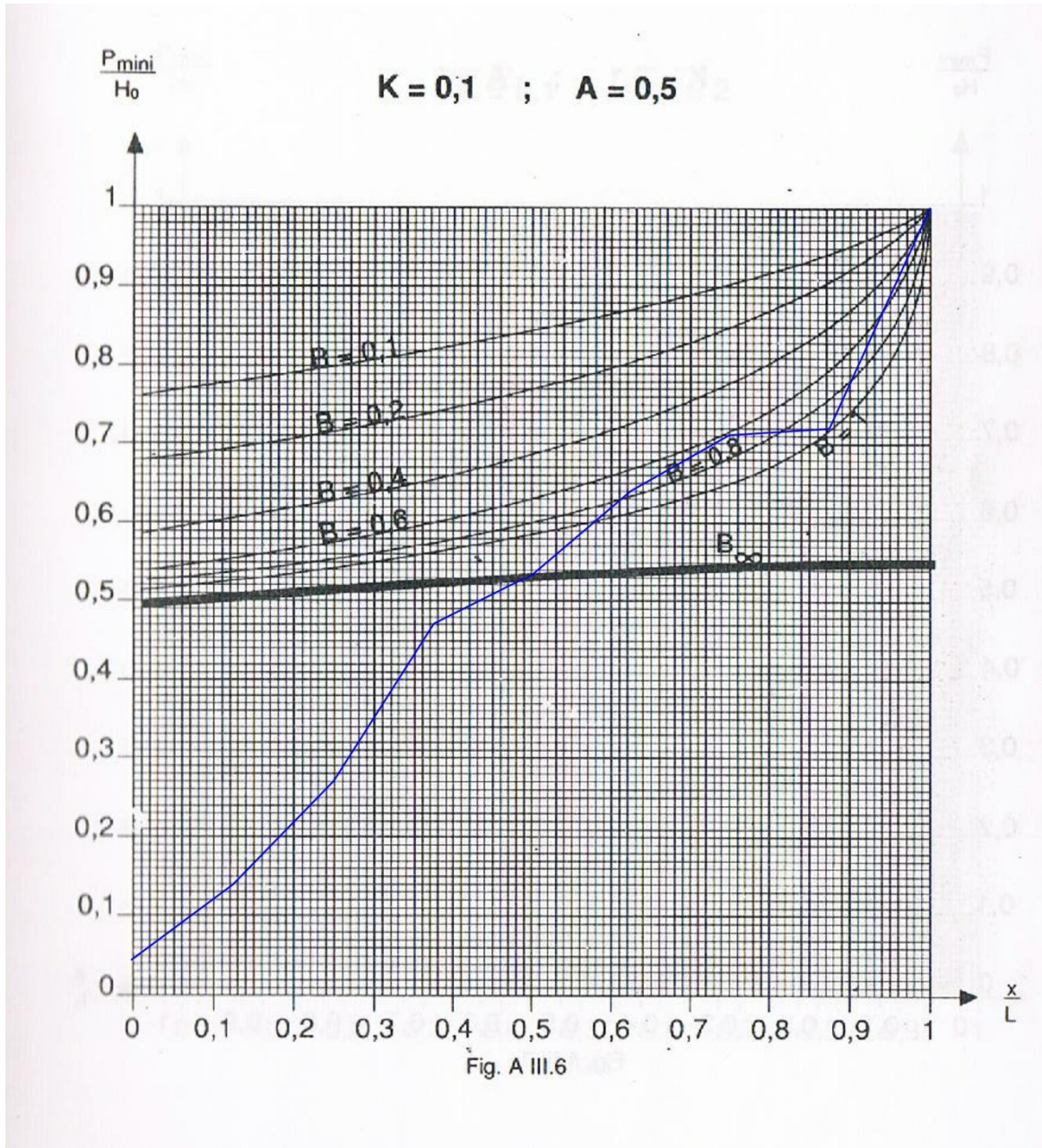
Fig. A III.7

Annexe III-3 : abaques de PUECH et MEUNIER pour  $k=0$  et  $A=0.5$  (SP2)





Annexe III-4 : abaques de PUECH et MEUNIER pour  $k=0,1$  et  $A=0,5$  (SR1)





Annexe V: l'abaque de de Dubin et Guéneau

