

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 de renforcement en AEP de la commune de Bouzguene (w. Tizi-Ouzou) a partir du barrage Tichi-Haff (w. Bejaia).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-21

APA Citation ( APA توثيق ):

**Aouchiche, Seddik (2021). Etude de renforcement en AEP de la commune de Bouzguene (w. Tizi-Ouzou) a partir du barrage Tichi-Haff (w. Bejaia)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**ETUDE DE RENFORCEMENT EN AEP DE LA COMMUNE  
DE BOUZGUENE (W.TIZI-OUZOU) A PARTIR DU BARRAGE  
TICHI-HAFF (W.BEJAIA)**

**Présenté par :**

**AOUCHICHE Seddik**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
AMIRI Djamel	M.A.A	Examineur
BENLATRECH Tarek	M.A.A	Examineur
BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.A	Promoteur

**Session Novembre 2021**

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :*

*Avant tout, à mes très chers parents, qui ont  
jamais hésité à me soutenir le long de mon  
parcours d'études.*

*A tous mes frères et sœurs,*

*A ma petite nièce,*

*A mes grand parents,*

*A mon khali,*

*A tous mes cousins et cousines.*

*A toute la famille Aouchiche,*

*A tous mes amis,*

*A toute la famille de l'E.N.S.H.*

**S.AOUCHICHE**

# *Remerciements*

*Dans un premier lieu , nous remercions « Dieu » qui nous a donné force  
et patience pour achever ce modeste travail.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur : « Mr.  
BOUFEKANE Abdelmadjid » Pour son aide et ses conseils pour  
l'élaboration et le suivi de mon projet de fin d'étude.*

*Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont  
guidés au cours de notre formation.*

*Nos respects aux membres de jury  
qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

*Mes remerciements vont à l'ensemble des travailleurs de l'école pour leurs  
disponibilités.*

*En fin j'adresse mes remerciements à tous ceux qui aidé de près ou de loin  
dans l'élaboration de ce travail.*

## المخلص :

تقدم لنا هذه المذكرة مشروع تدعيم شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية بوزقين. هذه البلدية التي يزودها منبع أدردار وآبار واد بوهير تعاني من نقص شديد في المياه ، ولمعالجة هذه المشكلة ، تم تطوير حل وهو نقل المياه من الانبوب الرابط بين سد تيشي حاف و بجاية. بعد تقديم المنطقة المعنية بالدراسة وتقدير احتياجاتها المائية ، قمنا بدراسة فنية واقتصادية لإيجاد أقطار الأنابيب. ثم قمنا باختيار المضخات المناسبة لكل محطة ضخ. ركزنا بعد ذلك على وسيلة لحماية الأنابيب من ظاهرة عابرة تعرف باسم: مطرقة الماء. في نهاية عملنا ناقشنا منهجية تنفيذ الوسائل اللازمة لإنجاز العمل وتنفيذه.

## Résumé :

Le présent mémoire présente un projet de renforcement en eau potable de la commune de bouzguene. La commune alimenté par la source adardar et les forages de oued boubhir souffre d'un manque d'eau extrême, et pour remédier à ce problème, une solution a été élaborer qui est d'acheminer l'eau à partir du piquage sur la conduite d'alimentation (Tich haff-béjaia) au niveau d'ouzelaguène.

Après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, une étude technico-économique de l'adduction a été faite pour trouver les diamètres des conduites. Ensuite, on a choisi les pompes adéquates pour chaque station de pompage.

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

En fin dans notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux.

## Abstract:

The present report presents a project of reinforcement in drinking water of the commune of Bouzguene. The commune supplied by the source adardar and the drillings of oued boubhir suffers from an extreme lack of water, and to cure this problem, a solution was worked out which is to convey the water starting from the piquage on the pipe of supply (Tich haff-béjaia) at the level of ouzelaguène.

After the presentation of our study area and the estimation of its water needs, a technical and economic study of the supply was carried out to find the diameters of the pipes. Then the appropriate pumps were chosen for each pumping station.

We will then look at a means of protecting the pipes against a transient phenomenon known as water hammer.

At the end of our work, we will deal with the methodology of implementation of the necessary means for the realization and the execution of the works.

# SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I Présentation de la zone d'étude	
Introduction .....	2
I.1 Situation géographique .....	2
I.2 Situation topographique.....	3
I.3 Facteurs Naturels .....	3
I.3.1 Le climat.....	3
I.3.2 Les vents.....	5
I.3.3 La géologie.....	5
I.3.4 La sismicité tectonique.....	6
I.4 Présentation hydraulique .....	6
I.4.1 Disponibilité hydrique.....	6
I.4.2 Description du réseau existant.....	7
I.5 Présentation du barrage de Tichy-Haf .....	8
Conclusion.....	8
Chapitre II Estimation des besoins en eau	
Introduction .....	9
II.1 Estimation de la Population future.....	9
II.2 Estimation des besoins journaliers .....	10
II.3 Besoins en eau par catégorie .....	10
II.3.1 Besoins domestiques .....	10
II.3.2 Les besoins scolaires .....	11
II.3.3 Besoins sanitaires .....	12
II.3.4 Besoins administratifs .....	13
II.3.5 Les besoins socioculturels .....	13
II.3.6 Les besoins industriels .....	14
II.3.7 Les besoins commerciaux .....	15
II.3.8 Les besoins d'élevage.....	17
II.3.9 Récapitulation de la consommation moyenne journalière pour les différentes localités de la commune .....	18
II.4 Estimation de la consommation moyenne journalière en tenant compte des pertes ..	20
II.5 Détermination des consommations maximales et minimales journalières .....	21

II.5.1	La consommation maximale journalière $Q_{maxj}$ .....	21
II.5.2	La consommation minimale journalière $Q_{min j}$ .....	21
II.6	Évaluation de la consommation horaire .....	22
II.7	Calcul du déficit.....	24
	Conclusion.....	24

### chapitre III Dimensionnement d'adduction

	Introduction .....	25
III.1	Types d'adduction.....	25
III.1.1	Adduction gravitaire.....	25
III.1.2	Adduction par refoulement.....	25
III.1.3	Adduction mixte .....	25
III.2	Adduction et types d'écoulement.....	25
III.2.1	Écoulement à surface libre .....	26
III.2.2	Écoulement en charge .....	26
III.3	Choix du tracé .....	26
III.4	Choix du type des conduites .....	26
III.5	Etude Technico-économique.....	28
III.6	Calcul hydraulique .....	28
III.6.1	Cas gravitaire.....	28
III.6.2	Cas de refoulement.....	29
III.6.3	Dimensionnement de l'adduction (la partie refoulement).....	32
III.6.4	Dimensionnement de l'adduction la partie gravitaire .....	44
	CONCLUSION .....	46

### Chapitre IV Etude des réservoirs

	Introduction .....	47
IV.1	Rôle des réservoirs .....	47
IV.2	Emplacement des réservoirs.....	47
IV.3	Principe de fonctionnement .....	48
IV.4	Classification des réservoirs.....	48
IV.4.1	La nature du matériau de construction .....	48
IV.4.2	La position au sol .....	48
IV.4.3	La forme .....	48
IV.4.4	Leur fonction .....	48
IV.5	Prescriptions sanitaires.....	49

IV.6	Equipements des réservoirs.....	49
IV.6.1	Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	49
IV.6.2	Conduite de départ ou de distribution .....	50
IV.6.3	Conduite de trop plein .....	50
IV.6.4	Conduite de vidange.....	51
IV.6.5	Conduite de by-pass .....	51
IV.6.6	Matérialisation d'une réserve d'incendie .....	51
IV.7	Capacités des réservoirs et baches d'aspiration .....	53
IV.8	Dimensionnement des réservoirs et des Bâches d'aspiration .....	54
	Conclusion.....	58

### Capitre V Etude de pompage

	Introduction .....	59
V.1	Principe de fonctionnement des pompes .....	59
V.2	Choix du type de pompe .....	60
V.3	Couplage des pompes .....	60
V.4	Choix du nombre de pompes :.....	60
V.5	Courbes caractéristiques des pompes : .....	61
V.6	Points de fonctionnement des pompes.....	61
V.7	Etude du phénomène de cavitation .....	64
V.8	Calage de la pompe.....	65
V.9	Choix des pompes du projet .....	66
V.9.1	Refoulement SP1-SP2 .....	66
V.9.2	Refoulement SP2-SP3 .....	68
V.9.3	Refoulement SP3-SP4.....	71
V.9.4	Refoulement SP4- réservoir tampon .....	74
V.10	Génie Civil de La Station De Pompage.....	77
V.10.1	Type de bâtiment de la station de pompage .....	77
V.10.2	Dimensionnement du bâtiment.....	77
V.10.3	Calcul Génie Civil.....	78
	Conclusion.....	80

### Chapitre VI Protection contre le coup de bélier

	Introduction .....	81
VI.1	Causes Du Phénomène Du Coup De Bélier.....	81
VI.2	Conséquences Du Coup De Bélier.....	81

VI.3	Description du phénomène.....	81
VI.4	Equipement et moyens de protection contre le coup de bélier .....	83
VI.4.1	Les réservoirs d'air.....	83
VI.4.2	Les soupapes de décharge .....	83
VI.4.3	Les ventouses .....	83
VI.4.4	Cheminée d'équilibre .....	84
VI.4.5	Les volant d'inertie.....	84
VI.5	La valeur du coup de bélier.....	85
VI.5.1	Détermination de la célérité d'onde du coup de bélier.....	85
VI.5.2	Cas d'une Fermeture rapide de la vanne. ....	85
VI.5.3	Cas d'une Fermeture lente de la vanne .....	86
VI.6	Le volume du réservoir d'air.....	86
VI.7	Application.....	87
VI.8	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	88
	Conclusion.....	89

## Chapitre VII Pose de canalisation et accessoire

	Introduction .....	90
VII.1	Pose de canalisation.....	90
VII.1.1	Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	90
VII.1.2	Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.....	90
VII.1.3	Pose de canalisation en galerie en cas de traversée de la route.....	91
VII.1.4	Pose en aérien (traversée d'un oued).....	92
VII.2	Remblaiement de la tranchée.....	92
VII.2.1	L'enrobage .....	92
VII.2.2	Le remblai supérieur.....	93
VII.3	Accessoires .....	93
VII.3.1	Robinets vannes.....	93
VII.3.2	Clapets anti retour .....	94
VII.3.3	Ventouses .....	94
VII.3.4	By-pass .....	94
VII.3.5	Crépines.....	95
VII.3.6	Joints de raccordement .....	95
VII.3.7	Organes de mesure .....	95
VII.3.8	Organes de raccordement .....	96

Conclusion.....	97
Chapitre VIII Organisation de chantier	
Introduction .....	98
VIII.1 Différents travaux à entreprendre .....	98
VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction .....	98
VIII.1.2 Travaux concernant les stations de pompage .....	98
VIII.1.3 Travaux concernant les réservoirs .....	99
VIII.2 Calcul des volumes des travaux .....	99
VIII.2.1 Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	99
VIII.2.2 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage.....	101
VIII.2.3 Calcul des volumes des travaux des réservoirs .....	104
VIII.3 Calcul des coûts des travaux .....	109
VIII.4 Planification des travaux .....	111
VIII.4.1 Définition des tâches et leurs durées .....	111
VIII.4.2 La planification des taches par la méthode du réseau .....	113
VIII.5 Choix des engins .....	116
Conclusion.....	117
Conclusion générale .....	118

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre I Présentation de la zone d'étude

<b>Tableau I-1</b> : Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1998-2013).....	4
<b>Tableau I-2</b> : Les températures moyennes mensuelles (1998-2013) en (°C).....	5
<b>Tableau I-3</b> :Micro-sources recensées de la commune.....	6
<b>Tableau I-4</b> : Caractéristiques des forages existants.....	7
<b>Tableau I-5</b> : Caractéristiques des réservoirs de la commune .....	7
<b>Tableau I-6</b> : Caractéristiques principales du barrage .....	8

### Chapitre II Estimation des besoins en eau

<b>Tableau II-1</b> : Evolution de la population à différents horizons.....	9
<b>Tableau II-2</b> : Besoins domestiques .....	11
<b>Tableau II-3</b> : Les besoins scolaires .....	12
<b>Tableau II-4</b> : Les besoins du secteur de la santé .....	13
<b>Tableau II-5</b> : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	13
<b>Tableau II-6</b> : Les besoins du secteur socioculturel .....	14
<b>Tableau II-7</b> : Les besoins industriels.....	14
<b>Tableau II-8</b> : Les besoins commerciaux.....	15
<b>Tableau II-9</b> : Les besoins d'élevage.....	17
<b>Tableau II-10</b> : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières .....	19
<b>Tableau II-11</b> : la consommation moyenne journalière en tenant compte des pertes.....	20
<b>Tableau II-12</b> : Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières .....	22
<b>Tableau II-13</b> : les variations du débit horaire.....	23
<b>Tableau II-14</b> : le bilan besoin-ressources .....	24

### chapitre III Dimensionnement d'adduction

<b>Tableau III-1</b> : Les coefficient $K'$ , $m$ et $\beta$ .....	29
<b>Tableau III-2</b> : calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2.....	33
<b>Tableau III-3</b> :Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2 .....	33
<b>Tableau III-4</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP .....	34
<b>Tableau III-5</b> : bilan du tronçon SP1-SP2 .....	34
<b>Tableau III-6</b> : calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3 .....	36
<b>Tableau III-7</b> : Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3 .....	36
<b>Tableau III-8</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3 .....	37
<b>Tableau III-9</b> : Bilan du tronçon SP2-SP3 .....	37
<b>Tableau III-10</b> : Calcul de la HMT du tronçon SP3-SP4.....	39

<b>Tableau III-11</b> : Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP3-SP4 .....	39
<b>Tableau III-12</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-SP4 .....	40
<b>Tableau III-13</b> : Bilan du tronçon SP3-SP4 .....	40
<b>Tableau III-14</b> : Calcul de la HMT du tronçon SP4- réservoir tampon .....	42
<b>Tableau III-15</b> : Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP4-réservoir tampon.....	42
<b>Tableau III-16</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4- réservoir tampon .....	43
<b>Tableau III-17</b> : Bilan du tronçon SP4- réservoir tampon.....	43
<b>Tableau III-18</b> : Diamètres normalisés pour l'adduction gravitaire.....	45
<b>Tableau III-19</b> : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction.....	45

#### Capitre V Etude de pompage

<b>Tableau V-1</b> : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température .....	65
<b>Tableau V-2</b> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	66
<b>Tableau V-3</b> : Les dimensions des différents organes de la pompe PM125/9B .....	68
<b>Tableau V-4</b> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	69
<b>Tableau V-5</b> : Les dimensions des différents organes de la pompe PM100/6A .....	71
<b>Tableau V-6</b> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	71
<b>Tableau V-7</b> : Les dimensions des différents organes de la pompe PM100/5B .....	74
<b>Tableau V-8</b> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	74
<b>Tableau V-9</b> : Les dimensions des différents organes de la pompe PM100/5A .....	76
<b>Tableau V-10</b> : Choix du type du bâtiment.....	77
<b>Tableau V-11</b> : Tableau récapitulatif des différentes dimensions .....	80

#### Chapitre VI Protection contre le coup de bélier

<b>Tableau VI-1</b> : Les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.....	84
<b>Tableau VI-2</b> : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction .....	87
<b>Tableau VI-3</b> : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier. ....	87
<b>Tableau VI-4</b> : Calcul du volume de réservoir d'air. ....	88
<b>Tableau VI-5</b> : Choix des réservoirs d'air à volume normalisé en tenant compte de la sécurité .....	88
<b>Tableau VI-6</b> : caractéristique des conduites gravitaire .....	88

#### Chapitre VIII Organisation de chantier

<b>Tableau VIII-1</b> : Calcul du volume des déblais.....	100
<b>Tableau VIII-2</b> : Calcul du volume du lit de sable.....	100
<b>Tableau VIII-3</b> : Calcul du volume du remblai compacté.....	101
<b>Tableau VIII-4</b> : Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage .....	103

<b>Tableau VIII-5</b> :Volumes des travaux des quatre stations de pompage.....	104
<b>Tableau VIII-6</b> :Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres. ....	105
<b>Tableau VIII-7</b> :Calcul des volumes de tout venant pour les réservoirs .....	105
<b>Tableau VIII-8</b> :Calcul des volumes du béton de propreté pour les réservoirs.....	106
<b>Tableau VIII-9</b> :Calcul des volumes du béton armé des réservoirs .....	107
<b>Tableau VIII-10</b> :Calcul du volume du béton armé pour les coupoles .....	108
<b>Tableau VIII-11</b> :Calcul du volume du remblai compacté.....	109
<b>Tableau VIII-12</b> :Volumes des travaux des six réservoirs .....	109
<b>Tableau VIII-13</b> :Devis quantitatif et estimatif des travaux de la conduite d’adduction .....	109
<b>Tableau VIII-14</b> :Devis quantitatif et estimatif des travaux des quatre stations de pompage .....	110
<b>Tableau VIII-15</b> :Devis quantitatif et estimatif des travaux des réservoirs.....	110
<b>Tableau VIII-16</b> :Bilan des coûts total .....	110
<b>Tableau VIII-17</b> :temps de réalisation des opérations de l’adduction.....	111
<b>Tableau VIII-18</b> :Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.....	112
<b>Tableau VIII-19</b> :Temps de réalisation des opérations du réservoir .....	113
<b>Tableau VIII-20</b> :Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération d’adduction ..	114
<b>Tableau VIII-21</b> :Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération de la station de pompage .....	115
<b>Tableau VIII-22</b> :Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération de réservoir ..	115

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre I Présentation de la zone d'étude

<b>Figure I-1</b> : Plan de situation de la zone d'étude.....	2
<b>Figure I-2</b> : Communes limitrophes de Bouzguène .....	3
<b>Figure I-3</b> : Histogramme des précipitations moyennes annuelles (1998-2013) .....	4
<b>Figure I-4</b> : Histogramme des températures moyennes annuelles (1998-2013) .....	5

### chapitre III Dimensionnement d'adduction

<b>Figure III-1</b> :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1-SP2 .....	35
<b>Figure III-2</b> :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2-SP3 .....	38
<b>Figure III-3</b> :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP3-SP4 .....	41
<b>Figure III-4</b> :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP4-réservoir tampon.....	44

### Chapitre IV Etude des réservoirs

<b>Figure IV-1</b> : Coupe transversale d'un réservoir .....	52
--	----

### Capitre V Etude de pompage

<b>Figure V-1</b> :Courbes caractéristiques de la pompe SP1 .....	67
<b>Figure V-2</b> :Schéma d'une pompe centrifuge type (PM125/9B-Caprari) .....	68
<b>Figure V-3</b> : Courbes caractéristiques de la pompe SP2.....	69
<b>Figure V-4</b> :Schéma d'une pompe centrifuge type (PM100/6A-Caprari) .....	71
<b>Figure V-5</b> : Courbes caractéristiques de la pompe SP3.....	72
<b>Figure V-6</b> :Schéma d'une pompe centrifuge type (PM100/5B-Caprari) .....	73
<b>Figure V-7</b> :Courbes caractéristiques de la pompe SP4.....	75
<b>Figure V-8</b> :Schéma d'une pompe centrifuge type (PM100/5A-Caprari) .....	76

### ChapitreVI Protection contre le coup de bélier

<b>Figure VI-1</b> :Evolution de l'écoulement en fonction du temps dans une conduite.....	83
---	----

### Chapitre VII Pose de canalisation et accessoire

<b>Figure VII-1</b> :Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	91
<b>Figure VII-2</b> :Pose de canalisation en galerie .....	91
<b>Figure VII-3</b> : conduite posée sur des supports en béton.....	92

### Chapitre VIII Organisation de chantier

<b>Figure VIII-1</b> :Le réseau à nœud de la conduite d'adduction.....	114
<b>Figure VIII-2</b> :Le réseau à nœud de la station de pompage .....	115
<b>Figure VIII-3</b> :Le réseau à nœud des réservoirs .....	116

## **LISTE DES PLANCHES**

Planche 1: tracé en plan

Planche 2: tracé en plan

Planche 3: profils en travers

Planche 4: profil en long de tronçon (SP1-SP2)

Planche 5: profil en long de tronçon (SP3-SP4)



# **Introduction générale**

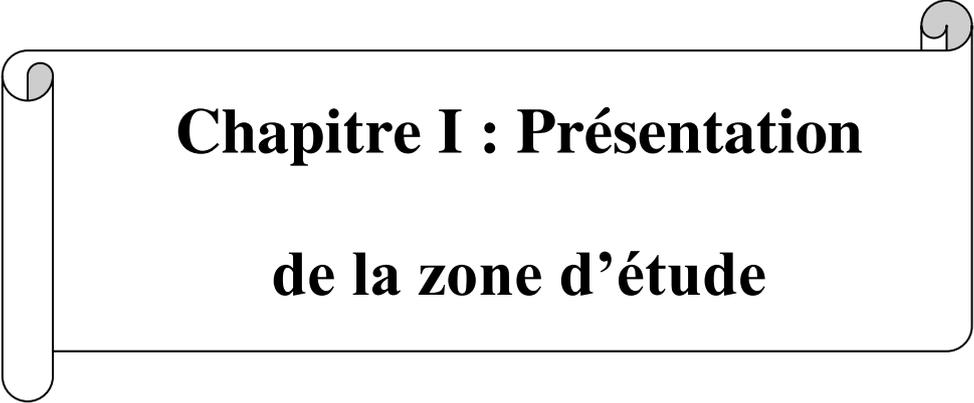
## Introduction générale

L'eau est un élément naturel indispensable au développement de la vie et les activités humaines. L'homme a utilisé cette eau comme source de vie, et de développement socio-économique. Cette ressource devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier, cela est dû à son inégale répartition, à la forte croissance démographique, au changement climatique et à la pollution des ressources en eau.

Les différentes régions Algérienne souffrent de l'insuffisance d'eau dans leur foyer, que ce soit la région sud qui a un climat aride ou la région nord qui a un climat pluvieux. De ce fait les gens dépensent beaucoup de temps, d'énergie et d'argent pour se procurer de ce liquide très vital.

La Commune de Bouzguène de la wilaya de Tizi Ouzou est parmi ces régions qui souffrent de l'insuffisance de l'eau, ces ressources ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau à long terme ,à cet effet la direction des ressources en eau de la Wilaya de Tizi Ouzou a lancé un projet pour l'alimentation en eau potable qui fait l'objectif de notre étude sous l'intitulé « étude de l'adduction en eau potable de cette commune (Bouzguène) de la Wilaya de Tizi Ouzou à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert des eaux du barrage de Tichy Haff, Wilaya de Béjaia » , pour répondre confortablement à la demande à notre horizon d'étude 2051.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de huit chapitres. Dans le premier chapitre nous avons étudié la zone d'étude. Le deuxième chapitre se portera sur le calcul des besoins en eau de la commune. Ensuite, nous avons dimensionné la conduite d'adduction en tenant compte de l'aspect technico-économique. Le chapitre quatre se portera sur l'étude des réservoirs. L'étude de pompage et la protection contre le coup de bélier fera l'objet du cinquième et sixième chapitre. Dans le septième chapitre nous avons illustré les normes de réalisation et d'exploitation de ce projet afin d'assurer son bon fonctionnement et sa longévité. Le dernier chapitre sera pour l'organisation du chantier où on exposera les différentes tâches qui seront effectuées avec les différents équipements.



**Chapitre I : Présentation  
de la zone d'étude**

## 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 et hydraulique, et cela nous permet de mener à bien notre travail.

### I.1 Situation géographique

La commune de Bouzguène est située à l'extrême Est de la wilaya de Tizi-Ouzou, soit à environ 70 km du chef-lieu de la wilaya. Elle s'étend sur une surface de 66,90 km<sup>2</sup>.

Elle a pour collectivités voisines, à l'Est les communes de Chemini et Ouzelaguene (Bgayet), au Nord la forêt d'Akfadou, à l'Ouest Idjeur, au sud Illoula et au Sud-Est Ait Zikki.

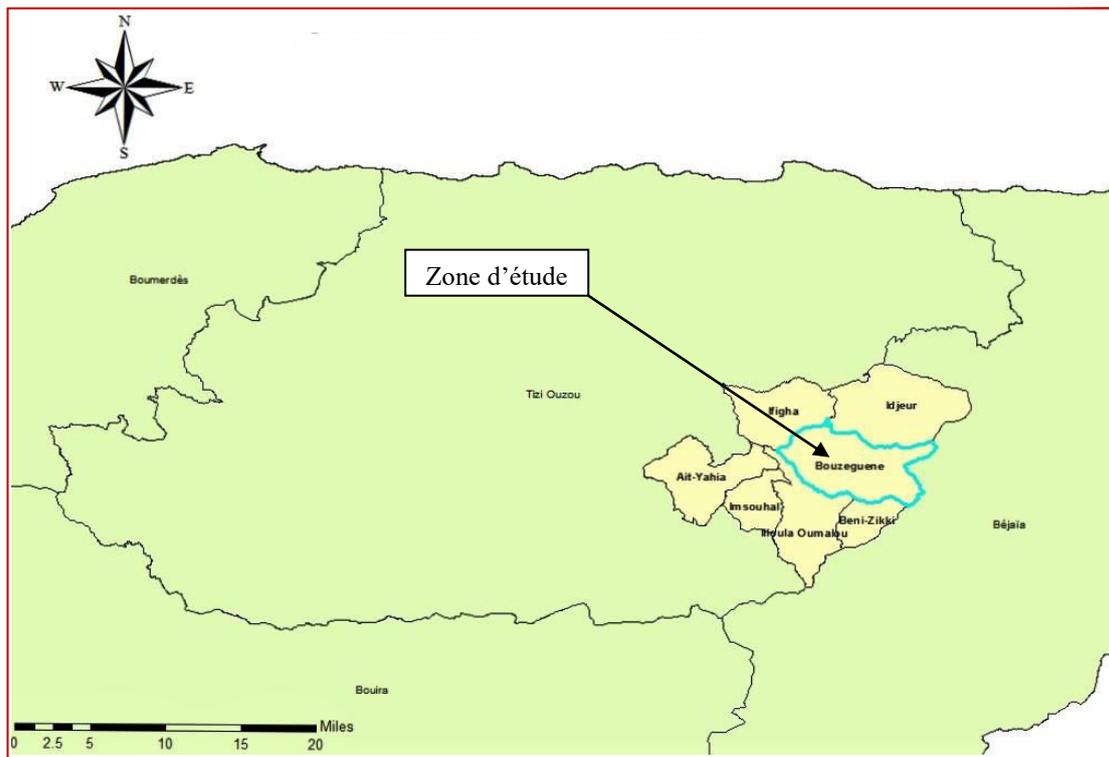


Figure I-1 : Plan de situation de la zone d'étude



**Figure I-2 :** Communes limitrophes de Bouzguène

## I.2 Situation topographique

L'étude relative à la délimitation et à la caractérisation des zones de montagne et les massifs montagneux du Djurdjura classe la commune de Bouzguène dans la zone de moyenne montagne (étage inférieur). La région est composée de différentes classes d'altitudes qui sont :

- Les altitudes de (250 m à 400 m) : cette classe occupe une moindre surface, occupant toutes la bande Ouest du Nord au Sud de la commune, dont le point le plus bas se situe à l'oued sahel avec 250 m d'attitude et le point le plus haut est situé à 395 m.
- Les altitudes comprises entre 400m et 800 m : apparaissent au centre ; dont le point le plus bas est de 407 m et le point le plus haut est au Sud de la commune avec une altitude de 795 m.
- Les altitudes de (800 m à 1200 m) : cette classe se localise au centre de notre zone d'étude dont le point le plus bas est de 803 m d'altitude au Sud exactement à Ahrik ; le point culminant est à une altitude de 1194 m dans le village Agouni Ntesfit .
- Les altitudes de (1200 m à 1500 m) : cette classe se localise à l'Est de la commune du Nord au Sud. Le point le plus bas est à 1212 m au village Tizi Tament au Nord et le point le plus haut est à 1482 m.
- Les altitudes supérieures à 1500 m : constituent des petites surfaces au Nord et à l'Est de la commune, dont le point plus haut culmine au niveau de Djebel Ezzeene avec une altitude de 1573 m.

## I.3 Facteurs Naturels

### I.3.1 Le climat

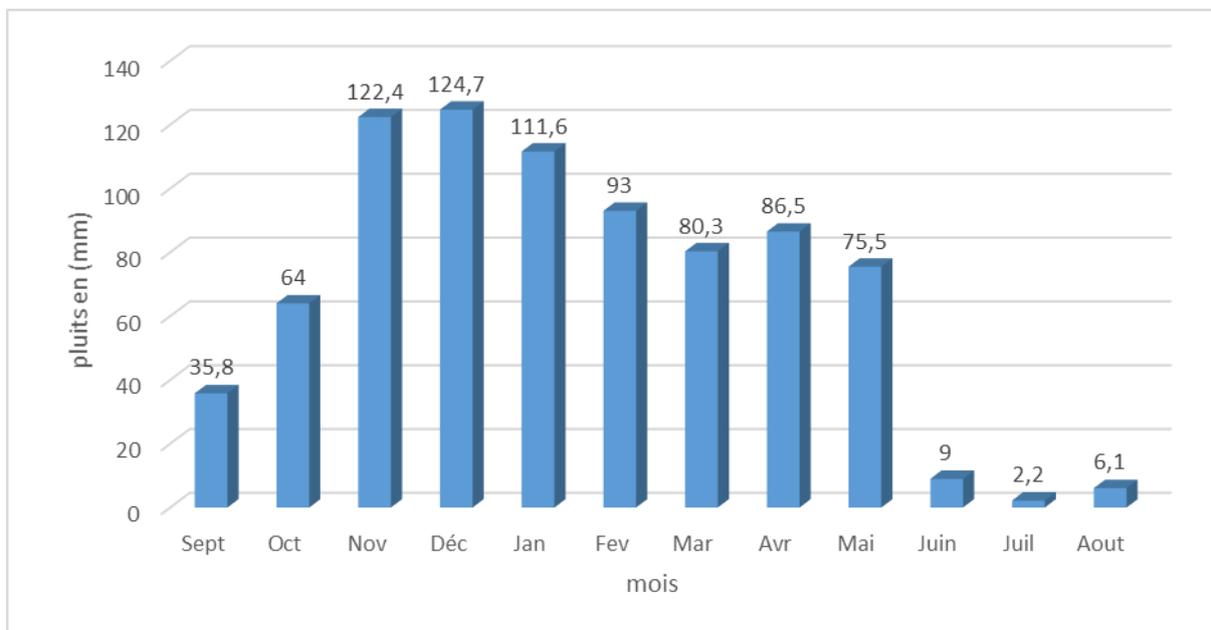
Le climat de la région de Bouzguène est dit méditerranéen tempéré, caractérisé par deux saisons ; un hiver froid et humide et un été chaud et sec. L'analyse des données climatiques mesurées à la station météorologique de la wilaya de Tizi-Ouzou au cours de la période (1998-2013) a permis d'évaluer les paramètres suivants :

### a) La pluviométrie

**Tableau I-1 :** Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1998-2013)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Pluit	35.8	64	122.4	124.7	111.6	93	80.3	86.5	75.5	9	2.2	6.1	<b>811</b>

Source : ANRH de Tizi Ouzou



**Figure I-3 :** Histogramme des précipitations moyennes annuelles (1998-2013)

La quantité annuelle des précipitations atmosphériques dans la région d'étude est en moyenne de 811 mm /an (pour la période : 1998-2013).

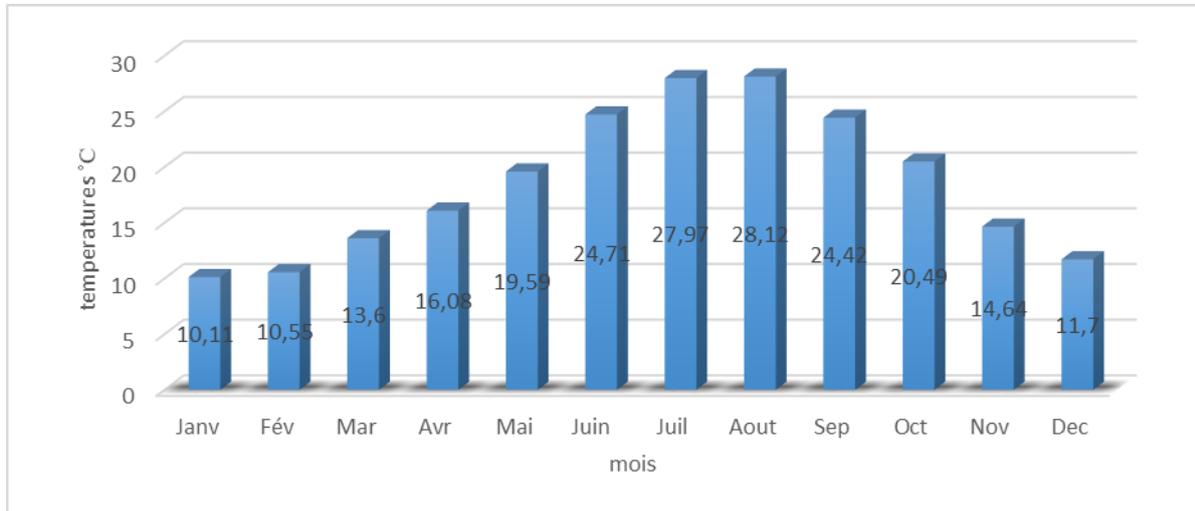
Les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de Novembre, Décembre et Janvier (122,36 mm ; 124,69 mm et 111,58 mm) Qui caractérisent la saison hivernale. Par contre les précipitations les plus basses sont enregistrées aux mois de Juin, Juillet et Août (8,99 mm ; 2,16 mm et 6,14 mm) qui caractérisent la saison estivale.

### b) La température

La température moyennes mensuelles de la régence de Bouzguène (1998-20013), reculées d'après Office National de la Métrologie de la station de Boukhalfa à (Tizi-Ouzou), sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau I-2** : Les températures moyennes mensuelles (1998-2013) en (°C)

Mois	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
Temp	10,11	10,55	13,6	16,08	19,59	24,71	27,97	28,12	24,42	20,49	14,64	11,7	18,5

**Figure I-4** : Histogramme des températures moyennes annuelles (1998-2013)

La température moyenne annuelle est d'environ 18.5 °C avec des températures estivales moyennes d'environ 27 °C et des températures moyennes d'hiver aux alentours de 11 °C.

Les températures moyennes maximale et minimale sont respectivement de 28.12 °C et 10.11 °C.

### I.3.2 Les vents

- Les vents dominants dans la commune de Bouzguène sont : Ouest et Nord-Ouest.
- 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).

### I.3.3 La géologie

La région de Bouzguène est caractérisée par quatre formations géologiques qui sont les micaschistes schistes satiné, le Permo-Trias, L'Eocène moyen marin et l'Oligocène marin.

En dominance des formations d'Oligocène marin comportant en générale des formations marneuses incluant des grés dans différents états (compacté, remanie et altéré).

(Source : Description géologique de la Kabylie : galica.bnf.fr)

### I.3.4 La sismicité tectonique

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée. Liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes. Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone O : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité forte.

Notre zone est classée en zone II (sismicité moyenne), les séismes engendrent des glissements de terrain, des failles, des éboulements rocheux et des destructions de construction. Ils constituent donc un risque important pour l'urbanisme et les infrastructures (transport, barrage, sites industriels...). Pour cela il faut prendre en considération ce facteur en travaux de réalisations hydrauliques.

## I.4 Présentation hydraulique [1]

### I.4.1 Disponibilité hydrique

L'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguène est assurée par la principale chaîne d'Adardar avec un débit moyen journalier de 1750 m<sup>3</sup>/j et le champ de captage d'oued Boubhire avec un débit de 1728 m<sup>3</sup>/j en plus des sources secondaires (Tala Bouda, Aghendjour ; Insar) qui totalisent un débit moyen journalier estimé à 1549 m<sup>3</sup>/j sensées garantir la distribution en eau des trois villages Sahel, Taourirt et Takoucht.

Les principales micro-sources recensées dans la commune de Bouzeguene sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I-3 :** Micro-sources recensées de la commune

Captage	Destination
Timghit et Alma guezguaren	Ait Ikhlef
Anza, Insar Guizem, Nezla Oucharchour, Tala Tboukhboukhen, Taliouine, Tamarsout	Ait Salah
Tala Boudghagh	Ait Iken
Boulam, Tilifsiouine, Tizgui	Ait Said , Ibekarene, Ighil Tizi Boua

Source : DRE Tizi-ouzou

Les caractéristiques des forages de la commune de Bouzeguène sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I-4 : Caractéristiques des forages existants**

Localisée	Nombre de forages	état
Ikoussa	01	Non potable (excès de Fer)
Ait Ikhlef	02 de (6 l/s)	Attente de mise en service

Source: DRE Tizi-ouzou

#### I.4.2 Description du réseau existant

Le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguène est gravitaire de type ramifier et maillé de faible à moyen état.

La commune de Bouzeguène est dotée de 60 réservoirs, répartis comme suit :

**Tableau I-5 : Caractéristiques des réservoirs de la commune**

Villages	Nombre de réservoirs	Capacité (m <sup>3</sup> )
Ighil Tizi Boua	01	200
Ikoussa	02	50+50
Tazrouts	04	300+100+50+300
Ibouyousféne	03	100+100+50
Ait Said	03	100+100+150
Ibakarene	04	100+100+100+50
Ait Ikhlef	03	1000+100+100
Ait Ikarne	01	50
Ait Mizere	01	50
Tizouine	02	100+100
Ait Ikene	03	100+120+50
Ihitoussene	02	200+100
Ait Ferrache	02	100+50
Ait Semllal	02	150+50
Ait Salah	05	100+100+100+80+300
Ahrik	02	200+100
Houra	03	300+300+100
Bouzeguene centre	04	500+200+100+20
Ait Sidi Amar	01	150
Bouzeguene village	01	200
Taourirt	06	100+100+50+50+50+100
Takhoucht	04	100+100+100+250
Sahel	01	400
<b>Total</b>	<b>60</b>	<b>8670</b>

### I.5 Présentation du barrage de Tichy-Haf

Le barrage de Tichy-Haf est un barrage poids-voûte algérien situé dans le village de Mahfouda, commune de Bouhamza dans la wilaya de Béjaïa (dans la région de la Kabylie, Algérie).

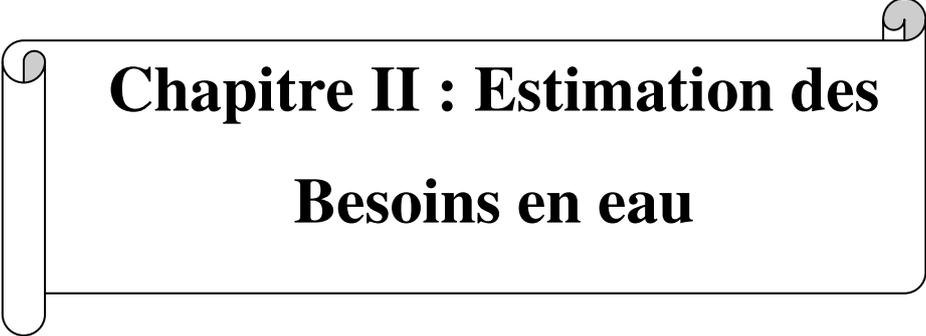
Les caractéristiques principales du barrage sont données dans le tableau suivant :

**Tableau I-6 : Caractéristiques principales du barrage**

<b>Caractéristiques</b>	<b>Unité</b>	<b>Valeur</b>
Hauteur	m	90
Volume	Mm <sup>3</sup>	150
Superficie	km <sup>2</sup>	5
Longueur	km	2

### Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique, topographique, géologique etc... Ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour la suite de notre étude du projet.



**Chapitre II : Estimation des  
Besoins en eau**

## Chapitre II Estimation des besoins en eau

### Introduction

Dans ce chapitre nous estimons les besoins en eau nécessaires de cette agglomération, qui dépendent de plusieurs paramètres. Nous présentons l'évolution de la population, et les différents équipements qui se trouvent dans cette agglomération et cela à différents horizons pour pouvoir dimensionner nos adductions.

### II.1 Estimation de la Population future

En 2008, la population de la commune de bouzguène était de 24142 habitants, avec un taux d'accroissement de 1.7%, (source A.P.C).

Notre étude aura comme horizon l'année 2051. L'estimation de la population à l'horizon decalcul est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- P<sub>n</sub> : Population a l'horizon de calcul ;
- P<sub>0</sub> : Population de l'année de référence (2008);
- T: Taux de croissance naturel de la population en % ;
- n: Nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon de calcul

L'ensemble des résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

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

Villages	Population 2008	Population 2021	Population 2036	Population 2051
IghilTiziBoua	1717	2138	2753	3545
Ait Iken	458	570	734	946
Tazrouts-Loudha	1094	1362	1754	2258
Ibouyoussfène	756	941	1212	1561
Ait Said	457	569	733	943
Ibakarene	777	967	1246	1604
Ait Ikhlef	364	453	584	751
Ait Mizere	500	623	802	1032
Tizouine	439	547	704	906
Imoussa	412	513	661	851
Ihitoussene	327	407	524	675
Ait Ferrache-Ait Semllal	1746	2174	2799	3605
Ait Salah	2046	2547	3280	4224

Ahrik	2027	2524	3250	4185
Houra	1901	2367	3048	3924
Bouzguene centre	2788	3471	4470	5756
Ait Sidi Amar	1265	1575	2028	2612
bouzguenevillage	295	367	473	609
Taourirt	1404	1748	2251	2898
Takhoucht	1095	1363	1755	2261
Sahel	2274	2831	3646	4695
<b>Total</b>	<b>24142</b>	<b>30057</b>	<b>38704</b>	<b>49840</b>

La population de la commune de bouzguéne atteindra 38708 habitants à moyen terme (2036) et 48187 habitants à long terme (2030).

## II.2 Estimation des besoins journaliers

C'est la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population, et par d'autres équipements pendant une journée.

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

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{1}{1000} * \text{dot} * N \quad \dots\dots\dots(\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$  : Le débit moyen journalier
- dot : La dotation (l/j/habitant)
- N : Le nombre de consommateurs

**La dotation** : Appelée aussi la norme de consommation, c'est la quantité d'eau quotidienne que l'être humain doit utiliser dans ses différents besoins (le ménage, cuisine, douche, etc).

## II.3 Besoins en eau par catégorie [1]

### 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 direction des ressources en eau de la willaya de Tizi ouzou a adopté la dotation moyenne de 150 l/j/habitant.

Tableau II-2: Besoins domestiques

Villages	population 2021	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	population 2036	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	population 2051	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
IghilTiziBoua	2138	320,7	2753	412,95	3545	531,69
Ait Iken	570	85,5	734	110,1	946	141,83
Tazrouts-Loudha	1362	204,3	1754	263,1	2258	338,77
Ibouyousféne	941	141,15	1212	181,8	1561	234,11
Ait Said	569	85,35	733	109,95	943	141,52
Ibakarene	967	145,05	1246	186,9	1604	240,61
Ait Ikhlef	453	67,95	584	87,6	751	112,72
Ait Mizere	623	93,45	802	120,3	1032	154,83
Tizouine	547	82,05	704	105,6	906	135,94
Imoussa	513	76,95	661	99,15	851	127,58
Ihitoussene	407	61,05	524	78,6	675	101,26
Ait Ferrache	2174	326,1	2799	419,85	3605	540,68
Ait Salah	2547	382,05	3280	492	4224	633,57
Ahrik	2524	378,6	3250	487,5	4185	627,69
Houra	2367	355,05	3048	457,2	3924	588,67
Bouzguene centre	3471	520,65	4470	670,5	5756	863,35
Ait Sidi Amar	1575	236,25	2028	304,2	2612	391,73
bouzguenevillage	367	55,05	473	70,95	609	91,35
Taourirt	1748	262,2	2251	337,65	2898	434,77
Takhoucht	1363	204,45	1755	263,25	2261	339,08
Sahel	2831	424,65	3646	546,9	4695	704,18
Total	30057	4508,55	38704	5806,05	49840	7475,93

### 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: Les besoins scolaires

Villages	Nombre d'établissement	Effectif élèves	Effectif personnel	Effectif total	Dotation (l/h/j)	Cons.moy.j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j (l/s)
Ahrik	01 Primaire	132	9	141	15	2,11	0,024
Ait Ferrache	01 Primaire	92	6	98		1,47	0,017
Ai Ikhlef	01 Primaire	52	5	785		11,77	0,14
	01 Lycée	682	46				
Ait Said	01 Primaire	24	4	28		0,42	0,005
Ait Salah	01 Primaire	140	8	148		2,22	0,026
Bouzguene centre	01 Primaire	280	13	685		10,27	0,118
	01 CEM	359	33				
Bouzguene village	01 Primaire	89	8	97		1,45	0,0168
Houra	01 Primaire	81	7	495		7,42	0,086
	01 CEM	380	27				
Iberkarene	01 Primaire	76	7	83		1,24	0,014
Ighil Tizi-Boa	01 Primaire	83	7	90		1,35	0,016
Ihitoussene	01 Primaire	24	4	28		0,42	0,005
Sahel	01 Primaire	138	8	444		6,66	0,077
	01 CEM	276	22				
Takhoucht	01 Primaire	67	7	74		1,11	0,013
Taourirt	01 Primaire	28	4	32		0,48	0,006
Tazrouts-Loudha	01 Primaire	93	8	1447	21,71	0,251	
	01 CEM	384	28				
	01 Technicum	877	57				
<b>Total</b>	<b>21</b>	<b>4357</b>	<b>318</b>	<b>4675</b>	<b>70,12</b>	<b>0,81</b>	

### II.3.3 Besoins sanitaires

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

**Tableau II-4:** Les besoins du secteur de la santé

Location	Nombre d'établissement	Cons.moy.j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j (l/s)
Tazrouts Loudha	01 Polyclinique	1	0,011
Ait Said	01 salle de soin	0,2	0,0023
Sahel	01 salle de soin	0,2	0,0023
Taourirt	01 salle de soin	0,2	0,0023
Tizouine	01 salle de soin	0,2	0,0023
Bouzguene centre	01 Maternitéurbaine	0,2	0,0023
	03 pharmacies	0,6	0,0069
<b>Total</b>	<b>9</b>	<b>2,6</b>	<b>0.03</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

Villages	Désignation	Personnes	Dotation	Cons.moy.j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j (l/s)
Bouzguene centre	01 siège daïra	40	15	0,6	0,007
	01 siege APC	185		2,775	0,032
	01 Agence Postal	9		0,135	0,002
Houra	01 Antenne APC	12		0,18	0,002
Tizouine	01 Antenne Postal	3		0,045	0,0005
<b>Total</b>	<b>6</b>	<b>249</b>		<b>3,735</b>	<b>0,043</b>

### II.3.5 Les besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont présentés dans le suivant :

Tableau II-6: Les besoins du secteur socioculturel

Villages	Désignation	Cons.moy.j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j (l/s)
Bouzguene centre	01 centre culturel	10	0,116
	01 maison de jeune	2	0,023
	01 mosquée cémentières	10	0,116
	01 centre psychopédagogique	1	0,012
Ait Ikhlef	01 crèche	1,5	0,017
	01 bibliothèque	1	0,012
Houra	01 foyer de jeune	2	0,023
Ait Said	01 foyer de jeune	2	0,023
Iberkarene	01 foyer de jeune	2	0,023
Ait Ikene	01 foyer de jeune	2	0,023
Takhoucht	01 foyer de jeune	2	0,023
Ibouysfene	01 foyer de jeune	2	0,023
Ait Sidi Amar	01 foyer de jeune	2	0,023
Sahel	01 foyer de jeune	2	0,023
Ait Salah	01 foyer de jeune	2	0,023
<b>Total</b>	<b>15</b>	<b>43,5</b>	<b>0,503</b>

## II.3.6 Les besoins industriels

Tableau II-7: Les besoins industriels

Villages	Désignation	Type	Cons.moy.j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j (l/s)
Ait Ferrache	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Automatique	15	0,173
Takhoucht	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
Ahrik	01 Huilerie	Automatique	15	0,173
<b>Total</b>	<b>9</b>		<b>135</b>	<b>1,562</b>

## II.3.7 Les besoins commerciaux

Tableau II-8: Les besoins commerciaux

Villages	Nombre d'établissement	Cons. moy. J (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy. j (l/s)
Bouzuene centre	01 Boulangerie	1,2	0,014
	02 Pizzeria	3	0,035
	02 Café	3	0,035
	01 Station lavage graissage	1,2	0,014
	02 Salon de coiffure	0,5	0,006
	01 Mécanique Auto	1,5	0,017
	01 Menuiserie de bois	1,2	0,014
	01 Ferronnerie	1,5	0,017
	01 Boucherie	1,5	0,017
Ait Ferrache	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 pizzeria	1,5	0,017
	01 Café	1,5	0,017
	01 Menuiserie de bois	1,2	0,014
	01 Menuiserie Métallique	1,2	0,014
	01 Salon de coiffure	0,25	0,003
Houra	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Pizzeria	1,5	0,017
	01 Salon de coiffure	0,25	0,003
	01 Boucherie	1,5	0,017
	01 Café	1,5	0,017
	01 Station lavage graissage	1,2	0,014
	01 Menuiserie de bois	1,2	0,014
Loudha	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Café	1,5	0,017
	01 Menuiserie Métallique	1,2	0,014
	01 Menuiserie de bois	1,2	0,014
	01 Mécanique Auto	1,5	0,017

Sahel	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Salon de coiffure	0,25	0,003
	01 Café	1,5	0,017
	01 Station lavage graissage	1,2	0,014
	01 Boucherie	1,5	0,017
	01 mécanique Auto	1,5	0,017
	01 Ferronnerie	1,5	0,017
Ihatoussene	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 station lavage graissage	1,2	0,014
	01 Mécanique Auto	1,5	0,017
	01 Café	1,5	0,017
Ighil Tizi Boa	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Café	1,5	0,017
	01 Menuiserie Métallique	1,2	0,014
Ait Ikhlef	01 Café	1,5	0,017
	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Ferronnerie	1,5	0,017
	01Menuiserie Métallique	1,2	0,014
	01 Boucherie	1,5	0,017
Bouzeguene village	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Pizzeria	1,5	0,017
	01 Salon de coiffure	0,25	0,003
	01 Station lavage graissage	1,2	0,014
	01 Boucherie	1,5	0,017
<b>Total</b>	<b>54</b>	<b>66,9</b>	<b>0,774</b>

## II.3.8 Les besoins d'élevage

Tableau II-9: Les besoins d'élevage

Agglomération	Types d'élevages	Nombre	Dotation	Cons.moy.j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j (l/s)
Bouzguene village	Ovins	385	5	1,925	0,022
	Bovins	287	50	14,35	0,166
	Caprins	222	5	1,11	0,013
Ait Ikhlef	Ovins	290	5	1,45	0,017
	Bovins	389	50	19,45	0,225
	Caprins	273	5	1,365	0,016
	Apiculture	240	1	0,4	0,003
Takhoucht	Ovins	496	5	2,48	0,029
	Bovins	565	50	28,25	0,327
Taourirt	Ovins	360	5	1,8	0,021
	Poulet de chair	470	1	0,47	0,005
	Poulet pondeuses	320	1	0,32	0,004
Ait Salah	Bovins	347	50	17,35	0,201
	Ovins	452	5	2,26	0,026
	Poules de chair	290	1	0,29	0,003
	Poules pondeuses	840	1	0,84	0,01
Sahel	Ovins	387	5	1,935	0,022
	Caprins	530	5	2,65	0,031
	Apiculture	265	1	0,265	0,003
Houra	Bovins	363	50	18,15	0,21
	Caprins	280	5	1,4	0,016
	Ovins	556	5	2,78	0,032
	Poules pondeuses	780	1	0,78	0,009
	Apiculture	300	1	0,3	0,003

Ihitoussene	Bovins	480	50	24	0,278
	Caprins	352	5	1,76	0,02
Ait Ferrache	Bovins	322	50	16,1	0,186
	Caprins	249	5	1,245	0,014
	Ovins	422	5	2,11	0,024
	Poulets de chair	600	1	0,6	0,007
	Poulets pondeuses	700	1	0,7	0,008
Ighil Tizi Boa	Ovins	520	5	2,6	0,03
	Apiculture	195	1	0,195	0,002
Ahrik	Bovins	275	50	13,75	0,159
	Ovins	280	5	1,4	0,016
	Poulets de chair	400	1	0,4	0,005
	Poulets pondeuses	600	1	0,6	0,007
Ibouysfene	Poulets de chair	320	1	0,32	0,004
	Poulets pondeuses	960	1	0,96	0,011
	Ovins	559	5	2,795	0,032
Ait Said	Bovins	450	50	22,5	0,26
	Ovins	650	5	3,25	0,038
Ibekarene	Bovins	362	50	18,1	0,209
	Ovins	468	5	2,34	0,027
<b>Total</b>				<b>238,09</b>	<b>2,755</b>

Source : DRE Tizi-ouzou

### II.3.9 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 2051 sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II-10:** Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Villages	domestique	scolaire	Sanitaire	administratif	socio-culturel	industriel	commerciaux	elevage	Total (m <sup>3</sup> /j)
IghilTiziBoua	531,69	1,35	-	-	-	-	3,9	2,795	<b>539,74</b>
Ait Iken	141,83	-	-	-	2	-	-	-	<b>143,83</b>
Tazrouts-Loudha	338,77	21,71	1	-	-	-	6,6	-	<b>368,08</b>
Ibouyoussfène	234,11	-	-	-	2	-	-	4,075	<b>240,18</b>
Ait Said	141,52	0,42	0,2	-	2	-	-	25,75	<b>169,89</b>
Ibakarene	240,61	1,24	-	-	2	-	-	20,44	<b>264,29</b>
Ait Ikhlef	112,72	11,77	-	-	2,5	-	7,1	22,665	<b>156,75</b>
Ait Mizere	154,83	-	-	-	-	-	-	-	<b>154,83</b>
Tizouine	135,94	-	0,2	0,045	-	-	-	-	<b>136,19</b>
Imoussa	127,58	-	-	-	-	-	-	-	<b>127,58</b>
Ihitoussene	101,26	0,42	-	-	-	-	5,4	25,76	<b>132,84</b>
Ait Ferrache-Ait Semllal	540,68	1,47	-	-	-	30	6,85	22,515	<b>601,51</b>
Ait Salah	633,57	2,22	-	-	2	-	-	20,74	<b>658,53</b>
Ahrik	627,69	2,11	-	-	-	15	-	16,15	<b>660,95</b>
Houra	588,67	7,42	-	0,18	2	-	8,35	23,41	<b>630,03</b>
Bouzguene centre	863,35	10,27	0,8	3,51	23	-	14,6	-	<b>915,53</b>
Ait Sidi Amar	391,73	-	-	-	-	-	-	-	<b>391,73</b>
Bouzguene village	91,35	1,45	-	-	-	-	5,61	17,385	<b>115,80</b>
Taurirt	434,77	0,48	0,2	-	-	-	-	2,59	<b>438,04</b>
Takhoucht	339,08	1,11	-	-	2	90	-	30,73	<b>462,92</b>
Sahel	704,18	6,66	0,2	-	2	-	8,65	4,85	<b>726,54</b>
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>7475,9</b>	<b>70,1</b>	<b>2,6</b>	<b>3,735</b>	<b>41,5</b>	<b>135</b>	<b>67,06</b>	<b>239,85</b>	<b>8035,78</b>

La consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2051 à un  $Q_{\text{moyj}} = 8035.78 \text{ m}^3/\text{j}$  soit un débit de 93 l/s.

#### II.4 Estimation de la consommation moyenne journalière en tenant compte des pertes

Pour éviter toute insuffisance dans la distribution journalière, on effectue une majoration de 15 % sur la consommation moyenne journalière afin de compenser les fuites qui sont en fonction du type de la conduite, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien.

**Tableau II-11:** la consommation moyenne journalière en tenant compte des pertes

Villages	$Q_{\text{moyj}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
IghilTiziBoua	620,70
Ait Iken	165,40
Tazrouts-Loudha	423,30
Ibouyoussfène	276,21
Ait Said	195,37
Ibakarene	303,93
Ait Ikhlef	180,27
Ait Mizere	178,06
Tizouine	156,62
Imoussa	146,72
Ihitoussene	152,77
Ait Ferrache-Ait Semllal	691,74
Ait Salah	757,31
Ahrik	760,09
Houra	724,54
Bouzguene centre	1052,86
Ait Sidi Amar	450,49
bouzguenevillage	133,17
Taourirt	503,75
Takhoucht	532,36
Sahel	835,52
<b>Total</b>	<b>9241,15</b>

## II.5 Détermination des consommations maximales et minimales journalières

La consommation en eau potable n'est pas constante en fonction des mois, semaines et jours, cette consommation a comme caractéristiques des valeurs maximales et d'autres minimales. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum  $K_{\max,j}$  et minimum  $K_{\min,j}$ .

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

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

Avec :

- $K_{\max j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximale, en tenant compte de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau, compris entre 1,1 à 1,3. Nous optons donc pour :  $K_{\max j} = 1,2$ .
- $K_{\min j}$  : coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation, il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas on prend  $K_{\min j} = 0,8$ .

### II.5.1 La consommation maximale journalière $Q_{\max j}$

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année. Il s'agit en fait d'une majoration de 10 à 30%. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Avec :} \quad Q_{\max j} = K_{\max j} \times Q_{\text{moy} j} \quad \dots \text{ (II.5)}$$

### II.5.2 La consommation minimale journalière $Q_{\min j}$

Elle représente le débit 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 :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\text{moy} j} \quad \dots \text{ (II.6)}$$

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

Tableau II-12: Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières

Villages	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)	Kmaxj	Qmaxj (m <sup>3</sup> /j)	Kminj	Qminj (m <sup>3</sup> /j)
IghilTiziBoua	620,70	1,2	744,84	0,8	496,56
Ait Iken	165,40	1,2	198,48	0,8	132,32
Tazrouts-Loudha	423,30	1,2	507,96	0,8	338,64
Ibouyoussfène	276,21	1,2	331,45	0,8	220,97
Ait Said	195,37	1,2	234,44	0,8	156,30
Ibakarene	303,93	1,2	364,72	0,8	243,15
Ait Ikhlef	180,27	1,2	216,32	0,8	144,21
Ait Mizere	178,06	1,2	213,67	0,8	142,45
Tizouine	156,62	1,2	187,94	0,8	125,29
Imoussa	146,72	1,2	176,06	0,8	117,38
Ihitoussene	152,77	1,2	183,32	0,8	122,21
Ait Ferrache-Ait Semllal	691,74	1,2	830,08	0,8	553,39
Ait Salah	757,31	1,2	908,78	0,8	605,85
Ahrik	760,09	1,2	912,11	0,8	608,08
Houra	724,54	1,2	869,45	0,8	579,63
Bouzugue centre	1052,86	1,2	1263,43	0,8	842,28
Ait Sidi Amar	450,49	1,2	540,58	0,8	360,39
bouzuguevillage	133,17	1,2	159,80	0,8	106,53
Taourirt	503,75	1,2	604,49	0,8	403,00
Takhoucht	532,36	1,2	638,83	0,8	425,89
Sahel	835,52	1,2	1002,62	0,8	668,42
<b>Total</b>	<b>9241,15</b>		<b>11089,38</b>		<b>7392,92</b>

## II.6 Évaluation de la consommation horaire

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 1)

Pour notre cas l'agglomération est de type rural nous choisissons donc la répartition de type rural. Les résultats des variations du débit horaire sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-13: les variations du débit horaire

Heure	consommation		Consommation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
00_01	0,75	83,17	0,75	83,17
01_02	0,75	83,17	1,5	166,34
02_03	1	110,89	2,5	277,23
03_04	1	110,89	3,5	388,13
04_05	3	332,68	6,5	720,81
05_06	5,5	609,92	12	1330,73
06_07	5,5	609,92	17,5	1940,64
07_08	5,5	609,92	23	2550,56
08_09	3,5	388,13	26,5	2938,69
09_10	3,5	388,13	30	3326,81
10_11	6	665,36	36	3992,18
11_12	8,5	942,60	44,5	4934,77
12_13	8,5	942,60	53	5877,37
13-14	6	665,36	59	6542,73
14-15	5	554,47	64	7097,20
15-16	5	554,47	69	7651,67
16-17	3,5	388,13	72,5	8039,80
17-18	3,5	388,13	76	8427,93
18-19	6	665,36	82	9093,29
19-20	6	665,36	88	9758,65
20-21	6	665,36	94	10424,02
21-22	3	332,68	97	10756,70
22-23	2	221,79	99	10978,49
23-24	1	110,89	100	11089,38

D'après le tableau (II-14) nous avons :

- Le débit maximum  $Q_{\max,h}=942.6$  m<sup>3</sup>/h entre 11h et 12h.
- Un débit minimum  $Q_{\min,h}=83.17$  m<sup>3</sup>/h entre 00het 01h.

## II.7 Calcul du déficit

Dans le but de connaître si notre débit des ressources existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit dans le (chapitre 0), la zone d'étude dispose des ressources donnant un débit actuel total de 5027.61 m<sup>3</sup>/j, nous supposons comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2051.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

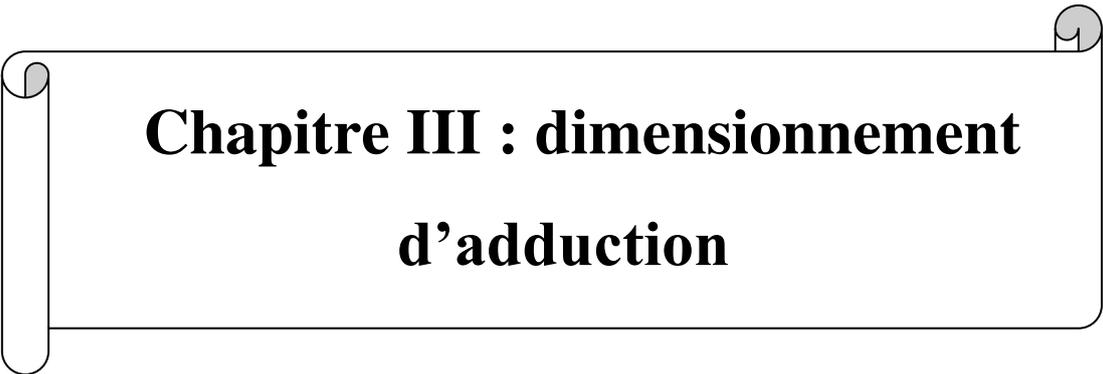
**Tableau II-15:** le bilan besoin-ressources

Horizon 2051		
Ressources (m <sup>3</sup> /j)	Besoin (m <sup>3</sup> /j)	Déficit (m <sup>3</sup> /j)
5027.61	11089.38	6061.77

## Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé les besoins nécessaires pour la commune de bouzguene à l'horizon d'étude 2051. Ce qui nous laisse de savoir que :

Le débit total d'exploitation des sources dans l'ensemble des villages est un débit faible, et pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2051) qui sont de 11089.38 m<sup>3</sup>/j, il est nécessaire de transférer la quantité qui manque, qu'elle est de 6061.77 m<sup>3</sup>/j. 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 TICHY HAFF-BEJAIA au niveau d'ouzellaguène.



**Chapitre III : dimensionnement  
d'adduction**

## chapitre III Dimensionnement d'adduction

### Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction soit par pompage, gravitaire ou mixte.

Le transfert d'eau à partir du point de piquage d'une conduite principale venant de barrage **techy haff** vers la commune concernée (bouzguene) afin de satisfaire ses besoins en eau potable, nécessite le choix du meilleur tracé du système d'adduction du point de vue technico-économique. Dans notre cas, on dimensionne une adduction mixte (refoulement- gravitaire).

### 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.

### 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 Choix du tracé [2]

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible (point de piquage – réservoir ait-ikhlef) 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.4 Choix du type des conduites

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 de :
  - 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).

On donne ci-dessous les avantages de quelques types de conduites :

#### **Avantages des conduites en PEHD**

Le PEHD a des caractéristiques très intéressantes à savoir :

- Une très bonne rugosité (coefficient de rugosité faible) ;
- Bonne résistance aux sollicitations internes et externes ;
- Insensibilité à la corrosion et à la chimie de l'eau ;
- Disponibilité sur le Marché.

#### **Avantages des conduites en acier**

- Bonne résistance aux chocs et aux charges compressives ;
- Bonne résistance aux sollicitations du fluide ;
- Longueur des conduites varie de 6 à 16 m ce qui réduit le nombre de joints, par conséquent, une réduction des risques de fuites.

#### **Avantages des conduites en fonte ductile**

Les conduites en fonte ductile ont plusieurs avantages :

- Une bonne résistance mécanique à la pression externe et interne ;
- Facilité d'assemblage ;
- Longue durée de vie ;
- Une très bonne résistance à la corrosion ;
- Les tuyaux en fonte ductile tolèrent d'importantes déviations angulaires au niveau de leurs joints.

Notre choix se portera sur les conduites en fonte ductile et en PEHD et ce pour leurs avantages. En effet, l'étude géotechnique menée sur la région a montré que les terrains sont peu favorables ce qui nous a poussé à choisir le PEHD pour sa grande flexibilité qui lui permettra de s'adapter parfaitement aux mouvements du sol. Cependant, vu la grande différence de cotes entre la source et le réservoir tampon, les hauteurs géométriques entre les stations de pompage sont importantes ce qui engendrera des Hmt élevées. De ce fait, il est impératif d'employer des conduites plus résistantes telles que les conduites en fonte ductile réputées par leur grande résistance aux pressions internes.

### III.5 Etude Technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les dépenses d'exploitation et les dépenses d'amortissement de la conduite qui augmentent avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet. Cependant, la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0,5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

### III.6 Calcul hydraulique [3][4]

#### III.6.1 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-Weisbakh :

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

Avec :

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

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

$$L_e = L_g + L_{ec} \dots \dots \dots (\text{III-2})$$

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

$L_{ec}$  : 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%.

$$\Delta H_t = 1.10 * \Delta H^{lin} \Rightarrow L_e = 1.10 L_g \dots \dots \dots (\text{III-3})$$

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

$\Delta H^{lin}$  : : 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 : Les coefficient K' ,m et β**

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

**III.6.2 Cas de refoulement**

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

**Formule de BRESS :**  $D = 1.5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots(III-5)$

**Formule de BONNIN :**  $D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(III-6)$

Q : débit à élever en m3/s.

**Remarque :**

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km) 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.6.2.1 Calcul des pertes de charge**

**a) 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 (m3/s).
- La rugosité ε de la paroi de la conduite (mm).
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées par la formule de **DARCY- WEISBACH**

$$\Delta H_{lin} = \lambda * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2g} = \frac{8\lambda L Q^2}{g \pi^2 D^5} \dots\dots\dots(III-7)$$

**Avec :**

- J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m) ;
- L : Longueur de la conduite ;

- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s<sup>2</sup>) ;
- λ : Coefficient de frottement linéaire ou coefficient de perte de charge de DARCY.

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

➤ En régime turbulent rugueux, la formule utilisée est celle de **NIKURADZE** :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{K}{D})^{-2} \dots\dots\dots(\text{III-8})$$

➤ En régime turbulent lisse, pour Re inférieur à 105, on utilise la formule de **NIKURADZE** :

$$\lambda = \frac{0.221}{Re^{0.257}} + 0.0032 \dots\dots\dots(\text{III-9})$$

➤ En régime turbulent lisse mais pour Re supérieur à 105, on utilise la formule de **BLASIUS** :

$$\lambda = \frac{0.3164}{Re^{0.25}} \dots\dots\dots(\text{III-10})$$

➤ En régimes transitoires, on utilise la formule de **COLLEBROOK** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{K}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots(\text{III-11})$$

**Avec :**

- K : Rugosité absolue de la paroi interne de la conduite en mètre

Pour les conduites en PEHD

K= 0,01 mm si D < 200 mm et K= 0,02 mm si D > 200 mm.

Pour les conduites en fonte ductile K = 2 mm.

- Re : Nombre de REYNOLDS, il est exprimé sous la formule suivante :

$$Re = \frac{V.D}{\vartheta} \dots\dots\dots(\text{III-12})$$

- ϑ : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s). À une température de 20°C, ϑ = 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s.

avec la valeur du nombre de REYNOLDS, on peut connaître le régime d'écoulement

On calcule la rugosité relative ε qui est le rapport entre la rugosité absolue sur le diamètre de la conduite :

$$\varepsilon = \frac{K}{D} \dots\dots\dots(\text{III-13})$$

Sur le diagramme de MOODY, on rapporte les valeurs de Re et de ε et on déduit le régime d'écoulement pour ensuite utiliser l'une des formules citées précédemment : (III-8), (III-9), (III-10) ou (III-11).

**b) 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 :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_L \dots \dots \dots (III-14)$$

**c) Pertes des pertes de charges totales**

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 * \Delta H_L$$

$$\Rightarrow \Delta H_T = 1.1 * \Delta H_L$$

**III.6.2.2 Calcul de la hauteur manométrique totale**

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement.

$$HMT = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots (III-15)$$

**III.6.2.3 Puissance absorbée par la pompe**

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

$$P = \frac{g * Q * H_{mt}}{\eta} \dots \dots \dots (III-16)$$

- η : rendement de la pompe en (%) (η =82%) ;
- Q : débit refoulé par la pompe en (m3/s) ;
- g : pesanteur (9.81 m/s2).

**III.6.2.4 Energie consommée par la pompe**

$$E = P * t * 365.25 [Kwh] \dots \dots \dots (III-17)$$

- t : c'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas t =20h
- P : puissance de la pompe en (kW)

**III.6.2.5 Frais d'exploitation**

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \dots\dots\dots(III-18)$$

- E : énergie consommée par la pompe en (Kw H)
- e : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

### III.6.2.6 Frais d'amortissement

$$F_{am} = P_c * A \quad [DA] \dots\dots\dots(III-19)$$

- P<sub>c</sub> : prix de la conduite en (DA)
- A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \dots\dots\dots(III-20)$$

- i : Taux d'annuité annuel, i = 8 %
- n : nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08 = 0.0888 = 8.88\%$$

### III.6.2.7 Bilan économique

Le bilan sera :

$$BL = F_{exp} + F_{amor}$$

- F<sub>exp</sub> : Les frais d'exploitation (DA)
- F<sub>amor</sub> : Les frais d'amortissement

## III.6.3 Dimensionnement de l'adduction (la partie refoulement)

### III.6.3.1 Refoulement : SP1 –SP2

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : Q<sub>deficit</sub> = 6061.77m<sup>3</sup>/j

$$L = 873 \text{ m}$$

$$H_g = 170.5 \text{ m}$$

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

$$Q_{exp} = \frac{Q_{maxj}}{t.3600} \dots\dots\dots(III-21)$$

- Q<sub>exp</sub>: Débit d'exploitation (m<sup>3</sup>/s) ;
- Q<sub>max,j</sub>: Débit maximum journalier(m<sup>3</sup>/j) ;
- t: Durée de fonctionnement de la station par jour, t= 20 h.

$$Q_{exp} = \frac{6061.77}{20 * 3600} = 0.084 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule (III-22)

$$D = \sqrt{0,084} = 0,289\text{m} = 289\text{mm}$$

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-SP2**

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H_L$ (m)	L (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
100	10,66	1066667	0,0492	2508,27	872	2759,09	170,5	2929,60
125	6,82	853333,3	0,0453	756,11	872	831,72	170,5	1002,22
150	4,74	711111,1	0,0424	284,54	872	313,01	170,5	483,50
200	2,66	533333,3	0,0384	61,13	872	67,24	170,5	237,75
250	1,70	426666,7	0,0357	18,60	872	20,46	170,5	190,96
300	1,18	355555,6	0,0336	7,05	872	7,75	170,5	178,26
350	0,87	304761,9	0,0320	3,11	872	3,42	170,5	173,92
400	0,66	266666,7	0,0308	1,53	872	1,68	170,5	172,18
450	0,52	237037	0,0297	0,82	872	0,90	170,5	171,40
500	0,42	213333,3	0,0288	0,47	872	0,51	170,5	171,02

**Tableau III-3: Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2**

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
100	2944,032	21491431	10 <sup>8</sup>
125	1007,16	7352266	34335084
150	485,8829	3546945	16564234
200	238,9168	1744093	8144913
250	191,9068	1400920	6542296
300	179,1365	1307697	6106944
350	174,7779	1275879	5958353
400	173,033	1263141	5898867
450	172,2469	1257403	5872071
500	171,8592	1254572	5858852

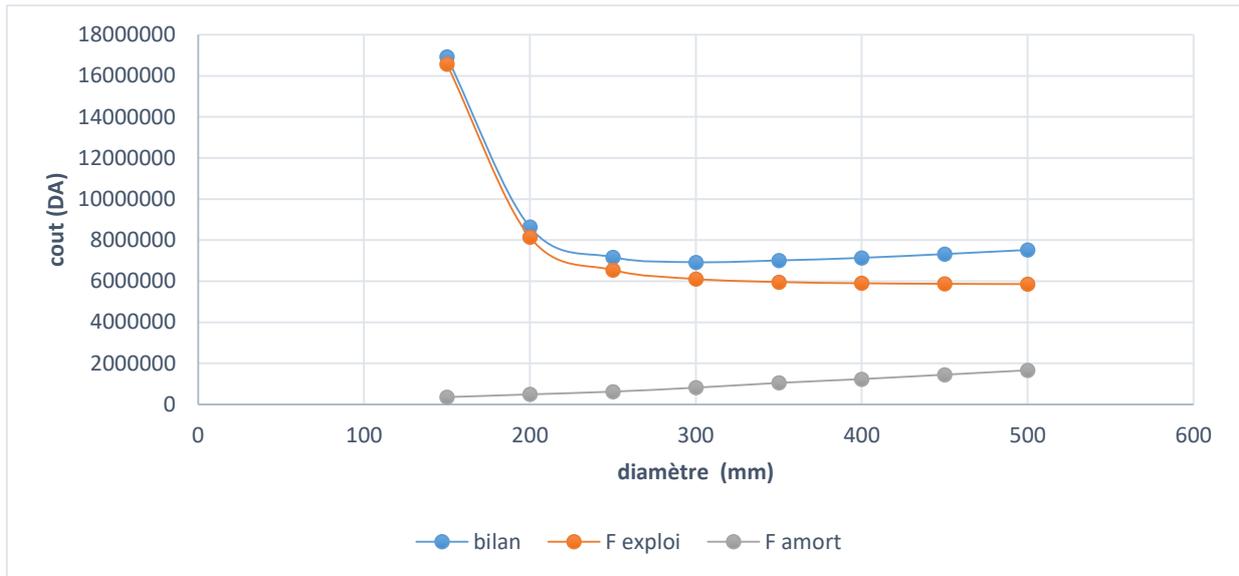
Tableau III-4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
100	3290,06	872	254839,9
125	4021,47	872	311493,1
150	4650,5	872	360216,2
200	6360,18	872	492643,8
250	8080,31	872	625880,8
300	10552,9	872	817401,5
350	13534,75	872	1048368
400	15937,51	872	1234480
450	18684,54	872	1447258
500	21430	872	1659915

Tableau III-5 : bilan du tronçon SP1-SP2

Diamètre (mm)	F <sub>exploitation</sub> (DA)	F <sub>amortissement</sub> (DA)	Bilan (DA)
100	100364985	254839,9	100619824,6
125	34335084	311493,1	34646577,43
150	16564234	360216,2	16924450,55
200	8144912,9	492643,8	8637556,713
250	6542295,6	625880,8	7168176,372
300	6106943,8	817401,5	6924345,344
350	5958352,9	1048368	7006720,856
400	5898866,5	1234480	7133346,532
450	5872070,5	1447258	7319328,504
500	5858851,9	1659915	7518766,85

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la Figure (III-1)



**Figure III-1:** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1-SP2

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon SP1-SP2 est : **D=300 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V=1.18 m/s**.

### III.6.3.2 Refoulement : SP2-SP3

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{exp}=0.084 \text{ m}^3/\text{s}$

$$L= 2681 \text{ m}$$

$$H_g=353.5 \text{ m}$$

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

$$D=\sqrt{0.084}=0.289\text{m}=289\text{mm}$$

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 :

Tableau III-6: calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3

Diamètre (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H_L$ (m)	L (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
100	10,66	1066667	0,0492	7711,78	2681	8482,96	353,5	8836,46
125	6,82	853333,3	0,0453	2324,69	2681	2557,16	353,5	2910,66
150	4,74	711111,1	0,0424	874,84	2681	962,33	353,5	1315,83
200	2,66	533333,3	0,0384	187,95	2681	206,74	353,5	560,24
250	1,70	426666,7	0,0357	57,20	2681	62,92	353,5	416,42
300	1,18	355555,6	0,0336	21,68	2681	23,85	353,5	377,35
350	0,87	304761,9	0,0320	9,56	2681	10,51	353,5	364,02
400	0,66	266666,7	0,0308	4,71	2681	5,18	353,5	358,67
450	0,52	237037	0,0297	2,52	2681	2,77	353,5	356,27
500	0,42	213333,3	0,0288	1,44	2681	1,58	353,5	355,08

Tableau III-7 : Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3

Diamètre (m)	P (KW)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
100	8879,997	64823976	3,03*10 <sup>8</sup>
125	2925,004	21352529	99716311
150	1322,317	9652912	45079100
200	563,0092	4109967	19193548
250	418,4751	3054868	14266235
300	379,2123	2768250	12927728
350	365,8115	2670424	12470879
400	360,4466	2631260	12287986
450	358,03	2613619	12205600
500	356,8378	2604916	12164959

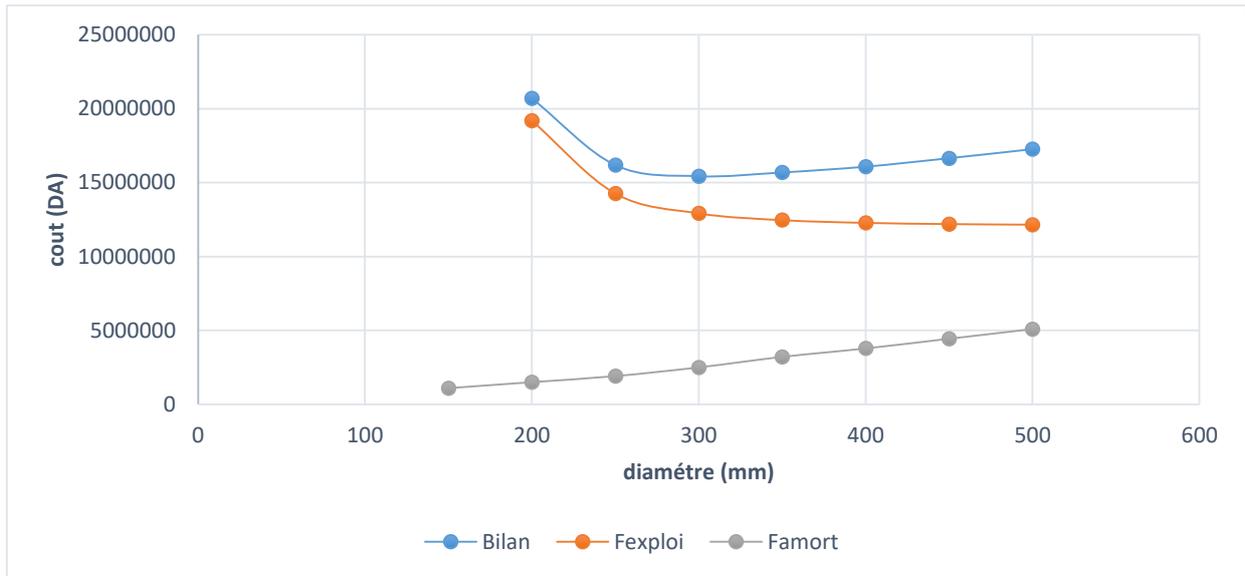
**Tableau III-8** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3

<b>Diamètre (m)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
100	3290,06	2681	783515,8
125	4021,47	2681	957698,4
150	4650,5	2681	1107500
200	6360,18	2681	1514654
250	8080,31	2681	1924296
300	10552,9	2681	2513135
350	13534,75	2681	3223251
400	15937,51	2681	3795460
450	18684,54	2681	4449655
500	21430	2681	5103476

**Tableau III-9**: Bilan du tronçon SP2-SP3

<b>Diamètre (m)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
100	3,03*10 <sup>8</sup>	783515,8	303511481,9
125	99716311	957698,4	100674009,9
150	45079100	1107500	46186599,17
200	19193548	1514654	20708201,86
250	14266235	1924296	16190531,36
<b>300</b>	<b>12927728</b>	<b>2513135</b>	<b>15440862,78</b>
350	12470879	3223251	15694130,34
400	12287986	3795460	16083445,71
450	12205600	4449655	16655255,38
500	12164959	5103476	17268435,35

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la Figure III-2



**Figure III-2:**Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2-SP3

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon SP2-SP3 est : **D=300 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V=1.18 m/s**.

**III.6.3.3 Refoulement : SP3-SP4**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{exp}=0.084 \text{ m}^3/\text{s}$

$$L= 5060 \text{ m}$$

$$H_g=248.5 \text{ m}$$

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

$$D=\sqrt{0.084}=0.289\text{m}=289\text{mm}$$

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 SP3-SP4

Diamètre (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H_L$ (m)	L (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
100	10,66	1066667	0,0493	14554,88	5060	16010,36	248,5	16258,86
125	6,82	853333,3	0,0453	4387,52	5060	4826,27	248,5	5074,77
150	4,74	711111,1	0,0424	1651,15	5060	1816,26	248,5	2064,76
200	2,66	533333,3	0,0384	354,73	5060	390,20	248,5	638,72
250	1,70	426666,7	0,0357	107,96	5060	118,75	248,5	367,25
300	1,18	355555,6	0,0336	40,92	5060	45,02	248,5	293,52
350	0,87	304761,9	0,0320	18,04	5060	19,85	248,5	268,35
400	0,66	266666,7	0,0308	8,88	5060	9,77	248,5	258,27
450	0,52	237037	0,0297	4,76	5060	5,23	248,5	253,73
500	0,42	213333,3	0,0288	2,72	5060	2,99	248,5	251,49

**Tableau III-11** :Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP3-SP4

Diamètre (m)	P (KW)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
100	16338,97	1,19*10 <sup>8</sup>	5,57*10 <sup>8</sup>
125	5099,779	37228389	1,74*10 <sup>8</sup>
150	2074,939	15147053	70736738
200	641,8557	4685546	21881501
250	369,0684	2694199	12581910
300	294,9656	2153249	10055671
350	269,6734	1968616	9193435
400	259,548	1894700	8848250
450	254,9869	1861405	8692760
500	252,7369	1844980	8616055

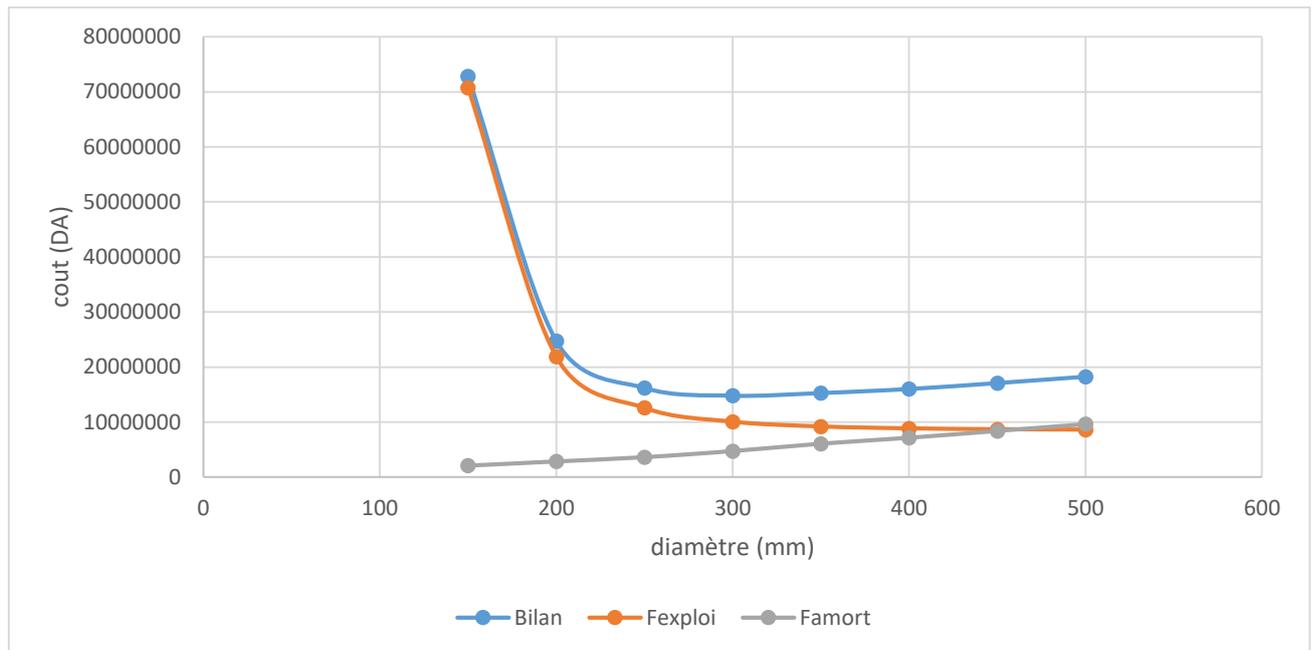
Tableau III-12: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-SP4

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
100	3290,06	5060	1478773
125	4021,47	5060	1807517
150	4650,5	5060	2090245
200	6360,18	5060	2858690
250	8080,31	5060	3631831
300	10552,9	5060	4743178
350	13534,75	5060	6083421
400	15937,51	5060	7163382
450	18684,54	5060	8398081
500	21430	5060	9632074

Tableau III-13: Bilan du tronçon SP3-SP4

Diamètre (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
100	5,57*10 <sup>8</sup>	1478773	558490507
125	1,74*10 <sup>8</sup>	1807517	175664095,7
150	70736738	2090245	72826983,35
200	21881501	2858690	24740190,97
250	12581910	3631831	16213740,87
<b>300</b>	<b>10055671</b>	<b>4743178</b>	<b>14798849,78</b>
350	9193435	6083421	15276855,7
400	8848250	7163382	16011632,18
450	8692760	8398081	17090840,28
500	8616055	9632074	18248128,86

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la Figure III-3



**Figure III-3 :** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP3-SP4

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon SP3-SP4 est : **D=300 mm** avec une vitesse d'écoulement de  $V=1.18$  m/s.

#### III.6.3.4 Refoulement SP4 - Réservoir tampon

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{exp}=0.084$  m<sup>3</sup>/s

$$L= 1946 \text{ m}$$

$$H_g=320.5 \text{ m}$$

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

$$D=\sqrt[4]{0.084}=0.289\text{m}=289\text{mm}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III.14, III.15, III.16, III.17 :

Tableau III-14 : Calcul de la HMT du tronçon SP4- réservoir tampon

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H_L$ (m)	L (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
100	10,66	1066667	0,049288	5597,58	1946	6157,34	320,5	6477,84
125	6,82	853333,3	0,045342	1687,37	1946	1856,11	320,5	2176,61
150	4,74	711111,1	0,042459	635,01	1946	698,50	320,5	1019,01
200	2,66	533333,3	0,03844	136,42	1946	150,06	320,5	470,56
250	1,70	426666,7	0,035703	41,52	1946	45,67	320,5	366,17
300	1,18	355555,6	0,033678	15,73	1946	17,31	320,5	337,81
350	0,87	304761,9	0,032097	6,94	1946	7,63	320,5	328,13
400	0,66	266666,7	0,030816	3,41	1946	3,75	320,5	324,25
450	0,52	237037	0,029749	1,83	1946	2,01	320,5	322,51
500	0,42	213333,3	0,02884	1,05	1946	1,15	320,5	321,65

Tableau III-15 : Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP4-réservoir tampon

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh)	F <sub>explo</sub>
100	6509,76	47521250	2,22*10 <sup>8</sup>
125	2187,337	15967563	74568518
150	1024,029	7475413	34910177
200	472,8869	3452074	16121186
250	367,977	2686232	12544703
300	339,4782	2478191	11573150
350	329,7512	2407183	11241547
400	325,8571	2378757	11108794
450	324,103	2365952	11048994
500	323,2377	2359635	11019495

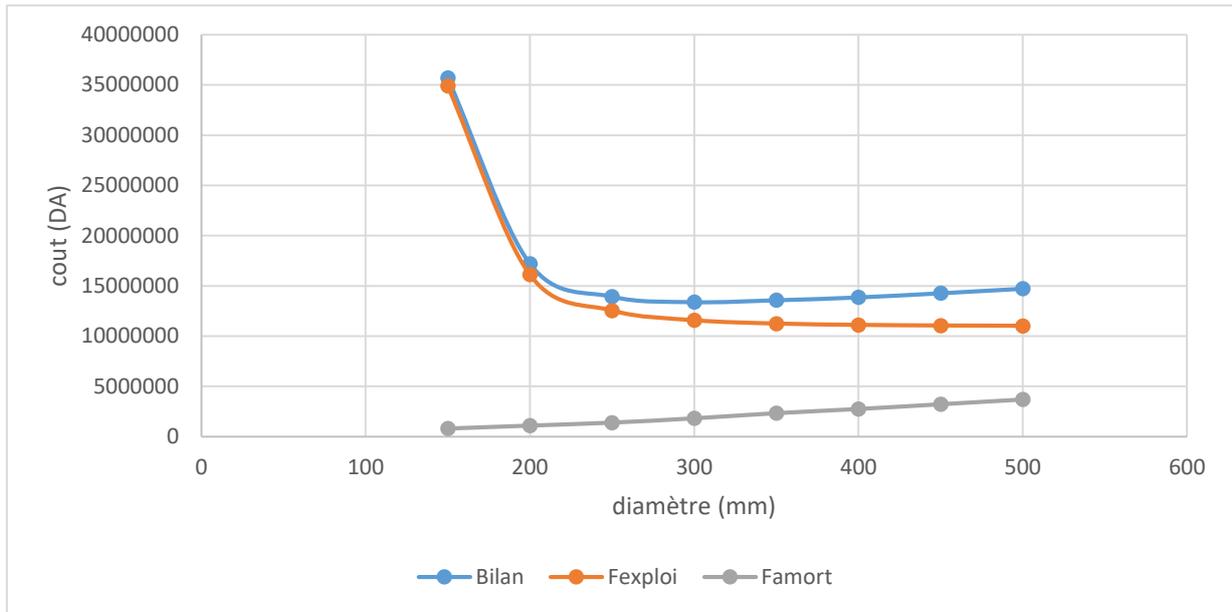
**Tableau III-16:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4- réservoir tampon

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
100	3290,06	1946	568713,8
125	4021,47	1946	695144
150	4650,5	1946	803877
200	6360,18	1946	1099409
250	8080,31	1946	1396748
300	10552,9	1946	1824155
350	13534,75	1946	2339592
400	15937,51	1946	2754929
450	18684,54	1946	3229776
500	21430	1946	3704351

**Tableau III-17:** Bilan du tronçon SP4- réservoir tampon

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
100	2,22*10 <sup>8</sup>	568713,8	222492950,3
125	74568518	695144	75263662,43
150	34910177	803877	35714053,61
200	16121186	1099409	17220595,51
250	12544703	1396748	13941450,87
<b>300</b>	<b>11573150</b>	<b>1824155</b>	<b>13397305,01</b>
350	11241547	2339592	13581138,91
400	11108794	2754929	13863722,9
450	11048994	3229776	14278770,13
500	11019495	3704351	14723845,94

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 SP4-réservoir tampon

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon SP4- réservoir tampon est : **D=300 mm** avec une vitesse d'écoulement de  $V=1.18$  m/s.

### III.6.4 Dimensionnement de l'adduction la partie gravitaire (Réservoir tampon – réservoir ait ikhlef)

Les données nécessaires pour le calcul sont :  $L = 7269$  m

$$H_g = 127 \text{ m}$$

$$Q = 0,084 \text{ m}^3/\text{s}$$

On utilise la formule (III.4) pour calculer le diamètre avantageux de la conduite gravitaire pour le tronçon réservoir tampon - réservoir ait ikhlef

$$\text{On a } L_g = 7269 \text{ m} \Rightarrow L_e = 7996 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = C_p \text{ réservoir tampon} - C_p \text{ réservoir ait ikhlef}$$

- $C_p$  : cote piézométrique

Donc

$$\Delta H_t = 1262 - 1135 = 127 \text{ m}$$

Dans ce tronçon on utilisera le PEHD donc :  $K' = 0.001052$ ,  $m = 4.772$  et  $\beta = 2$

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 \cdot 7996 \cdot 0.084^2}{127}} = 0.208$$

Donc notre diamètre est **Davantageux=208 mm**

**III.6.4.1 Normalisation de diamètre avantageux**

Dans le cas d'un système gravitaire en charge le diamètre de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui à L'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de L'eau dans la conduite reste acceptable. C'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 2 m/s.

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre avantageux normalisé sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau III-18 :Diamètres normalisés pour l'adduction gravitaire**

Q (l/s)	D (mm)	E (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	V (m/s)
84	200	18.2	163.6	4
84	250	22.7	204.6	2.55
84	315	28.6	257.8	1.6

D'après ces résultats le diamètre de la conduite est : **D=315mm**

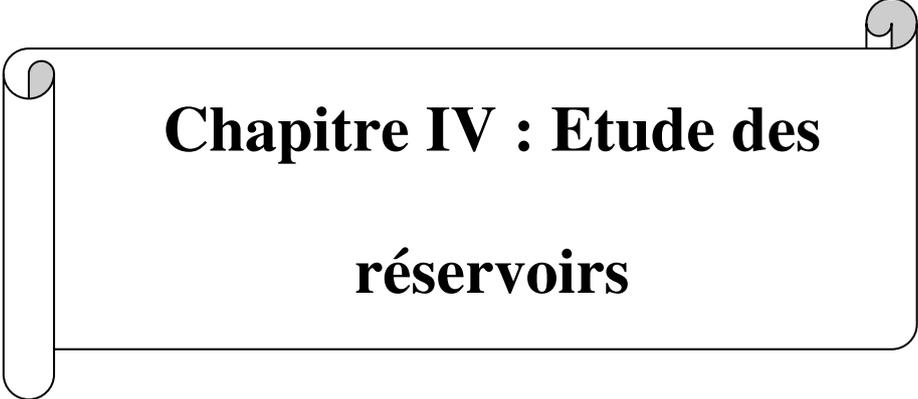
**Tableau III-19 :Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction.**

		Débit (l/s)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Diamètre (m)	Type de matériaux
Adduction par refoulement	SP1-SP2	84	873	1.18	300	Fonte
	SP2-SP3	84	2681	1.18	300	Fonte
	SP3-SP4	84	5060	1.18	300	Fonte
	SP4-RT	84	1946	1.18	300	Fonte
Adduction gravitaire	RT-Ait ikhlef	84	7269	1.6	315	PEHD

**CONCLUSION**

Dans ce chapitre, nous avons étudié une adduction mixte (une alternance entre l'adduction par refoulement et par gravité). Cette adduction est composée d'une partie par refoulement de 10560m de longueur avec un diamètre économique de 300mm et une partie gravitaire de 7269m de longueur avec un diamètre avantageux de 315mm, 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 : Etude des  
réservoirs**

## Chapitre IV Etude 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 la 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 :

- Etre le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il doit alimenter.
- 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'accessibilité.
- L'état du relief de la commune qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :

### 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

Les réservoirs sont classés selon :

#### IV.4.1 La nature du matériau de construction

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé.

#### IV.4.2 La position au sol

- Les réservoirs enterrés.
- Les réservoirs semi-enterrés.
- Les réservoirs surélevés.

#### IV.4.3 La forme

- Les réservoirs circulaires.
- Les réservoirs carrées et rectangulaires.
- Les réservoirs de forme quelconque.

#### IV.4.4 Leur fonction

- **Réservoirs terminaux** : Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différents centres à desservir
- **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

- **Les bâches de reprises** : Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompages.

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

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 Equipements des réservoirs [5]**

Les réservoirs doivent être équipés de :

##### **IV.6.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction**

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

**- 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 avales.

**- 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.6.2 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.

**IV.6.3 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.6.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein

#### IV.6.5 Conduite de by-pass

C'est une conduite qui relie la conduite d'arrivée à la conduite de départ, elle fonctionne quand le réservoir est isolé pour entretien, ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

#### IV.6.6 Matérialisation d'une réserve d'incendie

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

##### - **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.

##### - **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 ouvert.

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

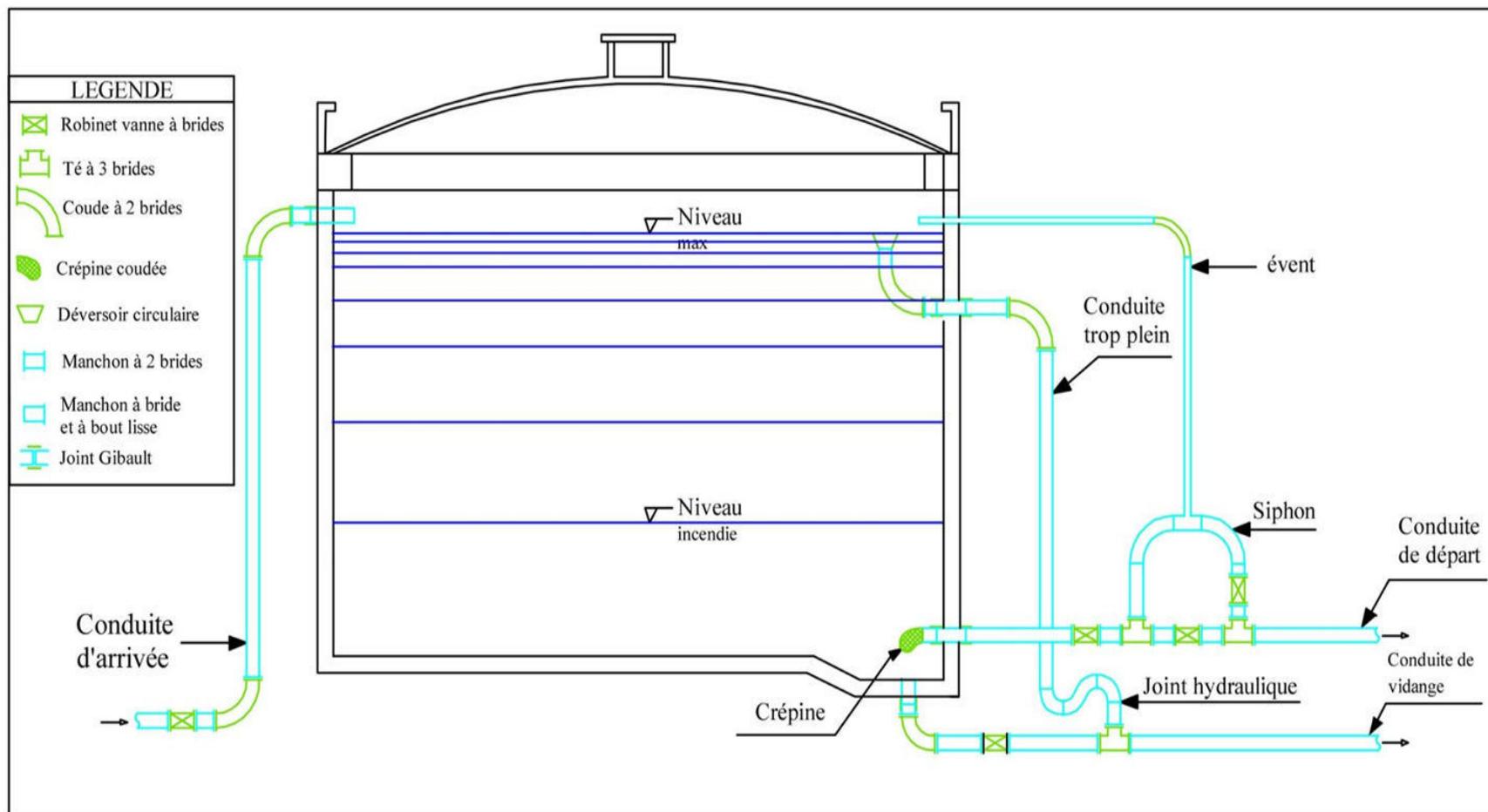


Figure IV-1: Coupe transversale d'un réservoir

### IV.7 Capacités des réservoirs et bâches d'aspiration

La capacité d'un réservoir est déterminée en fonction des variations des débits entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération.

Le volume de régularisation du réservoir est déterminé comme suit :

$$Vr = \frac{Q_{maxj}}{100} * p(\%) \dots\dots\dots(IV-1)$$

Avec :

- Vr : Volume de régularisation du réservoir (m<sup>3</sup>) ;
- Q<sub>max,j</sub>: Débit maximal journalier (m<sup>3</sup>/j) ;
- P (%) : Résidu dans le réservoir (%). Sa valeur est donnée comme suit :

$$P(\%) = |R+| + |R-| \dots\dots\dots(IV-2)$$

Avec :

- R+ : Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%) ;
- R- : Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%).

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120 m<sup>3</sup>. Le volume total du réservoir sera donné comme suit :

$$Vt = Vr + Vinc \dots\dots\dots(IV-3)$$

Avec :

- Vt : Volume total du réservoir en m<sup>3</sup> ;
- Vinc : Volume d'incendie en m<sup>3</sup>.

Le dimensionnement de la bêche est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure. Le volume de la station de reprise est estimé comme suit :

$$Vb = \frac{Q_{maxj} * T}{T'} \dots\dots\dots(IV-4)$$

Avec :

- Vb : Volume de la station de reprise (m<sup>3</sup>)
- T : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (T = 0,25h).
- T' : le temps de fonctionnement de la station de pompage (T' = 20h).

## IV.8 Dimensionnement des réservoirs et des Bâches d'aspiration

### a) Station de pompage N°1 :

La station de pompage N°1 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant du point de piquage. La capacité de la bache est calculée comme suite :

$$V_b = \frac{6061.77 * 0.25}{20} = 75.77 \text{ m}^3.$$

Dans notre cas, comme on a l'eau arrive de 24h/24h à partir du point de picage et un refoulement de 20h/24h à partir de la station de pompage N°1, on dimensionne la bache d'eau en ajoutant le volume reçu durant les quatre heures, donc le volume de la bache à eau sera :

$$V_b = \left( \frac{6061.77 * 4}{24} \right) + 75.77 = 1086 \text{ m}^3$$

On prendra un réservoir de capacité standard de **1200 m<sup>3</sup>**.

#### ➤ Les Dimensions de la bache

Nous optons pour la forme circulaire puisque notre volume est inférieur à 10000 m<sup>3</sup>. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

Donc les dimensions de la bache, pour une hauteur proposée de la cuve de 5 m seront :

$$V_b = \frac{\pi * D^2}{4} * H \dots \dots \dots \text{(IV-5)}$$

Le diamètre de la cuve est de :  $D = 17.48 \text{ m}$

Soit : **D = 18 m.**

Nous recalculons la nouvelle hauteur de remplissage :

$$H = \frac{V * 4}{\pi * D^2} \dots \dots \dots \text{(IV-6)}$$

C'est -à-dire :  $h = 4.71 \text{ m}$

La hauteur du réservoir sera :  $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air prise égale 0,5 m

Donc  $H = 4,71 + 0.5$

=> **H = 5,20 m**

**b) Station de pompage N°2 :**

La station de pompage N°2 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant de la station de pompage N°1. La capacité de la bache est calculée comme suite :

$$V_b = \frac{6061.77 * 0.25}{20} = 75.77 \text{ m}^3$$

Donc, nous choisissons un volume normalisé de **80 m<sup>3</sup>**.

**➤ Les Dimensions de la bache**

Les dimensions de la bache, pour une hauteur proposée de la cuve de 4 m seront :

L'équation (IV-7) nous donne un diamètre de **5 mètres**.

Nous recalculons la nouvelle hauteur de remplissage avec l'équation (IV-8) et on trouve :  
**H = 4 m.**

La hauteur du réservoir sera :  $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air prise égale 0,5 m

$$\text{Donc } H = 4 + 0.5$$

$$\Rightarrow H = 4.5 \text{ m.}$$

**NB :** Les stations de pompage 3 et 4 auront des baches de même taille avec celle de la station de pompage n°2.

**c) Le réservoir tampon**

Les stations de pompage projetées servent à refouler l'eau vers un réservoir tampon ce dernier va alimenter gravitairement un réservoir d'alimentation à Ait Ikhlef.

La capacité totale du réservoir tampon sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots \dots \dots \text{(IV-9)}$$

Dès l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction entre en action de fermeture. Pour un instant 't' le débit sera :

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

Et le volume dV du réservoir sera :

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

$$V = Q_0 * \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 * T}{2} \dots \dots \dots \text{(IV-10)}$$

Le robinet vanne a un temps de fermeture d'une durée de 0,5 h. Et nous avons un débit de 252.57 m<sup>3</sup>/h, donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q * T}{2} = \frac{252.57 * 0.5}{2} = 63.14 \text{ m}^3$$

La réserve d'incendie est de  $120 \text{ m}^3$  donc le volume total de réservoir sera :

$$V_t = 63.14 + 120 = 183.14 \text{ m}^3.$$

Nous choisissons un volume normalisé de  $200 \text{ m}^3$ .

#### ➤ Les Dimensions de réservoir

Puisque notre volume est inférieur à  $10000 \text{ m}^3$ , nous optons pour la forme circulaire du réservoir avec une hauteur de cuve de 4 m

$$\text{Nous avons : } V = \frac{\pi * D^2}{4} * h \dots \dots \dots (\text{IV-11})$$

Le diamètre de la cuve est de :  $D = 7.97 \text{ m}$  soit 8 m.

Nous recalculons la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \frac{V * 4}{\pi * D^2} \Rightarrow h = 4 \text{ m.}$$

La hauteur du réservoir est de :  $H = h + R$

$R$  : étant la hauteur réservée prise égale à  $R = 0,5 \text{ m}$  Donc  $H = 4.5 \text{ m}$ .

Pour calculer la section du réservoir nous avons :

$$s = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow S = 50.26 \text{ m}^2.$$

La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{s} \Rightarrow h_{\text{inc}} = 2.38 \text{ m}$$

#### d) Le réservoir d'Ait Ikhlef

Ce réservoir va assurer la distribution vers l'ensemble des villages de la commune, dont le débit max journalier est de  $11\,089 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Le calcul du résidu est donné dans le tableau suivant :

Heure	apport		distribution		surplus	déficit	résidu
	(%)	Q(m <sup>3</sup> /h)	(%)	Q(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(%)	(%)
00_01	5	554,45	0,75	83,1675	4,25	-	4,25
01_02	5	554,45	0,75	83,1675	4,25	-	8,5
02_03	5	554,45	1	110,89	4	-	12,5
03_04	5	554,45	1	110,89	4	-	16,5
04_05	5	554,45	3	332,67	2	-	18,5
05_06	5	554,45	5,5	609,895	-	0,5	18
06_07	5	554,45	5,5	609,895	-	0,5	17,5
07_08	5	554,45	5,5	609,895	-	0,5	17
08_09	5	554,45	3,5	388,115	1,5	-	18,5
09_10	5	554,45	3,5	388,115	1,5	-	20
10_11	5	554,45	6	665,34	-	1	19
11_12	5	554,45	8,5	942,565	-	3,5	15,5
12_13	5	554,45	8,5	942,565	-	3,5	12
13-14	5	554,45	6	665,34	-	1	11
14-15	5	554,45	5	554,45	0	0	11
15-16	5	554,45	5	554,45	0	0	11
16-17	5	554,45	3,5	388,115	1,5	-	12,5
17-18	5	554,45	3,5	388,115	1,5	-	14
18-19	5	554,45	6	665,34	-	1	13
19-20	-	-	6	665,34	-	6	7
20-21	-	-	6	665,34	-	6	1
21-22	-	-	3	332,67	-	3	-2
22-23	-	-	2	221,78	-	2	-4
23-24	5	554,45	1	110,89	4	-	0
total	100	11089	100	11089	28,5	28,5	-

On a :

$$R^+ = 20 \%$$

$$R^- = -4 \%$$

D'après les équations (IV-12), (IV-2), (IV-3) :

$$P\% = 24.$$

$$V_r = 2661.36 \text{ m}^3.$$

$$V_t = 2781.36 \text{ m}^3.$$

La capacité stockage actuelle de réservoir est de  $1000 \text{ m}^3$ , donc le volume déficit est de :

$$V_d = 2781.36 - 1000 = 1781.36 \text{ m}^3.$$

On opte pour un réservoir de capacité de :  **$1800 \text{ m}^3$** .

#### ➤ Les Dimensions de réservoir

Puisque notre volume est inférieur à  $10000 \text{ m}^3$ , nous optons pour la forme circulaire du réservoir avec une hauteur de  $5 \text{ m}$ .

On utilise les équations (IV-13) et (IV-6) pour calculer les dimensions de notre réservoir.

Donc :

Le diamètre  $D = 21.4 \text{ m}$ , soit  **$D = 22 \text{ m}$** .

Nous recalculant la nouvelle hauteur :

$$h = 4.73 \text{ m}.$$

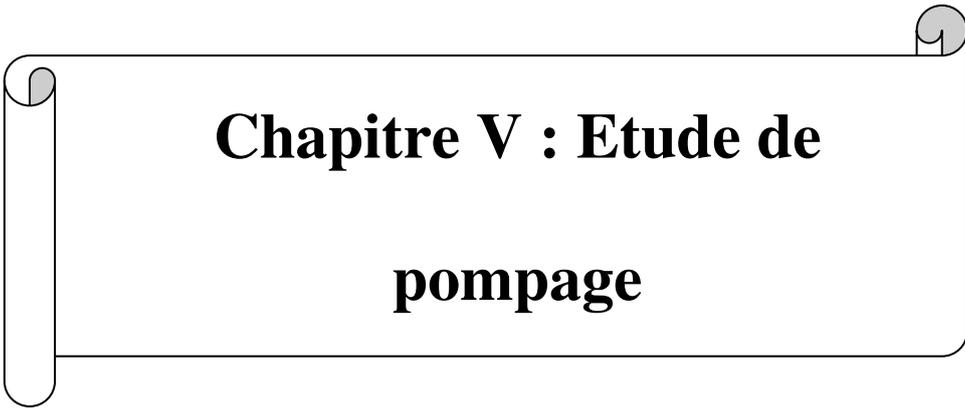
La hauteur du réservoir est de :  $H = h + R$ .

$R$  : étant la hauteur réservée prise égale à  $R = 0,5 \text{ m}$  Donc  $H = 5.23 \text{ m}$ , soit  **$H = 5.3 \text{ m}$** .

## Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu dimensionner les différents réservoirs et les bâches d'aspiration qui nous assureront l'adduction de l'eau de point d'origine vers le réservoir final d'Ait-Ikhelef. Les résultats sont résumés comme suit :

- La station de pompage n°1 sera dotée d'un réservoir d'une capacité de  **$1200 \text{ m}^3$** .
- La station de pompage n°2 sera dotée d'une bâche à eau d'une capacité de  **$80 \text{ m}^3$** .
- La station de pompage n°3 sera dotée d'une bâche à eau d'une capacité de  **$80 \text{ m}^3$** .
- La station de pompage n°4 sera dotée d'une bâche à eau d'une capacité de  **$80 \text{ m}^3$** .
- Un réservoir tampon d'une capacité de  **$200 \text{ m}^3$** .
- Un réservoir à 'Ait Ikhelef d'une capacité de  **$2800 \text{ m}^3$** . (Réservoir  $1000 \text{ m}^3$  existant et un autre de  $1800 \text{ m}^3$  projeté).



# **Chapitre V : Etude de pompage**

## Capitre V Etude de pompage

### Introduction

La topographie de la région étudiée, et la position de la source d'alimentation peuvent ne pas permettre à l'eau de s'écouler gravitairement. Pour cela, il y a nécessité d'installer des pompes et de construire des stations de pompage le long de la chaîne d'adduction, pour refouler l'eau et faire face à l'aspect accidenté du terrain.

Le but de ce chapitre est l'étude la station de pompage adaptée à l'usage de notre projet qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés pour transférer l'eau de la station de pompage Jusqu'aux réservoirs de réception.

### V.1 Principe de fonctionnement des pompes

La principale caractéristique de la pompe centrifuge consiste à convertir l'énergie d'une source de mouvement (le moteur) d'abord en vitesse (ou énergie cinétique) puis en énergie de pression.

Le rôle d'une pompe consiste en effet à conférer de l'énergie au liquide pompé (énergie transformée ensuite en débit et en hauteur d'élévation) selon les caractéristiques de fabrication de la pompe elle-même, et en fonction des besoins spécifiques à l'installation.

Le fonctionnement est simple : ces pompes utilisent l'effet centrifuge pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.

À l'intérieur d'une chambre hermétique équipée d'entrée et de sortie (volute), tourne une roue à palettes (roue), le véritable cœur de la pompe.

La roue est l'élément tournant de la pompe qui convertit l'énergie du moteur en énergie cinétique (la partie statique de la pompe, c'est-à-dire la volute, convertit au contraire l'énergie cinétique en énergie de pression).

La roue est à son tour fixée à l'arbre de pompe, directement emboîté sur l'arbre de transmission du moteur ou couplé à celui-ci par un couple rigide.

Lorsque le liquide entre dans le corps de la pompe, la roue (alimenté par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue : le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (ou énergie cinétique).

Ce mouvement centrifuge provoque au même moment une dépression capable d'aspirer le fluide à pomper.

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

Le système centrifuge présente d'innombrables avantages par rapport aux autres types de pompage : il garantit un volume d'encombrement réduit, un service relativement silencieux et une mise en œuvre facile avec tous les types de moteurs électriques disponibles sur le marché.

## V.2 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.3 Couplage des pompes

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu. 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.4 Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes  $n$  minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

### V.5 Courbes caractéristiques des pompes :

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

$$[H-Q], [P_{abs} - Q], [\eta - Q] \text{ et } [(NPSH)_r - Q].$$

Les courbes caractéristiques sont obtenues à partir du catalogue fourni par le constructeur CAPRARI.

### V.6 Points de fonctionnement des pompes

Le bon fonctionnement du système pompe - conduite est déterminé par la comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique hauteur-débit de la pompe considérée :

$$\mathbf{HMT = f(Q) \dots\dots\dots(V-1)}$$

- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe :

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage. Afin de connaître les caractéristiques de la conduite, on calcule les pertes de charge pour les différents débits possibles et la charge totale résultante, la hauteur géométrique étant connue. La représentation de la charge totale HMT en fonction du débit Q nous donne la courbe caractéristique de la conduite :

$$\mathbf{HMT = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots(V-2)}$$

Avec :

- $H_g$  : Hauteur géométrique en m ;
- $R$  : Résistance totale de la conduite (aspiration et refoulement) en mètre.

$R$  est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{\pi^2 * g * D^5}$$

Le point d'intersection des deux courbes caractéristiques représente le point de fonctionnement de la pompe.

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles nous devons procéder aux modes de réglage suivants :

#### a) Débit disponible > 1.1×Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur de 10% au débit appelé on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **La réduction de la vitesse de rotation de la pompe :** Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation, tel que sa diminution entraînera la diminution du débit et également de la puissance absorbée. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe  $H_{mt} = f(Q)$  passe par le point désiré.
- **Le Vannage :** c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

$$\eta_{ap.van} = \eta_{av.van} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots(V-3)$$

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

$$h_v = H'_c - H_{app} \dots\dots\dots(V-4)$$

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots\dots\dots(V-5)$$

- $Q_{app}$  : 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 :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_I}} \dots\dots\dots(V-6)$$

- $Q_I$  : 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 :

$$R=(1-m) *100 \dots\dots\dots(V-7)$$

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

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_I}} \dots\dots\dots(V-8)$$

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

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots(V-9)$$

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).

#### **b) Débit disponible < 0.9×Débit appelé**

Si le débit pompé est inférieur de 10% au débit appelé, Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.**
- **Changement de type de pompe.**

**NB** : si  $0.9 \times \text{débit appelé} \leq \text{débit pompé} \leq 1.1 \times \text{débit appelé}$  la pompe ne nécessite aucune modification

### V.7 Etude du phénomène de cavitation [6]

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation de poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique, des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal.

Pour le bon fonctionnement de la pompe, il faut que la pression absolue  $P_{abs}$  à l'entrée de la pompe soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise  $NPSH_r$ . Le  $NPSH$  requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par la vérification de la condition suivante :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots(V-10)$$

- $r$  : 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.

La hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

- Aspiration en charge

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - p_{at} + T_v + \sum \Delta h^{asp} + \frac{v_{asp}^2}{2g} \dots\dots\dots(V-11)$$

- Aspiration en dépression

$$h_{adm}^{asp} = p_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum \Delta h^{asp} - \frac{v_{asp}^2}{2g} \dots\dots\dots(V-12)$$

Avec :

- $V_{asp}$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- $P_{at}$  : pression atmosphérique (m.c.e) :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \dots\dots\dots(V-13)$$

- $H$  : altitude de la station ;
- $T_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

**Tableau (V-1) :** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

<b>T (°C)</b>	5	10	20	30	40	50	80	100
<b>T<sub>v</sub> (m.c.e)</b>	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°

- $\Delta h^{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration

$$\Delta h^{asp} = (1.10 - 1.15) * \Delta h_{lin}^{asp} \dots\dots\dots(V-14)$$

- $\Delta h_{lin}^{asp}$  :Perte de charge linéaire à l'aspiration

$$\Delta h_{lin}^{asp} = 0.001735 * \left( \frac{L_c * Q_{app}^2}{D_c^{5.3}} + \frac{L_{cn} * Q_{cn}^2}{D_{cn}^{5.3}} \right) \dots\dots\dots(V-15)$$

- $L_c$ : longueur du collecteur d'aspiration ,  $L_c = 15$  m ;
- $L_{cn}$ : longueur de la conduite d'aspiration ,  $L_{cn} = 1,5$  m ;
- $Q_{cn}$  : débit refoulé par une seule pompe (m3/s) ;

$$Q_{cn} = \frac{Q_{app}}{n} \dots\dots\dots(V-16)$$

- $n$  : nombre de pompes en parallèles.
- $D_c$  : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \dots\dots\dots(V-17)$$

- $V_c$  : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),  
On prend :  $V_c = 1,5$  m/s.

- $D_{cn}$  : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_{cn} = (1.2 - 1.5) DN1 \dots\dots\dots(V-18)$$

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

### V.8 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 :

$$V_{axe} = V_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots(V-19)$$

Pour les installations en aspiration :

$$V_{axe} = V_{min} + h_{asp}^{adm} - r \dots\dots\dots(V-20)$$

Avec:

- $\nabla_{\text{axe}}$ : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;
- $\nabla_{\text{min}}$ : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;
- $r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3)$  m.

## V.9 Choix des pompes du projet

### V.9.1 Refoulement SP1-SP2

A l'aide du logiciel des pompes, 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**

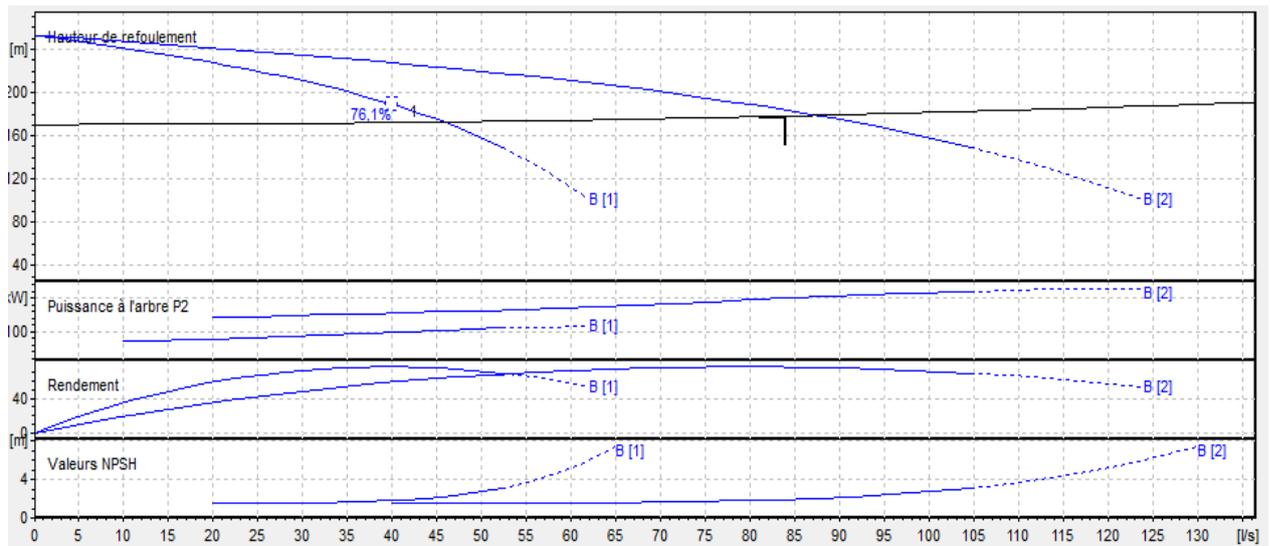
n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	302.4	178.26	PM125/2A	75	180	2900	221	11.9
<b>2</b>	<b>151.2</b>	<b>178.26</b>	<b>PM125/9B</b>	<b>75.5</b>	<b>179</b>	<b>1450</b>	<b>102</b>	<b>2.13</b>
3	100.8	178.26	PM125/9C	75.1	182	1450	79.8	1.67
4	75.6	178.26	PM125/9D	66.5	180	1450	62.2	1.58

A partir du tableau (V-2), la variante de deux pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée.

On opte pour deux pompes en parallèle et une de secours. Ces trois pompes sont identiques de type PM125/9B.

#### ❖ Courbes caractéristiques et point de fonctionnement

Les courbes caractéristiques des pompes de station de pompage, Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI, et sont représentées dans les figures (V-1).



**Figure (V-1) :** Courbes caractéristiques de la pompe SP1

Le débit de point de fonctionnement de la pompe (87.4l/s) coïncide avec l'intervalle de tolérance du point désiré (75.6l/s – 92.4) donc la pompe ne nécessite aucune modification.

#### ❖ Etude de cavitation

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 2.13 \text{ m}$
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \cdot 183 = 10.07 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_{cn} = 1.3 \times DN1$

$DN1 = 150 \text{ mm}$  donc :  $D_{cn} = 195 \text{ mm}$  soit  $200 \text{ mm}$

La vitesse dans la conduite d'aspiration :  $\frac{4 \times 0.042}{3.14 \times 0.2^2} = 1.33 \text{ m/s} \Rightarrow$  vitesse admissible

- Diamètre du collecteur d'aspiration :  $D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.084}{3.14 \times 1.5}} = 0.267 \text{ m} \Rightarrow D_c = 300 \text{ mm}$

La vitesse dans le collecteur d'aspiration :  $V_c = \frac{4 \times 0.084}{3.14 \times 0.3^2} = 1.19 \text{ m/s} \Rightarrow$  vitesse admissible

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta H^{asp} = 1.1 \left( 0.001735 \times \left( \frac{15 \times 0.084^2}{0.3^{5.3}} + \frac{1.5 \times 0.042^2}{0.2^{5.3}} \right) \right) = 0.12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2.13 + 0.4 - 10.07 + 0.24 + 0.12 + \frac{1.33^2}{2 \times 9.81} = -7.1 \text{ m}$$

La valeur de  $h_{asp}^{adm}$  négative donc on opte pour une installation en aspiration

$$h_{asp}^{adm} = 10.07 - 2.13 - 0.4 - 0.24 - 0.12 - \frac{1.33^2}{2 \times 9.81} = 7.1m$$

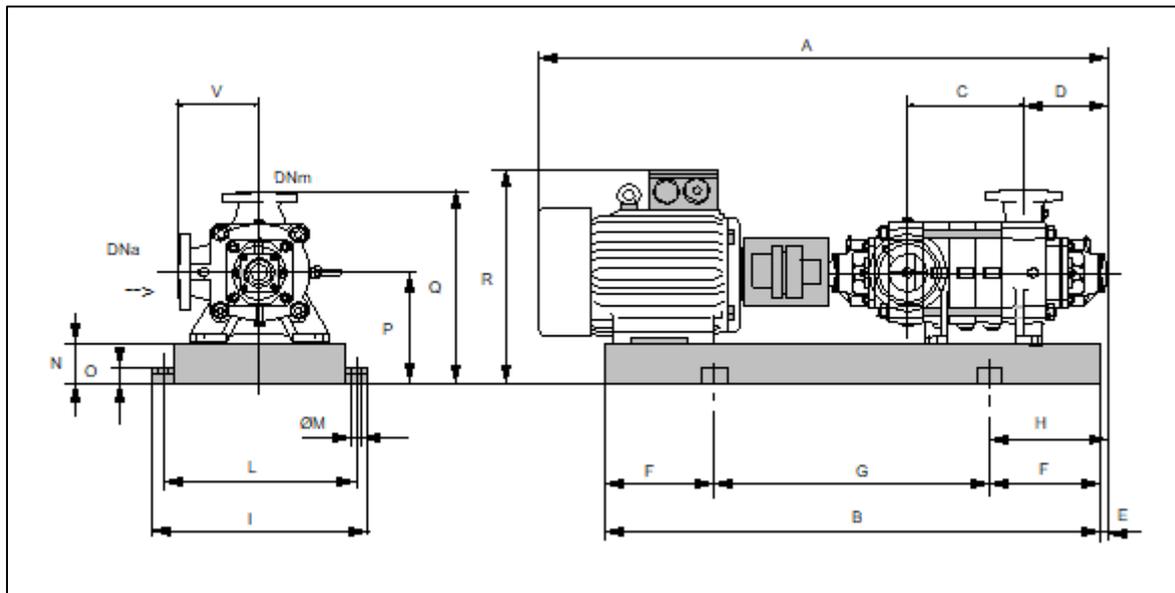
❖ **Calage de la pompe**

Nous avons une installation en aspiration donc la côte de l'axe de la pompe est :

$$\nabla_{axe} = 183 + 7.1 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 189.9m$$

❖ **Dimensions de la pompe :**

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel Caprari (voir la figure V-2 et tableauV-3)



**Figure V-2 :**Schéma d'une pompe centrifuge type (PM125/9B-Caprari)

**Tableau V-3 :**Les dimensions des différents organes de la pompe PM125/9B

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	2758	E	234	M	22
B	2409	F	400	N	160
C	945	G	1609	O	50
D	337	H	634	P	475
DNa	150	I	750	Q	795
DNm	125	L	700	R	941

**V.9.2 Refoulement SP2-SP3**

A l'aide du logiciel des pompes, On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-4) :

**Tableau (V-4) :**Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

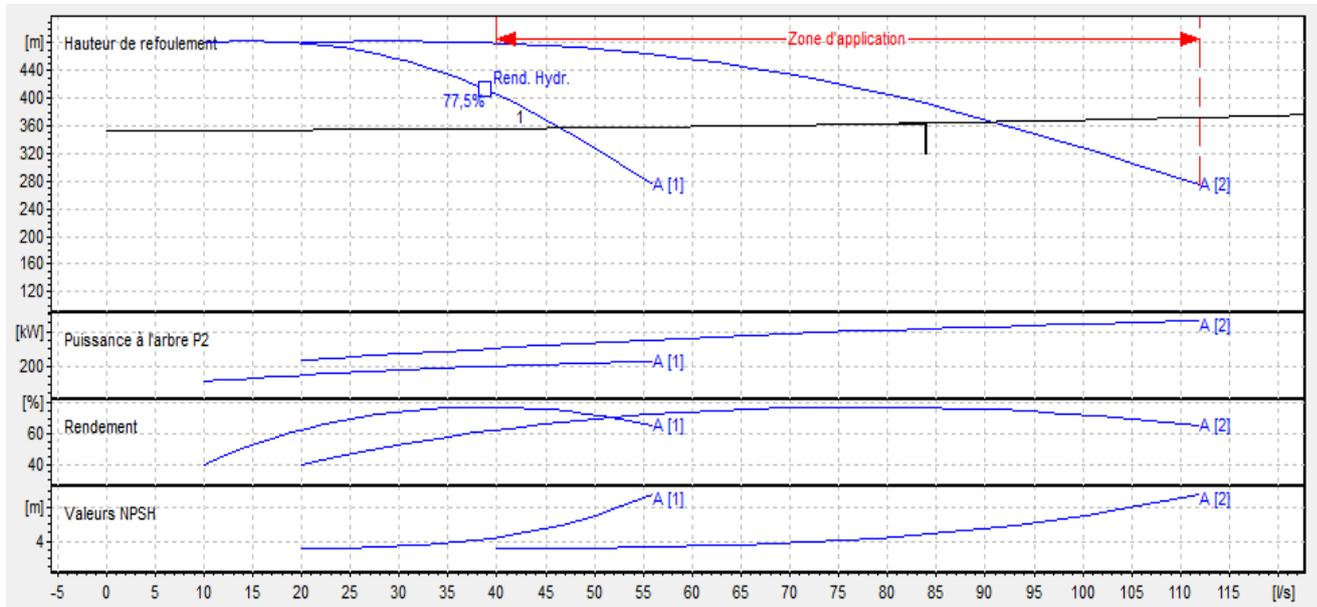
n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η ( %)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	302.4	364	PMS125/4A	75.4	366	2900	436	11.1
<b>2</b>	<b>151.2</b>	<b>364</b>	<b>PMS100/6A</b>	<b>75.7</b>	<b>366</b>	<b>2900</b>	<b>214</b>	<b>5.59</b>
3	100.8	364	PM125/5E	58.9	369	2900	219	3.9
4	75.6	364	PMS80/9B	75.2	367	2900	114	3.58

A partir du tableau (V-4), la variante de deux pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée.

On opte pour deux pompes en parallèle et une de secours. Ces trois pompes sont identiques de type PMS100/6A.

❖ **Courbes caractéristiques et point de fonctionnement**

Les courbes caractéristiques des pompes de station de pompage, Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI, et sont représentées dans les figures (V-3).



**Figure (V-3) :** Courbes caractéristiques de la pompe SP2

Le débit de point de fonctionnement de la pompe (90.9l/s) coïncide avec l'intervalle de tolérance du point désiré (75.6l/s – 92.4) donc la pompe ne nécessite aucune modification.

### ❖ Etude de cavitation

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 5.59 \text{ m}$
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 349 = 9.84 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_{cn} = 1.4 \times DN1$

$$DN1 = 125 \text{ mm} \quad \text{donc : } D_{cn} = 175 \text{ mm} \quad \text{soit } 200 \text{ mm}$$

$$\text{La vitesse dans la conduite d'aspiration : } \frac{4 \times 0.042}{3.14 \times 0.2^2} = 1.33 \text{ m/s} \Rightarrow \text{vitesse admissible}$$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :  $D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.084}{3.14 \times 1.5}} = 0.267 \text{ m} \Rightarrow D_c = 300 \text{ mm}$

$$\text{La vitesse dans le collecteur d'aspiration : } V_c = \frac{4 \times 0.084}{3.14 \times 0.3^2} = 1.19 \text{ m/s} \Rightarrow \text{vitesse admissible}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta H^{asp} = 1.1 \left( 0.001735 \times \left( \frac{15 \times 0.084^2}{0.3^{5.3}} + \frac{1.5 \times 0.042^2}{0.2^{5.3}} \right) \right) = 0.12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5.59 + 0.4 - 9.84 + 0.24 + 0.12 + \frac{1.33^2}{2 \times 9.81} = -3.41 \text{ m}$$

La valeur de  $h_{asp}^{adm}$  négative donc on opte pour une installation en aspiration

$$h_{asp}^{adm} = 9.81 - 5.59 - 0.4 - 0.24 - 0.12 - \frac{1.33^2}{2 \times 9.81} = 3.41 \text{ m}$$

### ❖ Calage de la pompe

Nous avons une installation en aspiration donc la côte de l'axe de la pompe est :

$$\nabla_{axe} = 349 + 3.41 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 352.2 \text{ m}$$

### ❖ Dimensions de la pompe :

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel Caprari (voir la figure V-4 et tableau V-5 )

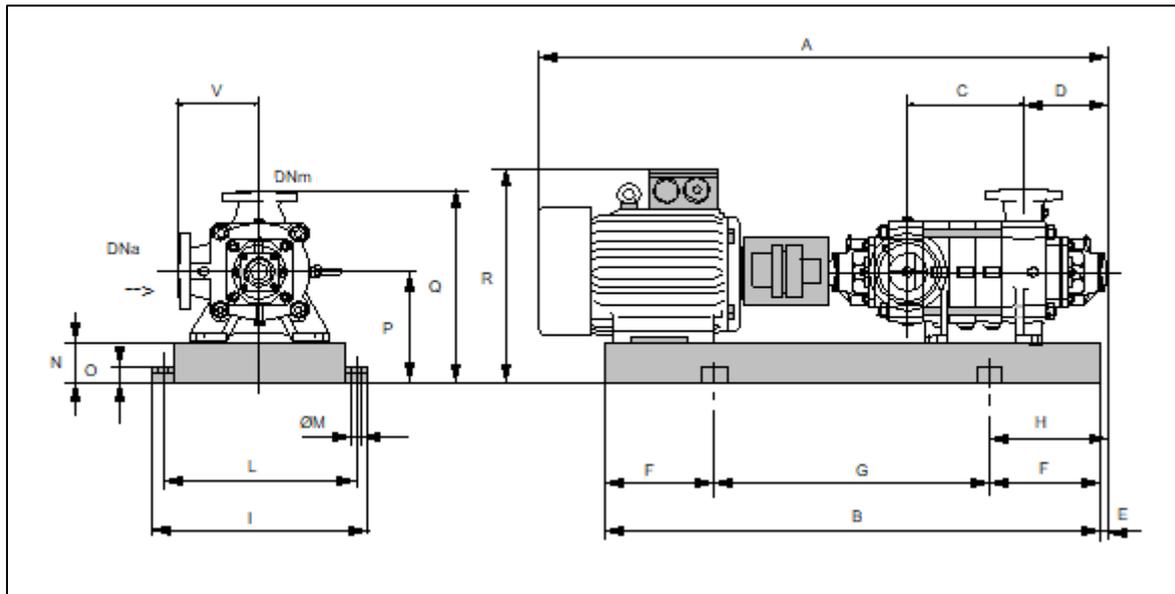


Figure (V-4) :Schéma d'une pompe centrifuge type (PM100/6A-Caprari)

Tableau (V-5) :Les dimensions des différents organes de la pompe PM100/6A

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	2577	E	160	M	22
B	2140	F	350	N	180
C	470	G	1440	O	50
D	293	H	510	P	535
DNa	125	I	880	Q	805
DNm	100	L	830	R	1080

### V.9.3 Refoulement SP3-SP4

A l'aide du logiciel des pompes, On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-6) :

Tableau (V-6) :Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

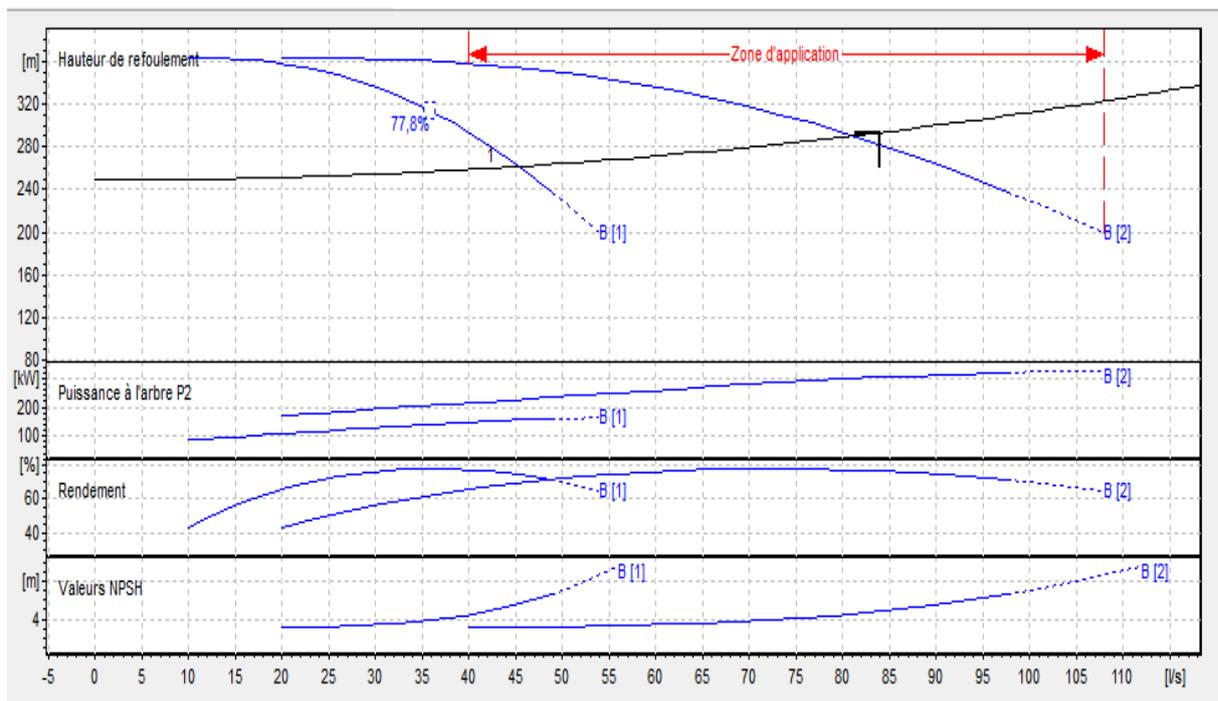
n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	302.4	293.4	PM125/3A	76.3	366	2900	308	8.28
2	<b>151.2</b>	<b>293.4</b>	<b>PM100/5B</b>	<b>76.9</b>	<b>366</b>	<b>2900</b>	<b>150</b>	<b>4.53</b>
3	100.8	293.4	PM100/5C	76.5	369	2900	113	3.37
4	75.6	293.4	PM125/5C	57.3	367	1450	106	1.59

A partir du tableau (V-6), la variante de deux pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée.

On opte pour deux pompes en parallèle et une de secours. Ces trois pompes sont identiques de type PM100/5B.

#### ❖ Courbes caractéristiques et point de fonctionnement

Les courbes caractéristiques des pompes de station de pompage, Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI, et sont représentées dans les figures (V-5).



**Figure V-5:** Courbes caractéristiques de la pompe SP3

Le débit de point de fonctionnement de la pompe (81.2l/s) coïncide avec l'intervalle de tolérance du point désiré (75.6l/s – 92.4) donc la pompe ne nécessite aucune modification.

#### ❖ Etude de cavitation

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 4.53 \text{ m}$
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \cdot 698 = 9.36 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_{cn} = 1.4 \times DN1$

$DN1 = 125 \text{ mm}$  donc :  $D_{cn} = 175 \text{ mm}$  soit  $200 \text{ mm}$

La vitesse dans la conduite d'aspiration :  $\frac{4 \times 0.042}{3.14 \times 0.2^2} = 1.33 \text{ m/s} \Rightarrow$  vitesse admissible

- Diamètre du collecteur d'aspiration :  $D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.084}{3.14 \times 1.5}} = 0.267 \text{ m} \Rightarrow D_c = 300 \text{ mm}$

La vitesse dans le collecteur d'aspiration :  $V_c = \frac{4 \times 0.084}{3.14 \times 0.3^2} = 1.19 \text{ m/s} \Rightarrow$  vitesse admissible

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta H^{\text{asp}} = 1.1 \left( 0.001735 \times \left( \frac{15 \times 0.084^2}{0.3^{5.3}} + \frac{1.5 \times 0.042^2}{0.2^{5.3}} \right) \right) = 0.12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 4.53 + 0.4 - 9.36 + 0.24 + 0.12 + \frac{1.33^2}{2 \times 9.81} = -3.98 \text{ m}$$

La valeur de  $h_{\text{asp}}^{\text{adm}}$  négative donc on opte pour une installation en aspiration

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 9.36 - 4.53 - 0.4 - 0.24 - 0.12 - \frac{1.33^2}{2 \times 9.81} = 3.98 \text{ m}$$

#### ❖ Calage de la pompe

Nous avons une installation en aspiration donc la côte de l'axe de la pompe est :

$$\nabla_{\text{axe}} = 698 + 3.98 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 701.8 \text{ m}$$

#### ❖ Dimensions de la pompe :

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel Caprari (voir la figure V-6 et tableau V-7)

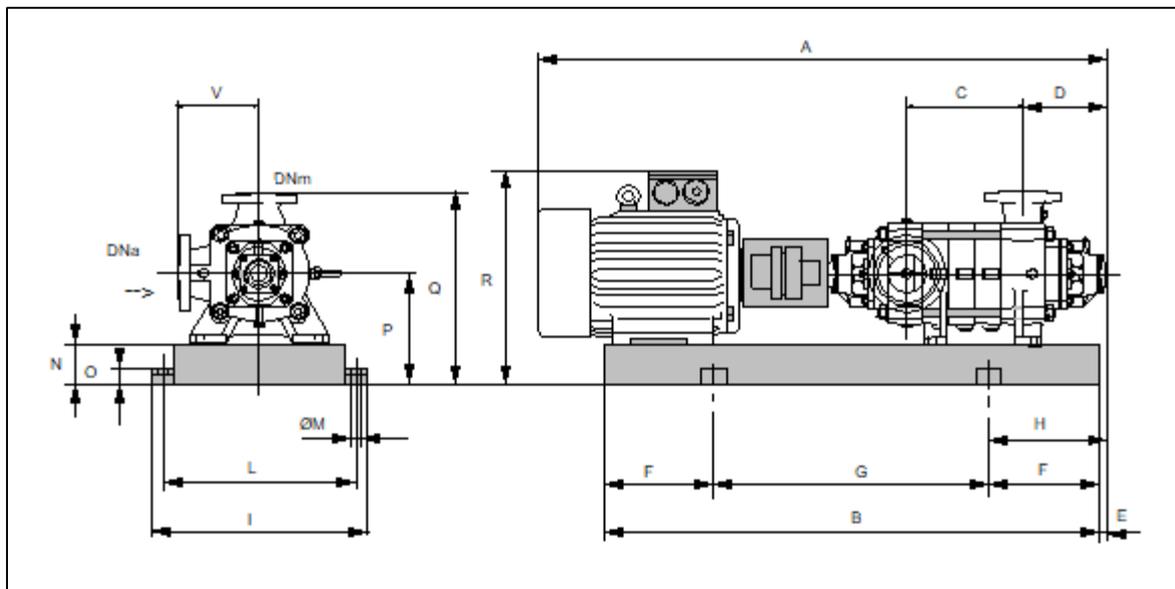


Figure (V-6) : Schéma d'une pompe centrifuge type (PM100/5B-Caprari)

**Tableau (V-7) :**Les dimensions des différents organes de la pompe PM100/5B

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	2400	E	190	M	22
B	1794	F	300	N	160
C	395	G	1194	O	50
D	293	H	490	P	475
DNa	125	I	760	Q	745
DNm	100	L	710	R	982

#### V.9.4 Refoulement SP4- réservoir tampon

A l'aide du logiciel des pompes, On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V-8) :

**Tableau(V-8) :**Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

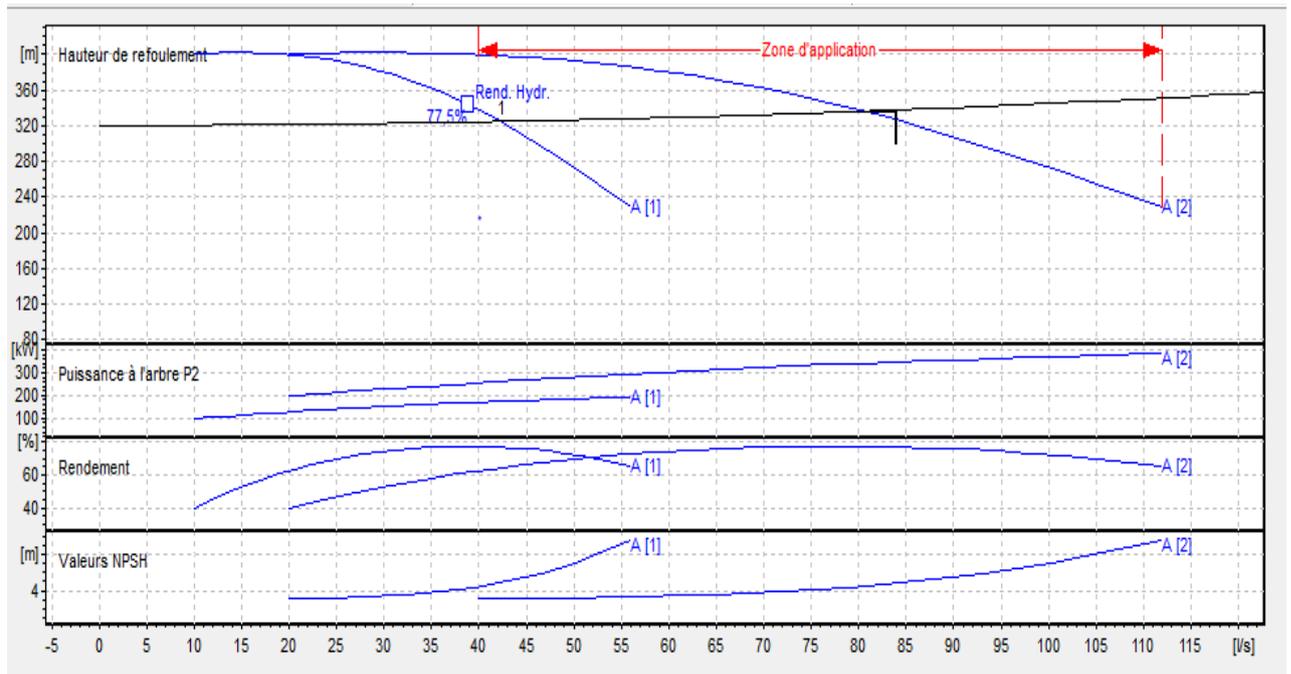
n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	302.4	337.8	PMS125/4B	76.3	337	2900	348	7.98
<b>2</b>	<b>151.2</b>	<b>337.8</b>	<b>PM100/5A</b>	<b>77.4</b>	<b>336</b>	<b>2900</b>	<b>170</b>	<b>4.48</b>
3	100.8	337.8	PM100/6C	76.5	334	2900	143	3.53
4	75.6	337.8	PM80/7A	75.2	334	2900	106	3.53

A partir du tableau (V-8), la variante de deux pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée.

On opte pour deux pompes en parallèle et une de secours. Ces trois pompes sont identiques de type PM100/5A.

#### ❖ Courbes caractéristiques et point de fonctionnement

Les courbes caractéristiques des pompes de station de pompage, Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI, et sont représentées dans les figures (V-7).



**Figure V-7 :** Courbes caractéristiques de la pompe SP4

Le débit de point de fonctionnement de la pompe (80.5l/s) coïncide avec l'intervalle de tolérance du point désiré (75.6l/s – 92.4) donc la pompe ne nécessite aucune modification.

❖ **Etude de cavitation**

- La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)<sub>r</sub> = 4.48 m
- La pression atmosphérique : Pat = 10,33-0,00139\*942=9.02 m
- La tension de vapeur d'eau à une température T°=20 °C : Tv = 0,24 mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : D<sub>cn</sub>=1.4×DN1

DN1=125mm donc : D<sub>cn</sub> =175mm soit 200mm

La vitesse dans la conduite d'aspiration :  $\frac{4 \times 0.042}{3.14 \times 0.2^2} = 1.33 \text{ m/s} \Rightarrow$  vitesse admissible

- Diamètre du collecteur d'aspiration :  $D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.084}{3.14 \times 1.5}} = 0.267 \text{ m} \Rightarrow D_c = 300 \text{ mm}$

La vitesse dans le collecteur d'aspiration :  $V_c = \frac{4 \times 0.084}{3.14 \times 0.3^2} = 1.19 \text{ m/s} \Rightarrow$  vitesse admissible

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta H^{\text{asp}} = 1.1 \left( 0.001735 \times \left( \frac{15 \times 0.084^2}{0.3^{5.3}} + \frac{1.5 \times 0.042^2}{0.2^{5.3}} \right) \right) = 0.12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 4.48 + 0.4 - 9.02 + 0.24 + 0.12 + \frac{1.33^2}{2 \times 9.81} = -3.69 \text{ m}$$

La valeur de  $h_{asp}^{adm}$  négative donc on opte pour une installation en aspiration

$$h_{asp}^{adm} = 9.02 - 4.48 - 0.4 - 0.24 - 0.12 - \frac{1.33^2}{2 \times 9.81} = 3.69\text{m}$$

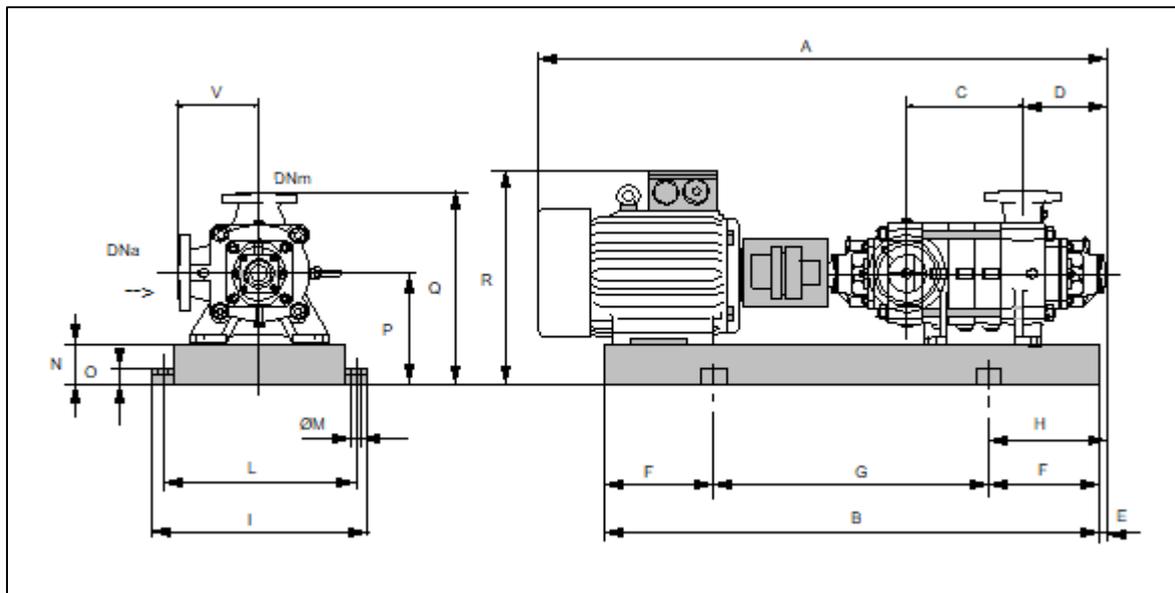
❖ **Calage de la pompe**

Nous avons une installation en aspiration donc la côte de l'axe de la pompe est :

$$\nabla_{axe} = 942 + 3.69 - 0,2 \Rightarrow \nabla_{axe} = 945.49\text{m}$$

❖ **Dimensions de la pompe :**

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel Caprari (voir la figure V-8 et tableauV-9 )



**Figure (V-8) :**Schéma d'une pompe centrifuge type (PM100/5A-Caprari)

**Tableau (V-9) :**Les dimensions des différents organes de la pompe PM100/5A

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	2400	E	190	M	22
B	1845	F	300	N	160
C	395	G	1245	O	50
D	293	H	490	P	475
DNa	125	I	760	Q	745
DNm	100	L	710	R	982

## V.10 Génie Civil de La Station De Pompage [4]

Les étapes du dimensionnement de la station de pompage sont :

### V.10.1 Type de 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-10) :** Choix du type du bâtiment.

Paramètres	Types de bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi-enterrée
Q m <sup>3</sup> /s	>2	<2	<6	<1.5
Type de pompe	Axial à axe vertical ou horizontal	Pompe centrifuge	Axiale noyée à Axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible A l'aspiration (m)	<0 (en charge )	<0 >0	<0 <0	>0 (En aspiration)
$\Delta h$ :variation du plan d'eau de la rivière (m)	1à2	1à3	N'importe	N'importe

On choisit de projeter un bâtiment type surface car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 0,084 m<sup>3</sup>/s.
- Les pompes choisies sont des pompes axiales à axe horizontal.

### V.10.2 Dimensionnement 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).

Il est recommandé de prendre :

- La hauteur de station de pompage normalisée ( $H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,5 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 8,4 \text{ m} ; 9,6 \text{ m} \dots$ )
- La longueur du bâtiment  $l_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$
- Epaisseur des murs Du Bâtiment

- 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.
- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
- 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.10.3 Calcul Génie Civil

Les différentes dimensions des stations de pompage sont :

#### ➤ Epaisseur Des Murs Du Bâtiment

On prévoit des doubles murs des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur est de 30 cm.

#### ➤ La Hauteur Du Bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée par la formule suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots\dots\dots(V-21)$$

Avec :

$h_5$ : Distance verticale =  $h_p + h_{socle} + h_{reserve}$

$h_{reserve} = 0,5$  m

$h_{socle} = (0.1-0.4)$ m

$h_p$  : Hauteur de la pompe

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.  $\Rightarrow h_6 = 2,2$  m

$h_7$  : Hauteur de chariot.  $\Rightarrow h_7 = 0,3$  m

$h_8$  : Hauteur réservée aux formes profilées  $\Rightarrow h_8 = 0,8$  m

$h_9$  : Hauteur de sécurité  $\Rightarrow h_9 = 0,5$  m

#### ➤ Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_p + L_{rb} + 2 \cdot E \dots\dots\dots(V-22)$$

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

$E$  : épaisseur du mur  $\Rightarrow s = 0,3$ m.

$L$  : largeur de la pompe et celle du moteur

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

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

Lp : Longueur du bureau du personnel,  $\Rightarrow L_p = 4 \text{ m}$  ;

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

#### ➤ La Largeur Du Bâtiment

$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2E \dots \dots \dots (V-23)$ .

E : épaisseur du mur  $E = 0,3 \text{ m}$ .

$l_1$  : Distance entre le mur et le 1er organe  $= (0,2-0,3) \text{ m} = 0,3 \text{ m}$

$l_2$  : Distance entre les tubulures  $= (0,15-0,2) \text{ m} = 0,2 \text{ m}$

$l_3$  : Longueur des accessoires a l'aspiration.

$l_4$  : Longueur des accessoires au refoulement.

$$L_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{ta} + l_c + l_{div} + l_j$$

$l_p$  : Longueur de la pompe

$l_{tr}$  : Longueur de tubulure de refoulement  $= 0,25 \text{ m}$

$l_{ta}$  : Longueur de tubulure d'aspiration  $= 0,25 \text{ m}$

$l_c$  : Longueur de convergent  $= 0,2 \text{ m}$

$l_{div}$  : Longueur de divergent  $= 0,875 \text{ m}$

$l_j$  : Longueur des joints  $= 0,5 \text{ m}$

#### ➤ Dimensions Des Portes

Porte principale :  $3,6 \times 3,6 \text{ m}^2$

Porte secondaire :  $2,2 \times 1,2 \text{ m}^2$

#### ➤ 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%.

Le nombre de fenêtres :

$$N_{\text{(fenêtres)}} = S_{\text{(fenêtres)}} / (2,2 \times 1,4)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

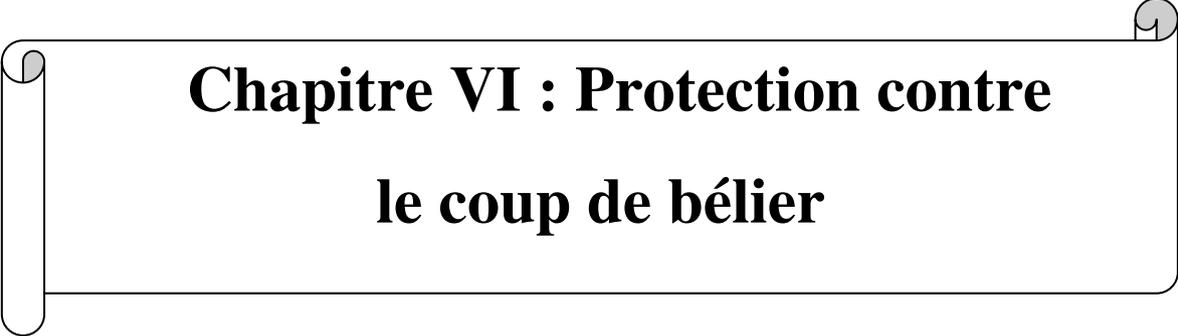
**Tableau V-11** :Tableau récapitulatif des différentes dimensions

	Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
	Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
						secondaire	principale
SP1	18	5	5.5	0.3	3×(2,2×1,2)	2,2×1,2	3.6×3,6
SP2	18	5	5.5	0.3	3×(2,2×1,2)	2,2×1,2	3.6×3,6
SP3	18	5	5.5	0.3	3×(2,2×1,2)	2,2×1,2	3.6×3,6
SP4	18	5	5.5	0.3	3×(2,2×1,2)	2,2×1,2	3.6×3,6

## Conclusion

Dans ce chapitre nous avons sélectionné les pompes adéquates qui équiperont les quatre stations de pompage.

On a opté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type CAPRARI pour les quatre stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques triphasés de même marque.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both with rounded ends and a slight shadow effect.

## **Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier**

## Chapitre VI Protection contre le coup de bélier

### Introduction

Le coup de bélier est un phénomène de choc résultant d'un écoulement non permanent, et caractérisé par un changement brusque du régime d'écoulement dans la conduite,

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 [2]

Le phénomène de coup de bélier est causé par :

- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement, dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- Démarrage ou arrêt brutal d'un groupe électropompes.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Arrêt accidentel des pompes.

### 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.

### VI.3 Description du phénomène

Nous analysons un cas particulier. Considérons un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse  $V_0$  pour alimenter un réservoir dont le niveau est supposé constant gardé constant.

Nous pouvons décrire le phénomène en quatre phases suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe électropompe.

- **Phase 01**

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par (C).

Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression, ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur (L) sur la célérité de l'onde de déformation (C).

- **Phase 02**

Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir. Celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. A ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée. Entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente ( $L/C$ ) c'est-à-dire à  $(2L/C)$  depuis l'origine du phénomène.

- **Phase 03**

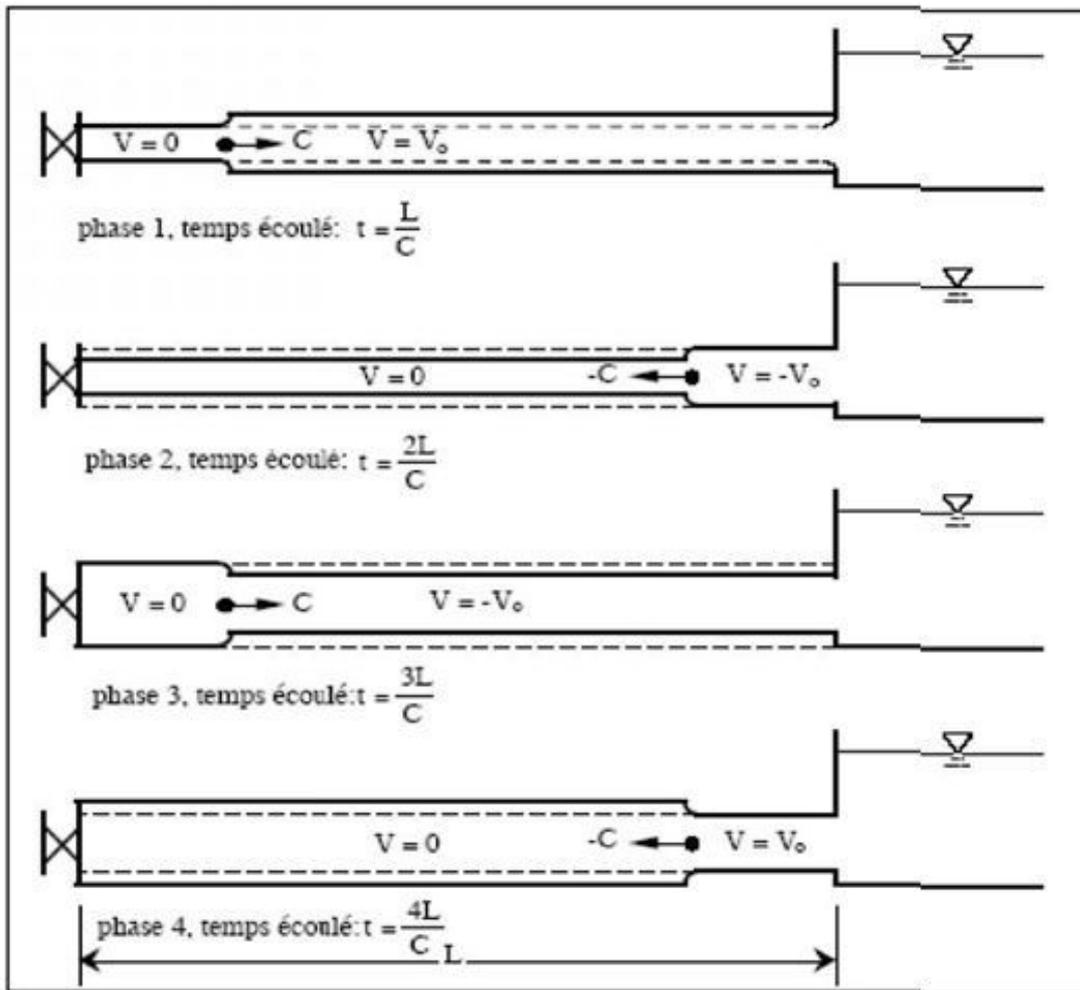
Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant le clapet de la pompe. Encore une fois, nous devons avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation ( $C$ ) étant constante, la durée de cette étape est égale à  $(L/C)$  c'est-à-dire à  $(3L/C)$  depuis l'origine du phénomène.

- **Phase 04**

Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer et grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci reprend son diamètre initial à partir du réservoir et en allant vers la pompe. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente ( $L/C$ ) c'est-à-dire à  $(4L/C)$  depuis l'origine du phénomène.

A la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et la phase 01 pourra recommencer.

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 (au moment du coup bélier).

## VI.4 Equipement et moyens de protection contre le coup de bélier [2]

Il existe différents moyens de protection, pour diminuer les valeurs de la pression engendrées par le coup de bélier à des niveaux raisonnables, on cite les systèmes suivants :

### VI.4.1 Les réservoirs d'air

Ils protègent les conduites à la fois contre les dépressions et les surpressions. Ce sont des réservoirs fermés dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau.

### VI.4.2 Les soupapes de décharge

Elles permettent de réguler la pression en laissant s'échapper un certain débit.

### VI.4.3 Les ventouses

Une entrée d'air est possible dans le cas de dépression.

#### VI.4.4 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.4.5 Les volant d'inertie

C'est un organe placé sur le groupe électropompe, qui stock une quantité d'énergie cinétique, pendant la marche normale de la pompe, pour la restituer en cas d'arrêt inopiné de son moteur. La pompe sera alimentée pendant un peu de temps, ce qui permettra de garder la conduite pleine d'eau pour un peu de temps ce qui permet de diminuer l'intensité du coup de bélier.

**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> </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>- Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.</li> </ul>	Utilisé comme protection contre les dépressions

## VI.5 La valeur du coup de bélier [3]

### VI.5.1 Détermination de la célérité d'onde du coup de bélier

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr. SALAH. B pour les conduites enterrées :

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

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau  $K = 2.07 \times 10^9$  Pascal
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup>
- $E_m$ : module de Young du matériau de la conduite  
( $E_m = 1 \times 10^{11}$  Pascal, pour la fonte), ( $E_m = 3 \times 10^9$  pascal, pour le PEHD)
- $E_s$  : module de Young du sol  $E_s = 2 \times 10^8$  Pascal
- $\nu_m$ : coefficient de poisson du matériau ( $\nu_m = 0.3$  fonte), ( $\nu_m = 0.46$  PEHD)
- $\nu_s$ : coefficient de poisson du sol entourant la conduite  $\nu_s = 0.33$
- $e_m$ : Epaisseur de la conduite (m)  $e_m = 0.0072$ m pour la fonte (DN300)
- $r_i$  : rayon intérieur de la conduite (m)
- C : célérité d'onde de choc (m/s).

**VI.5.2 Cas d'une Fermeture rapide de la vanne :** une fermeture rapide lorsque le temps d'annulation du débit est inférieur ou égal à  $(2L/a)$ .

$$T \leq \frac{2L}{c} \dots\dots\dots(\text{VI-2})$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite en m ;
- C : Célérité des ondes en m/s.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B' = \frac{c \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots(\text{VI-3})$$

Avec :

- B' : La valeur du coup de bélier (m) ;
- C : La célérité de l'onde (m/s) ;
- V<sub>0</sub> : Vitesse initiale d'écoulement (m/s) ;

- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

**VI.5.3 Cas d'une Fermeture lente de la vanne :** dans ce cas, La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de **MICHAUD** :

$$B' = \frac{2LV_0}{gT} \dots\dots\dots(VI-4)$$

T : le temps de fermeture totale de la vanne.

- La charge maximale absolue est :

$$Z_{max} = Z_0 + B' \dots\dots\dots(VI-5)$$

Avec :

$Z_0$  : La charge statique absolue égale à :

$$Z_0 = H_g + 10 \dots\dots\dots(VI-6)$$

## VI.6 Le volume du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Pour le calcul nous optons pour la méthode de Vibert.

Nous avons :

$$\frac{Z_{max}}{Z_0}$$

$$\frac{h_0}{Z_0} \text{ avec } h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$$

Après l'utilisation de l'abaque de vibert (voir annexe VI ) on obtient  $\frac{U_0}{LS}$  et  $\frac{Z_{min}}{Z_0}$

- L : longueur de la conduite ;
- S : section de la conduite.

On a :

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \text{ donc } U_{max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{min}}$$

En tenant compte de la sécurité, le volume du réservoir d'air sera ( $U_{max} + 0,1$ ) en ( $m^3$ ).

- $U_{max}$  : le volume du réservoir

### VI.7 Application

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)	ep (mm)
SP1-SP2	Fonte	300	0.07	1.18	872	170	7.2
SP2-SP3	Fonte	300	0.07	1.18	2681	353.5	7.2
SP3-SP4	Fonte	300	0.07	1.18	5060	248.5	7.2
SP4-RT	Fonte	300	0.07	1.18	1946	320.5	7.2

Les résultats de calcul de la valeur du coup de bélier sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-3** : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.

Tronçon	Z <sub>0</sub> (m)	C (m/s)	B' (m)	Z <sub>max</sub> (m)	Ps (m)
SP1-SP2	180	1089.83	131.09	311.09	400
SP2-SP3	363.5	1089.83	131.09	494.59	400
SP3-SP4	258.5	1089.83	131.09	389.59	400
SP4-RT	330.5	1089.83	131.09	461.59	400

D'après les résultats du tableau, la charge maximale des conduites (SP2-SP3) et (SP4-RT) est supérieure à la pression de service donc elle nécessite une protection contre le coup de bélier.

La charge maximale des conduite (SP1-SP2) et (SP3-SP4) est inférieure à la pression de service et aussi elles ne subissent aucune dépression. Donc les deux conduites ne nécessitent pas une protection contre le coup de bélier.

Les résultats de calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-4 :** Calcul du volume de réservoir d'air.

Tronçon	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	$h_0$	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L.S}$	$U_0$ (m <sup>3</sup> )	$U_{max}$ (m <sup>3</sup> )
SP2-SP3	1.36	0.755	0.06	$1.65 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-3}$	0.75	0.994
SP4-RT	1.4	0.737	0.06	$1.82 \cdot 10^{-4}$	$3.6 \cdot 10^{-3}$	0.49	0.665

**Tableau VI-5 :** Choix des réservoirs d'air à volume normalisé en tenant compte de la sécurité

Tronçon	Umax (m3)	V normalisé ( L )
SP2-SP3	0.994	1500
SP4-RT	0.665	1000

## VI.8 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 installer une vanne à fermeture lente.

Les caractéristiques de l'adduction par refoulement sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI-6 :** caractéristique des conduites gravitaire

Type de matériau	$D_{int}$ (mm)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$V_0$ (m/s)	$L$ (m)	$H_g$ (m)	$E_p$ (mm)
PEHD- PN16	257.8	0.052	1.6	7269	127	28.6

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule (VI-7) pour les conduites enterrées, donc  $C = 651.488$  m/s, pour la conduite gravitaire.

Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne est de :

$$t_r = \frac{2L}{C} = 22.31 \text{ s}$$

A l'aide de la formule VI-8 on calcule la valeur de coup de bélier compatible à la résistance de la conduite

$$B' = 160 - Z_0 \Rightarrow B' = 160 - 137 = 23 \text{ m}$$

Après le calcul du coup de bélier on détermine le temps de fermeture de la vanne à l'aide de la formule de MICHAUD (VI-4) :

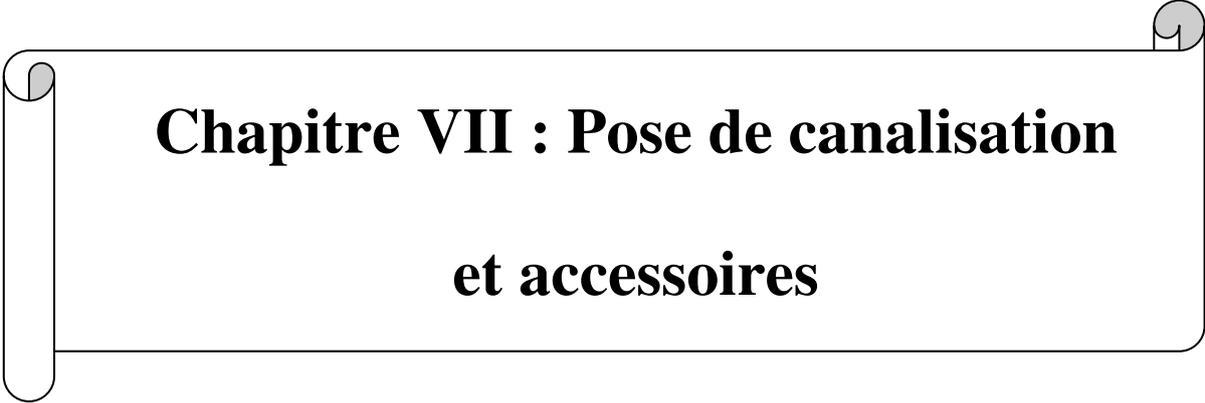
$$t_f = \frac{2 \times 7269 \times 1.6}{9.81 \times 23} = 103 \text{ s}$$

Pour la protection de la conduite, on prévoit une vanne à fermeture lente avec un temps de fermeture supérieure ou égal à 103s.

### **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 de la conduite gravitaire nous avons déterminé le temps de fermeture du robinet vanne. Cette fermeture lente 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.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both with rounded ends and a slight shadow effect.

# **Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires**

---

## Chapitre VII Pose de canalisation et accessoire

### Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain 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.

### VII.1 Pose de canalisation

#### VII.1.1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

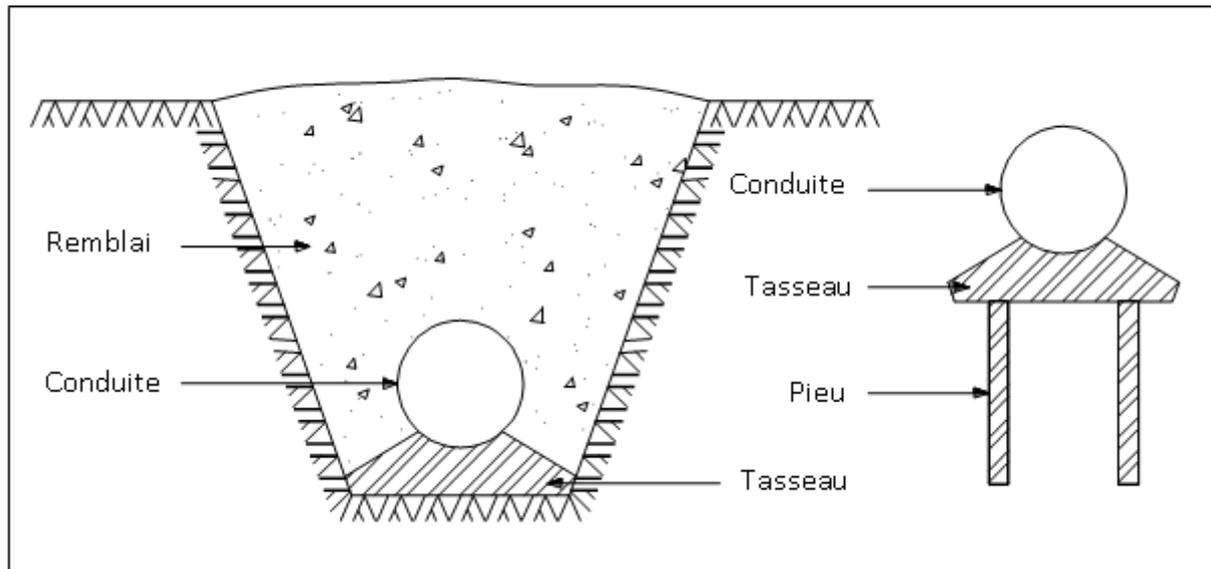
La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, 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

#### VII.1.2 Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

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.



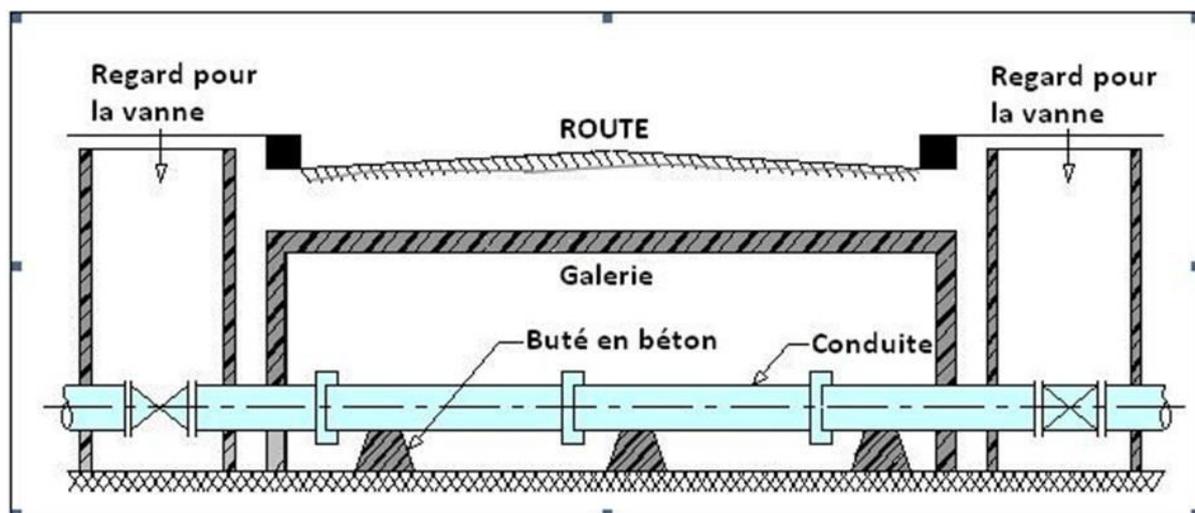
**Figure VII-1 :** Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

### VII.1.3 Pose de canalisation en galerie en cas de traversée de la route

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés à côté de la route.



**Figure VII-2 :** Pose de canalisation en galerie

### VII.1.4 Pose en aérien (traversée d'un oued)

Poser en aérien une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre le supportée, l'absorption des dilatations thermiques et l'ancrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques. Lors de pose de canalisations en aérien, les éléments suivants doivent être prévus :

- Un support par tuyau,
- Un berceau d'appui ( $\alpha = 120^\circ$ ),
- Un collier de fixation équipé d'une protection en élastomère.

Chaque élément soumis à une poussée hydraulique (coudes, tés, cônes) doit être stabilisé par un massif d'ancrage.

Des changements de direction à grand rayon de courbure peuvent être réalisés par simple déviation des joints.

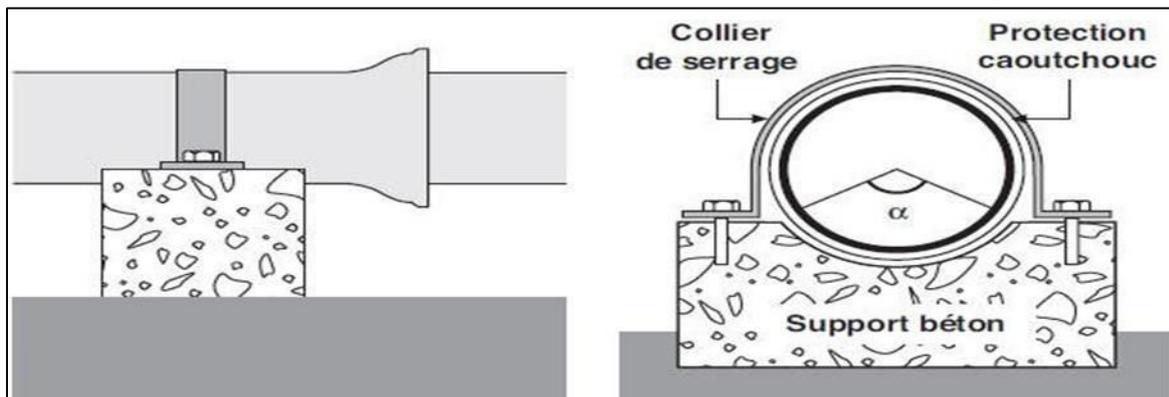


Figure VII-3: conduite posée sur des supports en béton.

## VII.2 Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

### VII.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 expurgées 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.

### VII.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.

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 couche sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

### VII.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

#### VII.3.1 Robinets vannes

Les vannes au niveau de la conduite d'adduction sont indispensables à fin d'isoler les tronçons de la conduite (en particulier pour réparation), nous les plaçons sur la conduite chaque 500m si la longueur de la conduite est très longue.

Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

##### a) Robinet vanne à coin (à opercule)

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne.

##### b) 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.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon.

**c) Robinet à flotteur**

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique.

**d) Les vannes de réduction de pression**

Permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

**Remarque :** Pour notre cas, nous optons pour :

- Des robinets vanne papillon 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 à flotteur dans Les bâches d'aspiration des stations de pompage et dans les réservoirs tampon et d'arrivé.

**VII.3.2 Clapets anti retour**

C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. Leur emploi en général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement.

**Remarque :** Dans notre cas, l'installation d'un clapet anti retour se fait à la sortie de chaque pompe.

**VII.3.3 Ventouses**

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.

Les ventouses sont des appareils destinés à purger les conduites de l'air qui gêne la circulation de l'eau.

Il existe deux types de ventouses :

- Ventouse simple : est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement
- Ventouses automatique : sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

**Remarque :** Dans notre cas les ventouses à double orifice sont placées au point haut des conduites et après la vanne de sectionnement.

**VII.3.4 By-pass**

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service

**Remarque :** Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement.

### VII.3.5 Crépines

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

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

**Remarque :** Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

### VII.3.6 Joints de raccordement

Les tuyaux sont assemblés par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides.

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.

### VII.3.7 Organes de mesure

#### VII.3.7.1 Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

Ces débitmètres de type manométrique sont les plus utilisés pour la mesure des débits de fluide. Ils exploitent la loi de Bernoulli qui indique la relation existant entre le débit et la perte de charge résultante d'un changement de section de la conduite. En partant de la relation  $Q=S \times V$  et en supposant une masse volumique constante (fluide incompressible), nous pouvons écrire l'équation de continuité  $S_1 \times V_1 = S_2 \times V_2$ .

#### VII.3.7.2 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 usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

➤ **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 sur chauffage.

### **VII.3.8 Organes de raccordement**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage
- Le changement de diamètre de la conduite
- Le montage et le démontage des accessoires
- Le changement de direction de la conduite

#### **VII.3.8.1 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').

#### **VII.3.8.2 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.

#### **VII.3.8.3 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.

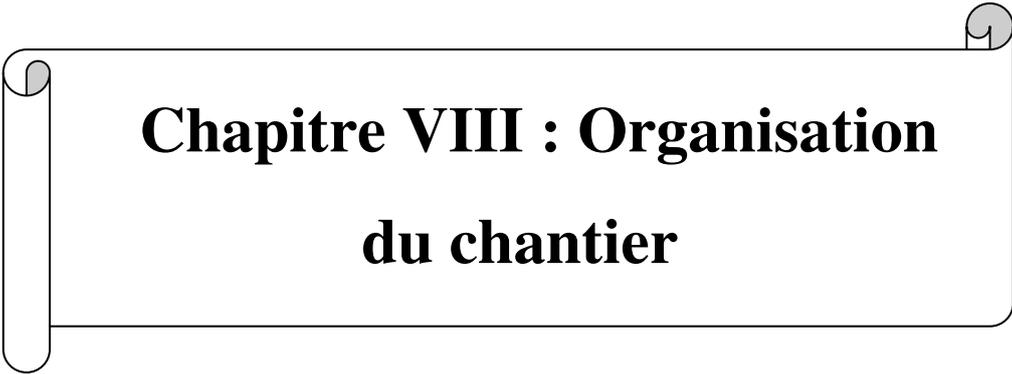
#### **VII.3.8.4 Les manchons**

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, nous rencontrons les 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, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires.

**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 cités dans ce chapitre doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par le personnels adéquat dans ce domaine.



**Chapitre VIII : Organisation  
du chantier**

## Chapitre VIII Organisation de chantier

### Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer la mise en œuvre des moyens nécessaires pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions en respectant les délais les plus brefs.

### VIII.1 Différents travaux à entreprendre

#### VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées** : C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.
- **Construction des regards** : Les regards constituent l'abri de certains accessoires du réseau comme les vannes, ils sont conçus en béton armé.
- **Pose du lit de sable** : Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.
- **Pose des conduites** : Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.
- **Epreuve de joint de la canalisation** : Les épreuves de pression des conduites et des joints sont destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesurer de l'avancement des travaux, pour plus de sécurité ces épreuves se font avant le remblaiement.
- **Remblayage des tranchées** : C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.
- **Nivellement et compactage** : Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite et la remise en état des lieux s'il s'agit des travaux en urbain, ou traversée de route.

#### VIII.1.2 Travaux concernant les stations de pompage

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

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

### VIII.1.3 Travaux concernant les réservoirs

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des réservoirs sont :

- Décapage de la terre végétale, terrassement en grande masse (selon la topographie), et excavation pour l'ancrage du réservoir.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton armé du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre.
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.
- Les différentes étanchéités (pax aluminium pour la coupole, Flinckotte pour le soubassement etc.), et peinture extérieure....

## VIII.2 Calcul des volumes des travaux

### VIII.2.1 Calcul des volumes des travaux de l'adduction

#### a) Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers. Le volume de déblai est calculé par la relation suivante :

$$V_d = B \times H \times L \dots\dots\dots(\text{VIII-1})$$

Avec :

- $V_d$  : volume de déblai d'excavation

- B : largeur de la tranchée,  $B = D + 0.6$
- D : diamètre de la conduite
- H : hauteur de la tranchée,  $H=1.5m$
- L : longueur totale de tranchée

**Tableau VIII-1** :Calcul du volume des déblais.

Tronçon	L (m)	D (mm)	B (m)	H (m)	V <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> )
SP1-SP2	873	300	0.9	1.5	1178.55
SP2-SP3	2781	300	0.9	1.5	3754.35
SP3-SP4	5060	300	0.9	1.5	6831
SP4-RT	1946	300	0.9	1.5	2627.1
RT-R <sub>ait-ikhlef</sub>	7269	315	0.92	1.5	10031.22
<b>Total</b>					<b>24422</b>

**b) Lit de sable**

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

Le volume de lit de sable est calculé par la relation suivante :

$$V_{Ls} = B \times h \times L \dots \dots \dots (\text{VIII-2})$$

Avec :

- V<sub>Ls</sub>:volume du lit de sable .
- B : Largeur de la tranchée.
- h : épaisseur du lit de sable,  $h = 15 \text{ cm}$ .
- L : longueur de la tranchée.

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII-2.

**Tableau VIII-2** :Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	L (m)	B (m)	h (m)	V <sub>Ls</sub> (m <sup>3</sup> )
SP1-SP2	873	0.9	0.15	117.85
SP2-SP3	2781	0.9	0.15	375.44
SP3-SP4	5060	0.9	0.15	683.1
SP4-RT	1946	0.9	0.15	262.71
RT-R <sub>ait-ikhlef</sub>	7269	0.92	0.15	1003.1
<b>Total</b>				<b>2442</b>

## c) Remblais compacté

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

$$V_r = V_d - V_{l.s} - V_c \dots\dots\dots(\text{VIII-3})$$

Avec :

- $V_r$  : volume du remblai compacté
- $V_d$  : volume du déblai
- $V_{l.s}$  : volume du lit du sable
- $V_c$  : volume de la conduite,  $V_c = L \times \frac{\pi \times D^2}{4}$
- $L$  : longueur de la tranchée
- $D$  : diamètre de la conduite

Les résultats de calcul du volume du remblai compacté figurent dans le tableau VIII-3

**Tableau VIII-3** : Calcul du volume du remblai compacté

Tronçon	L (m)	D (mm)	$V_c$ (m <sup>3</sup> )	$V_d$ (m <sup>3</sup> )	$V_{l.s}$ (m <sup>3</sup> )	$V_r$ (m <sup>3</sup> )
SP1-SP2	873	300	61.7	1178.55	117.85	999
SP2-SP3	2781	300	196.58	3754.35	375.44	3182.33
SP3-SP4	5060	300	357.67	6831	683.1	5790.23
SP4-RT	1946	300	137.55	2627.1	262.71	2226.84
RT-Rait-ikhlef	7269	315	566.48	10031.22	1003.1	8461.64
					<b>Total</b>	<b>20660</b>

### VIII.2.2 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Nous avons dans notre projet nous avons quatre stations de pompage ayant les mêmes dimensions telles que :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : 18\*5 m<sup>2</sup>.
- La profondeur des fouilles h : h=1,2m.
- Les semelles sont de forme carré de coté L=1,2m et de hauteur h = 0,30m.
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté 0,30m et de hauteur h =0,9m.
- Les poteaux sont de forme carré de coté L = 0,30m et de hauteur totale h = 5.5m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 15cm.

- Les longrines inférieures et les semelles sont posées sur un béton de propreté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de  $h = 0,45$  m et une épaisseur de 0,30 m.
- Le nombre de poteaux total est de 12.
- Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 10 semelles et 10 fouilles.

**a) Calcul du volume de décapage :**

Le type du bâtiment de la station de pompage étant en surface, le volume des déblais est égal au volume de terrassement et au volume des fouilles.

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 20 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$V_d = V_p + V_f \dots\dots\dots(\text{VIII-4})$$

$V_p$  : volume des terres excavées de la plateforme,  $V_p = 22 \times 9 \times 0.2 \Rightarrow V_p = 39.6 \text{ m}^3$ .

$V_f$  : volume des terres excavées des fouilles,  $V_f = 10 \times (1.5 \times 1.5 \times 1.2) \Rightarrow V_f = 27 \text{ m}^3$ .

Le volume total de décapage est estimé à **66.6 m<sup>3</sup>**.

**NB :** Nous avons quatre stations de pompage, donc le volume total de déblai est  **$V_d = 266.4 \text{ m}^3$**

**b) Calcul du volume du béton de propreté**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de  $10 \times (1.5 \times 1.5 \times 0.15)$ , soit **3.37 m<sup>3</sup>**.

Le volume du béton de propreté sous les longrines inférieures est de

$2 \times (18 \times 0.3 \times 0.15) + 5 \times (4.4 \times 0.3 \times 0.15)$  soit **2.61 m<sup>3</sup>**.

Le volume total du béton de propreté est de **5.98 m<sup>3</sup>**

**NB :** Nous avons quatre stations de pompage, donc le volume total du béton de propreté est :

**$V_{bp} = 23.92 \text{ m}^3$**

**c) Volume du béton armé**

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-4** : Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	N	Volume (m <sup>3</sup> )
semelles	1.2	1.2	0.3	10	4.32
avants poteaux	0.3	0.3	0.9	10	0.81
ceintures inf. long.	18	0.3	0.45	2	4.86
ceintures inf. larg.	4.4	0.3	0.45	5	2.97
chape inférieure	18	5	0.15	1	13.5
poteaux	0.3	0.3	5.5	10	4.95
ceintures sup. long.	18	0.3	0.45	2	4.86
ceintures sup. larg.	4.4	0.3	0.45	5	2.97
dalle supérieure	18	5	0.15	1	13.5
				<b>Total</b>	<b>52.74</b>

Le volume total du béton armé sera donc de **52.74m<sup>3</sup>**.

**NB** : Nous avons quatre stations de pompage, donc le volume total du béton armé est :**211m<sup>3</sup>**

#### **d) Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume des remblais est égal au volume du remblai des fouilles et celui des casiers au-dessous la dalle inférieure.

Le volume du remblai compacté de la fouille égale a le volume initial de la fouille moins les volumes de béton de propreté et de la semelle

- Le nombre de fouilles étant de 10 le volume total de remblais compacté des fouilles est de **18.6m<sup>3</sup>**.
- Le volume du remblai des quatre casiers est de **43.56m<sup>3</sup>**

Donc le volume total de remblai compacté est : **V<sub>rc</sub>=62.16m<sup>3</sup>**

**NB** : Nous avons quatre stations de pompage, donc le volume total du béton armé est :**249m<sup>3</sup>**

#### **e) Calcul du volume de la maçonnerie**

Pour la station de pompage les murs extérieurs seront construits en double par des briques de dimensions 30×20×10

La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des poteaux, portes et fenêtres. Donc la surface de maçonnerie est : 206.38m<sup>2</sup>.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m<sup>2</sup> (0,30×0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 3440 briques, et puisque les murs seront construits avec double murette. Donc le nombre exact est de 6880 briques. Le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 7200 briques.

**NB :** Nous avons quatre stations de pompage, donc le nombre total des briques est :

**28800 brique**

**Tableau VIII-5 :** Volumes des travaux des quatre stations de pompage.

N	Destination	Unité	Quantité
1	Décapage	m <sup>3</sup>	267
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	24
3	Béton armé	m <sup>3</sup>	211
4	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	249
5	Maçonnerie	u	28800

### VIII.2.3 Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de six, dont un réservoir de stockage de capacité 1800 m<sup>3</sup> et un réservoir tampon de 200 m<sup>3</sup> et quatre bâches d'aspiration dont trois de capacité 80 m<sup>3</sup> et l'autre de 1200 m<sup>3</sup>.

Il est recommandé de prendre :

- La profondeur d'excavation est de 2 m
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre)
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0.3m
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0.15m
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0.2m
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0.25m
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0.5×0.4m<sup>2</sup>
- L'épaisseur de la coupole est de 0.1m
- L'acrotère à 0.4m de hauteur et 0.1m d'épaisseur

#### a) Volume des déblais

Le volume total des déblais est estimé par la relation suivante :

$$V_d = \frac{\pi \times D_{exc}}{4} \times h \dots\dots\dots(\text{VIII-5})$$

Avec :

$D_{exc}$  : Diamètre d'excavation,  $D_{exc} = D_{ext} + 2$ .

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du radier du réservoir,  $D_{ext} = D_{int} + (2 \times 0.25)$ .

$D_{int}$  : Diamètre intérieur du réservoir.

$h$  : profondeur d'excavation,  $h = 2$  m.

**Tableau VIII-6** : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.

Réservoir	$D_{int}$ (m)	$D_{ext}$ (m)	$D_{exc}$ (m)	$V_d$ (m <sup>3</sup> )
SP1	18	18.5	20.5	660
SP2	5	5.5	7.5	88
SP3	5	5.5	7.5	88
SP4	5	5.5	7.5	88
R-Tampon	8	8.5	10.5	173
R-aitikhlef	22	22.5	24.5	943
			<b>Total</b>	<b>2040</b>

**b) Calcul du volume du tout venant**

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \times e_{tv} \dots \dots \dots \text{(VIII-6)}$$

Avec :

$V_{tv}$  : volume du tout-venant

$D_{exc}$  : Diamètre d'excavation

$e_{tv}$  : épaisseur de la couche du tout-venant,  $e_{tv} = 0.3$  m

**Tableau VIII-7** : Calcul des volumes de tout venant pour les réservoirs

Réservoir	$D_{exc}$ (m)	$V_{tv}$ (m <sup>3</sup> )
SP1	20.5	99
SP2	7.5	14
SP3	7.5	14
SP4	7.5	14
R-Tampon	10.5	26
R-aitikhlef	24.5	141
<b>Total</b>		<b>308</b>

**c) Calcul du volume de béton de propreté**

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,5 m des parois extérieures du réservoir.  
Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi \times D_{bp}}{4} \times e_{bp} \dots\dots\dots(\text{VIII-7})$$

Avec :

$V_{bp}$  : volume du béton de propreté

$D_{bp}$  : diamètre de la couche du béton de propreté  $D_{bp} = D_{ext} + 1$

$e_{bp}$  : épaisseur de la couche du béton de propreté , $e_{bp} = 0,15$  m

**Tableau VIII-8** :Calcul des volumes du béton de propreté pour les réservoirs

Réservoir	$D_{ext}$ (m)	$D_{bp}$ (m)	$V_{bp}$ ( $m^3$ )
SP1	18.5	19.5	45
SP2	5.5	6.5	5
SP3	5.5	6.5	5
SP4	5.5	6.5	5
R-Tampon	8.5	9.5	11
R-aitikhlef	22.5	23.5	65
		<b>Total</b>	<b>136</b>

**d) Calcul du volume du béton armé**

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs
- Voiles des réservoirs
- Ceintures supérieures des réservoirs
- Coupoles des réservoirs

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \times H \dots\dots\dots(\text{VIII-8})$$

Avec :

$D_{ext}$  : diamètre extérieur de l'élément du réservoir

$D_{int}$  : diamètre intérieur de l'élément du réservoir

$H$  : hauteur de l'élément du réservoir

**Tableau VIII-9** : Calcul des volumes du béton armé des réservoirs

Réservoir	Elément	D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	H (m)	V <sub>ba</sub> (m <sup>3</sup> )
SP1	Radier	18.5	-	0.2	54
	Voile	18.5	18	5.2	74.5
	Ceinture sup	18.7	17.9	0.5	11.5
	Acrotère	18.7	18.5	0.4	2.34
SP2	Radier	5.5	-	0.2	4.75
	Voile	5.5	5	4.5	18.5
	Ceinture sup	5.7	4.9	0.5	3.33
	Acrotère	5.7	5.5	0.4	0.7
SP3	Radier	5.5	-	0.2	4.75
	Voile	5.5	5	4.5	18.5
	Ceinture sup	5.7	4.9	0.5	3.33
	Acrotère	5.7	5.5	0.4	0.7
SP4	Radier	5.5	-	0.2	4.75
	Voile	5.5	5	4.5	18.5
	Ceinture sup	5.7	4.9	0.5	3.33
	Acrotère	5.7	5.5	0.4	0.7
R-Tampon	Radier	8.5	-	0.2	11.35
	Voile	8.5	8	4.5	29.2
	Ceinture sup	8.7	7.9	0.5	5.22
	Acrotère	8.7	8.5	0.4	1
R-aitikhlef	Radier	22.5	-	0.2	79.5
	Voile	22.5	22	5.3	92.6
	Ceinture sup	22.7	21.9	0.5	14
	Acrotère	22.7	22.5	0.4	2.9
				<b>Total</b>	<b>460</b>

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D_{ext}}{2}\right)^2}{2f} \dots\dots\dots(\text{VIII-9})$$

Avec :

R : rayon de la coupole

D<sub>ext</sub> : diamètre du réservoir

f : flèche de la coupole, f = 1,5 m

Le volume de la coupole est :

$$V_c = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c \dots\dots\dots(\text{VIII-10})$$

Avec :

$V_c$ : volume du béton armé de la coupole

$e_c$  : épaisseur de la coupole,  $e_c = 0,1$  m.

**Tableau VIII-10** :Calcul du volume du béton armé pour les coupoles

Réservoir	$D_{ext}$ (m)	R (m)	$V_c$ ( $m^3$ )
SP1	18.5	29.27	27.6
SP2	5.5	3.27	3.1
SP3	5.5	3.27	3.1
SP4	5.5	3.27	3.1
R-Tampon	8.5	6.77	6.38
R-aitikhlef	22.5	42.94	40.5
		<b>Total</b>	<b>83.78</b>

Le volume total du béton armé du réservoir est :

$$V_{ba}=460+83.78=543.78m^3, \text{ soit } V_{ba}=544m^3$$

**e) Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation. Le volume du remblai compacté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{rc} = \frac{\pi \times (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} \times h \dots\dots\dots(\text{VIII-11})$$

Avec :

$V_r$  : Volume du remblai compacté

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du radier du réservoir

$D_{exc}$ : Diamètre d'excavation

$h$  : profondeur d'excavation,  $h = 2$  m.

**Tableau VIII-11 : Calcul du volume du remblai compacté**

Réservoir	D <sub>exc</sub> (m)	D <sub>ext</sub> (m)	V <sub>rc</sub> (m <sup>3</sup> )
SP1	20.5	18.5	122.5
SP2	7.5	5.5	40.85
SP3	7.5	5.5	40.85
SP4	7.5	5.5	40.85
R-Tampon	10.5	8.5	59.69
R-aitikhlef	24.5	22.5	147.66
<b>Total</b>			<b>452.4</b>

**Tableau VIII-12 : Volumes des travaux des six réservoirs**

N	Destination	Unité	Quantité
1	Décapage	m <sup>3</sup>	2040
2	Tout-venant	m <sup>3</sup>	136
3	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	136
4	Béton armé	m <sup>3</sup>	544
5	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	453

### VIII.3 Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction et des différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VIII-13 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de la conduite d'adduction**

N	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	24422	500	12 211 000.00
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	2442	800	1 953 600.00
3	La conduite $\phi$ 300 en fonte	ml	10560	10552.90	111 438.00
4	La conduite $\phi$ 315 en PEHD	ml	7269	11309.08	82 205 702.00
5	grillage avertisseur	ml	17829	180	3 209 220.00
6	Remblai	m <sup>3</sup>	20660	400	8 264 000.00
<b>Total</b>					<b>107 954 960.00</b>

**Tableau VIII-14** :Devis quantitatif et estimatif des travaux des quatre stations de pompage

N	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	267	500.00	133 500.00
2	Béton de propreté (150 Kg/m <sup>3</sup> )	m <sup>3</sup>	24	8 000.00	192 000.00
3	Béton armé (350 Kg/m <sup>3</sup> )	m <sup>3</sup>	211	35 000.00	7 385 000.00
4	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	249	400.00	99 600.00
5	Maçonnerie	u	28800	60.00	1 728 000.00
				<b>Total</b>	<b>9 538 100.00</b>

**Tableau VIII-15** :Devis quantitatif et estimatif des travaux des réservoirs

N	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	2040	500.00	1 020 000.00
2	Tout-venant	m <sup>3</sup>	136	600.00	81 600.00
3	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	136	8 000.00	1 088 000.00
4	Béton armé	m <sup>3</sup>	544	3 500.00	19 040 000.00
5	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	453	400.00	181 200.00
				<b>Total</b>	<b>20 492 800.00</b>

On note le coût de l'ensemble des travaux dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-16** :Bilan des coûts total

N	Désignation	Montant total, HT (DA)	Montant TVA 19%(DA)	Montant total, TTC (DA)
1	Adduction	107 954 960.00	20511442.00	128 466 402.00
2	Stations de pompage	9 538 100.00	1812239.00	11 350 339.00
3	Réservoirs	20 492 800.00	3893632.00	24 386 432.00
		<b>Total</b>		<b>164 203 173.00</b>

**Conclusion** : Le coût total du projet est estimé à : **164203173.00 DA**

### VIII.4 Planification des travaux

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

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

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

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

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

#### VIII.4.1 Définition des tâches et leurs durées

On admet que la réalisation des stations de pompage et les réservoirs va se faire en parallèle.

Puisque les quatre bâtiments des stations de pompage sont identiques et les six réservoirs ont approximativement les mêmes tâches de travaux, on impose les mêmes durées de réalisation pour les différentes tâches des stations et réservoirs.

##### a. La réalisation de la conduite d'adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-17 :** temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Exécution des tranchées « tranche 1 »	5
B	Exécution des tranchées « tranche 2 »	13
C	Exécution des tranchées « tranche 3 »	25
D	Exécution des tranchées « tranche 4 »	10
E	Exécution des tranchées « tranche 5 »	37
F	Pose du lit de sable« tranche 1 »	2
G	Pose du lit de sable« tranche 2 »	4
H	Pose du lit de sable« tranche3 »	6
I	Pose du lit de sable« tranche4 »	3

J	Pose du lit de sable « tranche 5 »	9
K	Pose de la canalisation « tranche 1 »	4
L	Pose de la canalisation « tranche 2 »	8
M	Pose de la canalisation « tranche 3 »	15
N	Pose de la canalisation « tranche 4 »	7
O	Pose de la canalisation « tranche 5 »	18
P	Remblayage des tranchées « tranche 1 »	2
Q	Remblayage des tranchées « tranche 2 »	4
R	Remblayage des tranchées « tranche 3 »	6
S	Remblayage des tranchées « tranche 4 »	3
T	Remblayage des tranchées « tranche 5 »	9

### b. La réalisation de la station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-18 :** Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jour)
U	Décapage	2
V	Excavation	2
W	Coulage du béton de propreté	2
X	Coulage du béton pour les semelles	3
Y	Coulage du béton pour les demi-poteaux	5
Z	Remblayage et compactage des fouilles	3
Aa	Construction des murés	7
Ab	Coulage béton longrines inférieures	15
Ac	Remblayage et compactage des casiers	6
Ad	Coulage de la chape inférieure	2
Ae	Coulage béton poteaux de la salle de machines	5
Af	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle	45
Ag	Maçonnerie et finition générale	60
Ah	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

### c. La réalisation des réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-19** : Temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
Ai	Excavation	6
Aj	Pose du tout venant	2
Ak	Coulage du béton de propreté.	1
Al	Coulage du béton armé du radier	60
Am	Coulage béton armé du voile du réservoir	60
An	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure	25
Ao	Coulage du béton armé de la coupole	60
Ap	Remblayage et compactage.	2
Aq	Maçonnerie et finition générale.	30
Ar	Evacuation des débris et nettoyage	2

#### VIII.4.2 La planification des tâches par la méthode du réseau

##### ➤ Détermination du chemin critique

Le chemin critique, est un chemin qui donne la durée totale du projet, reliant les opérations possédant la marge totale nulle ( $MT=0$ ), ainsi la somme de  $TR = DTP$ .

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

- TR : temps de réalisation.
- DCP : date de commencement au plus tôt.
- DCPP : date de commencement au plus tard.
- DFP : date de finition au plus tôt
- DFPP : date de finition au plus tard.
- MT : marge totale.

Avec :

- $DFP = DCP + TR$
- $DCPP = DFPP - TR$

a) La réalisation de la conduite d'adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent, pour chaque opération de réalisation de la conduite d'adduction dans le tableau suivant :

Tableau VIII-20 :Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération d'adduction

Opérations	Précède	Succède	Opérations	Précède	succède
A	-	B-F	K	F	L-P
B	A	C-G	L	G-K	M-Q
C	B	D-H	M	H-L	N-R
D	C	E-I	N	I-M	O-S
E	D	J	O	J-N	T
F	A	G-K	P	K	Q
G	B-F	H-L	Q	L-P	R
H	C-G	I-M	R	M-Q	S
I	D-H	J-N	S	N-R	T
J	E-I	O	T	O-S	-

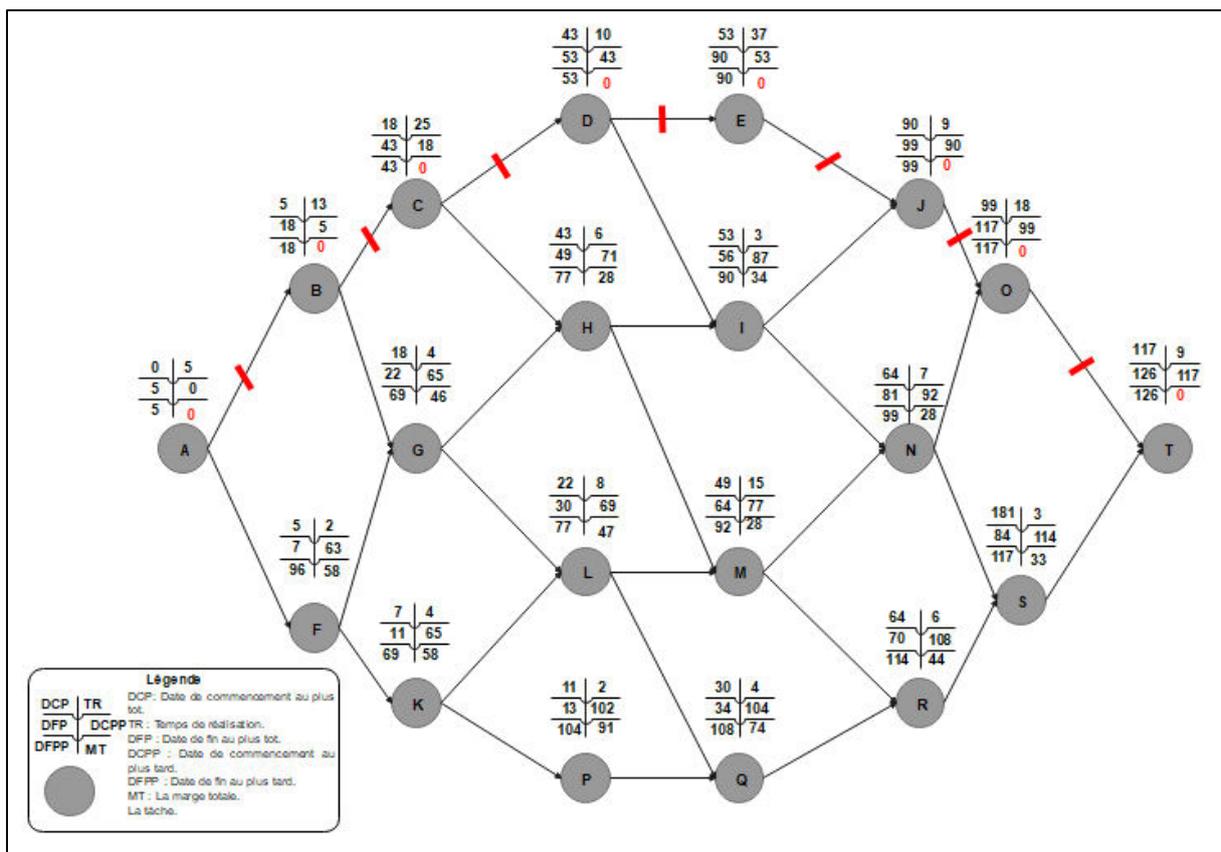


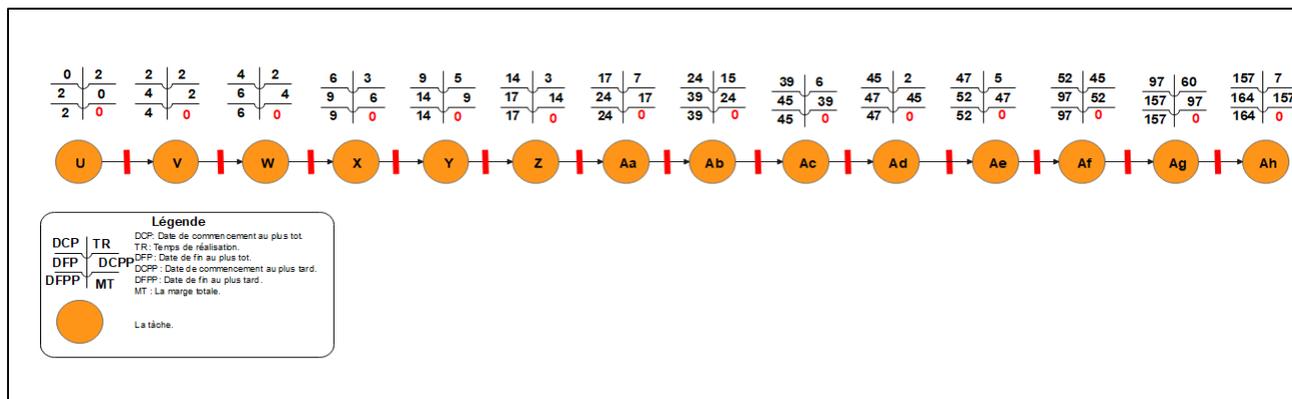
Figure VIII-1 :Le réseau à nœud de la conduite d'adduction

**b) La réalisation de la station de pompage**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent, pour chaque opération de réalisation de la station de pompage dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-21 :** Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération de la station de pompage

Opérations	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
U	-	V	Ab	Aa	Ac
V	U	W	Ac	Ab	Ad
W	V	X	Ad	Ac	Ae
X	W	Y	Ae	Ad	Af
Y	X	Z	Af	Ae	Ag
Z	Y	Aa	Ag	Af	Ah
Aa	Z	Ab	Ah	Ag	-



**Figure VIII-2 :** Le réseau à nœud de la station de pompage

**c) La réalisation des réservoirs**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent, pour chaque opération de réalisation d'un réservoir dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-22 :** Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération de réservoir

opérations	précède	succède	opérations	précède	Succède
Ai	-	Aj	An	Am	Ao
Aj	Ai	Ak	Ao	An	Ap
Ak	Aj	Al	Ap	Ao	Aq
Al	Ak	Am	Aq	Ap	Ar
Am	Al	An	Ar	Aq	-

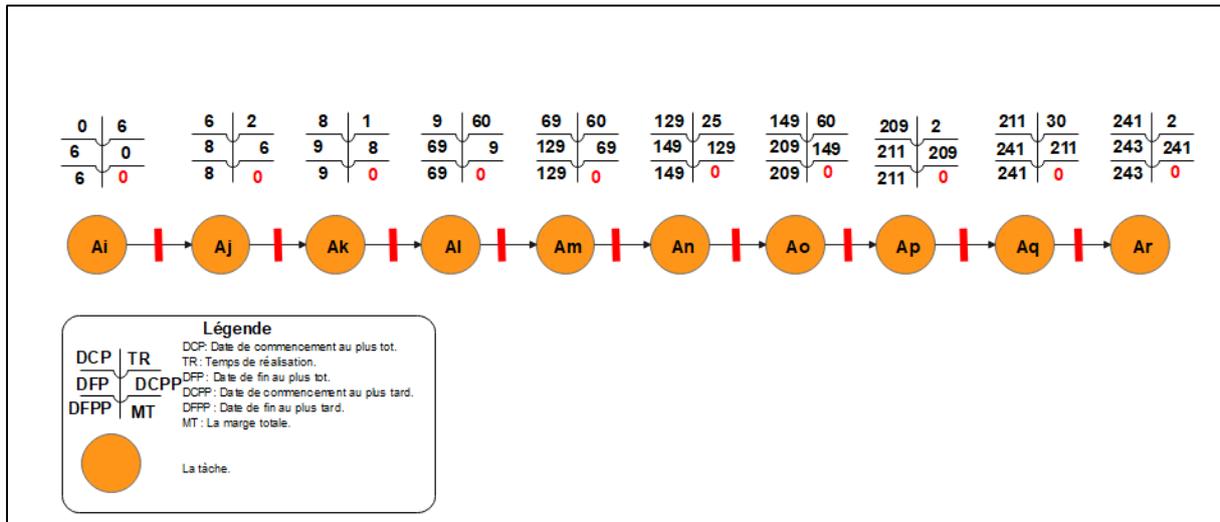


Figure VIII-3 :Le réseau à nœud des réservoirs

Les délais d'exécution de projet sont :

- La conduite d'adduction : 126 jours, soit environ 4 mois.
- Les stations de pompage : 164 jours, soit environ 6 mois.
- Les réservoirs : 243 jours, soit environ 8 mois.

### VIII.5 Choix des engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique
- Un bulldozer
- Un chargeur
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées

**Conclusion**

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage, réservoirs et de la conduite d'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établi une estimation du coût approximatif pour l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.



## **Conclusion générale**

## **Conclusion générale**

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la commune Bouzguène de la Wilaya de Tizi Ouzou.

La première étape du travail était la collecte des données sur les caractéristiques de la zone d'étude, avec une estimation de ses besoins à long terme afin de combler le déficit.

La deuxième étape consiste à dimensionner l'adduction mixte, ainsi que le choix du nombre et type de pompe utilisé pour les tronçons de refoulement, aussi bien l'étude des réservoirs de relie et de réception.

On a donné une priorité surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant dans les réservoirs de distribution, qui assure non seulement l'aspect technique mais aussi l'aspect de sécurité contre l'effet de régime transitoire (coup de bélier).

Et pour assurer un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires, Comme il est nécessaire que les exploitants de projet accordent une importante à la maintenance des équipements du projet afin d'assurer la longévité du projet.

## Références bibliographique

[1] : Données de la subdivision de l'hydraulique.

[2] **A. Dupont** : Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977

[3] **B.SALAH** : « Cours d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 2014.

[4] **M. CARLIER** :« Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles.

[5] **ERIC DROUART** et **MICHEL VOUILLAMOZ** : « ALIMENTATION EN EAU DES POPULATIONS MENACEES»,édition Hermann 1999

[6] **A. LENCASTRE** : « HYDRAULIQUE GENERALE», édition Eyrolles, Paris 1983.

### Catalogue

[7] : caprari pupp tutor 2.0

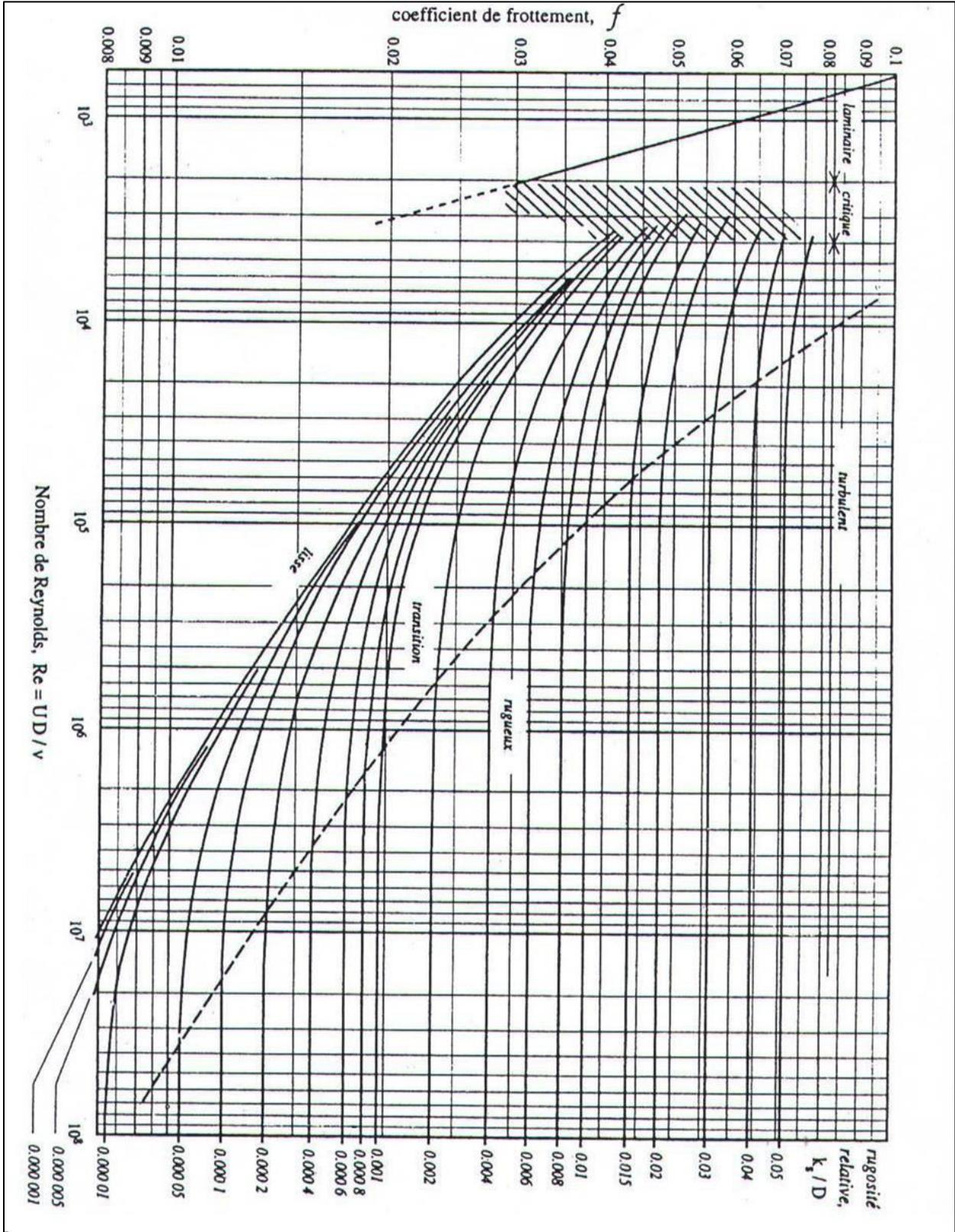
### Mémoires de fin d'étude

[8] : **M.BERBARA**: «RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE BLIDA A PARTIR DU COMPLEXE OUEST D'ALGER (SP3) » ENSH2012

**Annexe 1 : variation de la consommation horaire**

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	<b>0.75</b>
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	<b>0.75</b>
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	<b>01</b>
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	<b>01</b>
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	<b>03</b>
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	<b>5.5</b>
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	<b>5.5</b>
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	<b>5.5</b>
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	<b>3.5</b>
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	<b>3.5</b>
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	<b>06</b>
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	<b>8.5</b>
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	<b>8.5</b>
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	<b>06</b>
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	<b>05</b>
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	<b>05</b>
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	<b>3.5</b>
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	<b>3.5</b>
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	<b>06</b>
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	<b>06</b>
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	<b>06</b>
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	<b>03</b>
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	<b>02</b>
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	<b>01</b>
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	<b>100%</b>

Annexe 2 : diagramme de MOODY



**Annexe 3 : Liste des prix des tuyaux en fonte ductile.**

Code	Désignation article	Unité	Prix d'un ml (DZD)
Mt37tfd010aa	Tube en fonte ductile Ø 60	ml	2 255,78
Mt37tfd010ba	Tube en fonte ductile Ø 80	ml	2 675,98
Mt37tfd010ca	Tube en fonte ductile Ø 100	ml	3 290,06
Mt37tfd010da	Tube en fonte ductile Ø 125	ml	4 021,47
Mt37tfd010ea	Tube en fonte ductile Ø 150	ml	4 658,50
Mt37tfd010fa	Tube en fonte ductile Ø 200	ml	6 360,18
Mt37tfd010ga	Tube en fonte ductile Ø 250	ml	8 080,31
Mt37tfd010ha	Tube en fonte ductile Ø 300	ml	10 552,90
Mt37tfd010ia	Tube en fonte ductile Ø 350	ml	13 534,75
Mt37tfd010ja	Tube en fonte ductile Ø 400	ml	15 937,51
Mt37tfd010ka	Tube en fonte ductile Ø 450	ml	18 684,54
Mt37tfd010la	Tube en fonte ductile Ø 500	ml	21 430,00
Mt37tfd010ma	Tube en fonte ductile Ø 600	ml	28 694,04
Mt37tfd010na	Tube en fonte ductile Ø 700	ml	33 777,38
Mt37tfd010oa	Tube en fonte ductile Ø 800	ml	37 719,09
Mt37tfd010pa	Tube en fonte ductile Ø 900	ml	41 664,35
Mt37tfd010qa	Tube en fonte ductile Ø 1000	ml	45 609,62
Mt37tfd010ra	Tube en fonte ductile Ø 1100	ml	49 554,18
Mt37tfd010sa	Tube en fonte ductile Ø 1200	ml	53 499,86

Source : Générateur de Prix. Espaces urbains. Algérie

**Annexe 4 : Liste des prix des tuyaux PEHD PN16.**

Code	Désignation Article	Unité	Prix HT	Prix TTC
11 004 0201	Tube PEHD Ø 20 PN 16 EP 2.3 mm	ml	29.61	35.24
11 004 0251	Tube PEHD Ø 25 PN 16 EP 3.0 mm	ml	48.03	57.16
11 004 0321	Tube PEHD Ø 32 PN 16 EP 3.6 mm	ml	75.47	89.81
110040401	Tube PEHD Ø 40 PN 16 EP 4.5 mm	ml	116.64	138.80
110040501	Tube PEHD Ø 50 PN 16 EP 5.6 mm	ml	180.68	215.01
11 0040631	Tube PEHD Ø 63 PN 16 EP 7.1 mm	ml	288.17	342.92
110040751	Tube PEHD Ø 75 PN 16 EP 8.4 mm	ml	404.81	481.72
11 0080901	Tube PEHD Ø 90 PN 16 EP 8.2 mm	ml	488.62	581.46
110081101	Tube PEHD Ø 110 PN 16 EP 10.0 mm	ml	721.62	858.73
11 0081251	Tube PEHD Ø 125 PN 16 EP 11.4 mm	ml	934.26	1111.77
11008 1601	Tube PEHD Ø 160 PN 16 EP 14.6 mm	ml	1526.93	1817.05
11 0082001	Tube PEHD Ø 200 PN 16 EP 18.2 mm	ml	2397.85	2853.44
110082501	Tube PEHD Ø 250 PN 16 EP 22.7 mm	ml	3709.88	4414.76
11 0083151	Tube PEHD Ø 315 PN 16 EP 28.6 mm	ml	5881.51	6997.00
110084001	Tube PEHD Ø 400 PN 16 EP 36.3 mm	ml	9500.91	11306.08
11 0085001	Tube PEHD Ø 500 PN 16 EP 45.4 mm	ml	14816.89	17632.10
110086301	Tube PEHD Ø 630 PN 16 EP 57.2 mm	ml	22513.76	26791.37

Source : service commercial CHIALLI

Annexe 5 : Abaque de Vibert.

