

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude d'adduction a partir du barrage de Guenitra vers la commune de Beni Oualbane (w. Skikda).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0021-13

APA Citation ( APA توثيق ):

**Benhamidcha, Esma (2013). Etude d'adduction a partir du barrage de Guenitra vers la commune de Beni Oualbane (w. Skikda)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

**THEME :**

**ETUDE D'ADDUCTION A PARTIR DU BARRAGE DE  
GUENITRA VERS LA COMMUNE DE BENI OUALBANE  
(W.SKIKDA)**

**Présenté par :**

**M<sup>elle</sup> BENHAMIDCHA ESMA**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup>O.KHODJET-KESBA</b>	<b>M C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup>Y.DERNOUNI</b>	<b>MA.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> L. TAFAT</b>	<b>MA.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup>R. KERID</b>	<b>MA.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M. BELALI</b>	<b>MA.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> A.ZEROUAL</b>	<b>MA.A</b>	<b>Promoteur</b>

Septembre - 2013

# Remerciements

*Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.*

*J'adresser mes remerciements, et j'exprime mes reconnaissances à mon promoteur Mr Zeroual Ayoub, pour ces conseils déterminants et l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail*

*Toute la gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

**ESMA**

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de  
longues années d'études, en premier lieu à :*

*Ma très chère mère Razika à qui je dois beaucoup pour ces  
sacrifices, son amour, son aide et son soutien.*

*Mon père Rabah qui m'a soutenu et a su me donner le courage  
à chaque instant.*

*A mes très chères sœurs Yousra, merieme et sara*

*A mes frères M. Amine, Zakaria, Abderraouf et le petit  
Wassim*

*A ma chère cousine Amani*

*A mes Amies : Daouia, mimi, Embarka, Ghania et tout le  
groupe AEP*

*A tous mes ami (es) de l'école.*

## ملخص

إن منطقة بني ولبان المتواجدة بولاية سكيكدة ،تعرف حاليا مشكلا كبيرا في نقص التزويد بالمياه الصالحة للشرب ، ولهذا فإن الهدف من دراستنا هذه يتمثل في تلبية حاجيات السكان بالمياه عن طريق قناة التزويد بداية من محطة معالجة المياه نحو المنطقة السكانية .ولذلك قمنا بتجميع كل المعلومات الخاصة بالمنطقة لتحديد الاحتياجات المائية . قمنا بتحديد أبعاد منشآت التخزين لسد العجز على مستوى الخزانات الموجودة. كما قمنا بحساب مفصل (الأقطار، الضغط وحماية القنوات).

أخيرا درسنا تنظيم الورشة الانجاز مع إقامة شبكة القنوات.

## Résumé

L'agglomération de Beni Oulbane reconnaît actuellement un problème cruel en matière d'alimentation d'eau potable. De ce fait, l'objectif de la présente étude consiste à satisfaire notre agglomération au point de vue besoin en eau potable au moyen d'une adduction en charge à partir d'une station de traitement vers notre agglomération. Pour cela nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone pour déterminer les besoins en eau de la ville. Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler le déficit des réservoirs existants. Un calcul détaillé (diamètres, pression ; et protection des conduites) a été fait. Enfin une organisation de chantier a été traitée avec pose de canalisation.

## Abstract:

The Beni Oulbane city currently recognizes a cruel problem in terms of drinking water supply. Therefore, the objective of this study is to satisfy our agglomeration perspective needs for drinking water supply by means of the transmission lines between a drinking water treatment and our city. For that, we gathered all information relating to the zone of study for the determination of the requirements out of water. A dimensioning of the works of storage was worked out to make up the deficit of the existing tanks. A detailed calculation (diameters, pressure; and protection of the conduits) was made. Finally, an organization of building site was treated with pipe-laying.

# SOMMAIRE

Introduction générale .....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
I.1 Situation géographique .....	2
I.2 Données naturelles du site.....	3
I.2.1 Situation topographique .....	3
I.2.2 Hydrographie .....	3
I.2.3 Géologie .....	3
I.2.4 Situation Climatique .....	3
I.2.4.1 Pluviométrie .....	4
I.2.4.2 Températures.....	5
I.2.4.3 Humidité.....	6
I.2.5 Séismicité .....	6
I.3 Situation démographique .....	6
I.4 Catégories de consommations.....	7
I.4.2 Secteur des collectivités .....	8
I.5 Situation hydraulique .....	8
I.5.1 Alimentation en eau potable.....	8
I.5.2 Barrage de Guenitra .....	9
I.5.2.1 Situation géographique.....	9
I.5.2.2 Station de traitement .....	10
Conclusion.....	11
Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable	
II. Introduction .....	12
II.1 Evolution de la population.....	12
II.2 Evaluation des débits .....	13
II.2.1 Généralité .....	13
II.2.2 Choix de la dotation .....	13
II.2.3 Catégories des besoins .....	14
II.3 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040.....	14
II.3.1 Besoins en eau par catégorie.....	14
II.4. Récapitulation des besoins en eaux de la ville.....	17
Tableau II .8 Récapitulation des besoins d'équipements de la commune .....	17
II .4.2 Evaluation des besoins totaux.....	18
II .5 Détermination des consommations maximales et minimales journalières .....	18

II.5.1 Consommation maximale journalière.....	18
II.5.2 Consommation minimale journalière.....	19
II.6 Variations de la consommation horaire.....	20
II.6.1 Consommation maximale horaire.....	20
II. 6.2 Consommation minimale horaire.....	20
II.7 Débit moyen horaire.....	21
II.8 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	21
II.9 Calcul de déficit de la consommation :.....	25
Conclusion.....	25

### Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction.....	26
III.1 Types d'adductions.....	26
III.1.1 Adduction gravitaire.....	26
III.1.2 Adduction par refoulement.....	26
III.1.3 Adduction mixte.....	26
III.2 Type d'écoulement.....	27
III.2.1 Ecoulement à surface libre.....	27
III.2.2 Ecoulement en charge.....	27
III.3 Critères de choix de tracé.....	27
III.4 Proposition de la variante.....	28
III.5 Choix du matériau des conduites.....	28
III.6 Comportement d'une adduction.....	30
III.7 Calcul hydraulique.....	31
III.7.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement.....	31
III.7.1.1 Calcul des pertes de charge.....	32
III.7.1.2 Calcul de la hauteur manométrique totale.....	33
III.8 Détermination des diamètres économiques.....	34
III.8.1 Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	34
III.8.2 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires.....	34
III Conclusion.....	41

### Chapitre IV : Etude des réservoirs

Introduction.....	42
IV.1 Généralités.....	42
IV.2 Rôle du des réservoirs.....	42
IV.3 Prescription sanitaire.....	43

IV.4 Classification des réservoirs.....	44
IV.5 Emplacement des réservoirs.....	45
IV.6 Équipement du réservoir .....	46
IV.7 Construction des réservoirs .....	50
IV.8 Capacité des réservoirs.....	50
IV.8.1 Méthode analytique.....	50
IV.8.2 Méthode graphique.....	51
IV.9 Dimensionnement des réservoirs .....	52
IV.9.1 Bâches de reprise pour différentes stations de pompage.....	52
IV.9.2 Réservoir tampon .....	54
IV.9.3 Réservoirs de stockage :.....	56
IV.10 Bilan de stockage .....	58
Conclusion.....	60

## Chapitre V : Etude de pompage

V. Introduction .....	60
V.1 Définition.....	60
V.2 Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage.....	60
V.3 Différents types de pompes centrifuges .....	61
V.4 Choix du type de pompe.....	61
V.5 Couplage des pompes.....	62
V.5.1 Couplage en parallèle .....	62
V.5.2 Couplage en série .....	63
V.6 Choix du nombre de pompes.....	64
V.6.1 Refoulement SP1 - réservoir tampon.....	64
V.6.2 Refoulement SP2 - réservoir de distribution .....	65
V.7 Courbes caractéristiques des pompes:.....	65
V.7.1 Courbe caractéristique de la partie refoulement SP1 - réservoir tampon .....	68
V.7.2 Courbe caractéristique de la partie Refoulement SP2 - Réservoir de distribution .....	68
V.8 Point de fonctionnement des pompes :.....	70
V.8.1 Courbes caractéristiques de la conduite : .....	70
V.8.2 Refoulement station de pompage N°1 –réservoir tampon.....	71
V.8.3 Refoulement : SP2 – Réservoir de distribution .....	72
V.9 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....	73
V.9.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé .....	73

V.9.2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé .....	75
V.9.3 Refoulement : SP1 – Tampon.....	76
V.10 Etude du phénomène de cavitation .....	77
V.11 Equipements en amont et en aval d'une station de pompage .....	82
V.12 Equipements auxiliaires d'une pompe.....	84
V.13 Bâtiment d'une station de pompage .....	85
V.14 Dimensionnement du bâtiment des deux stations de pompage .....	88
Conclusion.....	91

## Chapitre VI : Pose de canalisations

Introduction .....	93
VI.1 Pose de canalisation .....	93
VI.1.1 Principe de pose de canalisations .....	93
VI.1.2 Les actions reçues par les conduites.....	94
VI.1.3 Pose selon la nature de terrain.....	94
VI.1.4 Traversée d'une rivière .....	97
VI.1.5 Assemblage par emboîtement .....	97
VI.2 Accessoires.....	99
VI.3 Organes de raccordement .....	107
Conclusion.....	108

## Chapitre VII : Protection des conduites contre les coups de bélier

VII. Introduction.....	111
VII.1 Protection des conduites contre le coup de bélier .....	111
VII.1.1 Définition.....	111
VII.1.2 Les risques dus aux coups de bélier.....	111
VII.1.3 Moyens de protection contre le coup de bélier.....	112
VII.1.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	113
VII.1.5 Protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier.....	115
VII.1.6 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.....	116
VII.1.7 Calcul des réservoirs d'air .....	116
VII.1.8 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT : .....	116
Conclusion :	119

Conclusion générale .....	120
---------------------------	-----

# LISTE DES FIGURES

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

Figure I.1 Localisation de la commune de Beni Oulbane sur la carte de la Wilaya de Skikda .....	2
Figure I.2 Variation mensuelle des précipitations (1978–2008). .....	5
Figure I.3 Variation mensuelle de la température (1978 – 2004) .....	6
Figure I.4 Variation mensuelle de l'humidité relative (1978-2004) .....	7
Figure I.5 Carte de zonage sismique du territoire algérien (Source l'APC) .....	8
Figure I.6 Situation géographique du barrage Guenitra (Oum Toub) .....	11

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable.

Figure II.1 Accroissement de la population de la commune de Beni Oualbane .....	13
Figure II.2 Graphique de la consommation horaire journalière .....	24
Figure II.3 Courbe de cumule de la consommation .....	24

## Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.1 Quelques formes de canaux .....	27
Figure III.2 Problème de charge exagérée .....	30
Figure III.3 Problème d'écrêtement .....	31
Figure III.4: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (SP1-RT) .....	36
Figure III.5 Bilan des frais d'amortissement et de l'exploitation (SP2-R) .....	38

## Chapitre IV : Etude des réservoirs

Figure IV.1 : Equipements d'un réservoir .....	48
--	----

## Chapitre V : Etude de pompage

Figure V-1 .couplage en parallèle .....	63
Figure V.2 Couplage en série .....	63
Figure V.3 Courbes caractéristiques d'une pompe .....	66
Figure V.4 Courbes caractéristiques d'une pompe à vitesse de rotation variable .....	67
Figure V.5 : Courbes caractéristiques des pompes installées dans SP1 .....	68

Figure V.6 Courbes caractéristiques des pompes installées dans SP2 .....	69
Figure V.7 Détermination de point de fonctionnement .....	70
Figure V.8: Point de fonctionnement de la pompe SP1 .....	72
Figure V.9 : Point de fonctionnement de la pompe SP .....	73
Figure V.10 Schéma représentatif de la partie souterraine .....	88

#### Chapitre VI : Pose de canalisation

Figure VI.1 Pose de conduites dans un terrain peu consistant .....	95
Figure VI.2 Pose de conduites dans un terrain agressif .....	96
Figure VI. 3 Pose de canalisation en galerie .....	97
Figure VI.4 traversée d'une rivière .....	97
Figure VI.5 Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson) .....	100
Figure VI.6 Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson) .....	101
Figure VI.7 Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla) .....	102
Figure VI.8 Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla) .....	102
Figure VI.9 Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla) .....	102
Figure VI.10 Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson) .....	103
Figure VI.11 Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson) .....	105
Figure VI.12 Déviation angulaire .....	106
Figure VI.13 Débitmètres déprimogènes .....	107
Figure VI.14 Manomètre (d'après document BAMO) .....	108

#### Chapitre VII : Protection des conduites contre les coups de bélier

Figure VII.1 Réservoir anti bélier à vessie butyle .....	113
Figure VII.2 : Étapes d'un cycle de variation de pression .....	114

## Liste des tableaux

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

Tableau I.1 : Variabilité des précipitations mensuelle en Période (1978-2008).....	5
Tableau I.2: Variation moyenne mensuelle de la température. Période (1978-2004) (°C) .....	6
Tableau I.3 Moyennes mensuelles de l'humidité relative (1978-2004) .....	7
Tableau I.4 Accroissement de la population de la commune de Beni Oulbane .....	8
Tableau I.5 Récapitulation des réservoirs de stockage .....	9

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable.

Tableau II.1 Evaluation de la population.....	12
Tableau II.2 Evaluation des Besoins domestiques .....	15
Tableau II.3 Evaluation des besoins administratifs.....	15
Tableau II.4 Évaluation des besoins scolaires .....	15
Tableau II.5 Evaluation des besoins sanitaires .....	16
Tableau II.6 évaluation des besoins socioculturels .....	16
Tableau II.7 Evaluation des besoins commerciaux .....	17
Tableau II .8 Récapitulation des besoins d'équipements de la commune .....	17
Tableau II.9 Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme .....	18
Tableau II.10: Evaluation des besoins totaux à court, moyen et long terme .....	18
Tableau II.11 Consommations maximale et minimale journalier .....	19
Tableau II.12 Variation de $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants .....	20
Tableau II.13 Variation de $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants .....	21
Tableau II.14 Consommations moyenne, maximale et minimale horaire pour l'horizon 2040 ....	21
Tableau II.15 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants .....	22
Tableau II.16 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants de la commune de BENI OULBANE.....	23
Tableau II.17 Calcul de déficit de consommation .....	25

### Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III.1 Calcul de la HMT Station de pompage N°1– Réservoir tampon .....	34
Tableau III.2 Calcul des frais d'amortissement du Station de pompage N°1– Réservoir tampon.	35
Tableau III. 3 Frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°1– Réservoir tampon .....	35
Tableau III.4 Bilan des frais t du tronçon station de pompage N°1– Réservoir tampon .....	36
Tableau III.5 Calcul de la HMT Station de pompage N°2– Réservoir de distribution .....	37
Tableau III.6 Frais d'amortissement du tronçon station de pompage n°2– Réservoir de distribution .....	37

Tableau III.7 Frais d'amortissement du tronçon station de pompage n°2– Réservoir de distribution .....	37
Tableau III.8 Frais d'amortissement du tronçon station de pompage n°2– Réservoir de distribution .....	38
Tableau III.9 Coefficients $K'$ , $m$ et $\beta$ pour différents types de tuyau .....	38
Tableau III.10 Longueur de l'adduction gravitaire .....	39
Tableau III.11 Altitudes des différents points de l'adduction .....	40
Tableau III.12 Frais d'investissement de la conduite gravitaire .....	41

#### Chapitre IV : Etude des réservoirs

Tableau IV.1: Tableau donnant les dimensions des différentes bâches de reprise .....	53
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir tampon .....	55
Tableau IV.3 Evaluation du volume résiduel du réservoir de stockage .....	56
Tableau IV.4 Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel (2013) .....	57
Tableau IV.5 Calcul du volume total de stockage à l'horizon (2040).....	57
Tableau IV .6 Bilan de stockage.....	57
Tableau IV.7 Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir .....	58

#### Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.1 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	64
Tableau V.2 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	65
Tableau V.3 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-RT) .....	71
Tableau V.4 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-RD) .....	72
Tableau V.5: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température .....	78
Tableau V.6 les caractéristiques des différents types de bâtiment d'une station de pompage.....	86
Tableau V.7 Avantages et inconvénients des différents types de bâtiment d'une station de pompage.....	87
Tableau V.8 Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station. ....	92
Tableau V.9 Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station. ....	92

#### Chapitre VI : Pose de canalisation

Tableau VI.1 Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante .....	98
Tableau VI.2 Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords .....	98

## Chapitre VII : Protection des conduites contre les coups de bélier

Tableau VII.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement .....	115
Tableau VII.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.	118
Tableau VII.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	119

## **LISTES DES PLANCHES**

Planche1: Tracé de l'adduction vers la commune de Beni oulbane w .skikda

Planche2:Profil en long partie refoulement SP1-RT

Planche3:Profil en long partie gravitaire RT-SP2

Planche4:Profil en long du tronçon de refoulement SP2-RD

Planche5:Plan de la station de pompage SP1

Planche6:les accessoires de l'adduction

Planche7:Reservoir tampon 1000m<sup>3</sup>

# **INTRODUCTION GENERALE**

## **Introduction générale**

L'eau est la source de la vie. Il y a beaucoup d'années, elle a fait naître la vie sur Terre. C'est un élément qui reste, de nos jours aussi, quelque chose de vital pour l'existence d'un côté et pour la société de l'autre.

On estime que d'ici 30 ans environ, un tiers de la population mondiale connaîtra une pénurie d'eau chronique. Les conséquences de ces pénuries seront surtout ressenties dans les régions arides ou semi-arides, mais aussi dans les régions côtières en expansion rapide et dans les mégapoles du monde en développement.

La crise de l'eau constitue un problème prioritaire pour les gouvernements et les sociétés et Pour lutter contre la pauvreté, il est donc essentiel de gérer l'eau de façon fiable.

Et pour cela l'Algérie mobilise dans le Nord du pays la presque totalité des ressources souterraines qui sont de l'ordre de 2 milliards de m<sup>3</sup> et régularise un volume de plus de 2 milliards de m<sup>3</sup> par les 112 barrages en l'exploitant par l'intermédiaire des adductions.

Le présent mémoire portera sur l'étude d'une adduction entre le barrage de Guenitra et la commune de Beni Oualbane (wilaya de Skikda) afin de combler le déficit d'eau dans cette commune, cette adduction permettra d'améliorer l'AEP pour 33646 habitants ainsi consolider le développement social et économique de toute la région.

Dans la première partie de l'étude, les caractéristiques de la région d'étude seront examinées suivant la topographie, la géologie et l'occupation du sol. Ceci aboutira à l'établissement de différentes variantes du système d'adduction.

Un dimensionnement des conduites et un positionnement des différents ouvrages viendront compléter par la suite le tracé en vue de leur comparaison lors d'une étude technico-économique.

Une fois la variante finale choisie, nous détaillerons la conception des stations de pompage préalablement positionnées lors de l'étude de dimensionnement. Au final, nous analyserons le système en régime transitoire ce qui nous permettra de parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et de concevoir des moyens de protections adaptées.

# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

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

On a consacré ce chapitre à la présentation de la zone d'étude à fin de ressortir les différentes caractéristiques qui nous aident à implanter notre adduction, et pour cela on a mentionné la situation géographique et administrative, topographique, l'hydrographie et la géologie, la démographie et en fin la situation hydraulique et les ressources qui nous aident à déterminer le déficit à combler.

### I.1 Situation géographique

La zone d'étude pour notre projet de mémoire de fin d'étude est la commune de Beni Oulban, cette dernière se situe dans la wilaya de Skikda et plus précisément dans la Daïra de Sidi Mezghiche ; elle est distante du chef –lieu de wilaya de 40 km et de 545 Km de la capitale Alger. La superficie de la commune est de 104 Km<sup>2</sup>. La commune est limitée par (Fig. I.1) :

- Au Nord, par la commune d'Oum Toub
- Au Sud, par la wilaya de Constantine
- A l'Est par les communes de Sidi Mezghich et Ain Bouziane.
- A l'Ouest par la wilaya de Jijel



Figure I.1 Localisation de la commune de Beni Oulbane sur la carte de la Wilaya de Skikda.  
(Source de renseignement : APC de Beni Oulbane).

## **I.2 Données naturelles du site**

### **I.2.1 Situation topographique**

Topographiquement, la commune de Beni Oulbane est située au pied d'une chaîne montagneuse de Sidi Driss (Côte 1364m). Généralement elle présente un paysage peu accidenté. L'altitude moyenne est de 300 m.

### **I.2.2 Hydrographie**

Les Oueds principaux de la wilaya de SKIKDA sont permanents et prennent leur source à quelques kilomètres de la mer. Les oueds les plus importants sont :

- Oued El-Kebir à l'est
- Oued Saf-Saf au centre
- Oued Guebli à l'ouest
- Oued Z'hour à l'extrême Ouest

D'après la carte d'état-major de la wilaya de Skikda, on remarque que la zone d'étude est située entre deux cours d'eau temporaires.

### **I.2.3 Géologie**

L'ensemble du secteur urbain se trouve dans une formation calcaire. Cet ensemble est caractérisé par une tectonique complexe avec de nombreux écaillages d'orientation E-W et des failles transversales d'orientation N-E et N-W mettant en contact les calcaires d'âge Jurassique et éocène et les grès permians. On notera aussi un lambeau de schiste primaire d'orientation EW coincé entre les grés et les calcaires. Au nord cet ensemble est en contact par l'intermédiaire d'une faille verticale d'orientation E-W avec les schistes noirs tertiaires.

De même au sud ces séries sont en contact avec les marnes et marne calcaire du crétacé par l'intermédiaire d'une grande faille EW vraisemblablement à fort pendage Nord.

Les calcaires présentent des indices de karstification (cavité, traces de circulation, grotte comme celle située au-dessus des griffons de la source de SIDI DRISS) et sont en général bien fracturés, ils constituent l'aquifère potentiel le plus important.

Les calcaires et grés donnent naissance à de nombreuses sources localisées sur des failles, elles ont des débits variables et sont utilisées pour l'alimentation en eau potable de Beni Oulbane.

### **I.2.4 Situation Climatique**

La Wilaya de Skikda appartient aux domaines bioclimatiques humide et subhumide.

L'étage humide couvre toute la zone occidentale montagneuse ainsi que les sommets à l'est et au sud, il est à variante douce ou tempérée au littoral et froide à l'intérieur.

L'étage subhumide couvre le reste de la Wilaya, notamment les plaines, la variante chaude ou

douce se localise sur le littoral et la variante tempérée ou froide à l'intérieur.

### I.2.4.1 Pluviométrie

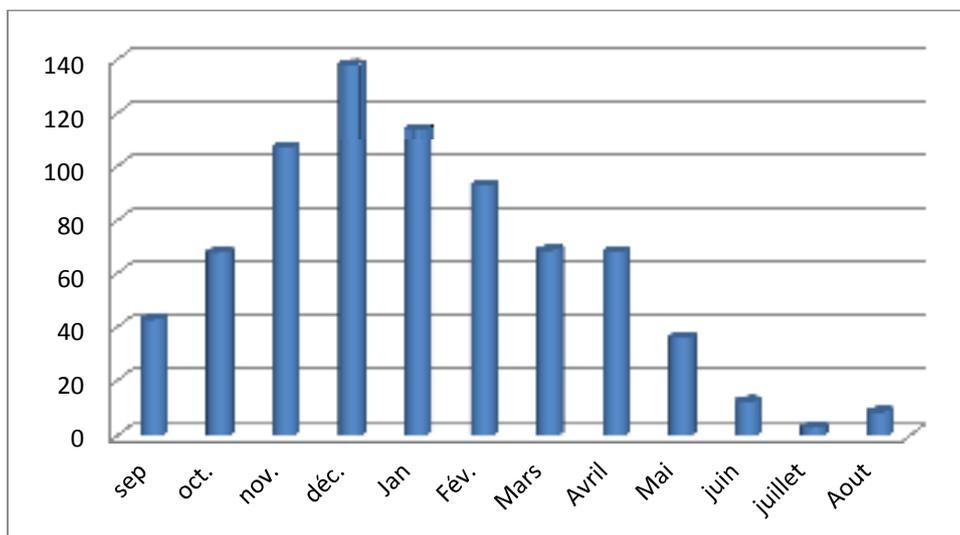
Le climat de la wilaya de Skikda est caractérisé par l'irrégularité des précipitations et par des variations annuelles et inter-saisonniers très importantes, l'humidité et la sécheresse se manifestent pendant de longues périodes consécutives.

Tableau I.1 indique la variabilité des précipitations mensuelle (1978-2008) de la station pluviométrique de Skikda.

**Tableau I.1 :** Variabilité moyenne des précipitations mensuelle.

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	juin	juillet	Aout
<b>Pluie (mm)</b>	42.7	67.7	107	138	113.9	92.9	68.5	68	36.1	12.4	2.9	8.6

Source: (ANRH Constantine)



**Figure I.2** Variation mensuelle des précipitations (1978–2008).

Le mois le plus humide est décembre tandis que les mois de Juin à Août sont les mois les plus secs. Durant les vingt dernières années, le climat de l'Algérie a été caractérisé par des périodes de sécheresse récurrentes.

Les analyses faites sur la série pluviométrique de la station de SKIKDA ont montré que les séries de pluies durant la période (1978-2008) ont connues des baisses significatives. La baisse des précipitations moyennes pendant la période 2000-2003, qui engendre un grand manque d'eau et qui a poussé le gouvernement à décider de créer pour la première fois de l'indépendance les stations de dessalement.

### I.2.4.2 Températures

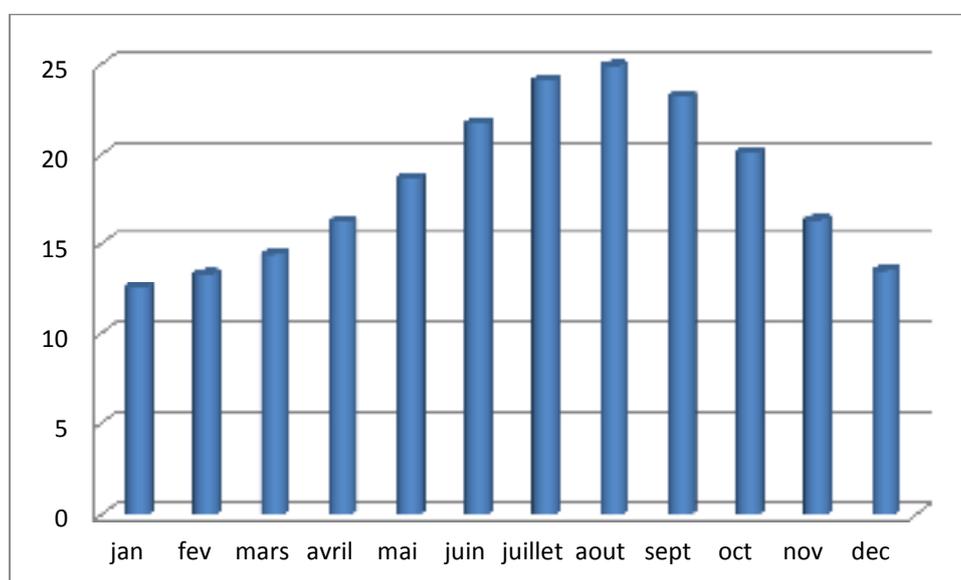
La température dans la région de Skikda est soumise à l'influence de la Mer qui se traduit par un décalage du mois le plus chaud vers le mois d'Août alors que le mois le plus froid reste Janvier.

Le tableau I.2 présente les températures moyennes mensuelles enregistrées à la station meteorologique de Skikda

**Tableau I.2:** Variation moyenne mensuelle de la température. Période (1978-2004) (°C)

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Température C°	12.5	13.3	14.4	16.2	18.6	21.7	24.1	24.9	23.2	20.1	16.3	13.5

Source: (ONM Constantine)



**Figure I.3** Variation mensuelle de la température (1978 – 2004).

La température moyenne annuelle est d'environ 18°C avec des températures estivales moyennes d'environ 24°C et des températures moyennes d'hiver aux alentours de 12°C tandis que les températures maximales d'été excèdent rarement 45°C et que le minimum absolu est de -2°C.

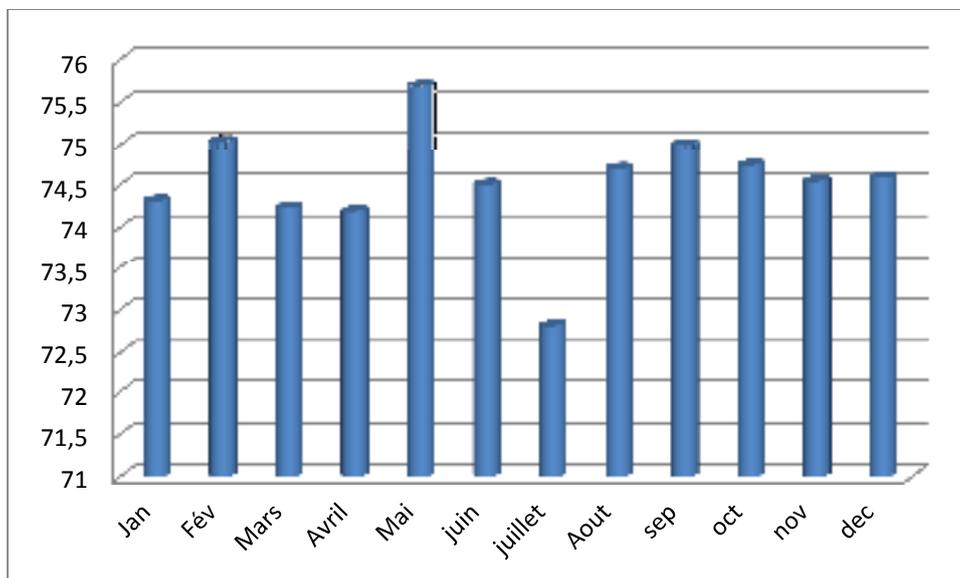
### I.2.4.3 Humidité

L'humidité relative de l'air est modérée tout au long de l'année avec une valeur moyenne d'environ 74.53%.

**Tableau I.3** Moyennes mensuelles de l'humidité relative (1978-2004)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité (%)	74.31	75.04	74.23	74.19	75.69	74.5	72.81	74.69	75	74.73	74.54	74.58

Source: (ONM Constantine)



**Figure I.4** Variation mensuelle de l'humidité relative (1978-2004)

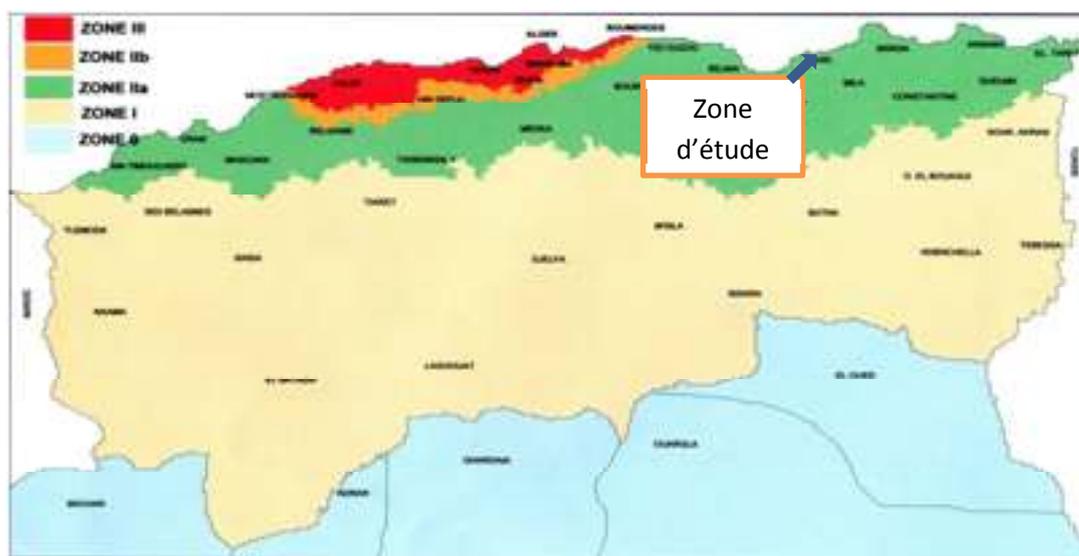
### I.2.5 Séismicité

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 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II a : sismicité moyenne(a)
- Zone II b: sismicité moyenne(b)
- Zone III : sismicité forte

Notre zone est classée en zone II a (sismicité moyenne) classe a, 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.



**Figure I.5** Carte de zonage sismique du territoire algérien  
(Source l'APC de Beni Oualbane. Echelle : 1/1000000)

### I.3 Situation démographique

L'étude de la population reste une partie fondamentale dans notre étude, dans la mesure où elle fournit des éléments appréciables (type de population, catégorie de sous population, comportements sociaux,... etc.) afin de déterminer le développement urbain. D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de Beni Oulbane (2008), la population de la commune a été de 16768 habitants, avec un taux d'accroissement de 2.2 % (d'après APC de Beni Oulbane)

**Tableau I.4** Accroissement de la population de la commune de Beni Oulbane

Année	2008	2013	2020	2030	2040
Nombre d'habitants	16768	18696	21773	27066	33646

Source : (A.P.C de Beni Oulbane)

### I.4 Catégories de consommations

Les utilisateurs d'eau potable au niveau des agglomérations de la commune de Beni Oulbane peuvent être classés en deux (02) secteurs :

#### I.4.1 Secteur domestique

Les besoins nécessaires pour ce secteur sont destinés pour la préparation des repas, la vaisselle, et pour les besoins sanitaires. Le débit nécessaire pour ce secteur dépend essentiellement du nombre d'habitants et du mode de vie de cette population.

#### I.4.2 Secteur des collectivités

La consommation de ce secteur concerne essentiellement celle des services communaux (Sièges administratifs, Mosquées...etc.). Donc le volume d'eau nécessaire pour ce secteur dépend des infrastructures existantes et à prévoir.

#### I.5 Situation hydraulique

En plus des insuffisances du point de vue hydraulique, différentes anomalies ont été évoqués par les gestionnaires de réseaux sur le terrain (évolution de la demande et plaintes des abonnés pour la mauvaise qualité de l'eau). Les représentants des habitants de tous les quartiers de la commune de Beni Oulbane interpellent, plusieurs fois, les autorités de la ville afin qu'elles se penchent sur le problème du manque d'eau dans la commune et rappeler les autorités que dans certains quartiers les robinets sont, depuis deux ans, à sec, ce qui a poussé les représentants du secteur d'eau à réagir pour y remédier à ce problème. Ces derniers ont décidé pour tirer au clair une bonne fois pour toutes, les raisons de cette situation, d'alimenter la commune par les eaux du barrage de Guenitra.

##### I.5.1 Alimentation en eau potable

L'agglomération de la ville Beni Oulbene est alimenté à partir du captage des sources de Sidi Driss (Ain Sidi Driss, Ain Sidi Moussa et Ain Oumellil) dont le débit est de l'ordre de 11.57 l/s et deux forages à l'arrêt depuis 2002 à cause de la rabattement de la nappe. L'eau est acheminée gravitairement vers les six réservoirs de stockage par une adduction DN 150mm sur une longueur de 7 km (d'après les informations recueillis du service technique de L'APC). La conduite d'adduction de Sidi Driss posée en 1973.

##### a. Stockage

Le tableau suivant récapitule les différents réservoirs de l'agglomération de la ville de Beni Oulbene.

**Tableau I.5** Récapitulation des réservoirs de stockage

Dénomination	Capacité (m <sup>3</sup> )	Type Et Forme	Coordonnées (m)			Année De Réalisation
			X	Y	Z	
2 X 500 m <sup>3</sup>	1000	Circulaire	117725	82525	335	1982
2x150 m <sup>3</sup>	300	Circulaire	118636	81850	314	1982
2 X 100 m <sup>3</sup>	200	Circulaire Semi Enterre	118636	81855	293	1982

## **b. Réseau de distribution**

L'enquête menée sur terrain pour la parfaite connaissance du réseau d'alimentation en eau potable, a été effectuée en étroite collaboration avec une équipe pluridisciplinaire et un agent du service technique de l'APC maîtrisant le réseau. Nous avons noté en particulier :

L'alimentation de la commune de Beni Oulbane est assurée par trois réseaux :

### **Réseau 1 : zone 01**

La distribution est assurée par les réservoirs 2 x 100 m<sup>3</sup>, les conduites de distribution sont en acier et PVC, les diamètres varient de 100 à 40 mm. On note que ce réseau fonctionne bien.

### **Réseau 2 : zone 02**

La distribution est assurée à partir des réservoirs existants 2 x 500 m<sup>3</sup> semi enterrer et 2x150 m<sup>3</sup>, c'est un réseau réalisé au court de l'année 1990, il couvre la quasi-totalité du centre, les conduites de distribution sont en Acier noir et acier galvanisé, les diamètres varient de 250 à 40 mm ce réseau et en bonne état mais le débit de distribution et insuffisant.

### **Réseau 3 : zone 03**

La distribution est assurée à partir des réservoirs existants 2 x 500 m<sup>3</sup> semi enterrer, les conduites de distribution sont en Acier noir, acier galvanisé, les diamètres varient de 200 à 40 mm. On note que ce réseau ne fonctionne pas normalement depuis sa réalisation, les regards de vannes sont enterrés.

## **I.5.2 Barrage de Guenitra**

Les travaux de construction du barrage de Guenitra ont porté sur une décennie à partir de l'année 1974 pour être achevés en 1984 avec le double objectif d'assurer la couverture des besoins en eau potable pour la ville de Skikda, les agglomérations avoisinantes et éventuellement la zone industrielle et de contribuer conjointement avec les eaux du barrage de Zerdezas à l'irrigation de la plaine de Saf-Saf.

### **I.5.2.1 Situation géographique**

Le barrage de Guénitra dit « ELBARAKA » se situe à l'ouest de la wilaya de Skikda à environ 50km (Figure I.6). Limité au nord par la commune de Tamalous, à l'est la commune de Sidi-Mezghiche ,au sud par la commune de Beni-Oulbane et Sud-Ouest la commune d'Om Toub. Il est alimente par l'Oued Saffa d'une longueur de 09 km, son bassin versant est d'une superficie de 202 km<sup>2</sup>.Sa réalisation a été entamée en1974 jusqu'au1984, où il a été inauguré par l'ex président Chadli Ben Djdid. Son utilisation est en trois domaines :

-L'alimentation en eau potable.

-L'alimentation en eau d'irrigation.

-L'alimentation en eau industrielle.



Figure I.6 Situation géographique du barrage Guenitra (Oum Toub)

### I.5.2.2 Station de traitement

La station de traitement d'eau potable de Guenitra est prévue pour traiter un débit moyen d'eau brute de  $1.440 \text{ m}^3/\text{h}$ . L'eau brute est une eau de surface du barrage de Guenitra, dont la qualité sera à vérifier régulièrement pour que la potabilisation puisse être assurée. La qualité de l'eau traitée doit respecter les recommandations de l'OMS résumées ci-dessus.

#### A. Base de dimensionnement

La station de traitement de « Guenitra » est dimensionnée pour un débit de  $400 \text{ l/s}$  d'eau brute, sur la base des caractéristiques d'eau et données fournies dans le Cahier des prescriptions Spéciale suivantes :

- Débit horaire :  $400 \text{ l/s}$
- Débit journalier :  $34.560 \text{ m}^3/\text{j}$
- Turbidité maximale \* :  $13 \text{ NTU}$
- pH :  $7 - 9$

## **B. Filière de traitement**

La chaîne de traitement est composée de deux lignes, excepté l'ouvrage de filtration.

Cependant, le débit est divisé sur certains ouvrages afin d'améliorer la fiabilité, les opérations de maintenance et la souplesse de fonctionnement de la station. Les principales étapes de traitement sont:

- Arrivée de l'eau brute ;
- Contrôle du débit par vanne de régulation motorisée et mesure ;
- Aération de l'eau par apport externe d'énergie mécanique par aérateur de surface ;
- Une pré-chloration au moyen d'hypochlorite de Sodium ou Calcium dans le bassin d'aération ;
- Une coagulation au sulfate d'alumine ;
- Éventuellement ajustement du pH par injection de l'acide sulfurique ou la chaux ;
- Injection du Permanganate de potassium pour l'oxydation du fer et du manganèse ;
- Injection du Charbon actif pour l'adsorption des éléments organoleptiques ;
- Une décantation sur deux lignes comprenant chacune:
  - Une chambre de coagulation avec mélange rapide par apport externe d'énergie mécanique,
  - une floculation avec mélange par apport externe d'énergie mécanique ,
  - polymère dans un bassin de mélange rapide,
  - une clarification dans un décanteur lamellaire,
  - un épaissement des boues combiné à un dispositif de soutirage des boues en excès et de recirculation des boues,
- Filtration sur six filtres gravitaires à sable,
- Désinfection finale à l'hypochlorite de Sodium ou Calcium en amont du réservoir du réservoir d'eau traitée,
- Stockage des eaux traitées dans un réservoir de contact prévu pour cet effet.
- Pompage vers le réseau de distribution.

## **Conclusion**

Dans cette partie, nous avons présenté les données de base nécessaires de la zone d'étude qui représentent l'identité de la ville de Beni Oulbene ,servant à l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable à partir du barrage de Guenitra. Ces données concernent notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique. Notre zone d'étude renferme dans sa majorité des pentes faibles. Ça géologie contient une formation calcaire sur une assise de marne. Les populations de la commune de Beni Oulbane et les zones environnantes peuvent désormais s'abreuver des eaux du barrage de Guenitra, d'une capacité de 120 millions de mètres cubes.

## **CHAPITRE II**

# **ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE**

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable.

### II. Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.).

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

#### II.1 Evolution de la population

En 2008, la population de la commune de Beni Oulbane était de 16768 habitants (source A.P.C). L'horizon de l'étude est limité à 32 ans, au-delà de cet horizon l'estimation devient grossière en raison des incertitudes. Pour avoir une idée sur la population future, nous utiliserons la relation des intérêts composés :

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

Tel que :

$P_n$  : Population à l'horizon de calcul

$P_0$  : Population à l'année du dernier recensement (2008).

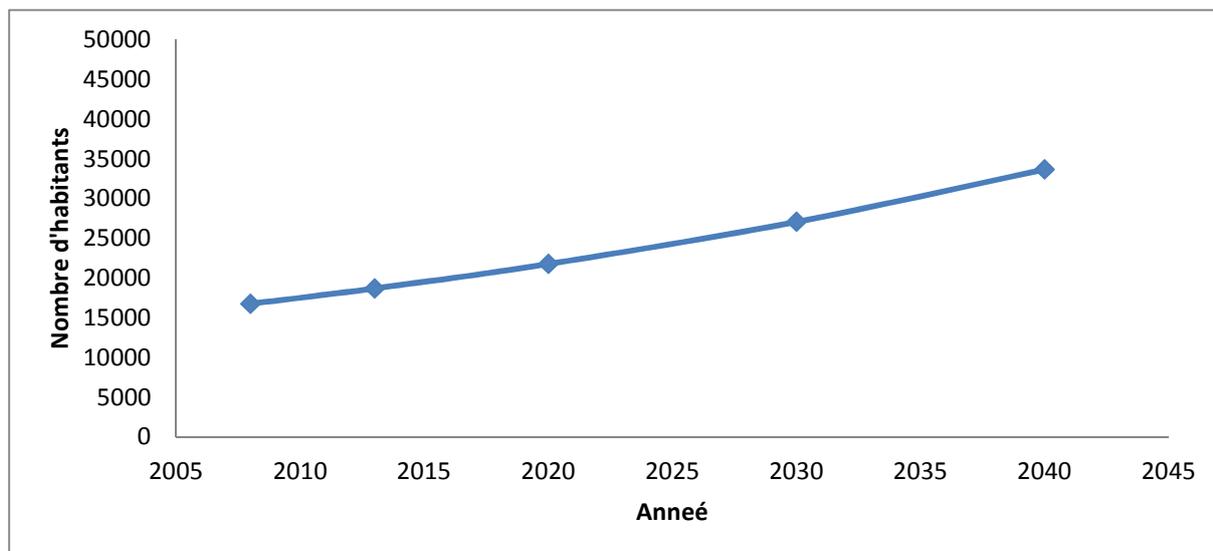
$\alpha$  : Taux d'accroissement démographique, dans notre cas  $\alpha = 2,2\%$  (APC de Beni Oulbane)

$n$  : Nombre d'années séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul (2040), pour notre cas  $n = 32$  ans.

**Tableau II.1** Evaluation de la population.

Année	2008	2013	2020	2030	2040
<b>Evaluation de la population [Hab]</b>	16768	18696	21773	27066	33646

L'accroissement de la population de la commune de Beni Oualbane est représenté dans la figure II .1.



**Figure II.1** Accroissement de la population de la commune de Beni Oualbane

## II.2 Evaluation des débits

### II.2.1 Généralité

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

### III.2.2 Choix de la dotation

En plus de la situation économique du consommateur, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.

- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

### **II.2.3 Catégories des besoins**

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

- **Besoins domestiques**
- **Besoins administratifs**
- **Besoins scolaires**
- **Besoins sanitaires**
- **Besoins socioculturels**
- **Besoins commerciaux**

## **II.3 Calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040**

La consommation en eau de la population dans une agglomération donnée dépend essentiellement du développement sanitaire, le nombre et les habitudes de la population et leur niveau de vie. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab. et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet il s'agit des grandes agglomérations et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya Skikda, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 200 l/j/hab pour l'année 2040

### **II.3.1 Besoins en eau par catégorie**

#### **A. Besoins domestiques**

Le calcul des besoins moyens journaliers, est donné par :

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

Où :

$Q_{moy,j}$  : Débit moyen journalier en (m<sup>3</sup>/j).

dot: Dotation moyenne en (l/j/hab).

N: Nombre d'habitants

Le tableau II.2 Résume les résultats

**Tableau II.2** Evaluation des Besoins domestiques

<b>Horizon</b>	<b>Population</b>	<b>Dotati (l/j/hab)</b>	<b>Qmoyj</b>
2008	16768	200	3353.6
2013	18696	200	3739.2
2020	21773	200	4354.6
2030	27066	200	5413.2
2040	33647	200	6729.4

**B. Besoins administratifs**

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

**Tableau II.3** Evaluation des besoins administratifs.

<b>Equipement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Qmoyj (m<sup>3</sup>/j)</b>
ADE	employé	17	15	0.255
PTT	employé	15	15	0.225
A.P.C	employé	40	15	0.6
Sonelgaz	employé	10	15	0.15
Gendarmerie	agent	80	50	4
Garde communale	agent	45	50	2.25
agence CNAS	employé	10	15	0.15
Total	-	-	-	7.63

**C. Besoins scolaires**

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité.

Le tableau II.4 résume les résultats.

**Tableau II.4** Évaluation des besoins scolaires

<b>Equipement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Qmoyj (m<sup>3</sup>/j)</b>
Ecole primaire	élève	750	15	11.25
C.E.M	élève	655	15	9.825
Lycée	élève	300	15	4.5
Crèche	enfant	55	15	0.825
Total	-	-	-	26.4

**D .Besoins sanitaires****Tableau II.5** Evaluation des besoins sanitaires

<b>Equipement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Qmoyj (m<sup>3</sup>/j)</b>
2 Centre de santé	Patient	100	20	2
Total	-	-	-	2

**E .Besoins socioculturels**

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

**Tableau II.6** évaluation des besoins socioculturels

<b>Equipement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Qmoyj (m<sup>3</sup>/j)</b>
3 Mosquée	fidèle	1400	10	14
Ecole coranique	fidèle	110	10	1.1
Stade	Vistière	25	100	2.5
Total	-	-	-	17.6

## F.Besoins commerciaux

**Tableau II.7** Evaluation des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
8 Cafés	client	200	20	4
Restaurant	repas	400	35	14
Marché	m <sup>2</sup>	500	5	2.5
SNTV	unité	1	500	0.5
Boulangerie	unité	5	400	2
Boucherie	unité	3	50	0.15
Douche publique	unité	2	10000	20
Toilette publique	unité	2	40	0,08
Station de lavage	unité	1	8000	8
Total	-	-	-	51.23

### II .4. Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Les besoins totaux en eaux de la commune de Beni Oulbane sont donnés par le tableau suivant :

#### II .4.1 Récapitulation des besoins d'équipements de la commune

**Tableau II .8** Récapitulation des besoins d'équipements de la commune

Catégorie des besoins	Q <sub>moy, j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Administratifs	7.03
Scolaires	26.4
Sanitaires	2
Commerciaux	51.23
socioculturels	17.6
Total	104.26

**Tableau II.9** Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme

Zone	Besoins d'équipements pour les horizons (m <sup>3</sup> /j)			
	Actuel	2020 Approximation (10%)	2030 Approximation (10%)	2040 Approximation (10%)
Beni Oulbane	104.26	114.69	126.16	138.78

## II .4.2 Evaluation des besoins totaux en eau potable

**Tableau II.10:** Evaluation des besoins en eau potable totaux à court, moyen et long terme

Année	Actuelle 2013	Court terme 2020	Moyen terme 2030	Long terme 2040
Domestiques $Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	3739.2	4354.6	5413.2	6729.4
Equipements $Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	104.26	114.69	126.16	138.78
Besoins Totaux $Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	3843.46	4469.29	5539.39	6868.18

Le débit moyen journalier à L'horizon 2040 est égal à 6868.18 m<sup>3</sup>/j c'est-à-dire ;

$$Q_{moy,j} = 79.49 \text{ l/s}$$

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

Durant les jours de l'année, le débit consommé peut être plus grand ou plus petit que la valeur moyenne calculée, ceci est dû aux différents climats et coutumes.

Il s'agit alors de calculer les débits de consommation journaliers maximums et minimums.

### II.5.1 Consommation maximale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ( $K_{maxj}$ ), qui tient compte des variations journalières de la consommation.

Il représente le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

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

$Q_{\max,j}$  : Débit maximal journalier ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

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

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

D'où :  $Q_{\max j}=1,3*Q_{\text{moyj}}$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois la consommation maximale journalière dépasse la consommation moyenne journalière.

### **II.5.2 Consommation minimale journalière**

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière minimum ( $K_{\min j}$ ), qui représente le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

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

$Q_{\min,j}$  : débit minimal journalier ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

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

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

D'où :  $Q_{\min,j}=0,9*Q_{\text{moy,j}}$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats de calcul des consommations minimales et maximale journalières sont représentés dans le tableau

**Tableau II.11** Consommations maximale et minimale journalière

HORIZON	Q <sub>moy j</sub> (m3/j)	k <sub>max j</sub>	Q <sub>max j</sub> (m3/j)	k <sub>min j</sub>	Q <sub>min j</sub> (m3/j)
2013	3843.46	1.3	4996.498	0.9	3459.114
2020	4469.29	1.3	5810.077	0.9	4022.361
2030	5539.39	1.3	7201.207	0.9	4985.451
2040	6868.18	1.3	8928.634	0.9	6181.362

## II.6 Variations de la consommation horaire

### II.6.1 Consommation maximale horaire

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{maxh}$ ) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée de l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients:  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$ , tel que :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \dots \dots \dots (II.5)$$

Tel que :

$\alpha_{max}$ : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,3$ .

$\beta_{max}$ : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

**Tableau II.12** variation de  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Dans notre cas on prend :  $\beta_{max} = 1.15$ , d'où  $K_{max h}$  sera :  $K_{max h} = 1.3 * 1.15 = 1.45$

### II. 6.2 Consommation minimale horaire

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min h}$ ), ce coefficient peut être décomposé à son tour en deux autres coefficients  $\alpha_{min}$  et  $\beta_{min}$

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \dots \dots \dots (II.6)$$

tel que :

$\alpha_{\min}$  : il tient compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0.4 à 0.6, dans notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0.5$

$\beta_{\min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

**Tableau II.13** variation de  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants

population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Dans notre cas on prend :  $\beta_{\min} = 0.6$ , d'où  $k_{\min h}$  sera :  $k_{\min h} = 0.5 * 0.6 = 0.3$

### II.7 Débit moyen horaire

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Le débit moyen horaire (horizon 2040) est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \dots \dots \dots (II.7)$$

Les résultats de calcul des consommations moyenne, minimale et maximale horaire sont représentés dans le tableau II.14

**Tableau II.14** consommations moyenne, maximale et minimale horaire pour l'horizon 2040

Commune	$Q_{\text{moy h}} (m^3/h)$	$k_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max h}} (m^3/h)$	$k_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}} (m^3/h)$
<b>Beni Oulbane</b>	371.942	1.45	539.3159	0.3	111.5826

### II.8 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur les données du tableau II.13. La population de la commune

de Beni Oulbane est comprise entre 10001 et 50000 habitants (horizon 2040), ce qui correspond à la troisième colonne du tableau II.15.

**Tableau II.15** Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

<i>Heures</i>	<i>Nombre d'habitants</i>				
	<i>&lt; 10000</i>	<i>10001 à 50000</i>	<i>50001 à 100000</i>	<i>&gt; 100000</i>	<i>Aggl.type rural</i>
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

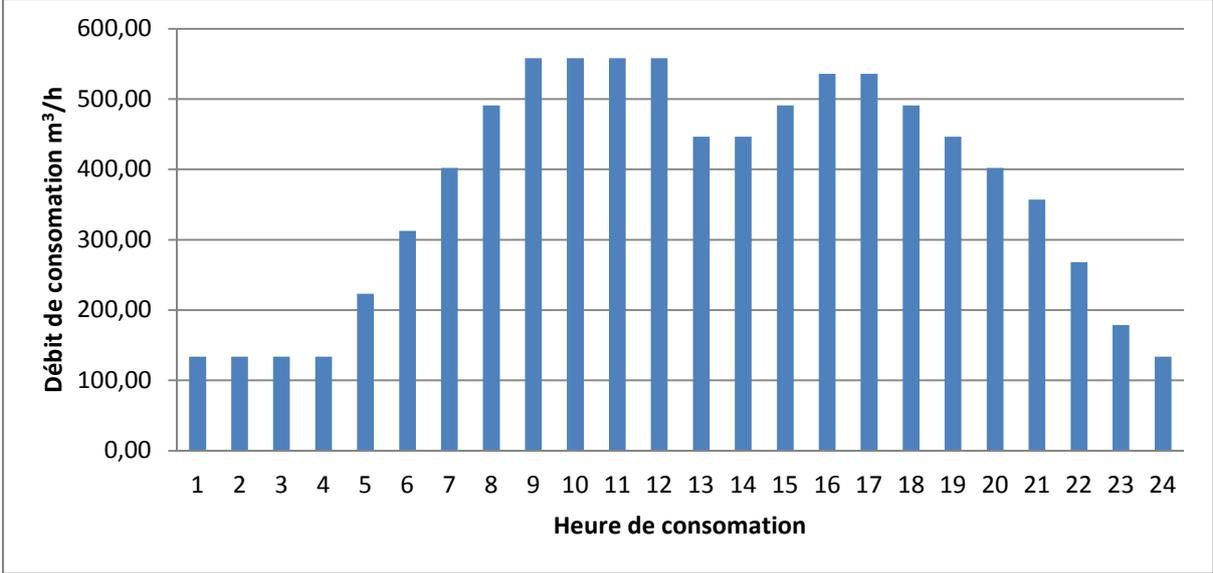
Source : Abramov (1982)

La variation du débit horaire de notre commune est représentée dans le tableau II.16

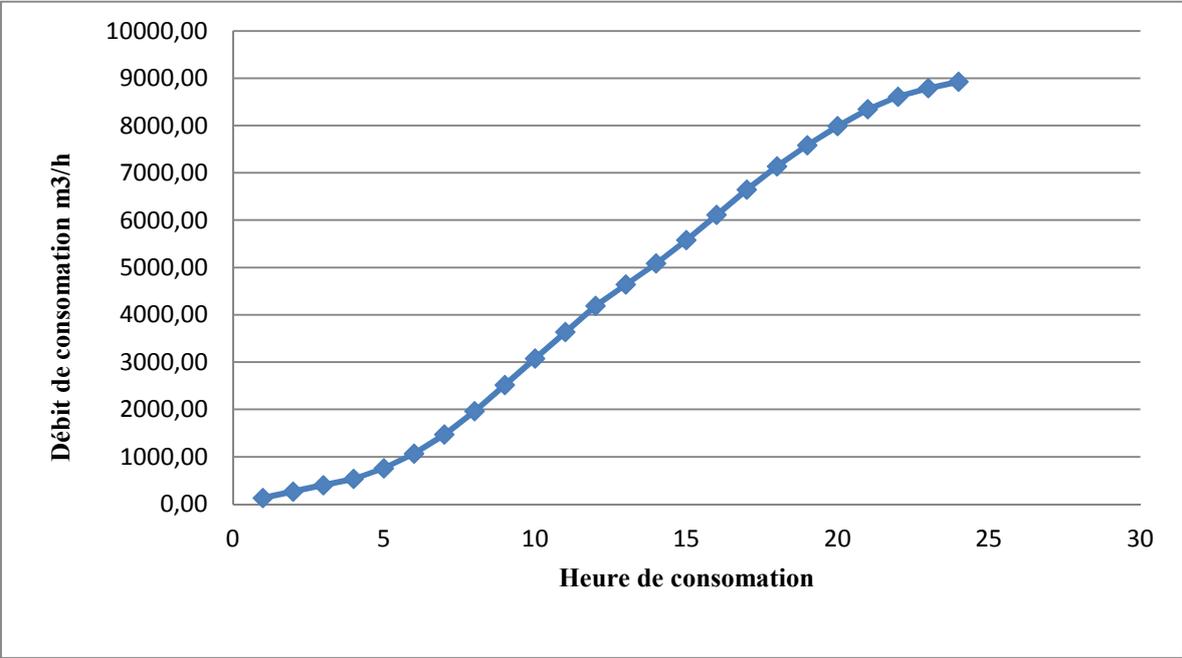
**Tableau II.16** Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants de la commune de Beni Oulbane

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 8986.63 \text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
<b>00-01</b>	1.5	133.90	1.5	133.90
<b>01-02</b>	1.5	133.90	3	267.80
<b>02-03</b>	1.5	133.90	4.5	401.70
<b>03-04</b>	1.5	133.90	6	535.60
<b>04-05</b>	2.5	223.17	8.5	758.76
<b>05-06</b>	3.5	312.43	12	1071.20
<b>06-07</b>	4.5	401.70	16.5	1472.89
<b>07-08</b>	5.5	490.96	22	1963.86
<b>08-09</b>	<b>6.25</b>	<b>557.91</b>	28.25	2521.77
<b>09-10</b>	<b>6.25</b>	<b>557.91</b>	34.5	3079.69
<b>10-11</b>	<b>6.25</b>	<b>557.91</b>	40.75	3637.60
<b>11-12</b>	<b>6.25</b>	<b>557.91</b>	47	4195.52
<b>12-13</b>	5	446.33	52	4641.85
<b>13-14</b>	5	446.33	57	5088.18
<b>14-15</b>	5.5	490.96	62.5	5579.14
<b>15-16</b>	6	535.60	68.5	6114.74
<b>16-17</b>	6	535.60	74.5	6650.34
<b>17-18</b>	5.5	490.96	80	7141.30
<b>18-19</b>	5	446.33	85	7587.64
<b>19-20</b>	4.5	401.70	89.5	7989.33
<b>20-21</b>	4	357.07	93.5	8346.40
<b>21-22</b>	3	267.80	96.5	8614.20
<b>22-23</b>	2	178.53	98.5	8792.73
<b>23-24</b>	1.5	133.90	100	8926.63

A partir du tableau précédent on a pu déterminer que le débit de pointe pour la commune d’Beni Oulbane est de **557.91 m<sup>3</sup>/h**. La variation de la consommation horaire journalière et le cumul de la consommation sont représentés par les figures suivantes :



**Figure II.2** histogramme de la consommation horaire journalière



**Figure II.3** Courbe de cumule de la consommation

## II.9 Calcul de déficit de la consommation :

Le déficit de la consommation représente la différence entre les besoins calculés à l'horizon d'étude (2040) et le débit d'exploitation des ressources existante

**Tableau II.17** Calcul de déficit de consommation

Ressources	Ressources en eau souterraines Captage -Sources		Demande globale en eau		Déficit	
	Q <sub>s</sub> (l/s)	Q <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>max j</sub> (l/s)	Q (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>D</sub> (l/s)	Q <sub>D</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2040	11.62	999.65	103.32	8926.63	-91.70	-7926.98

### Conclusion

Le débit total d'exploitation des sources et forages de la commune de Beni Oulbane est de 999.65 m<sup>3</sup>/j, débit très faible pour assurer les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2040) qui sont de 8926.63 m<sup>3</sup>/j. Donc il est nécessaire de transférer la quantité qui manque, qui est de 7926.98 m<sup>3</sup>/j à partir du barrage de Guenitra.

**CHAPITRE III**  
**ETUDE D'ADDUCTION**

## Chapitre III : Etude d'adduction

### Introduction

Le terme d'adduction s'applique à l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au point d'utilisation ou au réservoir de stockage.

Lorsque les eaux peuvent être transitées uniquement par gravité, l'ouvrage d'adduction peut consister:

- Soit en un canal découvert (rarement en AEP)
- Soit en une conduite forcée, (caractéristiques d'un écoulement sous pression).

Dans le cas contraire, il y a lieu de prévoir des groupes éleveurs refoulant l'eau dans une conduite sous pression analogue à la précédente.

### III.1 Types d'adductions [4]

Elle peut être de type : gravitaire, adduction par refoulement ou 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 cote supérieure à la cote 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 cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

#### III.1.3 Adduction mixte

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

Dans notre cas, nous avons une adduction mixte, une partie par refoulement et une autre gravitaire.

### III.2 Type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge.

### III.2.1 Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre sur un tronçon d'adduction est un cas fréquent, la conduite fonctionne comme un canal ouvert, l'eau n'atteint pas la partie supérieure des tuyaux. Cet écoulement est conditionné par la pente.

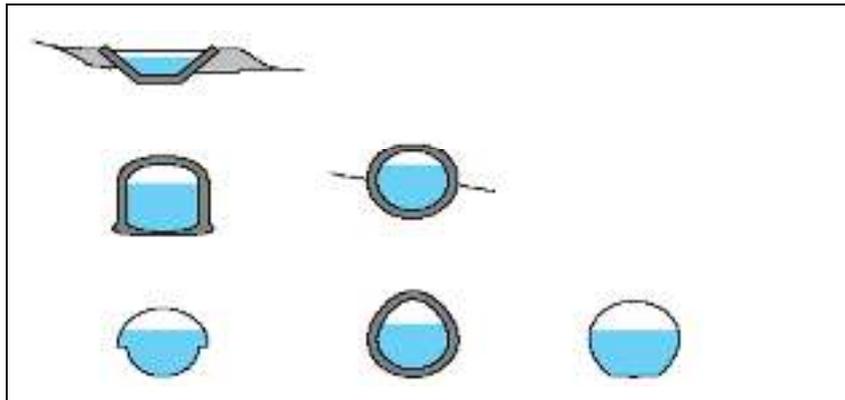


Figure III.1 Quelques formes de canaux

### III.2.2 Ecoulement en charge

Un écoulement en charge correspond au fonctionnement d'une adduction sous pression. Ce dernier peut se faire gravitairement ou par refoulement, selon la position de la source par rapport à l'agglomération à alimenter.

### III.3 Critères de choix de tracé [7]

Le choix du tracé se base sur les conditions économiques, techniques et topographiques, elles se résument comme suit :

- Le tracé doit être le plus court possible et avec un profil en long aussi régulier que possible Pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériels lors de la réalisation, il est recommandé de suivre les chemins existants (route, piste...etc.)
- Eviter les pentes trop fortes (difficulté d'ancrage des tuyaux)
- Eviter les contre pentes susceptibles de créer des cantonnements qui sont plus au moins difficiles à évacuer
- Eviter les zones rocheuses, une tranchée devra être creusée
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées implantées et de

minimiser les pertes de charge.

- De plus en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour supposer aux effets du coup de bélier n'ont pas été suffisantes, il peut apparaître dans ces points hauts, en régime transitoire, par la suite de la dépression régnant dans la conduite cavitation pouvant occasionner des éclatements au cours de de la phase de surpression qui succède.

### **III.4 Proposition de la variante**

La commune de Beni Oulbane sera alimentée à partir de la station de traitement sur le réseau d'adduction du couloir 1. Cependant, le relief de la région impose la projection d'un système mixte : soit une partie par refoulement et une autre gravitaire.

Le couloir N° 1 est destiné à l'approvisionnement en eau potable de l'agglomération de Beni Oulbane. Les prestations de ce couloir démarrent de la bride de sortie de la station de pompage au niveau de la station de traitement avec une côte de 120.02 m. L'eau sera véhiculée par refoulement jusqu'à la côte 267.00 m où un réservoir tampon sera implantée. A partir du réservoir tampon, l'eau est véhiculé gravitairement vers une station de reprise avec une côte de 224.5 à partir de cette station, l'eau est refoulée vers le réservoir projeté à Beni Oulbane à la côte 370.50 m. La longueur totale de la conduite d'adduction est de 15.64 km. Cette variante comporte quelques traversées d'oueds et de routes

### **III.5 Choix du matériau des conduites [4]**

Une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres. Ces derniers peuvent être métalliques: fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable; à base de ciment: béton armé, amiante-ciment, béton précontraint en matière thermoplastique.

Le choix du type de conduite se fait suivant un ensemble de critères d'ordre technique et économique à savoir :

- Diamètre
- Pression à supporter
- Conduites de manutention (transport, pose,..)
- Agressivité du sol
- Prix et la disponibilité sur le marché.

### **III.5.1 Conduites en acier**

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

### **III.5.2 Conduites en fonte**

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

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

### **III.5.3 Conduites en PEHD**

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas corrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à  $\Phi 300$  mm sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

### **III.5.4 Conduites en amiante ciment**

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

## **Conclusion**

Après la présentation de chaque matériau on a décidé d'utiliser des conduites en PEHD, parce qu'elles présentent les avantages suivants :

- Durée de vie importante
- Résistance aux pressions élevées
- Bonne résistance aux forces internes
- Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en PEHD, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains
- Bonne élasticité Elle donne au PEHD une bonne résistance mécanique, aux chocs, aux flexions et aux cisaillements, ce qui se passe lors d'affaissements d'immeubles ou de terrains, sous l'effet du trafic sur les ponts, de canalisations sous voie, de drainage et de tubes flottants.
- Ne retint pas le tartre.

- Surfaces lisses Les conduites en PEHD se caractérisent par une faible rugosité.

### III.6 Comportement d'une adduction

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

#### III.6.1 Cas de surpression

À la place de la brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être une solution à la pression exagérée au niveau des points bas

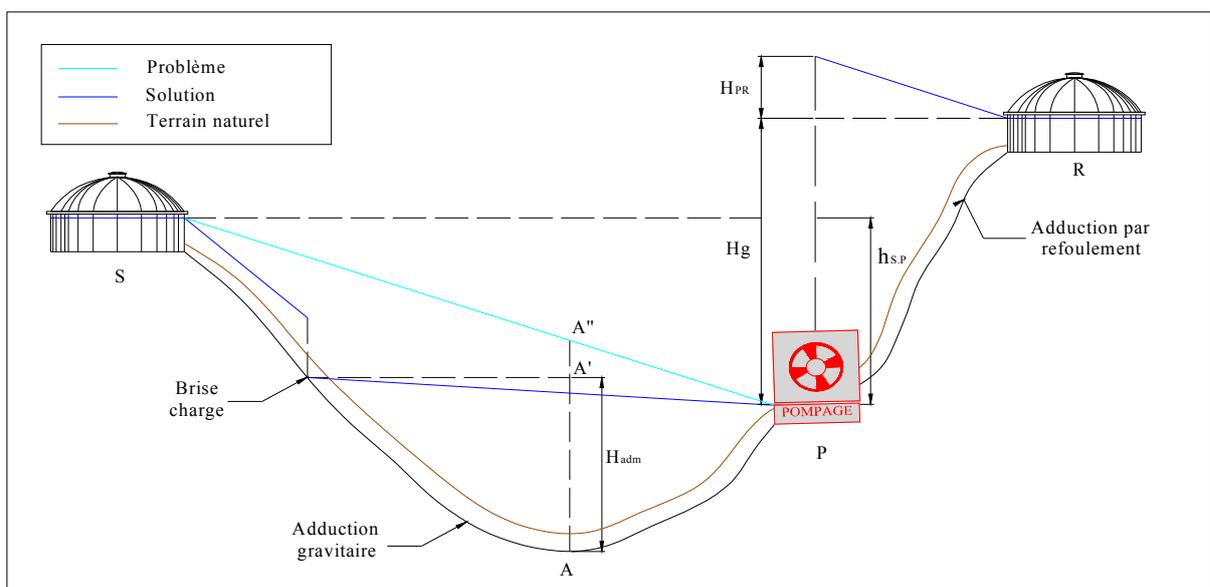


Figure III.2 Problème de charge exagérée

#### III.6.2 Cas de dépression

Pour remédier au problème d'écèlement survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite

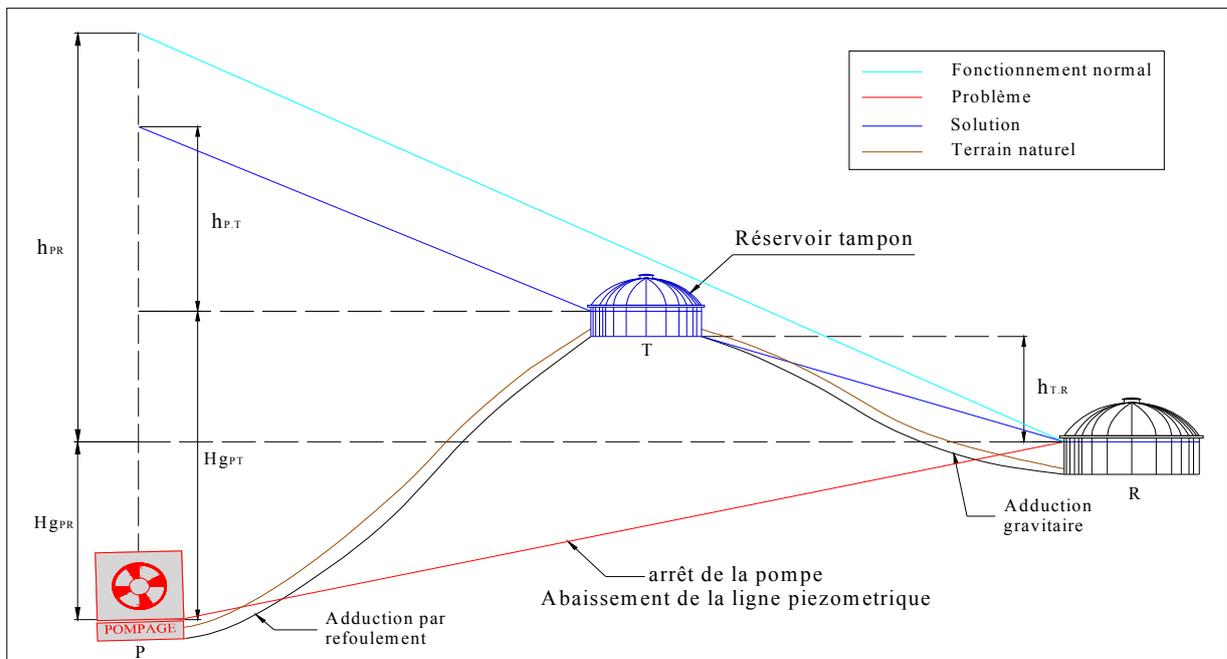


Figure III.3 Problème d'écroulement

### III.7 Calcul hydraulique[2]

#### III.7.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les formules de Bresse ou Bonnin :

➤ **Formule de BRESSE**

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

➤ **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.2)$$

D : diamètre en mètre (m)

Q: débit à élever en  $m^3/s$

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

Dans notre cas la formule de Bonnin a été retenue, parce qu'elle donne des vitesses acceptables, ne permettant pas les dépôts dans les conduites. Puisque le débit reste constant pour tous les tronçons ( $Q = 0.09174 m^3/s$ ), donc le diamètre donné par Bonnin est:

$$D = 300 \text{ mm.}$$

### III.7.1.1 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes : linéaires et singulières.

#### III.7.1.1.1 pertes de charge linéaire

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

- Diamètre D de la conduite en (m)
- Débit Q en (m<sup>3</sup>/s)
- La rugosité absolue  $\zeta$  exprimée en mm
- $R_e$  : nombre de Reynolds
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots(III.3)$$

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

$\Delta H_l$  : Pertes de charge linéaires en (m)

I:Gradient hydraulique en (m/m)

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots(III.4) \text{ (Formule de Nikuradzé)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \dots\dots\dots(III-5) \text{ (Formule Colebrook)}$$

#### III.7.1.1.2 pertes de charge singulières

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par les accessoires placés sur la conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \dots\dots\dots(III.7)$$

### III.7.1.1.3 pertes de charge totales

Les pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l \dots \dots \dots (III.8)$$

### III.7.1.2 Calcul de la hauteur manométrique totale

$$HMT = Hg + \Delta H_t \dots \dots \dots (III.9)$$

Hg: La hauteur géométrique (m)

### III.7.1.3 Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \dots \dots \dots (III.10)$$

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

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

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

$\rho$  : masse volumique du liquide

### III.7.1.4 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \dots \dots \dots (III.11)$$

t: Temps de pompage par jour en (heure) dans notre cas  $t = 24$  h

P: Puissance de la pompe en (KW)

### III.7.1.5 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par :

$$F_{ex} = E * e \dots \dots \dots (III.12)$$

E: Energie consommée par la pompe en (KW)

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

### III.7.1.6 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A \dots\dots\dots (III.13)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (III.14)$$

i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

n: Nombre d'années d'amortissement,  $n = 15$  ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683\%$$

### III.8 Détermination des diamètres économiques

#### III.8.1 Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement

##### 1) Station de pompage N°1– Réservoir tampon

- $Q = 0,09174 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 1030 \text{ m}$
- $H_g = 155 \text{ m}$

Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.1** Calcul de la HMT Station de pompage N°1– Réservoir tampon

$D_{EXT}$ (mm)	$D_{INT}$ (mm)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$V$ (m/s)	$\epsilon/D$	$\lambda$	$L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)	HMT (m)
200	155.2	0.09174	4.850	0.000084	0.011781	1030	107.78	155	262.78
250	194.2	0.09174	3.097	0.000067	0.011303	1030	33.71	155	188.71
315	244.6	0.09174	1.952	0.000053	0.010841	1030	10.20	155	165.20
400	310.6	0.09174	1.211	0.000042	0.010391	1030	2.96	155	157.96
500	388.6	0.09174	0.774	0.000033	0.009995	1030	0.93	155	155.93

**Tableau III.2** Calcul des frais d'amortissement du Station de pompage N°1– Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	$F_{amort}$ (DA)*10 <sup>6</sup>
200	3 657.02	1030	0.44
250	5 688.70	1030	0.68
315	8 647.89	1030	1.04
400	13 936.58	1030	1.68
500	21 737.75	1030	2.62

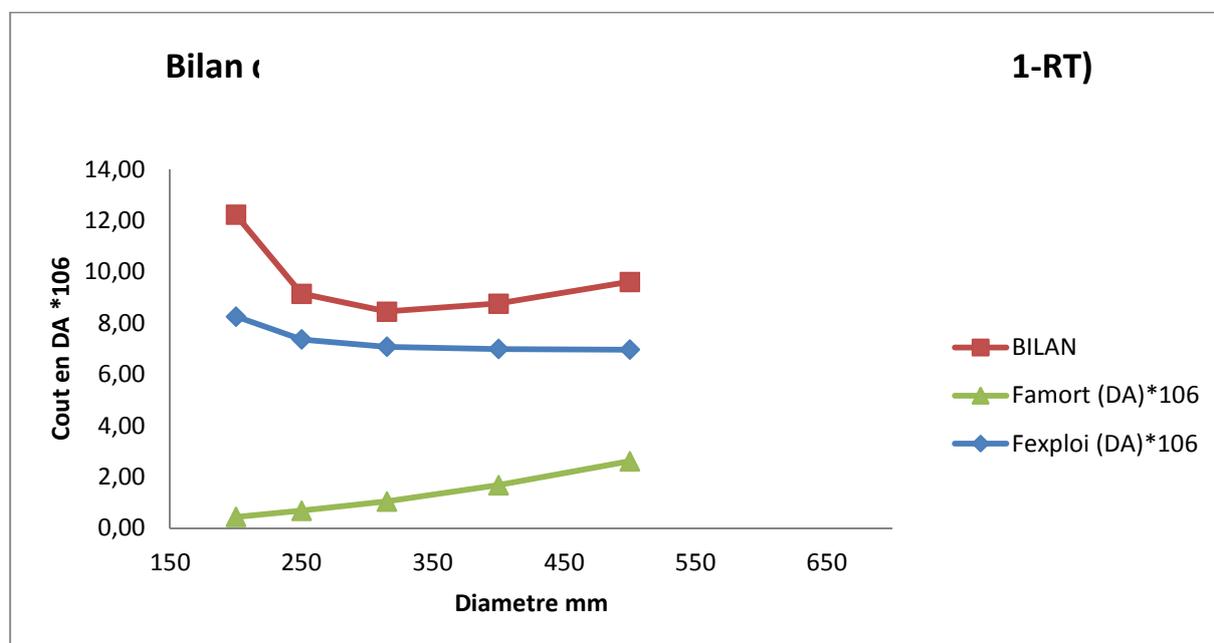
**Tableau III. 3** Frais d'exploitation du tronçon station de pompage N°1– Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)*10 <sup>6</sup>
200	288.28	2525372.99	11.79
250	207.02	1813536.27	8.47
315	181.23	1587592.03	7.41
400	173.29	1518027.22	7.09
500	171.06	1498497.3	7.00

**Tableau III.4** Bilan des frais t du tronçon station de pompage N°1– Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)*10 <sup>6</sup>	F <sub>explo</sub> (DA)*10 <sup>6</sup>	BILAN
200	0.44	8.26	12.23
250	0.68	7.37	9.15
315	1.04	7.08	8.45
400	1.68	6.99	8.77
500	2.62	6.97	9.61

À partir de tableau III.4 on va illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.



**Figure III.4:** Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (SP1-RT)

D'après la courbe d'optimisation, le diamètre économique est le 315 mm, avec une vitesse de

1.95 m /s

## 2) Station de pompage 2 –réservoir d'alimentation de la ville de Beni Oulbane

- $Q = 0,09174 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 5604 \text{ m}$
- $H_g = 148.5\text{m}$

Les résultats de calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.5, III.6, III.7 et III.8

**Tableau III.5** Calcul de la HMT Station de pompage N°2– Réservoir de distribution

$D_{EXT}$ (mm)	$D_{INT}$ (mm)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$\epsilon/D$	$\lambda$	$L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)	HMT (m)
200	155.2	0.0917	4.850	0.000084	0.011781	5604	586.422	148.5	734.92
250	194.2	0.0917	3.097	0.000067	0.011303	5604	183.415	148.5	331.92
315	244.6	0.0917	1.952	0.000053	0.010841	5604	55.496	148.5	204.00
400	310.6	0.0917	1.211	0.000042	0.010391	5604	16.112	148.5	164.61
500	388.6	0.0917	0.774	0.000033	0.009995	5604	5.055	148.5	153.56

**Tableau III.6** Frais d'amortissement du tronçon station de pompage n°2– Réservoir de distribution

Diamètre en (mm)	Prix du ml (DA)	$L$ (m)	$F_{amort}$ (DA)* $10^6$
200	3 657.02	5604	2.39
250	5 688.70	5604	3.72
315	8 647.89	5604	5.66
400	13 936.58	5604	9.12
500	21 737.75	5604	14.23

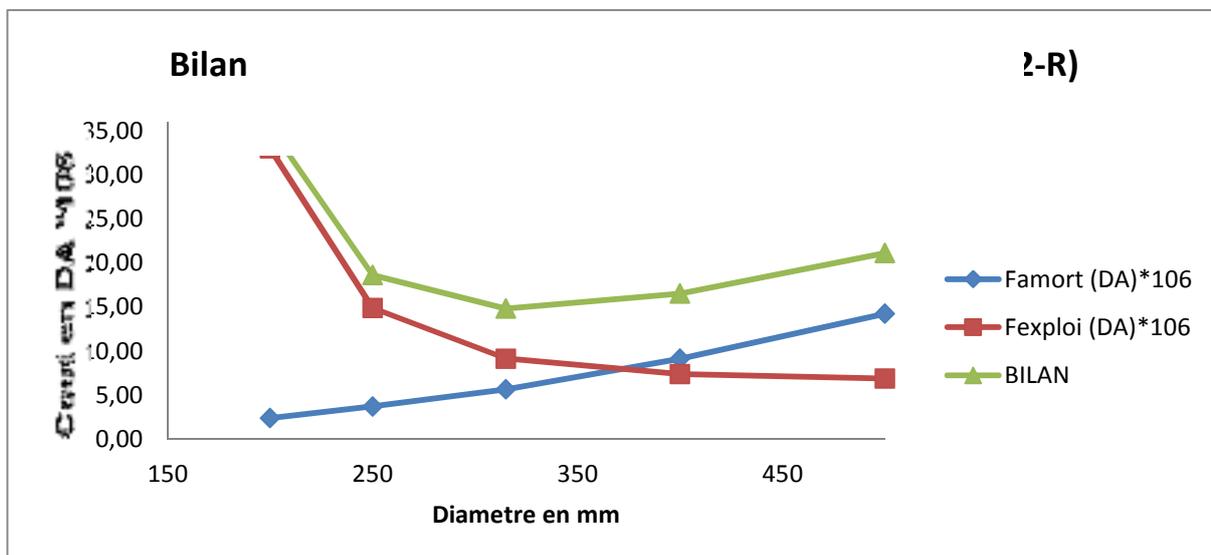
**Tableau III.7** Frais d'investissement du tronçon station de pompage n°2– Réservoir de distribution

Diamètre en (mm)	$P$ (K Watt)	$E$ (KWh)	$F_{exploit}$ (DA)* $10^6$
200	806.24	7062686.51	32.98
250	364.13	3189741.85	14.90
315	223.79	1960429.7	9.16
400	180.59	1581943.13	7.39
500	168.46	1475685.14	6.89

**Tableau III.8** bilan de pompage n°2– Réservoir de distribution

Diamètre en (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)*10 <sup>6</sup>	F <sub>exploit</sub> (DA)*10 <sup>6</sup>	Bilan
200	2.39	32.98	35.38
250	3.72	14.90	18.62
315	5.66	9.16	14.82
400	9.12	7.39	16.51
500	14.23	6.89	21.12

À partir de tableau III.8 on va illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.



**Figure III.5** Bilan des frais d'amortissement et de l'exploitation (SP2-R)

D'après la courbe d'optimisation, le diamètre économique est le 315 mm Avec une vitesse de 1.952 m/s

### III.8.2 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires

Le calcul des pertes de charge sera effectué par la formule de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g}$$

Sachant que  $Q = V * S \Rightarrow \Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \dots \dots \dots (III.14)$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de perte de charge ;

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(III.15)$$

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots (III.16)$$

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

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

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

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots(III.17)$$

Avec :

$\Delta H^{lin}$  : 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.9

**Tableau III.9** Coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  pour différents types de tuyau

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

Pour notre cas, on prend :  **$K' = 0,001052$  ;  $\beta = 2$  et  $m = 4.772$**

### III.8.2.1 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont regroupées dans le tableau III.10

**Tableau III.10** Longueur de l'adduction gravitaire

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir tampon	Station de pompage n° 2	9004	10354.6

### III.8.2.2 Altitudes des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont regroupées dans le tableau III.1

### III.11 Altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Points	Côte de terrain naturel (m)
1	Réservoir tampon	265.50
2	Station de pompage n°2	225.50

#### 1) Tronçon réservoir tampon-station de pompage n°2

- La perte de charge disponible

$$\Delta H_d = CR - CT_2$$

$$\Delta H_d = 265.5 - 225.5 = 40 \text{ m}$$

- Le diamètre avantageux

$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 10354.6 * (0.09174)^2}{40}} = 0.280 \text{ m} = 280 \text{ mm}$$

$$244.6 \text{ mm} < D_{av} < 310.6 \text{ mm}$$

Avec :

244.6 mm est le diamètre intérieur de la conduite de diamètre extérieur 315 mm

310.6 mm est le diamètre intérieur de la conduite de diamètre extérieur 400 mm

On suppose que: 
$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^* L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^* L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :

$$L_1 + L_2 = L_{eq} ; D_1 = 244.6 \text{ mm} \text{ et } D_2 = 310.6 \text{ mm}$$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001052 * (0.09174)^2 \left( \frac{L_1}{0.3106^{4.772}} + \frac{L_2}{0,2446^{4.772}} \right) = 40m \\ L_1 + L_2 = 10354.6m \end{cases} \Rightarrow L_1 = 3148.19m; L_2 = 7206.41m$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{3148.19}{1,15} = 2737.56m \\ L_{r2} = \frac{7400.64}{1,15} = 6266.44m \end{cases}$$

Donc, on place la conduite DN 400 mm sur une longueur de 2737.56 m, ensuite la conduite DN 315 mm sur une longueur de 6266.44 m.

- **Vitesse d'écoulement**

Le tronçon aura deux vitesses différentes du fait qu'on a deux diamètres différents, tel que :

$$V_1 = \frac{4 * 0.09174}{\pi * 0.25^2} = 1.953 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0.09174}{\pi * 0,315^2} = 1.21 \text{ m/s}$$

#### III.8.2.4 Frais d'investissement :

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau III.12

**Tableau III.12** Frais d'investissement de la conduite gravitaire

<b>D (mm)</b>	<b>Prix de ml</b>	<b>L (m)</b>	<b>PRIX (DA)</b>	<b>ANNUITE</b>	<b>Frais d'amortissement (DA)*10<sup>6</sup></b>
315	8 647.89	6266.44	54191483.8	0.11683	6.33119105
400	13936.58	2737.56	38152223.9	0.11683	4.45732432
<b>Total</b>					10.7885154

### **III Conclusion**

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau d'adduction, nous avons opté pour un réseau mixte (refoulement - gravitaire) qui répond à la marge souhaitée. Pour les vitesses nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre 1.21 m/s à 1.953 m/s et cela pour éviter l'accumulation des dépôts.

**CHAPITRE IV**  
**ETUDE DES RESERVOIRS**

## Chapitre IV : Etude des réservoirs

### Introduction

Depuis l'antiquité, les réservoirs sont utilisés comme étant des lieux de stockage de l'eau de la saison humide pour la saison sèche. Graduellement la science de l'eau évolue et les systèmes d'alimentation en eau potable se diversifient avec, ce qui a donné une multitude de fonctions aux réservoirs, à titre d'exemple ils sont conçus pour le stockage, la régularisation des débits et des pressions.

### IV.1 Généralités

Lorsque les besoins journaliers sont supérieurs au volume d'eau produit par la source en 24 heures, il est nécessaire de construire un réservoir de stockage. Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue. Ils trouvent le plus souvent leur défaillance dans des insuffisances au niveau de leur conception. Ces raisons montrent l'importance qu'il convient d'accorder à la phase de conception de l'ouvrage.

Un ouvrage bien conçu sera facile à exploiter et requerra des travaux d'entretien faciles et simples.

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

Conserver la qualité de l'eau stockée.

Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

### IV.2 Rôle du des réservoirs

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
  - panne électrique ;
  - remplacement d'une pompe ;

- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- Les réservoirs permettent, en outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit. La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.
- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais dans ce cas ils sont appelés réservoirs tampons.

### **IV.3 Prescription sanitaire**

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

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni

communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.

- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

#### **IV.4 Classification des réservoirs**

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

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

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

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

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre différentes formes :

➤ Rectangulaire ou carrée :

Elles sont utilisées surtout pour les réservoirs de capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

➤ Circulaire :

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

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

## IV.5 Emplacement des réservoirs

Le choix de site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques. En effet, l'objectif recherché est de prévoir un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est appelé à respecter les conditions suivantes :

- Pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire, le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- En plaines, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution, s'il y'a pas lieu en le place hors de l'agglomération mais le plus proche possible, pour éviter l'augmentation des pertes de charges du fait de l'augmentation de la longueur.
- En terrains accidentés, l'emplacement sera sur un site dont la cote excède toute autres cotes d'une valeur suffisante (10 à 20 m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.
- L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère, mais le meilleur emplacement ne sera déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétiques, des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompes.
- Selon l'emplacement du réservoir on distingue deux types d'alimentation :

### ➤ Réservoirs alimentés gravitairement

Les réservoirs alimentés gravitairement, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprises, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques autocentreurs qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

### ➤ Réservoirs alimentés par refoulement

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charges de ces dernières, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts et de mise en charge des pompes de la station d'alimentation

## **IV.6 Équipement du réservoir**

### **IV.6 .1 Equipements d'intervention**

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles.

On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service

### **IV.6 .2 Equipements de nettoyage**

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

### **IV.6 .3 Equipements hydrauliques**

#### **A. Conduite d'arrivée**

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement ou gravitaire. Le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir a une grande influence sur le phénomène de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certain temps.

L'arrivée des eaux au réservoir peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. On préfère toujours l'arrivée de l'eau par le bas ou par le bas pour permettre le renouvellement d'eau par mélange on créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

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

#### **B. Conduite de distribution ou de départ**

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de 15 cm à 20 cm environ au-dessus du radier. Cela pour éviter la pénétration des grains du sable qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve du réservoir.

S'il y a une rupture de la conduite maîtresse de distribution et dans l'hypothèse d'un réservoir de grande capacité, il faut avoir la possibilité d'isoler rapidement le réservoir. Elle pourra être

envisagée on rendant la fermeture de robinet automatique on utilisant une vanne-papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifesterait dans la conduite.

### **C. Conduite de Trop-plein**

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

### **D. Conduite de vidange :**

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts. Elle est munie d'un robinet-vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop-plein.

### **E. Conduite By-pass :**

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant le nettoyage (vidange) d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer un by-pass reliant la conduite d'amenée (d'arrivée) à la conduite de départ (distribution).

### **F. Les joints d'étanchéité :**

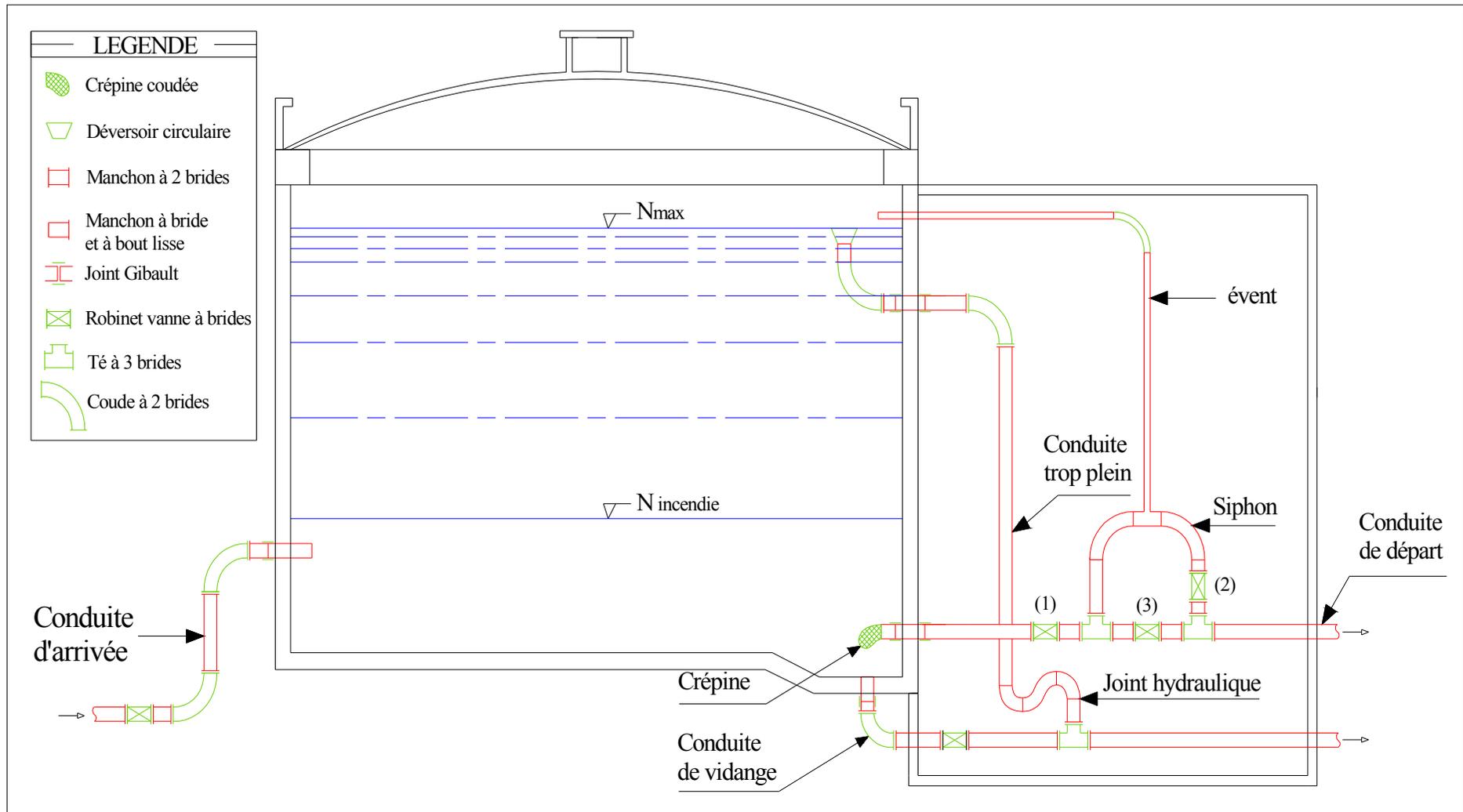
Pour assurer une bonne étanchéité entre le réservoir et les conduites qui le traversent, on a intérêt à placer des joints d'étanchéité.

### **G. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :**

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

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouvellement de l'eau.



**Figure IV.1 :** Equipements d'un réservoir

#### **IV.7 Construction des réservoirs**

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée, à cet effet. Seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité seront prévus pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (insectes, rats...etc.).

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

#### **IV.8 Capacité des réservoirs**

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu le jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

##### **IV.8.1 Méthode analytique**

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera dimensionné par le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la déférence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale

trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots (IV.1)$$

$V_r$ : capacité résiduelle ( $m^3$ ),

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

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

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

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.2)$$

$V_t$ : capacité totale du réservoir

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

### IV.8.2 Méthode graphique

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

$$R_{\max} = |V^+ - V^-| \dots\dots\dots (IV.3)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Dont le volume total sera :

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

## IV.9 Dimensionnement des réservoirs

### IV.9.1 Bâches de reprise pour différentes stations de pompage

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. Le dimensionnement de cette dernière est basé sur le temps

nécessaire pour maintenir la crépine en charge, qui est généralement, estimé à 15 min.

Donc :

$$V_{\text{b\^ache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{T}$$

$Q_{\text{max j}}$  : débit maximal journalier total, dans notre cas  $Q_{\text{max j}}$  est constant, il représente le débit totale véhiculé dans chaque b\^ache de reprise, qui est égale à  $7926.98 \text{ m}^3/\text{j}$  ;

$t$  : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $t = 0.25 \text{ h}$ ) ;

$T$  : temps de fonctionnement de la station de pompage, dans notre cas  $T = 24\text{h}$ .

➤ **B\^ache de la station de pompage (SP1) :**

La station de pompage (SP1) alimente le r\^eservoir tampon

$$V_{\text{b\^ache}} = \left( \frac{7926.98}{24} \right) * \left( \frac{1}{4} \right) = 82.57$$

On prend un volume normalisé de  $100 \text{ m}^3$ .

$$V_n = 100 \text{ m}^3$$

➤ **B\^ache de la station de pompage (SP2) :**

La station de pompage (SP2) se situe à 9004 m du r\^eservoir tampon. Les pompes sont alimentées par la b\^ache de reprise. Alors le volume de la b\^ache de reprise (SP2) est calculé comme suit:

$$V_{\text{b\^ache}} = \left( \frac{7926.98}{24} \right) * \left( \frac{1}{4} \right) = 82.57$$

On prend un volume normalisé de  $100 \text{ m}^3$ .

$$V_n = 100 \text{ m}^3$$

Remarque : Les b\^aches des stations de pompage (SP1) et (PS2) ont les m\^emes dimensions, du fait que le débit reste constant et le temps de fonctionnement pour chaque station de pompage est de  $24 \text{ h} / 24$ .

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

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

On prend: h = 5 m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 100}{3,14 \times 6}} = 4.61 \qquad \Rightarrow \mathbf{D = 5 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

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

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 100}{3,14 \times (5)^2} = 5.10 \qquad \Rightarrow \mathbf{h = 5.10 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{100}{5.1} = 19.61 \qquad \Rightarrow \mathbf{S = 19.61 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir :

On a : H = h + R

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend R = 0,5 m

$$\Rightarrow H = 5.1 + 0,5 = 5.6 \qquad \Rightarrow \mathbf{H = 5.6 \text{ m}}$$

Les dimensions des bâches de repris des stations (SP1) et (PS2), sont représentés dans le tableau IV.1

**Tableau IV.1:** Tableau donnant les dimensions des différentes bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	100	5	19.61	5.1	0.5	5.6
SP 2	100	5	19.61	5.1	0.5	5.6

#### IV.9.2 Réservoir tampon

La conduite de refoulement ne peut se transformer en une conduite gravitaire que par l'installation d'un réservoir intermédiaire ou réservoir tampon, appelé également réservoir de relais.

- **Estimation de la capacité du réservoir tampon**

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale du réservoir tampon sera :  $V_t = V_r + V_{inc}$  (m<sup>3</sup>)

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit  $Q_0$  le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et soit  $T$  le temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne.

Dès l'arrêt de la pompe, le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant ' t ' le débit sera :

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

Et le volume  $dV$  du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$
$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne

avec fermeture lente.

Le robinet vanne a un temps de fermeture d'une durée de 4 h donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0.09174 \times 4 \times 3600}{2} = 660.53 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de 120 m<sup>3</sup> comme réserve d'incendie, donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 660.53 + 120 = 780.53$$

$$V_t = \mathbf{780.53 \text{ m}^3}$$

Il y aurait intérêt à normaliser les capacités des réservoirs afin que les coffrages puissent être réutilisés, pour cela, on prend un volume normalisé de 1000 m<sup>3</sup>.

$$V_n = \mathbf{1000 \text{ m}^3}$$

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On prend: h = 6 m.

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{3,14 \times 6}} = 14.57$$

$$\Rightarrow \mathbf{D = 14.5 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

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

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 1000}{3,14 \times (14.5)^2} = 6.06$$

$$\Rightarrow h = \mathbf{6,06 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\Rightarrow S = \frac{1000}{6,06} = 165.02$$

$$\Rightarrow S = 165.02 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend: R = 0,5 m

$$\Rightarrow H = 6,06 + 0,5 = 6,56 \quad \Rightarrow H = 6,56 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

$h_{inc}$  : hauteur de la réserve d'incendie (m)

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{165.02} = 0,73 \quad \Rightarrow h_{inc} = 0,73 \text{ m}$$

**Tableau IV.2 :** Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir tampon

Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	h <sub>inc</sub> (m)	R (m)	H (m)
1000	14.5	165.02	6.06	0.73	0.5	7.29

### IV.9.3 Réservoirs de stockage :

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette présente étude nous avons un seul réservoir de stockage, la capacité de ce dernier est déterminée par la méthode analytique.

- **Calcul de la capacité de réservoir de stockage**

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de stockage est donnée dans le tableau IV.3

**Tableau IV.3** Evaluation du volume résiduel du réservoir de stockage

Heure	Arrivée au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Cumul (%)
0-1	4.17	1.5	2.67		2.67
1-2	4.17	1.5	2.67		5.34
2-3	4.17	1.5	2.67		8.01
3-4	4.17	1.5	2.67		10.68
4-5	4.17	2.5	1.67		12.35
5-6	4.17	3.5	0.67		13.02
6-7	4.17	4.5		0.33	12.69
7-8	4.17	5.5		1.33	11.36
8-9	4.17	6.25		2.08	9.28
9-10	4.17	6.25		2.08	7.2
10-11	4.17	6.25		2.08	5.12
11-12	4.17	6.25		2.08	3.04
12-13	4.17	5		0.83	2.21
13-14	4.17	5		0.83	1.38
14-15	4.17	5.5		1.33	0.05
15-16	4.17	6		1.83	-1.78
16-17	4.17	6		1.83	-3.61
17-18	4.17	5.5		1.33	-4.94
18-19	4.17	5		0.83	-5.77
19-20	4.17	4.5		0.33	-6.1
20-21	4.17	4	0.17		-5.93
21-22	4.17	3	1.17		-4.76
22-23	4.17	2	2.17		-2.59
23-24	4.17	1.5	2.67		0.08
Total	100%	100%			0.08

**Tableau IV.4** Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel (2013)

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m <sup>3</sup> /j)	a (%)	Vu (m <sup>3</sup> )	V <sub>inc</sub> (m <sup>3</sup> )	Vt (m <sup>3</sup> )
Résultats	3843.46	13.02	500.52	5*120	<b>1100.42</b>

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire actuellement est de 1500 m<sup>3</sup>.

**Tableau IV.5:** Calcul du volume total de stockage à l'horizon (2040).

Paramètres	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	a (%)	V <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>inc</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )
Résultats	8926.63	13.02	1162.25	5*120	<b>1762.25</b>

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire à l'horizon 2040 est de 2000 m<sup>3</sup>.

#### IV.10 Bilan de stockage

**Tableau IV.6:** Bilan de stockage.

Année	Stockage nécessaire (m <sup>3</sup> )	Stockage disponible (m <sup>3</sup> )	Déficit (m <sup>3</sup> )	Surplus (m <sup>3</sup> )
2011	1500	1500	-	-
2040	2000		500	-

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans la commune de Beni Oulbane et celle du stockage nécessaire à court et à long terme, on a trouvé comme le montre le tableau ci-dessus que la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération jusqu'à l'horizon d'étude 2040. Donc on doit projeter un réservoir de 500 m<sup>3</sup>.

La capacité normalisée sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

- Le diamètre D de la cuve :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

On prend:  $h = 5 \text{ m}$ .

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 500}{3,14 \times 5}} = 11.28 \qquad \Rightarrow \mathbf{D = 12 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :  $h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2}$

$$\Rightarrow h = \frac{4 \times 500}{3,14 \times (12)^2} = 4.42 \quad \Rightarrow \mathbf{h = 4.42 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow S = \frac{500}{4.42} = 113.13 \quad \Rightarrow \mathbf{S = 113.13 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir :

On a :  $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend  $R = 0,5 \text{ m}$

$$\Rightarrow H = 4.42 + 0,5 = 4.92 \quad \Rightarrow \mathbf{H = 4.92 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

$h_{inc}$  : hauteur de la réserve d'incendie (m) :

$$\Rightarrow h_{inc} = \frac{120}{113.13} = 1.06 \quad \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 1.06 \text{ m}}$$

**Tableau IV.7** Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir

<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>D (m)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>h (m)</b>	<b>h<sub>inc</sub> (m)</b>	<b>R (m)</b>	<b>H (m)</b>
500	12	113.13	4.42	1.06	0.5	5.98

## Conclusion

Après l'analyse des besoins en eau de la commune de Beni Oulbane, on peut dire que la ressource disponible ne satisfait pas les besoins de l'agglomération pour l'horizon d'étude et pour combler le manque de stockage, on projette un réservoir de 500 m<sup>3</sup>.

**CHAPITRE V**  
**ETUDE DU POMPAGE**

## **Chapitre V : Etude de pompage**

### **V. Introduction**

L'étude de pompage nous permet de choisir la pompe idéale pour notre système d'adduction afin d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique demandée.

#### **V.1 Définition**

Une pompe est un système d'élévation d'eau, elle a pour rôle de transformer l'énergie mécanique en une énergie hydraulique, La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être à axe : horizontal, vertical ou oblique.

#### **V.2 Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage**

Pour le choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les étapes suivantes :

- Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- Il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

- a) Prévoir l'accès à tous les ouvrages.
- b) Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier.
- c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- d) Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5m.
- e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### V.3 Différents types de pompes centrifuges [6]

Il existe une série de pompes centrifuges. On peut les classer suivant plusieurs manières ; en tenant compte notamment :

- Du nombre de roues.
- De la forme des aubes de la roue.
- De la vitesse spécifique.
- De la direction de l'axe.
- De la position de pompe par rapport au niveau à l'aspiration.

On note aussi : La classification en tenant compte:

- Du nombre de roues.
  - pompes monocellulaires.
  - pompes multicellulaires.
- De la forme des aubes de la roue.
  - roue à aubes.
  - roue à canaux.
- La forme du corps de la pompe.
  - pompes à volute ou colimaçon.
  - Pompes à diffuseur circulaire.
- La direction de l'axe.
  - pompes à axe horizontal
  - pompes à axe vertical
- sens de rotation.
  - pompe à sens direct
  - pompe à sens inverse.

## V.4 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- être d'un poids minimum possible.
- présenter une forme peu encombrante.
- répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- la pompe choisie doit être de préférence de production nationale
- doit être facile à l'entretien.

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

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (1450-3500) tr/min

## V.5 Couplage des pompes

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

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

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

### V.5.1 Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune. Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe. La courbe caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

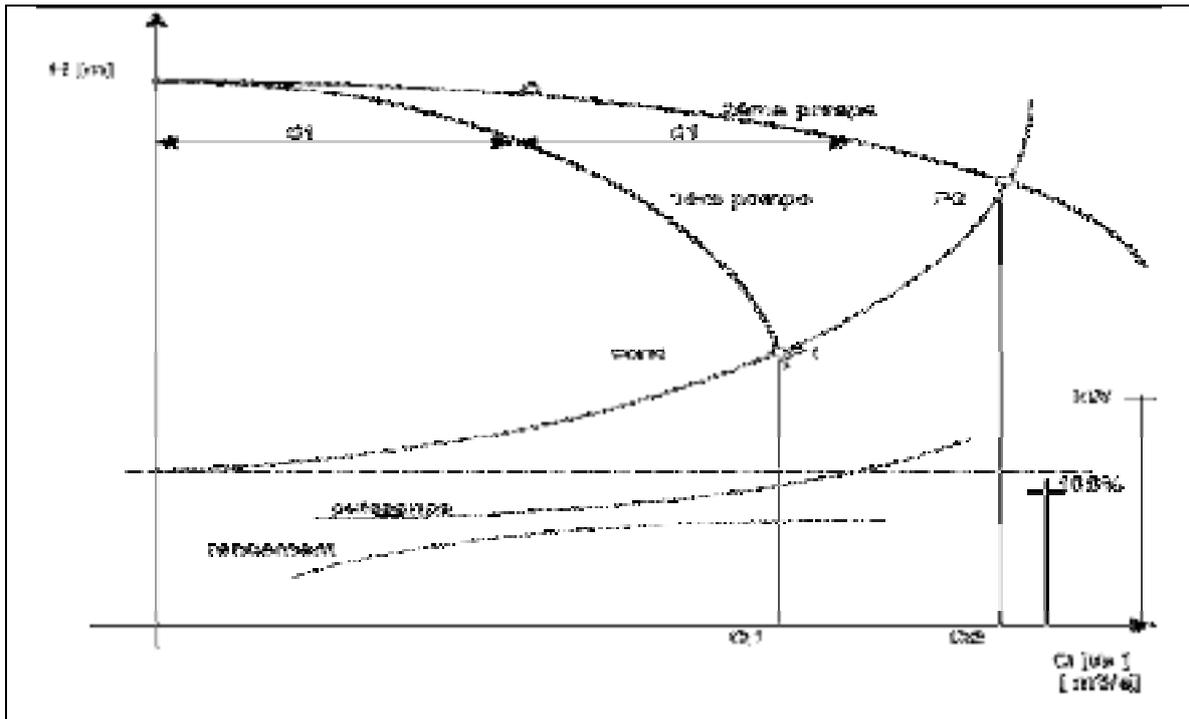


Figure V.1 .Couplage en parallèle

### V.5.2 Couplage en série

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

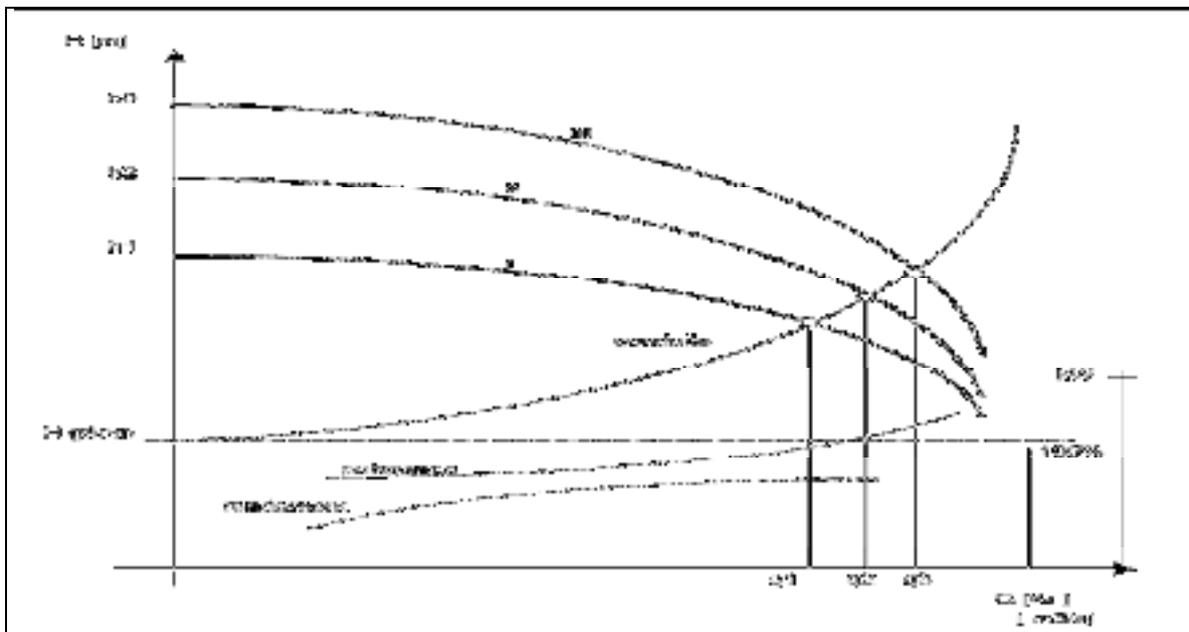


Figure V.2 Couplage en série

Remarque : Dans tous les cas, la hauteur résultante du couplage est inférieure à la somme des hauteurs créées pour chaque pompe fonctionnant seule sur la même canalisation.

## V.6 Choix du nombre de pompes

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

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

### V.6.1 Refoulement SP1 - réservoir tampon

Les caractéristiques recherchées sont :  $Q = 91.70 \text{ L/s} = 330.29 \text{ (m}^3\text{/h)}$

$$\text{HMT} = 165.20 \text{ m}$$

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

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

N	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)
1	330.29	165.2	PM150/6A	79.4	164	1450	6	174	3.38	310
2	165.145	165.2	PM150/8E	76.8	173	1450	8	136	2.2	310
<b>3</b>	<b>110.10</b>	<b>165.2</b>	<b>PM100/3C</b>	<b>77.5</b>	<b>167</b>	<b>2900</b>	<b>3</b>	<b>73.1</b>	<b>3.68</b>	<b>220</b>
4	82.57	165.2	PM100/4E	75.8	172	2900	4	66	3.4	220
5	66.06	165.2	PM100/9A	75.8	164	1450	9	36.6	1.91	220
6	55.05	165.2	PM100/9A	75.5	167	1450	9	35.9	1.91	220

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle de 3 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, Puissance absorbée

et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI PM100/3.

### V.6.2 Refoulement SP2 - réservoir de distribution

Les caractéristiques recherchées sont :  $Q = 91.70 \text{ L/s}$

$$\text{HMT} = 204 \text{ m}$$

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

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

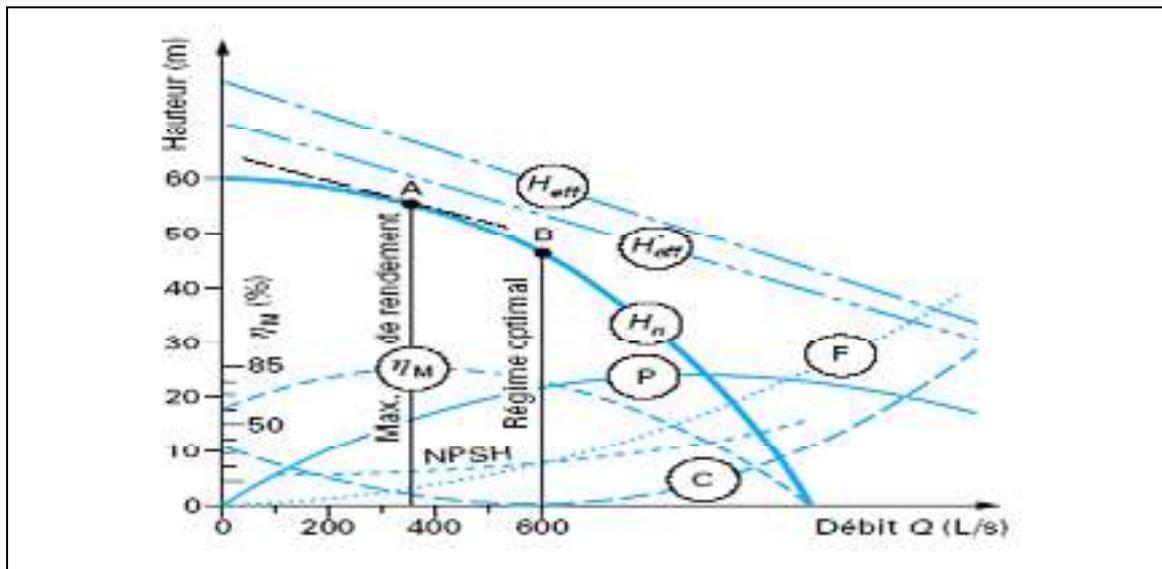
N	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	$\varnothing$ roue (mm)
1	330.29	204	PM150/8A	77.8	205	1450	8	239	4.21	310
2	165.145	204	PM125/9A	75.2	204	1450	9	122	2.31	250
<b>3</b>	<b>110.10</b>	204	<b>PM100/4D</b>	<b>76.4</b>	<b>202</b>	<b>2900</b>	<b>4</b>	<b>79.7</b>	<b>3.42</b>	<b>220</b>
4	82.57	204	PM80/5B	75.2	207	2900	5	62.5	3.49	190
5	66.06	204	PM100/11A	75.9	199	1450	11	45.1	1.91	220
6	55.05	204	PM100/11A	74.9	207	1450	11	42.8	1.9	220

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle de 3 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, Puissance absorbée et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI PM100/4D.

### V.7 Courbes caractéristiques des pompes:[4]

Pour chaque type de pompe centrifuge des courbes caractéristiques indiquent, pour chaque vitesse (tr/min) de la pompe, la relation qui existe entre la hauteur de refoulement et le débit refoulé. Dans une pompe bien conditionnée, elles ont une allure parabolique, l'axe de la parabole étant parallèle à la droite des hauteurs refoulées par la pompe, et la convexité de la parabole tournée vers le haut.

La figure V.3 montre les différentes courbes qui caractérisent une pompe



**Figure V.3** Courbes caractéristiques d'une pompe

Avec :

$H_{eff}$  : hauteurs théoriques effectivement engendrées (nombre d'aubes infini, d'épaisseur nulle)

$H'_{eff}$  : hauteurs théoriques effectivement engendrées avec des aubes réelles, en nombre fini.

$C$  : pertes de charge dues aux chocs de l'eau à l'entrée et à la sortie des aubes

$F$  : pertes de charge dues au frottement de l'eau dans les aubes

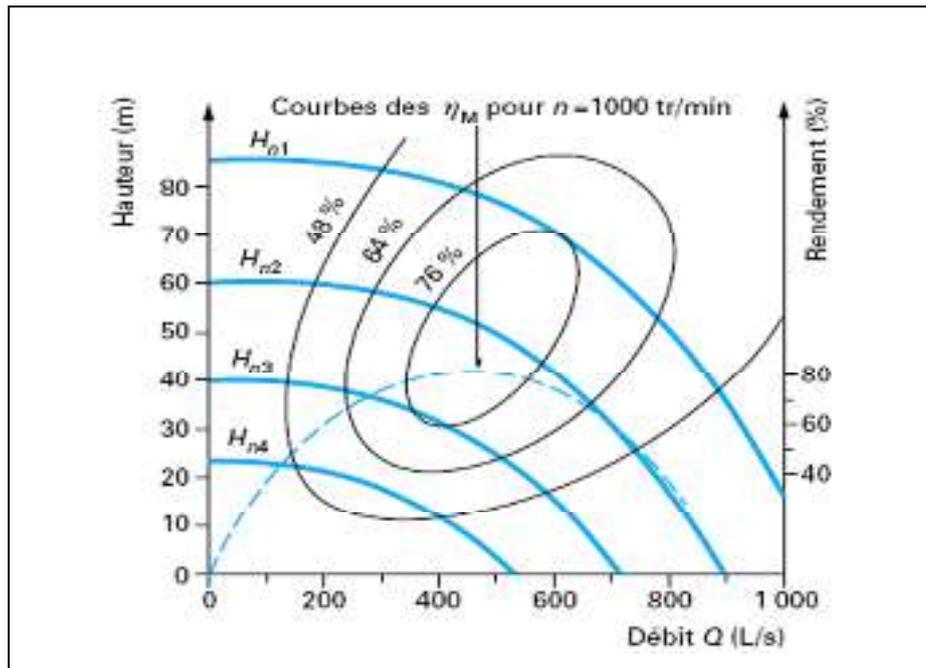
$H_n$ : hauteurs nettes engendrées :  $H_n = H'_{eff} - (C + F)$

$\eta_M$  : Rendements manométriques en % :  $\eta_M = H_n / H_{eff}$

NPSH : hauteurs nettes d'aspiration (net positive suction head)

$P$  : puissance absorbée par la pompe

Dans le cas où la vitesse de rotation change on aura les allures présentées dans la figure V.4



**Figure V.4** Courbes caractéristiques d'une pompe à vitesse de rotation variable

Avec :  $H_{n1}$   $H_{n2}$   $H_{n3}$   $H_{n4}$  hauteurs nettes engendrées aux vitesses  $n_1$   $n_2$   $n_3$   $n_4$  (en tr/min)

Pour une même hauteur  $H_n$  on a :  $Q_1 / n_1 = Q_2 / n_2 = \dots = Q_n / n_n$

Pour un même débit  $Q$  on a :  $H_{n1} / H_{n2} = (n_1 / n_2)^2$

Courbes 48 %, 64 %, 76 % : courbes d'équidendements ou colline des rendements.

Pour éviter toute difficulté de démarrage de la pompe sur une conduite de refoulement sous pression, il est d'ailleurs indispensable que l'arc de parabole représentant la caractéristique Q- H (débit hauteur) ait une allure toujours tombante, autrement dit que l'axe de symétrie de cette courbe soit situé en dehors du graphique, à gauche de l'axe des hauteurs, engendrées, parallèlement à ce dernier. Cette condition implique que la hauteur à débit nul de la pompe (hauteur de barbotage) soit supérieure à celle correspondant à la pression à l'intérieur de la conduite sur laquelle elle refoule.

**NPSH** : ce sigle américain, introduit en France par les pétroliers (Net Positive Suction Head) peut se traduire par **hauteur nette d'aspiration**, c'est-à-dire hauteur d'aspiration, déduction faite de la tension de vapeur de l'eau. C'est une notion excessivement importante dont il doit être tenu le plus grand compte dans le choix d'une pompe, si l'on veut obtenir le meilleur rendement et surtout éviter le phénomène de cavitation.

### V.7.1 Courbe caractéristique de la partie refoulement SP1 - réservoir tampon

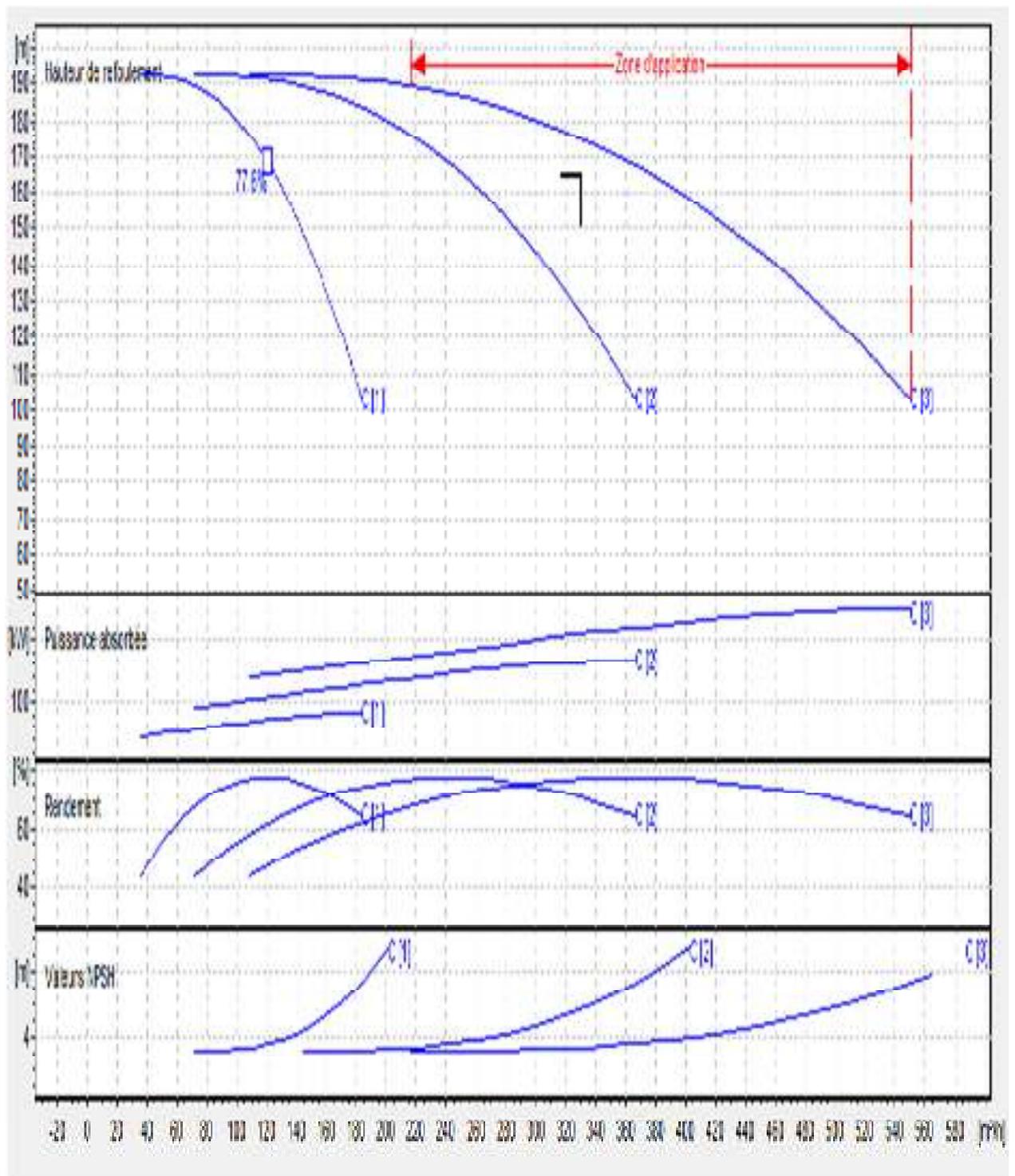


Figure V.5 : Courbes caractéristiques des pompes installées dans SP1

### V.7.2 Courbe caractéristique de la partie Refoulement SP2 - Réservoir de distribution

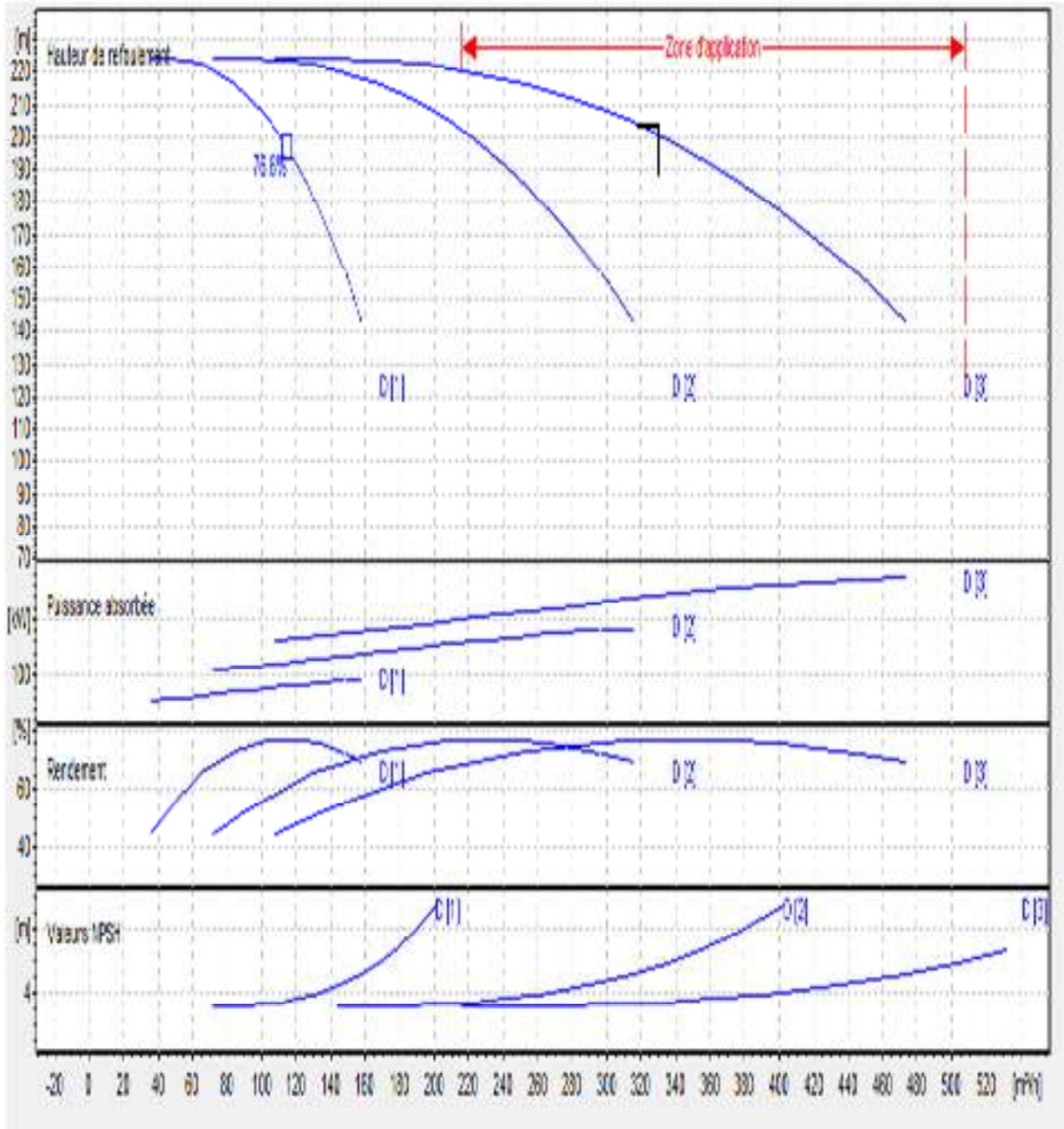


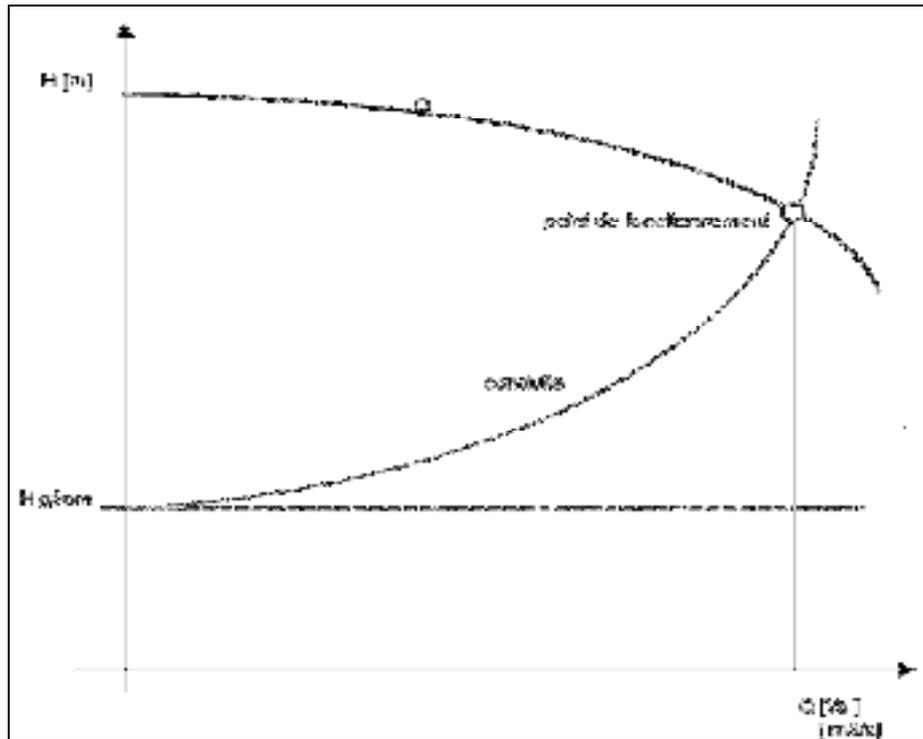
Figure V.6 Courbes caractéristiques des pompes installées dans SP2

### V.8 Point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe

caractéristique de la pompe installée en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H<sub>c</sub>-Q].

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



**Figure V.7** Détermination de point de fonctionnement

### V.8.1 Courbes caractéristiques de la conduite :

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

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

Avec :

**H<sub>g</sub>** : hauteur géométrique (m) ;

**Δh<sub>t</sub>** : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

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

Avec :

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

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

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

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

$Q$  : débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;

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

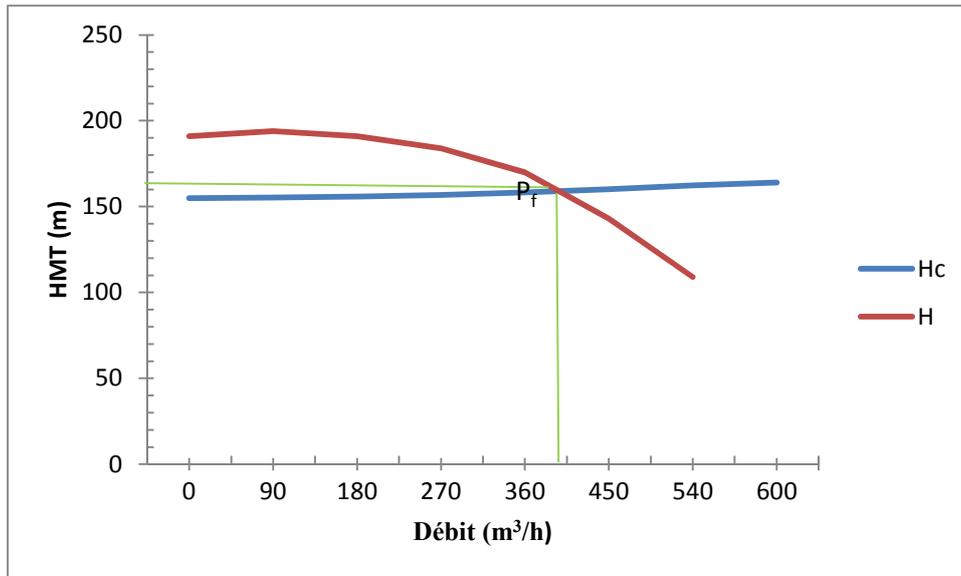
$g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

### V.8.2 Refoulement station de pompageN°1 –réservoir tampon

**Tableau V.3** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-RT)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	3Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec(int)</sub> (mm)	D <sub>EC(ext)</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	155	1030	315	244.6	0.010366	0	0	155
2	30	90	155	1030	315	244.6	0.010366	0.17796613	0.20466105	155.204661
3	60	180	155	1030	315	244.6	0.010366	0.71186453	0.81864421	155.818644
4	90	270	155	1030	315	244.6	0.010366	1.60169519	1.84194946	156.841949
5	120	360	155	1030	315	244.6	0.010366	2.84745811	3.27457683	158.274577
6	150	450	155	1030	315	244.6	0.010366	4.4491533	5.11652629	160.116526
7	180	540	155	1030	315	244.6	0.010366	6.40678075	7.36779786	162.367798
8	200	600	155	1030	315	244.6	0.010366	7.90960586	9.09604674	164.096047

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



**Figure V.8:** Point de fonctionnement de la pompe SP1

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

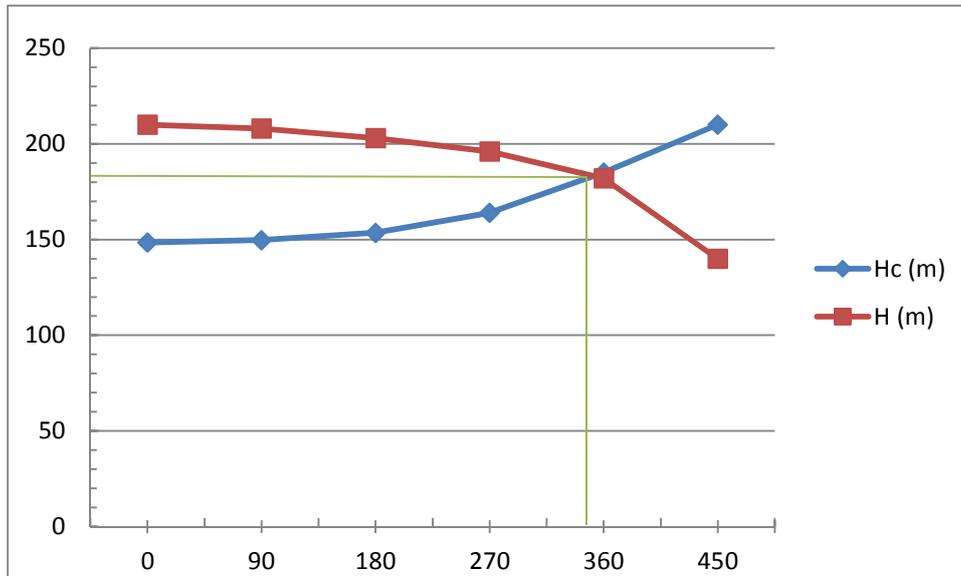
$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 395 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 330.29 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 165 \text{ m} > H_{app} = 157.75 \text{ m} \end{cases}$$

### V.7.3 Refoulement : SP2 – Réservoir de distribution

**Tableau V.4** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	3Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{in}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	148.5	5604	315	0.010366	0	0	155
2	30	90	148.5	5604	315	0.010366	0.17796613	0.20466105	155.204661
3	60	180	148.5	5604	315	0.010366	0.71186453	0.81864421	155.818644
4	90	270	148.5	5604	315	0.010366	1.60169519	1.84194946	156.841949
5	120	360	148.5	5604	315	0.010366	2.84745811	3.27457683	158.274577
6	150	450	148.5	5604	315	0.010366	4.4491533	5.11652629	160.116526
7	180	540	148.5	5604	315	0.010366	6.40678075	7.36779786	162.367798
8	200	600	148.5	5604	315	0.010366	7.90960586	9.09604674	164.096047

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



**Figure V.9** : Point de fonctionnement de la pompe SP2

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

(Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 339 m^3 / h > Q_{app} = 330.29 m^3 / h \\ H_{Pf} = 180 m > H_{app} = 163.48 m \end{cases}$$

Pour cette station de pompage on a pa besoin d'un réglage

### V.9 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

#### V.9.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue sera :

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

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

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

### \*Rendement du rognage

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

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \dots\dots\dots (V.9)$$

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

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

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

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

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

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

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

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

➤ **Changement du type de la pompe.**

### V.9.2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé

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

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

➤ **Changement de type de pompe.**

Remarque Puisque le débit demandé est inférieur à celui correspondant au point de fonctionnement, et pour satisfaire au régime de fonctionnement d'une pompe on procède à un mode de réglage, pour cela on doit étudier les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la

plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier est le vannage et la diminution du temps de pompage.

On ne peut pas utiliser le mode de regnage car on a des pompes multicellulaires.

### V.9.3 Refoulement : SP1 – Tampon

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

#### Application des types de réglage

##### ➤ Vannage

$H_c = 170$  m (d'après la figure V-)

$h_v = 170 - 157.75 \Rightarrow h_v = 12.25$  m.

$$\mu \eta_{inst_{ap,van}} = 77.5 * \frac{157.75}{157.75 + 12.75} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 71.7 \%$$

Moyennant la formule  $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$ , on détermine la nouvelle puissance absorbée,

Sachant que :  $Q = \frac{Q_{app}}{n}$  avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{91.74}{3} \Rightarrow Q = 30.58 L/s. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.03058 * 157.75}{0.717} \Rightarrow P_{abs} = 66.00 Kw.$$

##### ➤ Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{330.29}{395} * 24 \Rightarrow t' = 20h \ 4min \ 6sec$
- Le rendement correspondant au débit  $Q_A = 330.29$  L/s est : 75.2 %

Moyennant la formule  $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$

Avec :  $\eta$ : rendement de la pompe en (%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

g: pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :  $Q = \frac{Q_A}{n}$

avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{330.29}{3} \Rightarrow Q = 110.09 \text{ m}^3/\text{h} = 30.581/\text{s} \text{ Ainsi } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.03058 * 157.75}{0.775} \Rightarrow P_{abs} = 66\text{KW}$$

### V.10 Etude du phénomène de cavitation : [3]

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ( $P_v = 22 \text{ mm}$ , à  $T = 20^\circ\text{C}$  à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et des rendements.

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

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

(NPSH)<sub>r</sub> : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

(NPSH)<sub>d</sub>: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots(V.11)$$

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

On prend :  $r = 0,3\text{m}$ .

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \dots\dots\dots(V.12)$$

V<sub>a</sub> : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P<sub>at</sub> : pression atmosphérique (m.c.e) ;

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

H : altitude de la station.

T<sub>v</sub> : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

**Tableau V.5:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

Source : O.N.M

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

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

$$\Delta h_{asp} = (10 - 15)\% * \Delta h_{asp}^{lin} \dots \dots \dots (V.14)$$

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{L_{asp} * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \dots \dots \dots (V.15)$$

L<sub>asp</sub> : longueur du collecteur d'aspiration, L<sub>asp</sub> = 6 m ;

Q<sub>a</sub> : débit refoulé par une seule pompe (m<sup>3</sup>/s) ;

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

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

D<sub>a</sub> : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$$

Avec :

DN<sub>a</sub> : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm), donné par KAPRARI

### V.10.1 Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (V.16)$$

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

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

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

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

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

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

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

#### **Refoulement SP1 – RT :**

- La charge nette d'aspiration requise :

$$(NPSH)_r = 3.68 \text{ m}$$

- La pression atmosphérique :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 \Rightarrow P_{at} = 8.90 \text{ mce.}$$

- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ\text{C}$  :

$$T_v = 0,24 \text{ mce}$$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration :

$$DN_a = 125 \text{ mm}$$

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

- La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 * 110.09}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.27 \text{ m / s}$$

Cette vitesse est admissible.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{6 * \left( \frac{110.09}{3600} \right)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,1 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,10 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3.68 + 0,4 - 8.9 + 0,24 + \frac{1.27^2}{2 * 9,81} + 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 4.42 \text{ m}$$

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

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 8.9 - 3.64 - 0.4 - 0.24 - \frac{1.27^2}{2 * 9,81} - 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4.22 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = CT - 5.1 + 0.7 \Rightarrow \nabla_{\min} = 117.27 \text{ mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = CT + 4.22 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 125.56 \text{ mNGA}$$

### Refoulement SP2 – RD :

- La charge nette d'aspiration requise :

$$(NPSH)_r = 3.62 \text{ m}$$

- La pression atmosphérique :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 1148.46 \Rightarrow P_{at} = 8.73 \text{ mce.}$$

- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ\text{C}$  :

$$T_v = 0,24 \text{ mce}$$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration :

$$DN_a = 125 \text{ mm}$$

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

- La vitesse d'aspiration :

$$V_a = \frac{4 * 111.3}{3,14 * 0,175^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.29 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{6 * \left( \frac{111.3}{3600} \right)^2}{0,175^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,1 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,10 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,12 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3.62 + 0,4 - 8.73 + 0,24 + \frac{1.29^2}{2 * 9,81} + 0,12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 4.27 \text{ m}$$

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

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 8.73 - 3.62 - 0.4 - 0.24 - \frac{1.29^2}{2 * 9.81} - 0.12 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4.27 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 121.67 - 5.1 + 0.7 \Rightarrow \nabla_{\min} = 116.66 \text{ mNGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 121.67 + 4.27 - 0.3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 125.64 \text{ mNGA}$$

## V.10 Choix du moteur électrique :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

### V.10.1 Refoulement SP1 – réservoir tampon

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 690V
- Vitesse nominale 2960 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 55 KW
- Type de moteur 3~

### V.10.2 Refoulement SP2 – réservoir de distribution

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 690V
- Vitesse nominale 2960 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 90 KW
- Type de moteur 3~

## V.11 Equipements en amont et en aval d'une station de pompage

### V.11.1 Équipements en amont d'une pompe

Selon le type d'aspiration, en bêche ou sur conduite, les équipements en amont d'une

pompe changent.

### **Définition d'une aspiration en bêche**

L'aspiration dans ce casse fait directement dans la bêche, soit par une courte conduite plongeante dans la bêche amenant l'eau à la bride d'aspiration de la pompe, soit que la pompe elle-même immergée dans la bêche.

### **Définition d'une aspiration sur conduite**

Dans ce cas, l'eau arrive à la station par une conduite qui est relié directement à un collecteur d'où partent les conduites d'aspiration des pompes, donc il n'existe aucune bêche.

Dans notre projet, chaque station de pompage est équipée d'une bêche d'eau, donc l'aspiration se fait en bêche, les équipements en amont d'une pompe dans ce cas sont :

- Une grille
- Tulipe d'aspiration

Elle est prévue lorsque la vitesse d'entrée d'eau dans la conduite d'aspiration atteint 0.5 m/s, on l'utilise aussi pour diminuer les pertes de charge ;

- Crépine

Sorte de cylindre perforé, utilisé pour empêcher le passage des corps dont la grille n'a pas pu les bloquer ;

- Clapet

Il a pour rôle d'éviter le retour d'eau en cas d'arrêt de la pompe, il est recommandé de combiner le clapet et la crépine.

- conduite d'aspiration

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air.

- Coude
- Vanne
- Convergent d'aspiration

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

### **V.11.2 Équipements en aval d'une pompe**

- divergent

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible ;

- clapet anti retour

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher le retour d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- Joints

Il faut utiliser des joints auto butant pour éviter la transmission de toute effort de la conduite de refoulement sur la pompe ;

- Vannes de refoulement
- Conduit de refoulement

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.

### **V.12 Équipements auxiliaires d'une pompe**

- Système de drainage;
- Système d'amorçage ;
- Conduite by passe

Elle a trois rôles principaux : réglage du débit, amorçage de la pompe et protection contre les effets néfastes du régime transitoire (coup de bélier) ;

- Réservoir d'air ;
- Prise d'échantillon :

Sorte de robinet muni d'un tube en cuivre qui est placé au-dessus de la conduite de refoulement, pour prendre des échantillons d'eau de refoulement, en vue de contrôler sa qualité ;

- Appareillage de mesure de débit et de pression ;
- Système de levage : (pont roulant)

Il est dimensionné en fonction du poids le plus lourd dans la station de pompage, majoré de 20 %.

Si le poids est inférieur à 1 tonne, le système de levage peut être à commande manuelle ou électrique ;

Si le poids est supérieur à 1 tonne, le système de levage est à commande électrique ;

- Système de ventilation ;
- Eclairage ;
- Appareillage de commande ;
- Système de protection contre l'incendie.

## **V.13 Bâtiment d'une station de pompage**

### **V.13.1 Rôle du bâtiment d'une station de pompage**

Le bâtiment d'une station de pompage est destiné à protéger

- Les équipements hydrauliques ;
- Les équipements hydromécaniques et énergétiques ;
- Les équipements auxiliaires ;
- Les locaux du personnel.

### **V.13.2 Critères du choix de type de bâtiment**

- Mode d'assemblage : prise d'eau – Station de pompage – ouvrage d'arrivée ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

### V.13.3 Les différents types de bâtiment d'une station de pompage

On distingue :

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type Bloc approfondie ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache sèche approfondie ;
- Bâtiments type bache mouillée (avec pompe de surface) ;
- Bâtiments type bache mouillée (avec pompe noyée) ;
- Bâtiments type surface ;
- Station de pompage flottante.

### V.13.4 Caractéristiques des bâtiments selon leur type

Les caractéristiques de chaque type de bâtiment d'une station de pompage peuvent être résumées dans le tableau V.5

**Tableau V.5** les caractéristiques des différents types de bâtiment d'une station de pompage

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	Surface
Débit Q (m <sup>3</sup> /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale centrifuge à axe verticale	Pompe centrifuge	Axiale centrifuge à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m) $h_{asp}^{adm}$	En charge <0	En charge <0 En aspiration >0	En charge <0	En aspiration >0
Variation du plan d'eau d'aspiration (m)	1-2	N'importe	N'importe	< $h_{asp}^{adm}$

### V.13.5 Avantages et inconvénients

Le tableau V.6 regroupe les avantages et les inconvénients pour les différents types de bâtiment d'une station de pompage

**Tableau V.6** avantages et inconvénients des différents types de bâtiment d'une station de pompage

type	Avantages	Inconvénients
Type bloc	type est prévu pour des débits importants ; Les pompes sont installées en charge (pas de problème d'amorçage).	Le prix du génie civil est très important ; Présence des infiltrations ; Prévoir obligatoirement un système de drainage.
Bâche sèche	on peut éviter l'amorçage des pompes en les installant en charge.	Prix de génie civil élevé.
<b>Tableau V.6 (Suite et fin)</b>		
Bâche mouillée	Les pompes sont installées en charge (pas de problème d'amorçage).	Prix de construction très élevé.
Type surface	Prix de génie civil relativement faible par rapport aux autres types.	Prévoir obligatoirement un système d'amorçage des pompes parce qu'ils sont installés en aspiration.

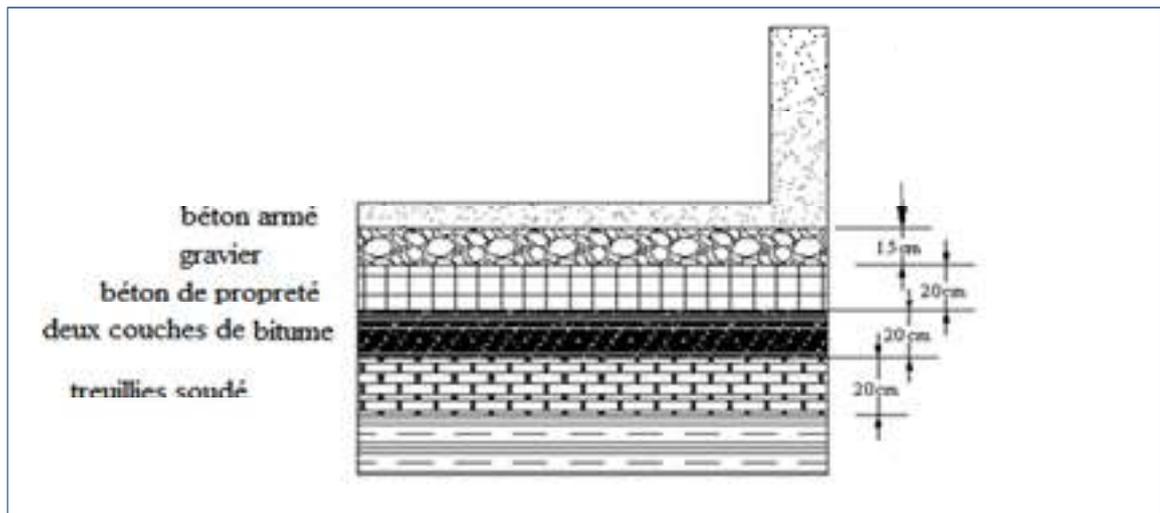
### V.13.6 Choix de type de bâtiment

Dans notre cas, on va construire un bâtiment de type surface car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de  $0,09174 \text{ m}^3/\text{s}$ , donc  $Q < 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- Les pompes choisies sont des pompes axiales à axe horizontal.

### V.13.7 Partie souterraine du bâtiment

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou en béton préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être placés sous le pont roulant.



**Figure V.10** Schéma représentatif de la partie souterraine.

### V.13.8 Partie supérieure du bâtiment

La partie supérieure du bâtiment est construite sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate-forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre

- Une hauteur normalisée de la station de pompage ( $H_b$  : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment  $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$  m .....
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate-forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
  - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
  - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2 m.

- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

#### **V.14 Dimensionnement du bâtiment des deux stations de pompage**

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement. L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, les pièces spéciales, ainsi que le nombre des pompes et la pompe de secours qui doit être installée.

*Remarque :* Les dimensions des quatre stations de pompage sont les mêmes, donc on va dimensionner uniquement la première station SP1.

##### **V.14.1 La hauteur du bâtiment**

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$h_5$  : Distance vertical

$$h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$$

$$h_{\text{reserve}} = 0,4 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (0.3 \div 0.5) \text{ m}, \text{ on prend } h_{\text{socle}} = 0.4 \text{ m}$$

$h_p$  : Hauteur de la pompe est égale à  $h_p = 0.763 \text{ m}$  pour SP1 et  $h_p = 0.86$  pour SP2

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme, on prend  $h_6 = 2.2 \text{ m}$

$h_7$  : Hauteur de chariot, on prend  $h_7 = 0.3 \text{ m}$

$h_8$  : Hauteur profilée, on prend  $h_8 = 0.8 \text{ m}$

$h_9$  : Hauteur de sécurité, on prend  $h_9 = 0.5 \text{ m}$

Donc :

##### **Pour SP1**

$$h_5 = 0.763 + 0.4 + 0.4 = 1.563 \text{ m}$$

$$H_b = 1.563 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.363 \text{ m} \quad \text{donc} \quad \mathbf{H_b = 5.5 \text{ m}}$$

### V.14.2 La largeur du bâtiment

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s$$

Avec :

S : Epaisseur de mur ( $s = 0.25$  m) ;

$l_1$  : Distance entre le mur et le premier organe,  $l_1 = (0.2-0.3)$  m, on prend  $l_1 = 0.3$  m ;

$l_2$  : Distance entre les tubulures,  $l_2 > (0.2-0.3)$  m, on prend  $l_2 = 0.2$  m ;

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{t\text{ref}} + l_{t\text{asp}} + l_c + l_j$$

Avec:

$l_p$  : longueur de la pompe,  $l_p = 1.505$  m pour SP1 et,  $l_p = 1.541$  m pour SP2 .

$l_c$  : longueur du convergent; il est donné par :  $l_c = (3.5 - 4) (D_a - DN_a)$ , on prend:

$$l_c = 0.2\text{m};$$

$l_j$  : longueur des joints, ( $l_j = 1$  m) ;

$l_{t\text{ref}}$  : longueur du tronçon de refoulement, il est donné par :  $l_{t\text{ref}} > 2*D_r$ ,  $l_{t\text{ref}} > 2*0.315$ , on prend  $l_{t\text{ref}} = 1$  m

$D_r$  : diamètre de refoulement, déterminé par l'étude technique et économique, ( $D_r = 315$  mm) ;

$l_{t\text{asp}}$  : longueur du tronçon d'aspiration, il est donné par :  $l_{t\text{asp}} > 2*D_a$ , ( $D_a = 300$  mm),  $l_{t\text{asp}} > 2*0.3$ , on prend  $l_{t\text{asp}} = 0.9$  m

donc :

#### Pour SP1

$$l_3 + l_4 = 0.55 + 1 + 0.9 + 0.2 + 1$$

$$l_3 + l_4 = 3.65 \text{ m}$$

la largeur du bâtiment sera :

$$L_b = 0.3 + 0.2 + 3.65 + 2*0.25$$

$L_b = 4.65$  m. On prend :  $L_b = 5$  m.

### V.14.3 La longueur du bâtiment

$$L_b = n \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p$$

n: nombre de pompes, n = 6 Pour SP1, n = 4 Pour SP1 (tenant compte des pompes de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur,  $L = L_{pe} + L_m$  ; Pour SP1  $L = 1.837$  m Pour SP2  $L = 2.115$  m ;

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

On prend :  $L_{int} = 1.2$  m.

$L_{pf}$ : longueur de la plate-forme de montage,  $L_{pf} = 3.5$  m.

$L_r$  : Longueur de l'armoire,  $L_r = 3$  m,

$L_p$  : Surface du bureau du personnel,  $L_p = 3.5$ m,

#### Pour SP

$$L_b = 6 \cdot 1.837 + 1.2 + 3.5 + 3 + 3.5$$

$$L_b = 22.22$$
 m

On prend une longueur normalisée de  $L_b = 23$  m

On prend une longueur normalisée de  $L_b = 20$  m.

### V.14.4 Dimensions des portes

Porte principale :  $3,2 \times 3,2$  m<sup>2</sup> ;

Porte secondaire :  $2,2 \times 2.2$  m<sup>2</sup> ;

### V.14.5 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 10%.

$$S (\text{fenêtres}) = 0,10 \times 21 \times 5 \Rightarrow S (\text{fenêtres}) = 10,5 \text{ m}^2;$$

Le nombre de fenêtres :

$$N (\text{fenêtres}) = \Sigma S (\text{fenêtres}) / (2 \times 1,4) = 5.36 \Rightarrow 06 \text{ fenêtres.}$$

#### V.14.6 Dimensionnement des marches d'escaliers

Hauteur : 17 cm.

Largeur : 30 cm.

Pente : 1/1,75.

**Tableau V.7** Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SP1

<b>Dimensions du bâtiment de la station de pompage SP1 en (m)</b>						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	Portes	
					secondaire	principale
23	5	5.5	0,25	1.4×1,4	2,2×2.2	3.2×3,2

**Tableau V.8** Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station SP2

<b>Dimensions du bâtiment de la station de pompage SP2 en (m)</b>						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
23	5	5.5	0,25	1.4×1,4	2,2×2.2	3.2×3,2

#### Conclusion

Notre choix de pompes s'est porté sur des pompes centrifuges à axe horizontal type CAPRARI pour les quatre stations de pompage. Le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnements et éviter les effets néfastes de la cavitation.

**CHAPITRE VI**  
**POSE DE CANALISATIONS**

## **Chapitre VI : Pose de canalisations**

### **VI Introduction**

La Pose des conduites demeure un facteur très important pour une protection des conduites celles-ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés s'ils existent.

### **VI.1. Pose de canalisations**

#### **VI.1.1. Principe de pose de canalisations**

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au-dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements

de pente tous les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

### **VI.1.2 Les actions reçues par les conduites**

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

### **VI.1 .3 Pose selon la nature de terrain**

#### **VI.1 .3 .A. 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

### VI.1 .3 .B Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

#### a) Cas d'un terrain peu consistant [4]

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol

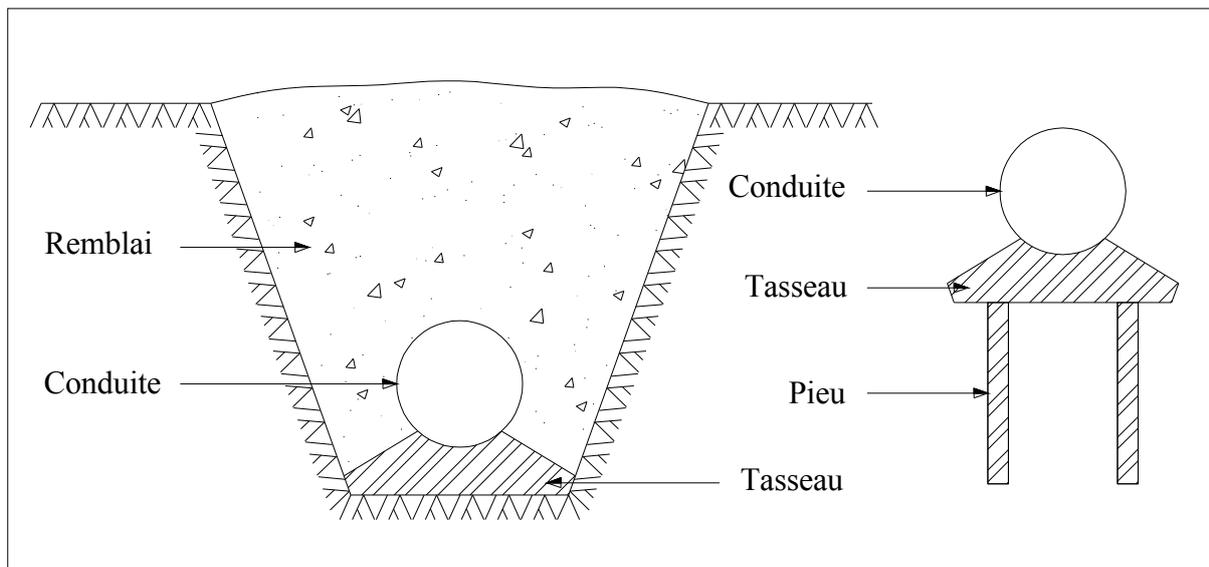


Figure VI.1 Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

#### b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en acier, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à  $1500 \Omega \cdot \text{cm}$  ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drape la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se

situé dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m .



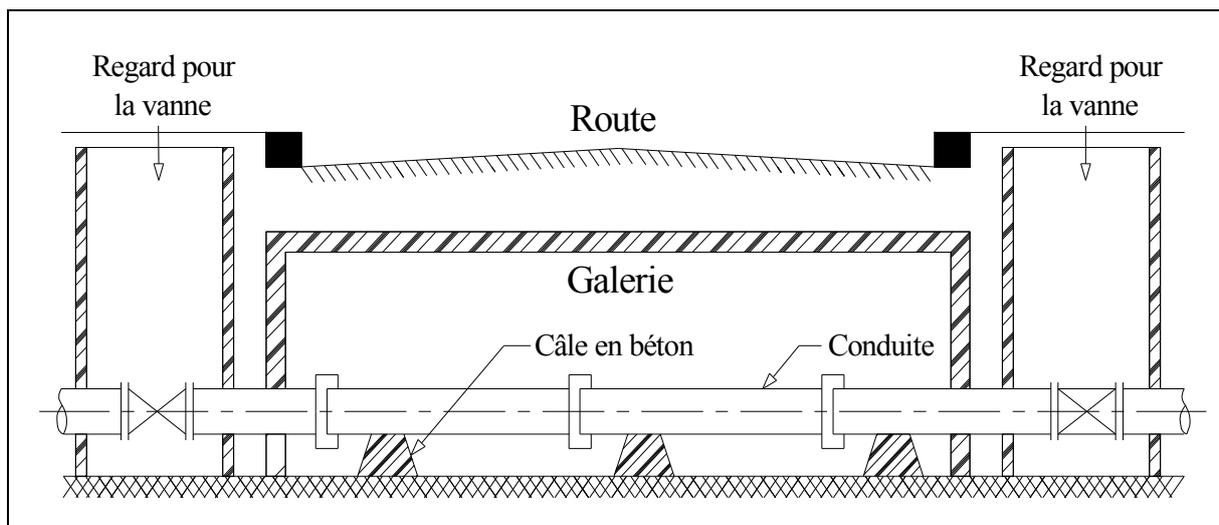
**Figure VI.2** Pose de conduites dans un terrain agressif.

#### **VI.1.3.C Pose de canalisation en galerie [4]**

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 (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

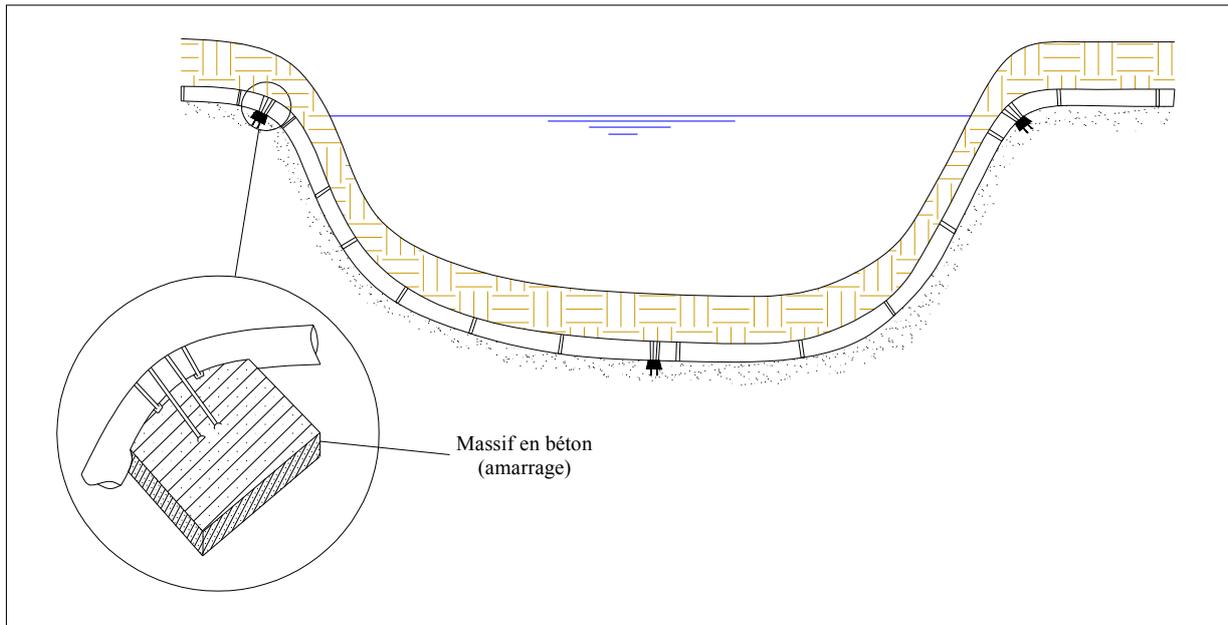
Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.



**Figure VI. 3** Pose de canalisation en galerie

#### **VI.1.4 Traversée d'une rivière [4]**

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).



**Figure VI.4** traversée d'une rivière

### VI.1.5 Assemblage par emboîtement [10]

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau, elles doivent être prises dans le tableau (VI.2).

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture et selon les conseils du tableau (VI.1).

**Tableau VI.1** Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante

DN	80/100/125	150/200	250	300/350	400/450	500	600	700
Nbre de tuyaux par Kg de pâte lubrifiant	59	40	30	24	20	17	13	9

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint

**Tableau VI.2** Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords

DN	Profondeur d'insertion des tuyaux		Déviation maximale de l'emboîtement (°)	Profondeur d'insertion des raccords	
	Max. (mm)	Min. (mm)		Max. (mm)	Min. (mm)
80	80	53	5	73	49
100	80	53	5	74	50
125	80	53	5	74	50
150	80	53	5	74	51
200	87	60	4	81	58
250	94	66	4	89	61
300	101	68	4	97	66
350	98	68	3	96	68
400	109	75	3	106	74
450	103	76	3	102	75
500	113	81	3	112	82
600	121	83	3	120	87
700	140	94	2	140	94
800	145	89	2	145	89
900	155	89	1°30'	155	89
1000	155	89	1°30'	155	89

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase.

Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale (voir tableau VIII-2)

## **VI.2 Accessoires**

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

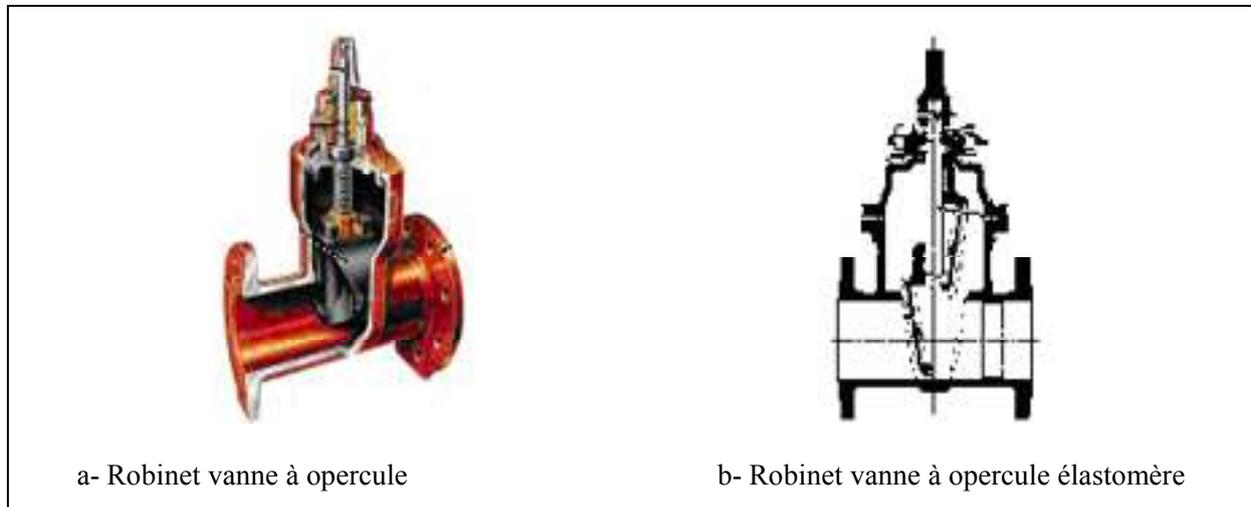
### **VI.2.1 Robinets vannes**

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique .

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon

### a) Robinet vanne à coin (à opercule) [5]

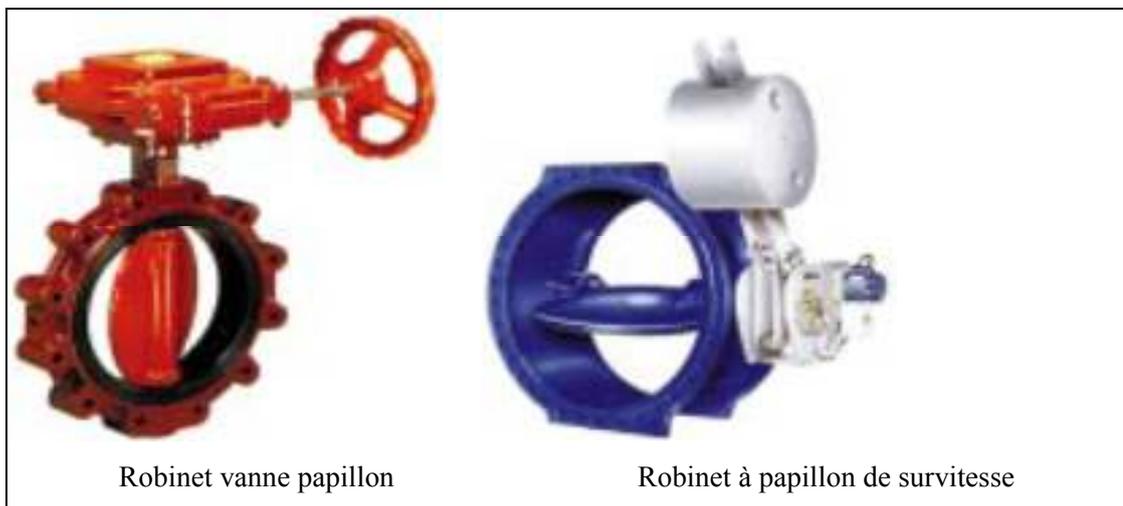
Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



**Figure VI.5** Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

### b) Vannes papillons [5]

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 manoeuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



**Figure VI.6** Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

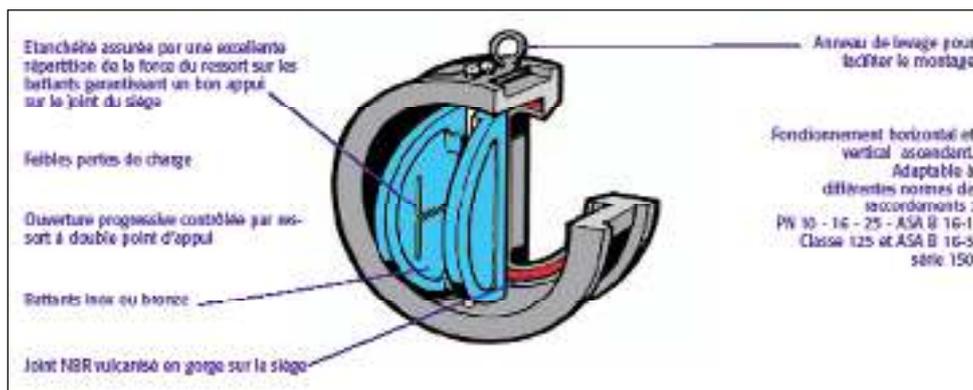
Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

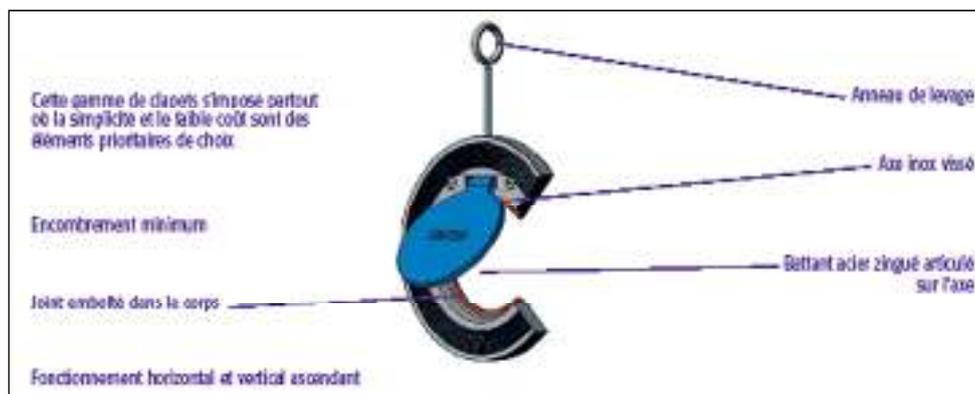
### VI.2.2 Clapets anti retour [4]

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.



**Figure VI.7** Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)



**Figure VI.8** Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)



**Figure VI.9** Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

**VI.2.3 Ventouses [5]**

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

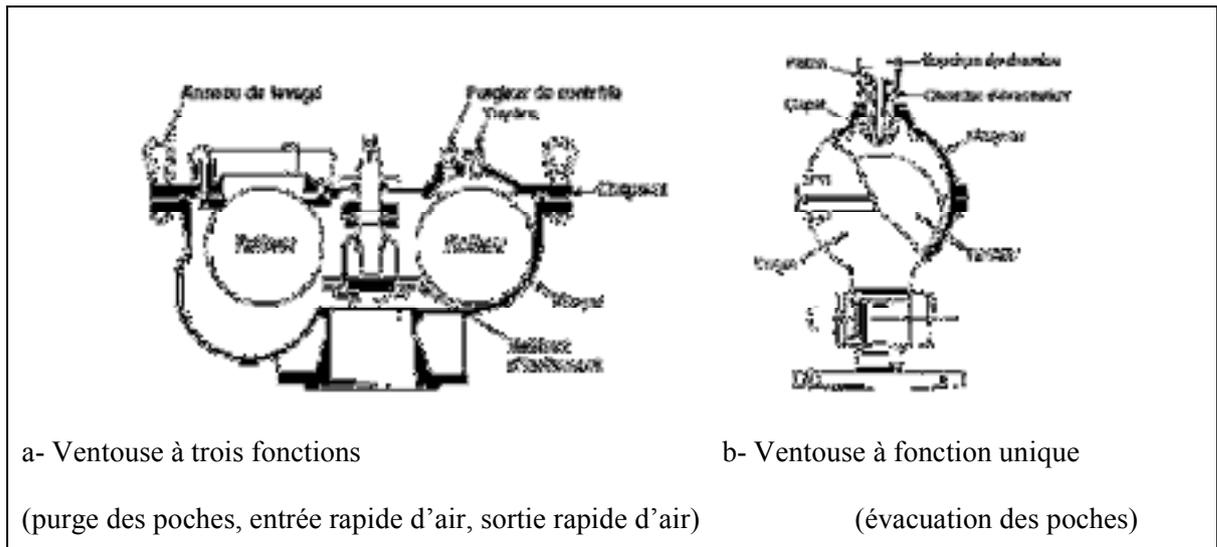
L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.



**Figure VI.10** Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 250 à 315 mm.

**VI.2.4 Vannes de décharge [4]**

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

**VI.2.5 Moyens anti-bélier [1]**

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- a) **Cheminée d'équilibre**
- b) **Volant d'inertie**
- c) **Soupape de décharge**
- d) **Réservoir d'aire**

Remarque :

Dans notre projet, on a choisi le réservoir d'aire comme moyen anti bélier grâce à leurs avantages l'étude de ce moyen est détaillé dans le chapitre précédent

## VI.2.6 By-pass [4]

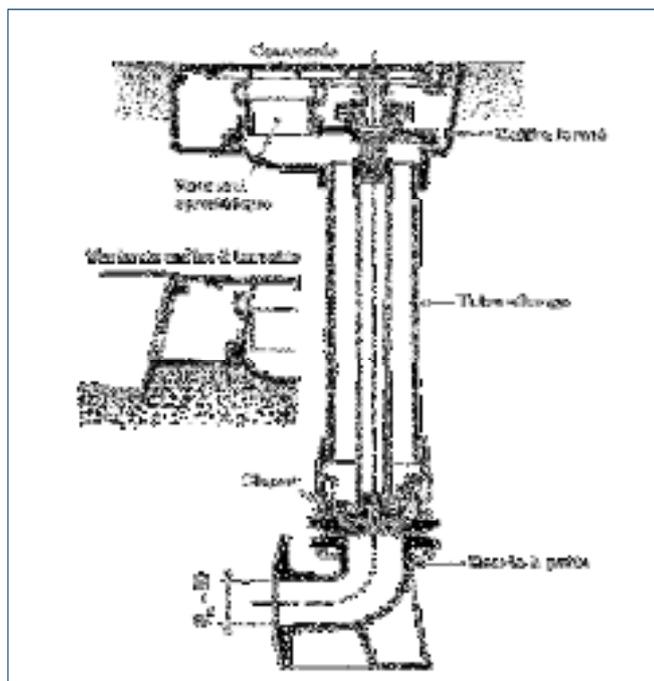
Le by passe est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by passe sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

## VI.2.7 Poteaux d'incendie [4]

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites de réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 100m à 200m



**Figure VI.11** Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de

chaque station de pompage.

#### **VI.2.8. Crépines [8]**

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.

#### **VI.2.9 Déversoirs de trop plein**

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

#### **VIII.2.10 Joints de raccordement [5]**

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°



Figure VI.12 Déviation angulaire

### VI.2.11 Organes de mesure [4]

#### a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

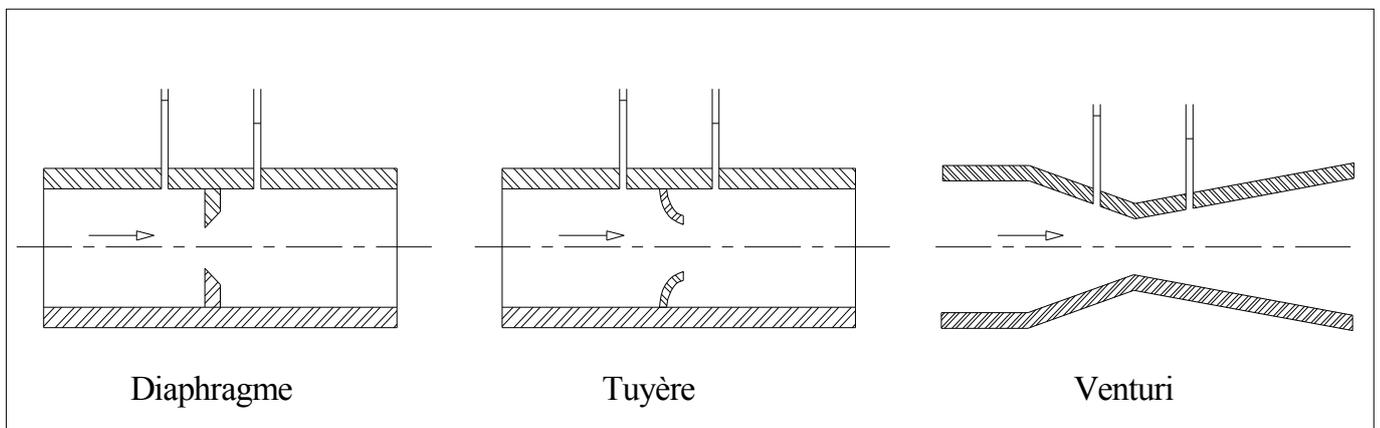


Figure VI.13 Débitmètres déprimogènes

## b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans 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 surchauffage.



**Figure VI.14** Manomètre (d'après document BAMO)

### Remarque :

Dans notre cas, où les quatre installations sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe.

## VI.3 Organes de raccordement [4]

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;

- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

### **VI.3.1 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 :  $\frac{1}{4}$  ( $90^\circ$ ),  $\frac{1}{8}$  ( $45^\circ$ ),  $\frac{1}{16}$  ( $22^\circ 30'$ ),  $\frac{1}{32}$  ( $11^\circ 15'$ ).

### **VI.3.2 Cônes**

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

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

### **VI.3.3 Tés**

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

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

### **VI.3.4 Joints de démontage**

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes,

clapet...) et au niveau de certains joints.

## **Conclusion**

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

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

**CHAPITRE VII**  
**PROTECTION DES CONDUITES CONTRE**  
**LES COUPS DE BELIER**

## **Chapitre VII : Protection des conduites contre les coups de bélier**

### **VII. Introduction**

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

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

### **VII.1 Protection des conduites contre le coup de bélier [7]**

#### **VII.1.1 Définition**

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

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

#### **VII .1.2 Les risques dus aux coups de bélier**

##### **a) Risque de forte pression**

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent engendrées, additionné à la pression de service, une fissuration de la conduite, dislocation des joints et même un éclatement du tuyau.

##### **b) Pression négative**

Cette pression peut apparaître soit après une forte dépression, soit à la suite d'un arrêt instantanée d'une pompe si cette pression devient inférieure à la pression de vapeur de l'eau, il se crée une cavitation ; l'implosion de la conduite devient inévitable, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

##### **c) Fatigues des conduites**

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

### **VII.1 .3 Moyens de protection contre le coup de bélier**

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais on peut au moins les limiter à des valeurs compatibles avec la résistance des installations.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

#### **a) Le volant d'inertie**

Le volant d'inertie restitue, au moment de la disjonction du groupe électropompe, l'énergie accumulée pendant la marche normale. Il allonge le temps d'arrêt de l'ensemble, ainsi il permet de diminuer l'intensité du coup de bélier.

#### **b) Les soupapes de décharge**

Cet appareil fait intervenir un organe mécanique, un ressort, qui obture un orifice au point à protéger et libère ainsi le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Cette soupape s'ouvre à une pression légèrement supérieure à 5 % à la pression maximale de fonctionnement normale. Les inconvénients de cette soupape sont la perte d'eau due à l'ouverture de la soupape et la perte d'efficacité lors du vieillissement.

#### **c) Cheminée d'équilibre**

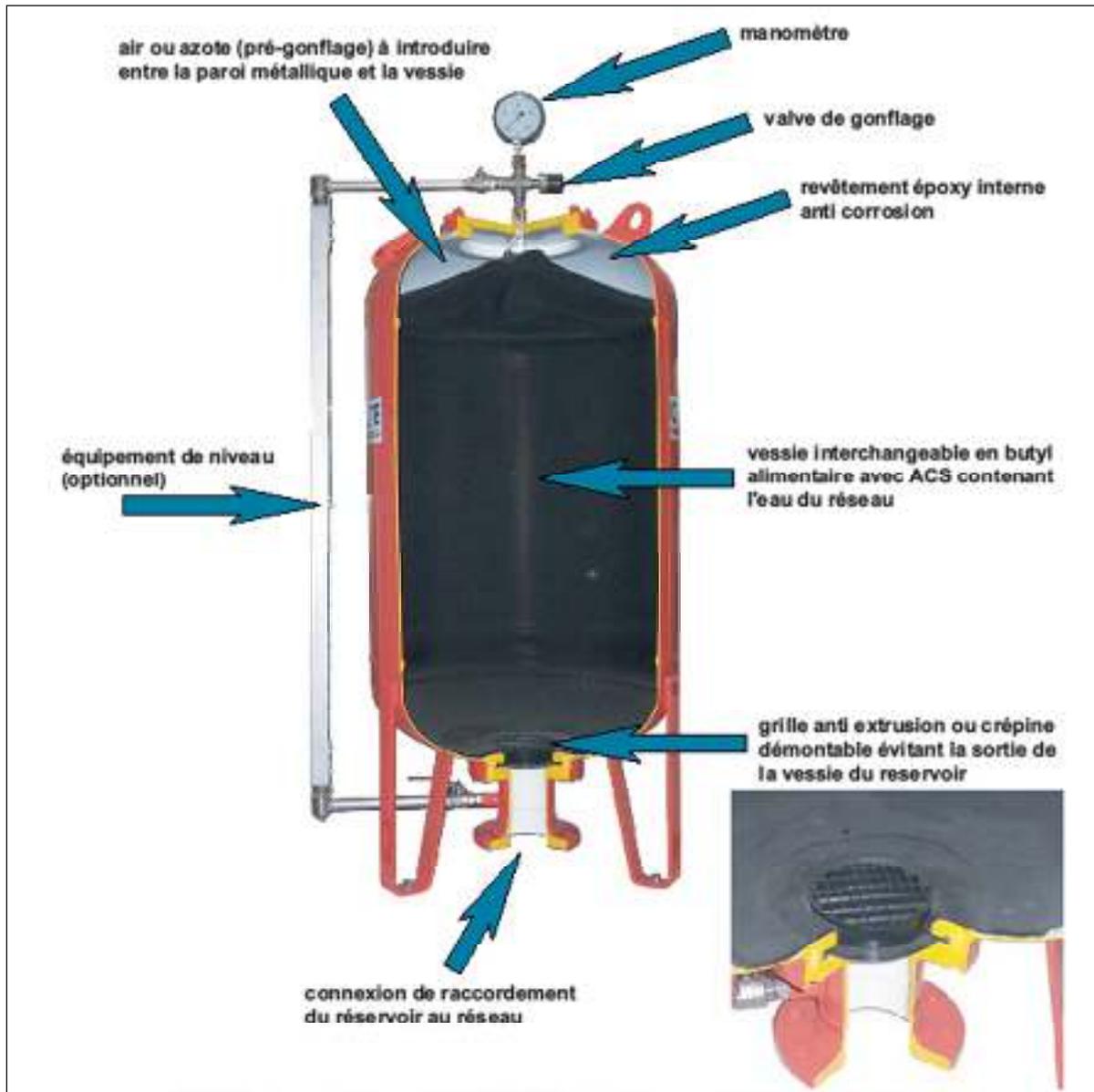
La cheminée d'équilibre est un réservoir susceptible, de se remplir ou de se vider d'eau suivant que la pression dans la conduite augmente ou diminue. La cheminée d'équilibre, peut être débouchée à l'air libre ou contenir de l'air sous pression.

#### **d) Les réservoirs anti-bélier**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'un réservoir d'eau accumulé sous pression dans une capacité métallique raccordée immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air, la pression de cet air équilibre dans la conduite au point considéré en marche normale.

A la disjonction, une partie de l'eau est chassée dans la conduite, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite. Après diminution de la vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.



**Figure VII.1** Réservoir anti béliér à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

#### **VII.1.4 Analyse physique du phénomène du coup de béliér**

##### **a) phase 1**

Après la fermeture, l'eau poursuit son parcours vers le réservoir, mais la conduite n'est plus alimentée, une dépression va se créer de la vanne vers le réservoir, l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. Le temps mis

par l'onde en dépression est de  $t = l/a$ .

**b) phase 2**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial, en décontractant par tranches successives du réservoir jusqu'à la vanne, au bout de temps  $L/a$  (c'est-à-dire  $2L/a$  depuis l'origine), toute l'eau de la conduite redescend, mais elle va se retrouver arrêter par le clapet anti-retour, qui est bien fermé.

**c) phase 3**

L'eau se percute sur le clapet, ce qui provoque une dilatation de la conduite, l'onde de pression va parcourir la conduite du sens du clapet vers le réservoir. Au bout de temps  $3L/a$  depuis l'origine, toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile.

**d) phase 4**

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale, du réservoir vers le clapet. Au bout de temps  $4L/a$  depuis l'origine, la conduite se trouve dans la même situation qu'initiale ; le phénomène peut continuer jusqu'à ce qu'il sera amorti par les pertes de charges, résultantes des frottements de l'eau dans la conduite.

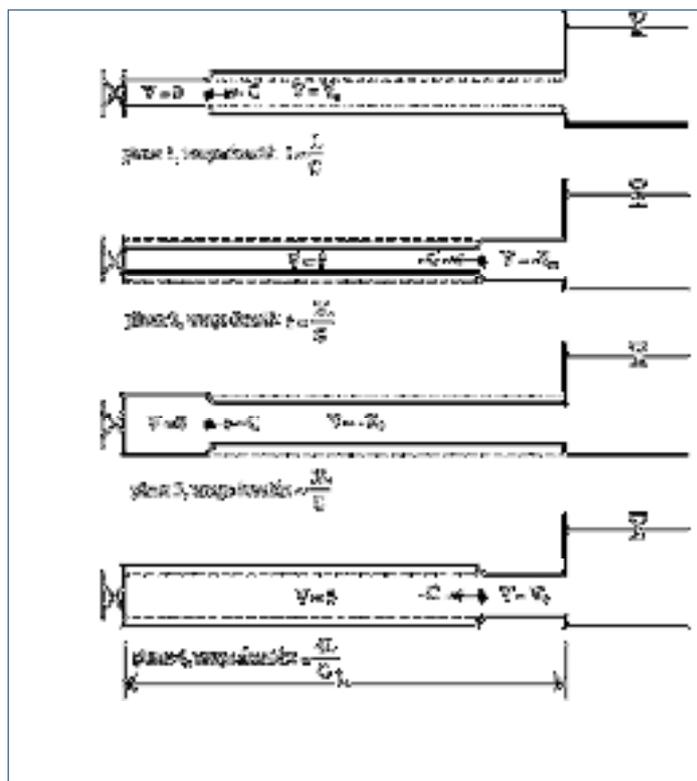


Figure VII.2 : Étapes d'un cycle de variation de pression

### VII.1.5 Protection des conduites gravitaire contre le coup de bélier

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr (SALAH. B) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots(VI.3)$$

Avec :

C: Célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2.07\*10<sup>9</sup> Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup>

E<sub>m</sub> : Module de Young du matériau de la conduite ; E<sub>m</sub> = 1.2\*10<sup>9</sup> pour PEHD.

E<sub>s</sub> : Module de Young du sol ; E<sub>s</sub> = 2\*10<sup>8</sup> Pascal.

ν<sub>m</sub> : Coefficient de poisson du matériau. ν<sub>m</sub>=0,50 (PEHD).

ν<sub>s</sub> : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν<sub>s</sub>=0.33

e<sub>m</sub> : Epaisseur de la conduite (m). (e<sub>m</sub>=0.0352 m pour Ø315)

a : Rayon intérieur de la conduite (m).

**Tableau VII.1** : Les résultats de calcul de la célérité d'onde des stations de pompage

tronçon	K (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	ρ (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	ν <sub>m</sub>	ν <sub>s</sub>	E <sub>s</sub> (Pa) (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	e <sub>m</sub> (m)	C (m/s)
RT-	2.07	1000	0.1223	0.5	0.33	2	1.2	0.0704	876,019

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

\* **Cas de la fermeture brusque :**

T : inférieur à  $\frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier :  $b = \frac{cV_0}{g}$  (m)

Avec:

$V_0$ : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).  $V_0=1.21$  m/s

$g$  : accélération de la pesanteur  $g = 9,81$  m/ s<sup>2</sup>

$b=100.01$  m =10 bar

$b < (1+0.6) * PN$

$PN \geq b*(1.3 - 1.6) \Rightarrow b < 26$  bar

Donc on a pas besoin de dimensionné un réservoir d'aire

### VII.1.6 Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

Le réservoir d'air, cheminée d'équilibre, soupape de décharge et le volant d'inertie.

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

### VII.1.7 Calcul des réservoirs d'air

Comme méthode de calcul, on distingue :

#### a) Méthode de VIBERT :

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

#### b) Méthode de BERGERON :

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats quel que soit la taille des installations.

### VII.1.8 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr (**SALAH. B**) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - v_m^2) * (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - v_s)}}} \dots\dots\dots(VI.3)$$

Avec :

C: Célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2.07 * 10^9$  Pascal.

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

$E_m$  : Module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 1.2 \cdot 10^9$  pour PEHD.

$E_s$  : Module de Young du sol ;  $E_s = 2 \cdot 10^8$  Pascal.

$\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m = 0,50$  (PEHD).

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

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m). ( $e_m = 0,0352$  m pour Ø315)

$a$  : Rayon intérieur de la conduite (m).

- **La charge tenant compte du coup de bélier**

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

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

$g$ : l'accélération de pesanteur.

- **La charge statique absolue**

$$Z_0 = Hg + 10$$

- **La charge maximale absolue**

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

On a:

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

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

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

$U_{\max}$ : volume du réservoir d'air.

**Application:**

- **Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VII.1

**Tableau VII.2:** Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° SP	matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	PEHD	315	0.0779	1.18	1030	155
SP 2	PEHD	315	0.0779	1.18	5604	148.5

- **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau VII.3

**Tableau VII.3:** Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° SP	K (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$v_m$	$v_s$	$E_s$ (Pa) (*10 <sup>8</sup> )	$E_m$ (Pa) (*10 <sup>11</sup> )	$e_m$ (m)	C (m/s)
SP	2.07	1000	0.1575	0.5	0.33	2	1.2	0.00352	556.259
SP	2.07	1000	0.1575	0.5	0.33	2	1.2	0.00352	556.259

- **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VII.4

- **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

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

**Tableau VII.4:** Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

<b>Adduction</b>	<b>(SP1-RT1000m<sup>3</sup>)</b>	<b>(SP2-R500m<sup>3</sup>)</b>
$Z_0$ (m)	165	158.5
$g$ (m/s <sup>2</sup> )	9.81	9.81
$V_0$ (m/s)	1.18	1.18
$Z_{\max}$	231.91	225.41
$Z_{\max}/Z_0$	1.405	1.422
$h_0$	0.071	0.071
$h_0/Z_0$	$4.3 \times 10^{-4}$	$4.48 \times 10^{-4}$
$U_0$ (L*s)	$9 \times 10^{-3}$	$9.5 \times 10^{-4}$
$Z_{\min}/Z_0$	0.74	0.747
$Z_{\min}$	122.1	118.4
$U_0$ (m <sup>3</sup> )	0.722	4.147
$U_{\max}$ (m <sup>3</sup> )	0.98	5.55
<b>Volume normalisé (litres)</b>	<b>1000</b>	<b>6000</b>

**Conclusion :**

Pour éviter et limiter les risques dus aux coups de bélier sur les conduites, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier pour les conduites de refoulement et le temps de retour de l'onde de déformation pour les conduites gravitaires.

## **CONCLUSION GENERALE**

## Conclusion Générale

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

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers la région concernée.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 33646 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les la commune concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 7926.98 m<sup>3</sup>/j des eaux du barrage Guenitra.

L'adduction a une longueur totale de 15,64 Km et des diamètres variables, à savoir 315 et 400 mm.

L'emplacement du réservoir tampon est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la partie aval de notre adduction.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons choisi les réservoirs d'air comme moyenne de protection.

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

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail peut servir, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

## **LISTE BIBLIOGRAPHIQUE**

- [1] **A.LENCASTRE.** Hydraulique générale. Eyrolles, Paris, 1983, p.349.
- [2] **ANDRE DUPONT.** HYRAULIQUE URBAINE. Tome II, Eyrolles, Paris, 1981, p.153, 154.
- [3] **ESIER .**ALIMENTATIONS EN EAU POTABLE. Paris, 1972, p.10, 11 ,19.
- [4] **H.GODART.** TECHNIQUE DE L'INGENIEUR (TECHNOLOGIE DE L'eau). Édition T.I, p .10, 16, 18, 25.
- [5] Jean Loup Robert.Hydraulique urbaine.université de LAVAL, 2004, p. 143- 148, 163-165.
- [6] **M.CARLIER.** HYDRAULIQUE GENERALE ET. 1972, p .23, 109.
- [7] **M. MEUNIER.** LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D'EAU SOUS PRESSION. **Edition** Dunod, Paris, 1950 .P.76 ,77.
- [8] **TECHNIQUE DE L'INGENIEUR.** ADDUCTION ET DESTRIIBUTION D'EAU. p, C5 195-26, C5 195-27.

### **Cours :**

- [9] **S. BOUALEM.**COURS D'ALIMENTATIONS EN EAU POTABLE. E.N.S.H 1993

### **Logiciel :**

Caprari.

# **ANNEXES**

**Annexe1:** Modules d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (MEUNIER)

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	$3.10^9$	0.3
ACIER	$2.10^{11}$	0.46 -0.5
FONTE	$1.10^{11}$	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	$2.10^8$	0.45-0.5
BETON	1 A $5.10^{10}$	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A $4.10^9$	0.33

**Annexe2:** Coefficient de poisson pour différents type de sol

MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILO LIMONEUX	0.33

Annexe3:Abaque de VIBERT

**ABAQUE**

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIE  
DES RESERVOIRS D'AIR

