

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction d'eau khatouti Ced el Djiir vers la commune de Beni  
Ilmene (w. M'sila).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0028-14

APA Citation ( APA توثيق ):

Chadadi, Samir (2014). Adduction d'eau khatouti Ced el Djiir vers la commune de  
Beni Ilmene (w. M'sila)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME DU PROJET :**

**ADDUCTION DEAU KATOUTI CED EL DJIR VERS  
LA COMMUNE DE BENI ILMANE (W.M'SILA)**

**PRESENTE PAR :**

**M<sup>r</sup>. CHADADI samir**

**Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> . SALAH Boualem	PROFESSEUR	Président
M <sup>me</sup> . AMMOUR Fadila	M .A.A.	Examinatrice
M <sup>me</sup> . MOKRANE Wahiba	M .A.A.	Examinatrice
M <sup>elle</sup> . KADI Latifa	M .A.B.	Examinatrice
M <sup>me</sup> . MOUHOUUB Lina	Ingénieur (DRE)	Invité
M <sup>r</sup> . AMMARI abdelhadi	M .C.A.	Promoteur

**septembre - 2014**

# Remerciements

*Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur monsieur AMMARI ABD EL HADI pour son aide, ses conseils instructifs et précieux et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de ce projet de fin d'étude.*

*Je remercie Monsieur B.SALAH, Monsieur A.HACHEMI, Madame W.Mokrane, M<sup>elle</sup> L.KADI pour leurs conseils durant l'année de spécialité ainsi que pour leurs disponibilités à chaque fois que je les sollicite.*

*Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail : M<sup>r</sup> B. SALAH, M<sup>me</sup> F.AMMOUR, M<sup>me</sup> W.MOKRANE, M<sup>elle</sup> L.KADI , M<sup>me</sup> L.MOUHOUB.*

*CHADADI SAMIR*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

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

*Mes frères yakoub, youcef et mes sœurs*

*A toute la famille chadadi*

*A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale a : mohamed, sami, belkacem, djaber.*

*Chadadi samir*



## ملخص

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها (بني يلمان) شمال غرب ولاية المسيلة و تعرف حاليا نقصا حادا في المياه الصالحة للشرب كما ونوعا و هذا النقص راجع إلى انخفاض مستوى مياه الآبار التي تغذيها بالإضافة إلى طفرة في عدد السكان صاحبها تطور في الحياة المعيشية .

يهدف هذا المشروع إلى تزويد البلدية أنفة الذكر بالمياه الشروب انطلاقا من خزان متواجد في داخل حدود بلدية خطوطي سد الجير الذي يتغذى بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من آبار موجودة في المنطقة .

هذه الدراسة تتضمن وتقتضي تحديد أبعاد أنابيب النقل, حجم الخزانات، محطات الضخ بالإضافة إلى حماية الأنابيب والأجهزة من ظاهرة المطرقة المائية.

## *Résumé*

Notre zone d'étude se situe à Nord-Ouest de la wilaya de M'SILA plus précisément sur les communes de (BENI YELMANE).A l'heure actuelle un manque d'eau potable important en quantité et en qualité est constaté dû essentiellement au rabattement du niveau de l'eau dans les puits, Accentués par l'explosion démographique importante et le développement du niveau de vie de cette région.

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la zone mentionnée à partir d'un réservoir de stockage situé à la bordure de la commune de "KHATTOUTI CED EL DJIR"

Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, les réservoirs, la station de pompage ainsi que la protection des conduites contre le coup de bélier.

## *Abstract*

Our study area (BENI YELMANE) is situated in the northwest of M'SILA. It suffers currently a shortage of drinking water in quantity as well as quality which is due to the decrease of the level of wells water in addition to a further population growth followed by a development in the standards of living in this region.

Our project aims to supply the mentioned area with drinking water starting from a reservoir located inside the borders of the municipality of "KHATTOUTI CED EL DJIR" which is provided with drinking water from wells located at that area. This study includes determining the dimensions of the transmitting pipes, the reservoirs' capacities, pumping stations and protecting hoses.



# SOMMAIRE

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

## CHAPITRE I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1 Présentation général de la zone d'étude : .....	2
I.1.1 Situation géographique de la commune BENI YELMANE : .....	2
I.2. Analyse du milieu physique .....	4
I.2.1. Relief .....	4
I.2.1.1. Les Montagnes : .....	4
I.2.2. Les pentes .....	4
I.2.3. La géologie .....	4
I.2.4. La sismicité .....	4
I.2.5. Synthèse géotechnique .....	5
I.3. La climatologie : .....	6
I.4 Situation hydraulique .....	7
I.4.1 Ressources existantes au niveau de la wilaya .....	7
I.4.1.1 Forages au niveau de la commune .....	7
I.4.1.2 les adductions .....	7
I.4.1.3 les ouvrages de stockage : .....	7

## CHAPITRE II ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1 Evolution de la population à l'horizon d'étude .....	9
II.2 Estimation des besoins en eau potable .....	10
II.2.1 Les besoins domestiques .....	10
II .2.2 Besoins scolaires .....	10
II .2.3 Besoins administratifs .....	11
II .2.4 Besoins sanitaires .....	11
II .2.5 Besoins socioculturels .....	12
II .2.6 Besoins commerciaux .....	12
II.2.7 Besoin d'arrosage .....	12
II.2.8 Récapitulatif des différentes consommations journalières .....	13
II.3 Variations de la consommation maximale et minimale journalière .....	13
II .3. 1 Consommation maximale journalière .....	13
II.3.2 Consommation minimale journalière .....	13

II.4 Variation des débits horaires.....	14
-----------------------------------------	----

## **CHAPITRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS**

III.1 Fonctions des réservoirs .....	18
III.2 Classification des réservoirs .....	18
III.3 hauteur d'eau dans les réservoirs.....	19
III.4. Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs .....	20
III.5 Présentation des réservoirs existants .....	20
III.5.1 Les bâches de reprises:.....	20
III.5.2 Réservoirs terminaux: .....	21
III .6 Calcul de la capacité des réservoirs terminal .....	21
III .6.1 Méthode analytique.....	21
III .6.2 Méthode graphique .....	22
III .6.3. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique. ....	23
III.6.4.a Dimensionnement de la Bâche de reprises de la station de pompage (SP).....	24
III.6.5 Formes et dimensions des réservoirs .....	25
III.7 Équipement du réservoir .....	26
III.7.1 Conduite d'arrivée.....	26
III.7.2 Conduite de départ ou de distribution .....	27
III.7.3 Conduite de trop-plein .....	27
III.7.4 Conduite de vidange.....	27
III.7.5 Conduite by-pass.....	27
III.7.6 Les joints d'étanchéité .....	27
III.8 Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	28
III.9 Hygiène et sécurité des réservoirs .....	30

## **CHAPITRE IV ETUDE DE L'ADDITION**

IV.1 Type d'adduction .....	31
IV.2 Adduction et type d'écoulement .....	31
IV.3 Critères de choix de tracé.....	32
IV.4 Choix du matériau de la conduite .....	32
IV.5 Etude des variantes.....	36
IV.6 Calcul hydraulique : .....	41
IV.6.1 Cas de refoulement.....	41
IV.6.1.1 Méthode de détermination du diamètre économique : .....	41



IV.6.2 Méthode de Calcul du diamètre pour les conduites gravitaires .....	44
IV.6.3 Evaluation la position de la première station de pompage : .....	44
IV.6.1.1.1 Etude de l'adduction par refoulement pour les deux variantes : .....	45
IV.6.2.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la 1 <sup>ère</sup> variante .....	59
IV.6.2.2 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la sous variante (a) .....	65
IV.6.2.3 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la 2 <sup>ème</sup> variante : .....	79
IV.6.2.4 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la 1 <sup>ère</sup> variante (sous variante d) .....	84

## CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE

V.1 Définition.....	90
V.2 Couplage des pompes .....	90
V.3 Choix du type de pompe.....	90
V.4 Choix du nombre de pompes .....	91
V.5 Refoulement station de pompage N <sup>01</sup> – Bâche de reprise de la 2 <sup>ème</sup> station de pompage.91	
V.5.1 Courbe caractéristique de la conduite.....	91
V.5.2 Choix du type de pompe.....	92
V.5.3 Courbes caractéristiques des pompes .....	93
V.5.4 Point de fonctionnement d'une pompe.....	93
V.5.5 Modes de réglage .....	95
V.5.6 Dimensionnement des équipements des pompes : .....	98
V.5.7 Etude de la cavitation .....	98
V.5.8 Calage de la pompe .....	100
V.5.9 Critères de choix du moteur électrique.....	100
V.5.10 Choix de la puissance du moteur.....	101
V.5.11 Vitesse de rotation du moteur : .....	101
V.6 Refoulement station de pompage N <sup>02</sup> – Réservoir final ... <b>Error! Bookmark not defined.</b>	
V.6.1 Courbe caractéristique de la conduite.....	101
V.6.2 Choix du type de pompe.....	102
V.6.3 Courbes caractéristiques des pompes .....	103
V.6.4 Point de fonctionnement d'une pompe.....	103
V.6.5 Modes de réglage .....	104
V.6.6 Dimensionnement des équipements des pompes : .....	106
V.6.7 Etude de la cavitation .....	107
V.6.8 Calage de la pompe .....	108
V.7 Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe : .....	109
V.7.1 Équipements en amont de la pompe.....	109

V.7.1 Équipements en amont de la pompe .....	109
----------------------------------------------	-----

## **CHAPITRE VI : PROTECTION ANTI BELIER**

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier .....	112
VI.1.1 Les cause du coup de bélier .....	112
VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier .....	112
VI.1.3 Description des phénomènes physiques .....	113
VI.1.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	114
VI.1.4.1 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier : .....	117
VI.2 Calcul du réservoir anti bélier .....	118
VI.2.1. Calcul de la célérité d'onde C .....	119
VI.2.2 Calcul du volume du réservoir d'air pour la conduite de refoulement .....	120
VI.2.3 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier .....	125

## **CHAPITRE VII POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES**

VII.1. Pose des canalisations .....	129
VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations .....	129
VII.2. Accessoires .....	130
VII.2.1. Vannes de sectionnement .....	131
VII.2.2 Ventouses .....	132
VII.2.3. Vidange .....	133
VII.2.4. Clapet anti retour .....	133
VII.2. 5.Organes de raccordement .....	134
VII.2. 6.By-pass .....	134
VII.2. 7.Crépines .....	135
VII.2. 8.Organes de mesure .....	135
VII.2.8.1.Mesure de débit .....	135
VII.2.8.2.Mesure de pression .....	137

## **CHAPITRE VIII ORGANISATION DECHANTIER**

VIII.1 Différents travaux à entreprendre .....	139
VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction .....	139
VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction .....	140

VIII.2.1 Déblais d'excavation.....	140
VIII.2.1.1 La profondeur de la tranchée .....	140
VIII.2.2 Lit de sable .....	141
VIII.2.3 Volume de la conduite .....	141
VIII.2.4 Remblais.....	142
VIII.3.Choix des engins de terrassement .....	142
VIII.3.1.Pelle hydraulique.....	143
VIII.3.2 Bulldozer .....	143
VIII.3.3 Chargeur.....	143
VIII.3.4 Compacteur .....	143
VIII.4 La durée d'excavation .....	143
VIII.5 Définitions des tâches et leurs durées.....	143
VIII.5.1 Devis des travaux .....	144
VIII.6 Hygiène et sécurité .....	145
VIII.6.1 Les causes principales .....	145
VIII.6.2 Prévention .....	145

# LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau I.1 Répartition mensuelle de la température de la Station de M'SILA. ....	6
Tableau I.2 Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de M'SILA (2009).....	6
Tableau I.3 vitesses et directions du vent.....	6
Tableau I.4 : Caractéristiques des réservoirs.....	8

## CHAPITRE -II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II.1 : Estimation de la population future des agglomérations.....	9
Tableau II.2: Détermination des besoins domestiques.....	10
Tableau II .3: Détermination des besoins scolaires.....	11
Tableau II.4 : Détermination des besoins administratifs.....	11
Tableau II.5 : Détermination des besoins sanitaires.....	11
Tableau II.6: Détermination des besoins socioculturels.....	12
Tableau II.7: Détermination des besoins commerciaux.....	12
Tableau II.8: Détermination des besoins d'arrosage .....	12
Tableau II.9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	13
Tableau II.10: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.....	14
Tableau II.11: la variation horaire en fonction du nombre de la population .....	15
Tableau II.12: Variation du débit horaire pour la commune de BENI YELMANE .....	16

## CHAPITRE -III- DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Tableau III.1: Hauteur d'eau du réservoir en fonction de la capacité utile.....	19
Tableau III .2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de BENI YELMANE.....	23
Tableau III.3: Tableau donnant la capacité et les dimensions du réservoir terminal et la bache de reprise.....	26

## CHAPITRE -IV- ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif de la variante N <sup>0</sup> 1.....	40
Tableau IV.2: Tableau récapitulatif de la variante N02.....	40
Tableau IV -3 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	43
Tableau IV.4: Coefficients K', m, $\beta$ pour différents types du tuyau.....	44
Tableau VI.5 : tableau récapitulatif des calculs.....	44
Tableau IV.1.1.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage.....	46
Tableau IV1.1.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage.....	46
Tableau IV1.1.3: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).....	47

Tableau IV.1.1.4:Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	47
Tableau IV.1.1.5:Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2) ....	48
Tableau IV.1.1.6: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	48
Tableau IV.1.1.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2). .....	49
Tableau IV.1.1.8: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	50
Tableau IV1.2.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage.....	51
Tableau IV1.2.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage.....	51
Tableau IV.1.2.3:Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).....	52
Tableau IV.1.2.4:Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	52
Tableau IV.1.2.5:Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2) ....	52
Tableau IV.1.2.6: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	53
Tableau IV.1.2.7: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2). .....	53
Tableau IV.1.2.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	54
Tableau IV.1.3.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage.....	54
Tableau IV.1.3.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage.....	55
Tableau IV.1.3.3 : Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).....	55
Tableau IV.1.3.4:Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	55
Tableau IV.1.3.5:Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2) ....	56
Tableau IV.1.3.6:Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	56
Tableau IV.1.3.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2). .....	57
Tableau IV.1.3.8: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	57
Tableau V.1.1 : résultats des diamètres économique de la variante N°1 .....	58
IV.6.2.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la 1ère variante3 .....	59
Tableau IV.2.2 : Cout de la conduite gravitaire .....	61
Tableau IV.3.1 : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N°1.....	61

Tableau IV.1.1.9: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage.....	62
Tableau IV.1.1.10: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage.....	62
Tableau IV.1.1.11: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).....	63
Tableau IV.1.1.12: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	63
Tableau IV.1.1.13: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2) ..	63
Tableau IV.1.1.14: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	64
Tableau IV.1.1.15 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache (SP2). .....	64
Tableau IV.1.1.16 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	65
IV.6.2.2 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la sous variante (a) .....	66
Tableau IV.2.3 : résultat de diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N <sup>0</sup> 1 <b>Error! Bookmark not defined.</b>	
Tableau IV.2.4: Cout de la conduit gravitaire .....	66
Tableau IV.3.2 : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N <sup>0</sup> 1.....	67
Tableau IV.1.4.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage.....	67
Tableau IV.1.4.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage.....	68
Tableau IV.1.4.3: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).....	68
Tableau IV.1.4.4: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	68
Tableau IV.1.4.5.: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2) ...	69
Tableau IV.1.4.6: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	69
Tableau IV.1.4.7: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2). .....	70
Tableau IV.1.4.8: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	71
Tableau IV.1.5.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage.....	72
Tableau IV.1.5.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage.....	72
Tableau IV.1.5.3: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).....	72
Tableau IV.1.5.4: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	73
Tableau IV.1.5.5: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2) ....	73

Tableau IV.1.5.6: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	73
Tableau IV.1.5.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2). .....	74
Tableau IV.1.5.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	74
Tableau IV.1.6.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage.....	75
Tableau IV.1.6.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage.....	75
Tableau IV.1.6.3: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).....	76
Tableau IV.1.6.4: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	76
Tableau IV.1.6.5: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2) ....	76
Tableau IV.1.6.6: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	77
Tableau IV.1.6.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2). .....	77
Tableau IV.1.6.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	78
Tableau V.1.2 : résultats des diamètres économique de la variante N°2 .....	78
Tableau IV.2.5 : résultats des diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N°2.....	79
Tableau IV.2.6 : Cout des la conduite gravitaire.....	80
Tableau IV.3.3 : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N°2.....	80
Tableau IV.1.2.9: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage.....	81
Tableau IV.1.2.10: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage.....	81
Tableau IV.1.2.11: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).....	82
Tableau IV.1.2.12: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	82
Tableau IV.1.2.13: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2) ..	82
Tableau IV.1.2.14: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT).....	83
Tableau IV.1.2.15 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache (SP2). .....	83
Tableau IV.1.2.16 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT) .....	84
Tableau IV.2.7 : résultat de diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N°1.....	85
Tableau IV.2.8 : Cout de la conduite gravitaire .....	85



Tableau IV.3.4 : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N <sup>0</sup> 2.....	86
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif de la variante N <sup>0</sup> 3.....	87
Tableau IV.3.5 : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N <sup>0</sup> 3.....	87
Tableau IV.4: Tableau récapitulatif de la variante N <sup>0</sup> 4.....	88
Tableau IV.10 : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N <sup>0</sup> 4.....	88

#### **CHAPITRE -V- ETUDE DU POMPAGE**

Tableau V.1: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement tronçon SP 1 – SP2 .....	92
Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. ....	92
Tableau V.3: Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	99
Tableau V.4 : Pression de vapeur en fonction de la température. ....	99
Tableau V.5 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P .....	101
Tableau V.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement tronçon SP 2 – RF.....	102
Tableau V.7: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. ....	102

#### **CHAPITRE -VI- PROTECTION ANTI BELIER**

Tableau VI-1: les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier.....	116
Tableau VI.2:Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.....	119
Tableau VI.3. Les données de bases : .....	120
Tableau VI.4 : Profil en long (absolu) de la conduite .....	121
Tableau VI.5 : Profil en long (absolu) de la conduite .....	123
Tableau VI.6 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire. ....	125
Tableau VI.7: loi de manœuvre du robinet vanne.....	126
Tableau VI.8 : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne. ....	127

#### **CHAPITRE -VIII- ORGANISATION DECHANTIER**

Tableau VIII.1: Calcul du volume des déblais. ....	141
Tableau VIII.2: Calcul du volume du lit de sable. ....	141
Tableau VIII.3: Calcul du volume des conduites. ....	142
Tableau VIII.4: Calcul du volume du remblai. ....	142
Tableau VIII.5:Volumes des travaux de l'adduction. ....	142
Tableau VIII.6 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	144
Tableau VIII.7: Devis des différents travaux de pose de conduite. ....	144

# LISTE DES FIGURES

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

Figure I.1 : plan de situation de BENI YELMANE ( W.M'SILA).....	3
Figure I.2 : limite géographique de la commune de BENI YELMAN.....	3
Figure I.3: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A99 modifié en2003....	5

## CHAPITRE -II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II.1 : Evolution de la population.....	9
Figure II.2: histogramme de la consommation totale.....	17
Figure II.3: la courbe intégrale de la consommation cumulée .....	17

## CHAPITRE -III- DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Figure III.1: Equipements des réservoirs.....	29
-----------------------------------------------	----

## CHAPITRE -IV- ETUDE DE L'ADDITION

Figure IV.1: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Station de pompage N <sup>0</sup> 1- Station de pompage N <sup>0</sup> 2).....	49
Figure IV.2: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Station de pompage N <sup>0</sup> 1- réservoir terminal).....	50
Figure IV.3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Station de pompage N <sup>0</sup> 1- Station de pompage N <sup>0</sup> 2).....	70
Figure IV.4: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Station de pompage N <sup>0</sup> 1- réservoir terminal).....	71

## CHAPITRE -V- ETUDE DU POMPAGE

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM150/7D .....	93
Figure V.2: Point de fonctionnement de la pompe (PM150/7D).....	94
Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM150/7D .....	103
Figure V.4: Point de fonctionnement de la pompe (PM150/6C).....	104

## CHAPITRE -VI- PROTECTION ANTI BELIER

Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression.....	114
Figure VI.2 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier.....	117
Figure. VI.3 : Description de la méthode de Peuch et Meunier .....	120
Figure VI.4 : Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne).....	128

## CHAPITRE -VII-POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

Figure VII.1: les différents types de vanne .....	131
Figure VII.2: Les différents types de ventouses.....	133
Figure VII.3 : Clapet anti retour.....	133
Figure VII.4 : Diaphragme .....	136
Figure VII.5 : Venturi.....	136
Figure VII.6 : Tuyère .....	137
Figure VII.7 : Manomètre à aiguilles .....	137
Figure VII.8 : Manomètre à soufflet .....	138

## **CHAPITRE -VIII- ORGANISATION DECHANTIER**

Figure VIII.1: Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.....	144
--------------------------------------------------------------------------	-----

## ***LISTE DES PLANCHES***

**Planche N° 1** : Profil en long de la conduite principale réservoir KATOUTI CED EL DJIR (5000m<sup>3</sup>)- première bêche de reprise (W. MSILA).

**Planche N° 2** : Profil en long de la conduite de refoulement première station de pompage – deuxième bêche de reprise (W. MSILA).

**Planche N° 3** : Profil en long de la conduite de refoulement deuxième station de pompage – réservoir terminal de BENI YELMANE (W. MSILA).

**Planche N° 4** : tracer sur plan des variantes de la conduite d'adduction KATOUTI CED EL DJIR – BENI YELMANE (W.MSILA)

**Planche N° 5** : plan de la station pompage de la commune BENI YELMANE (W.MSILA).

## INTRODUCTION

Depuis la nuit des temps, se procurer une eau saine, en quantité suffisante sans avoir à parcourir une longue distance, a toujours été une priorité absolue pour l'homme. En raison de la nécessité de cette ressource dans la plupart des secteurs d'activité humaine. Pour cela, diverses actions sont entreprises dans le but, non seulement d'assurer l'accès à l'eau aux populations, mais surtout d'œuvrer à faire en sorte que cette eau soit potable. C'est alors au niveau de ces deux aspects que réside le véritable problème hydraulique en Algérie. Ce problème se décline donc en termes de qualité de l'eau, d'inexistence ou d'insuffisance de système d'adduction et de distribution d'eau ou de stratégies visant à rendre l'eau potable accessible aux populations.

Cependant, le problème d'adduction d'eau potable est perçu en termes inégaux d'une localité à une autre au sein de l'état algérienne. Pour notre part, nous avons choisi d'étudier le système d'adduction d'eau potable de la ville de BENI YELMANE afin de relever les différentes préoccupations des populations en matière d'eau, de proposer un projet d'adduction d'eau potable à cette région et de faire des recommandations pertinentes en vue d'y assurer une sécurité hydraulique durable. C'est dans cet ordre d'idée que nous avons intitulé ce mémoire « adduction d'eau de KATOUTI CED EL DJIR vers la commune de BENI YELMANE ». Il s'agira ainsi de répondre à la question suivante : quel système d'adduction d'eau potable efficace pour la ville de Beni yelmane ?

En effet, il y a lieu de relever que d'énormes efforts doivent être faits pour la mobilisation aussi bien de moyens humains, matériels que de ressources financière afin de doter la ville d'un système d'alimentation en eau potable. Cet ambitieux projet doit faire l'objet d'une étude soignée, afin de répondre à l'agrément du futur consommateur.

La présente étude dont l'objectif est de mettre en place un système efficace et durable d'adduction en eau potable, et de proposer des solutions techniques susceptibles de prémunir la ville de BENI YELMANE contre les difficultés d'approvisionnement en eau à l'horizon 2038.

Ainsi, l'étude s'articule autour des points suivants :

- ✓ Détermination du besoin en eau potable de la ville de BENI YELMANE ;
- ✓ Dimensionnement du réseau d'adduction et de réservoir ;
- ✓ Etudes du pompage ;
- ✓ Protection des conduites contre phénomène de coup de bélier ;
- ✓ Evaluer du coût de réalisation du projet.

Ce chapitre a pour but de connaître la situation de la zone d'étude des points de vue géographique, topographique, climatologique, géologique et connaître la situation hydraulique actuelle afin de mener à bien notre travail.

## **I.1 Présentation général de la zone d'étude :**

### **I.1.1 Situation géographique de la commune BENI YELMANE :**

La wilaya de M'SILA est une région à vocation industrielle, agricole. Ses activités font d'elle une grande consommatrice d'eau.

BENI YELMANE est une ville algérienne, située dans le daïra de SIDI AISSA dans la partie Nord-Ouest de la wilaya de M'SILA, à une distance de 50 Km de cette dernière. Elle est reliée par le RN 60 qui la traverse du Nord-Est et vers le Sud-Ouest pour rejoindre la ville de SIDI AISSA. La ville compte 12873 habitants depuis le dernier recensement de la population en 2008.

BENI YELMANE est située à 7 km au Sud-Ouest d'OUANOUGHA la plus grande ville à proximité. Entourée par OUANOUGHA, TARMOUNT , TAGUEDIT et SIDI HAJRASS. Située à 100 mètres d'altitude, la ville de BENI YELMANE a pour coordonnées géographiques

**Latitude:** 35°56'57" Nord

**Longitude:** 4° 7' 9" Est.

La commune couvre actuellement une superficie de 124ha dans une forme géométrique organique plus ou moins régulière. Administrativement, la commune de BENI YELMANE est limitée :

- Au Nord-est par la commune de BEN DAOUD (wilaya de BOUIRA) ;
- Au Nord-ouest par la commune de MEZDOUR (wilaya de BOUIRA) ;
- Au Sud par la commune de SIDI HADJRES (wilaya de M'SILA) ;
- A l'Est par la commune d'OUANOUGHA (wilaya de M' SILA) ;
- A l'Ouest par la commune de TEGUEDIT (wilaya de BOUIRA) ;



Figure I.1 : plan de situation de BENI YELMANE ( W.M'SILA)

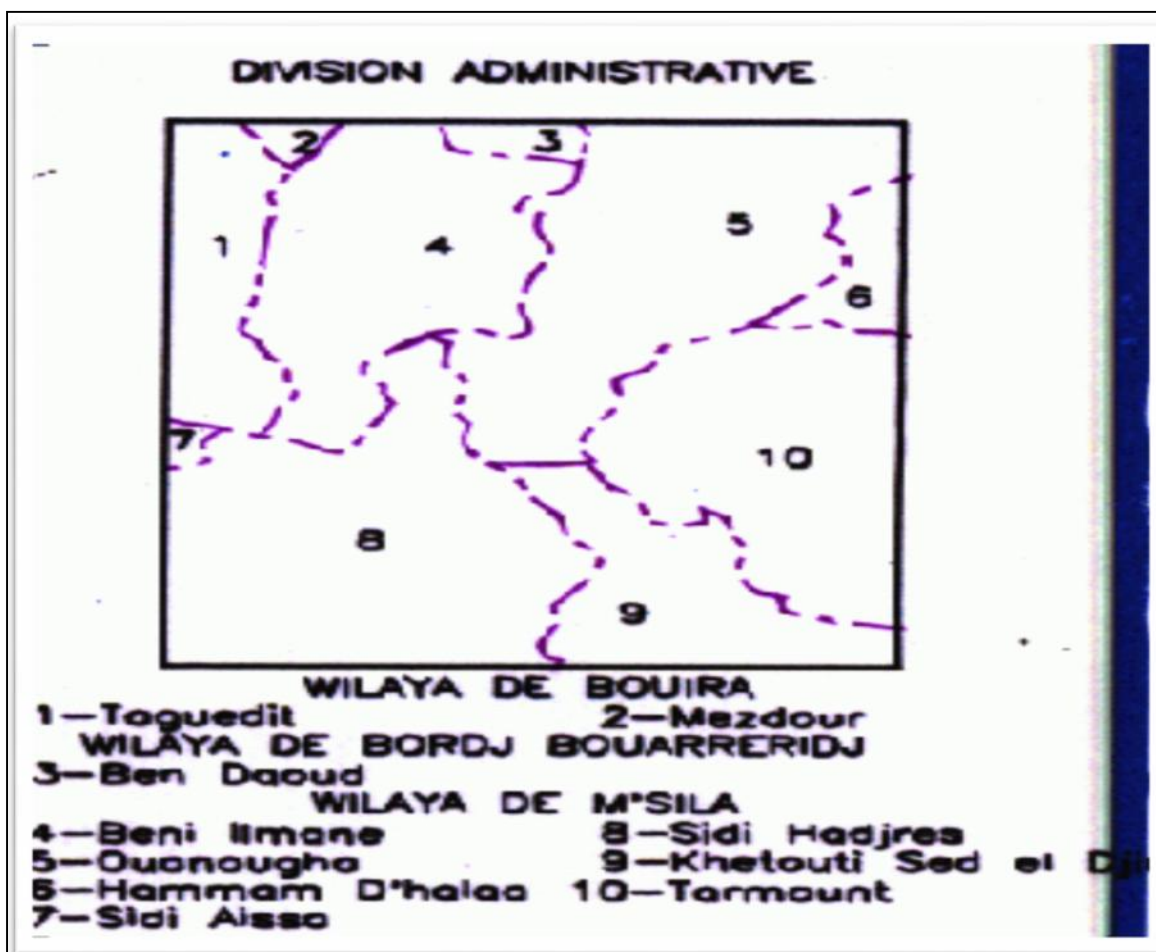


Figure I.2 : limite géographique de la commune de BENI YELMANE



## **I.2. Analyse du milieu physique**

### **I.2.1. Relief**

La commune repose sur un massif montagneux. Elle est située à l'assiette accidentée qui a une pente très forte du Nord vers Sud et de l'Ouest vers l'Est, La différence d'altitude est de l'ordre de 165 mètres.

L'ensemble du territoire présente une morphologie mouvementée.

#### **I.2.1.1. Les Montagnes :**

La commune de « BENI YELMANE » située dans une altitude entre « 935 et 1150m ».

### **I.2.2. Les pentes**

L'analyse des pentes nous révèle clairement que l'aspect montagneux de la zone est apparent car on rencontre généralement les pentes supérieures à 20 % dans la plus part des terrains communaux.

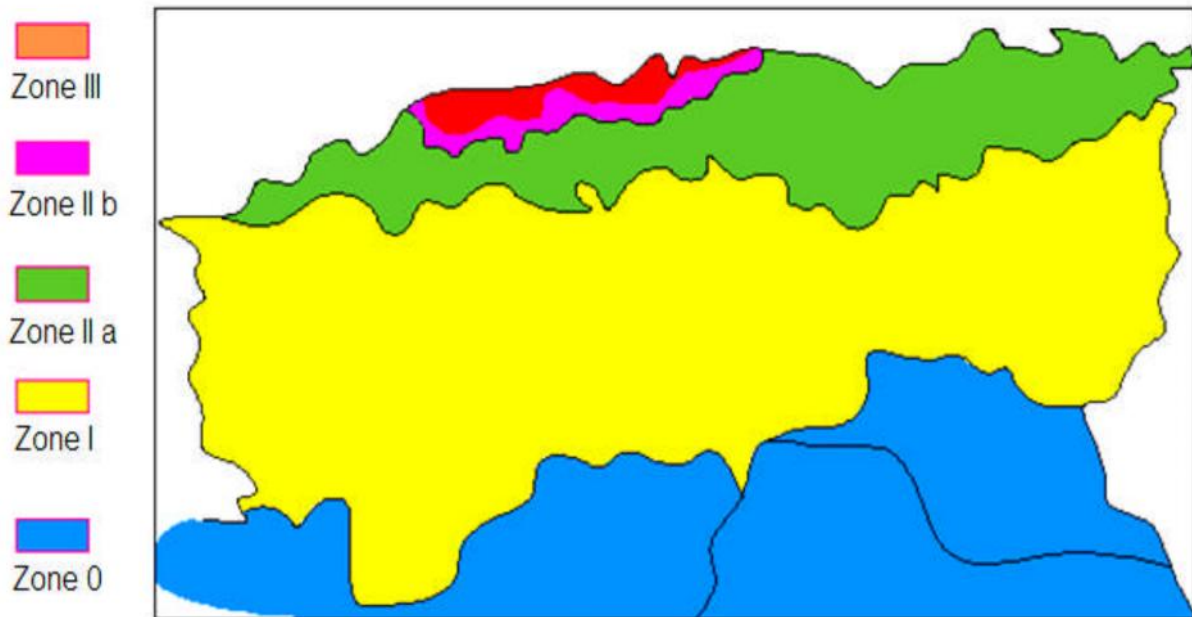
### **I.2.3. La géologie**

Le sous-sol communal est formé principalement de tuf argileux à calcaire jaunâtre à blanchâtre dans la couche supérieure et de calcaires et de marnes en profondeur, renfermant des traces de gypse.

### **I.2.4. La sismicité**

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes non seulement aux individualités mais aussi aux collectivités locales. L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

La wilaya de M'SILA est classée selon le RPA 99 (version 2003) en zone **II a**. C'est-à-dire une zone à moyenne sismicité, Donc pour pallier à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes (RPA).



**Figure I.3:** Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A99 modifié en 2003 (Source : ANBT)

### I.2.5.Synthèse géotechnique

L'analyse de tous les paramètres que nous venons d'évoquer nous ont permis d'aboutir au découpage de la région d'étude en zones selon l'aptitude de sol à supporter les charges futures des constructions.

➤ **Zone (1) favorable:** c'est la région où les pentes sont inférieures à 10 % ainsi qu'une bonne constitution lithologique (apte à supporter les charges futures des constructions).

➤ **Zone (2) moyennement favorable:** zone avec des pentes entre 8 à 15 % et dans l'assise est composée de roches assez stables et homogènes. elle ne présente pas de problème pour l'extension urbaine de la ville.

➤ **Zone (3) a propriétés favorable:** cette zone à une valeur des pentes supérieures à 15 % et ayant un affleurement marneux.

➤ **Zone (4) défavorable:** zone à pente supérieure à 20 % et d'une constitution pétrographique argileuse.

### ***1.3.La climatologie :***

➤ Le climat de la région est de type continental, avec de fortes amplitudes Thermiques diurnes.

- Pour les températures, leur maximum dépasse les 28°C, pendant le Mois de juillet, par contre elles peuvent descendre jusqu'à 8°C pendant le mois de Janvier.

**Tableau I.1 Répartition mensuelle de la température de la Station de M'SILA.**

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Temp (°C)	8	9	11	13	16	21	28	27	20	16	13	9

*Source : ANRH de M'SILA (Station météorologique de M'SILA en2009)*

- La zone se caractérise aussi par une irrégularité des précipitations mensuelles avec un volume très fluctuant d'un mois à un autre et d'une année à une autre, mais d'une manière générale elles sont plus importantes et fréquentes de « octobre » à « Mai » en moyenne de 29 à 40 mm

**Tableau I.2 Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de M'SILA (2009)**

Mois	Jan	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Total annuel
P (mm)	29	34	31	40	33	10	3	13	13	34	30	42	318

*Source : ANRH de M'SILA (Station météorologique de M'SILA)*

- sa part l'enneigement touche l'ensemble du territoire notamment sur les altitudes qui dépassent 1000m tel que DJEBEL- SIDI THAMER ou la neige persiste plus long temps et avec une fréquence du gel en hiver qui a des effets néfastes sur l'agriculture.
- Pour les vents, les plus violents se manifestent en hiver et les plus faibles en été.

**Tableau I.3 vitesses et directions du vent**

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août	Sep.	Oct	Nov	Déc	MO Y
VIM	6	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7	6,2
DV	SN	SN	SN	SN	ES W	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
Fréq	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	51,1

*Source : ANRH de M'SILA.*

**Avec :**

- VM = Vitesse moyen du vent en m/s.
- DV = Direction du vent.
- Fréq = Fréquence moyenne mensuelle %.

## ***1.4 Situation hydraulique***

### ***1.4.1 Ressources existantes au niveau de la wilaya***

La commune de BENI YELMANE ne dispose pas de ressources hydriques importantes sur son territoire. Elle dépend essentiellement de la ville voisine principalement KHATOUTI SED EL DJIR avec son champ captant.

Il n'existe aucun ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable.

#### ***1.4.1.1 Forages au niveau de la commune***

Parmi les forages existants seuls 2 sont utilisés avec une exploitation de 15 l/s et 5l/s pour un temps de pompage de 20h et 12h respectivement.

#### ***1.4.1.2 les adductions***

Une conduite d'adduction existante en fonte qui a un diamètre égale à 300mm et de longueur de 20289 m, cette conduite assure un débit de 40 l/s du réservoir de KATOUT SED EL DJIR de volume 5000 m<sup>3</sup> vers le réservoir de BENI YELMANE de volume 1000 m<sup>3</sup>.

#### ***1.4.1.3 les ouvrages de stockage :***

L'état physique des réservoirs est jugé bon par conséquent il sera maintenu pour l'horizon d'étude avec un éventuel renforcement par d'autres réservoirs si cela s'avère nécessaire.

**Tableau I.4 : Caractéristiques des réservoirs**

Réservoirs existants	Capacité (m <sup>3</sup> )	Cote terrain naturel(m)	Côte du trop plein (m)	Forme du réservoir	Type	Etat de génie-civil	Zone de distribution
1 <sup>er</sup>	250+500	1039.62	1043.62	Circulaire	Semi- enterré	Bon	Zone1
2 <sup>eme</sup>	500	1097.61	1101.61	Circulaire	Semi- enterré	Bon	Centre de ville
3 <sup>eme</sup>	1000	1076.10	1080.10	Circulaire	Semi- enterré	Bon	Zone3
4 <sup>eme</sup>	1000	935.21	940.21	circulaire	Sur sol	Bon	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> Réservoirs

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable.

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier.

Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.

Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la commune.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...)

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

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 25 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 3% (donnés par la A.P.C de BENI YELMANE). Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

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

$P_n$ : population à l'horizon de calcul (2038);

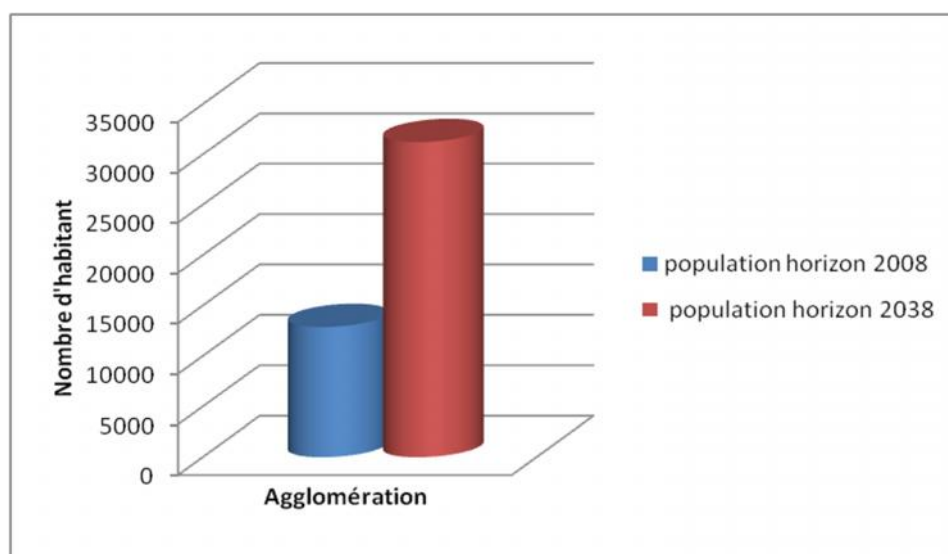
$P_0$ : population à l'année du dernier recensement 2008 ;

$t$ : taux d'accroissement démographique,  $t = 3\%$  ; (Source A.P.C de BENI YELMANE)

$n$  : nombre d'années séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul (30 ans).

**Tableau II.1** : Estimation de la population future des agglomérations

Ville	Nombre d'habitants (2008)	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitants (2038)
BENI YELMANE	12873	3	31247



**Figure II.1** : Evolution de la population.

## II.2 Estimation des besoins en eau potable

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est une norme fixée pour catégorie de consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur.

Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins tels que :

- ✓ Besoins domestiques.
- ✓ Besoins scolaires.
- ✓ Besoins sanitaires.
- ✓ Besoins administratifs.
- ✓ Besoins socioculturels.
- ✓ Besoins commerciaux et industriels.

### II.2.1 Les besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Pour répondre à tous les types de consommateur, la dotation moyenne selon la source DRE de M'SILA est arrêtée à 200 l/j/hab.

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

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

$Q_{\text{moy},j}$  = débit moyen journalier.

Dot= dotation moyenne en (l/j/hab).

N= nombre d'habitants.

**Tableau II.2:** Détermination des besoins domestiques.

Ville	Population 2038 (hab)	Dotation (l/j/hab)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
BENI YELMANE	31247	200	6249.40

Source : D.R.E de m'sila

### II.2.2 Besoins scolaires

Les divers équipements scolaires de la ville concernée, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont résumés dans le tableau II.3:



**Tableau II .3: Détermination des besoins scolaires.**

Ville	Ecoles	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
BENI YELMANE	primaires	4620	20	92.4	201.65
	CEM	1465	50	73,25	
	Lycées	720	50	36	

Source : D.R.E de M'SILA

**II .2.3 Besoins administratifs**

Les besoins des différents équipements administratifs recueilles au niveau de la ville concernées sont regroupés dans le tableau II.4 :

**Tableau II.4 : Détermination des besoins administratifs.**

Ville	Types d'équipement	Unité (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
BENI YELMANE	APC	350	10	3.5	14.61
	PTT	205	10	2.05	
	Service de l'eau	100	10	1	
	Gendarmerie	600	10	6	
	Garde communal	206	10	2.06	

Source : D.R.E de M'SILA

**II .2.4 Besoins sanitaires**

Les différents besoins sanitaires de la ville concernée sont résumés dans le tableau II.5 :

**Tableau II.5 : Détermination des besoins sanitaires.**

ville	Types d'équipement	Unité (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Débit (m <sup>3</sup> /j)
BENI YELMANE	centre de santé	2000	15	30

Source : D.R.E de M'SILA

**II.2.5 Besoins socioculturels**

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau II.6 :

**Tableau II.6: Détermination des besoins socioculturels.**

Ville	Types d'équipement	Nombre d'utilisateurs	Dotation (l/j/utilisateur)	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
BENI YELMENE	Maison de jeune	200	70	14	56.35
	Bibliothèque	140	15	2.1	
	Stade communal	50	5	0.25	
	07 moqués	4000	10	40	

Source : D.R.E de M'SILA

**II.2.6 Besoins commerciaux**

Les différents besoins commerciaux sont résumés dans le tableau II.7 :

**Tableau II.7: Détermination des besoins commerciaux.**

Ville	Types d'équipement	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/utilisateur)	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
BENI YELMENE	Locaux commerciaux	(m <sup>2</sup> )	112	10	1.12	121.12
	Douche publique	personne	1000	25	25	
	Abattoir	tête	400	200	80	
	Lavage voiture	unité	100	150	15	

Source : D.R.E de M'SILA

**II.2.7 Besoin d'arrosage**

Les différents besoins d'arrosages sont résumés dans le tableau II.8.

**Tableau II.8: Détermination des besoins d'arrosages.**

Ville	Types d'équipement	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Débit (m <sup>3</sup> /j)
BENI YELMENE	surface vide (rues+jardin publique)	(m <sup>2</sup> )	43355	6	260.13

Source : D.R.E de M'SILA

### II.2.8 Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculées ci-avant sont regroupés dans le tableau II.9

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

Ville	Besoins Domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins Scolaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins Administratifs (m <sup>3</sup> /j)	Besoins Sanitaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins Socioculturels (m <sup>3</sup> /j)	Besoins commerciaux (m <sup>3</sup> /j)	Besoins D'arrosages (m <sup>3</sup> /j)	Débit Total (m <sup>3</sup> /j)
BENI YELMENE	6249.40	201.65	14.61	30	56.35	121.12	260.13	6933.26

A l'horizon 2038, les besoins moyens journaliers totaux des communes concernées sont estimés à **6933.26 m<sup>3</sup>/j**, soit un débit de **80.25 l/s**.

## II.3 Variations de la consommation maximale et minimale journalière

### II.3.1 Consommation maximale journalière

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

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

Avec :

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

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

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

### II.3.2 Consommation minimale journalière

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

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

Avec :

$K_{\min,j} \in [0,7 \div 0,9]$ .

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

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

**Tableau II.10:** *Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.*

Localités	Débit (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>min,j</sub>	Q <sub>min,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>max,j</sub>	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
BENI YELMANE	6933.26	0.9	6239.93	1.3	9013.238

$K_{\max,j}$  et  $K_{\min,j}$  sont des coefficients qui multiplient les quantités calculées des débit moyens journalière garantissent la satisfaction intégrale des besoins en eau a chaque moment de l'année et permettent de dimensionner le réseau d'adduction d'eau potable en fonction du débit maximum journalier.

#### II.4 Variation des débits horaires

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale d'agglomération en se basant sur le tableau II.11.

#### Remarque :

La variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

**Tableau II.11:** la variation horaire en fonction du nombre de la population

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source polycop de M.SALAH

Pour notre cas on choisit la répartition 10001 à 50000. Puisque le nombre d'habitants total à l'horizon de 2038 sera 31247 d'après le tableau II.1.

**Tableau II.1.12 : Variation du débit horaire pour la commune de BENI YELMANE .**

Heurs	Consommation totale $Q_{max,j}=9013.24m^3/j$		Consommation cumulée	
	(%)	( $m^3/h$ )	(%)	( $m^3/h$ )
0-1	1.5	135,20	1,5	135,20
1-2	1.5	135,20	3	270,40
2-3	1.5	135,20	4,5	405,60
3-4	1.5	135,20	6	540,79
4-5	2.5	225,33	8,5	766,13
5-6	3.5	315,46	12	1 081,59
6-7	4.5	405,60	16,5	1 487,18
7-8	5.5	495,73	22	1 982,91
8-9	6.25	<b>563,33</b>	28,25	2 546,24
9-10	6.25	<b>563,33</b>	34,5	3 109,57
10-11	6.25	<b>563,33</b>	40,75	3 672,89
11-12	6.25	<b>563,33</b>	47	4 236,22
12-13	5	450,66	52	4 686,88
13-14	5	450,66	57	5 137,55
14-15	5.5	495,73	62,5	5 633,27
15-16	6	540,79	68,5	6 174,07
16-17	6	540,79	74,5	6 714,86
17-18	5.5	495,73	80	7 210,59
18-19	5	450,66	85	7 661,25
19-20	4.5	405,60	89,5	8 066,85
20-21	4	360,53	93,5	8 427,38
21-22	3	270,40	96,5	8 697,77
22-23	2	180,26	98,5	8 878,04
23-24	1.5	135,20	100	9 013,24
Total	100	9 013,24		

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la commune de BENI YELMANE est de 563.33  $m^3/h$  et survient entre 8h et midi.

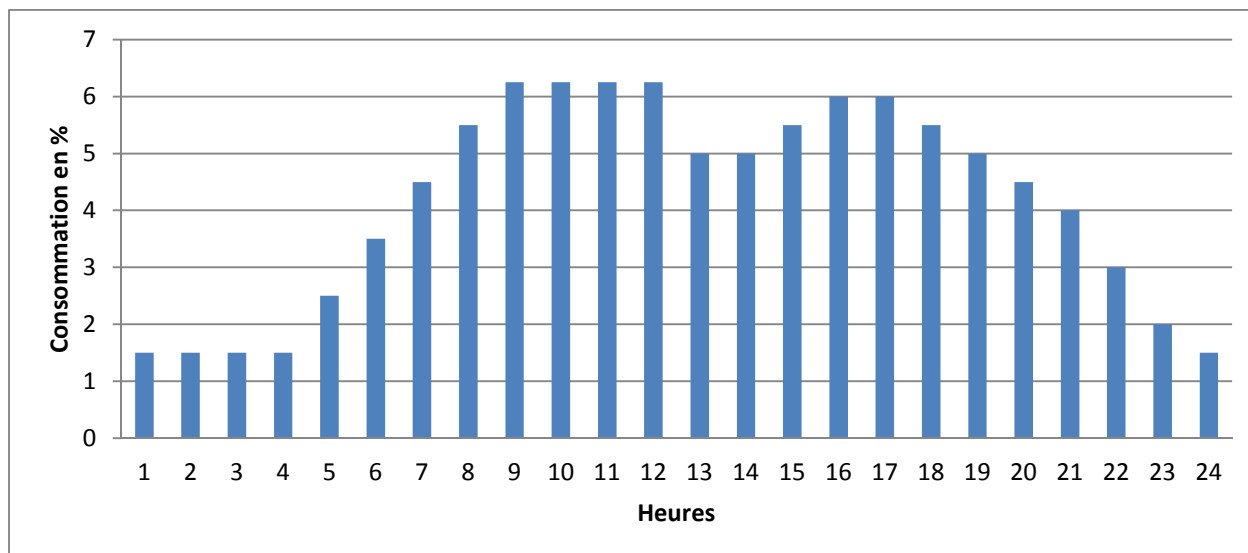


Figure II.2: histogramme de la consommation totale

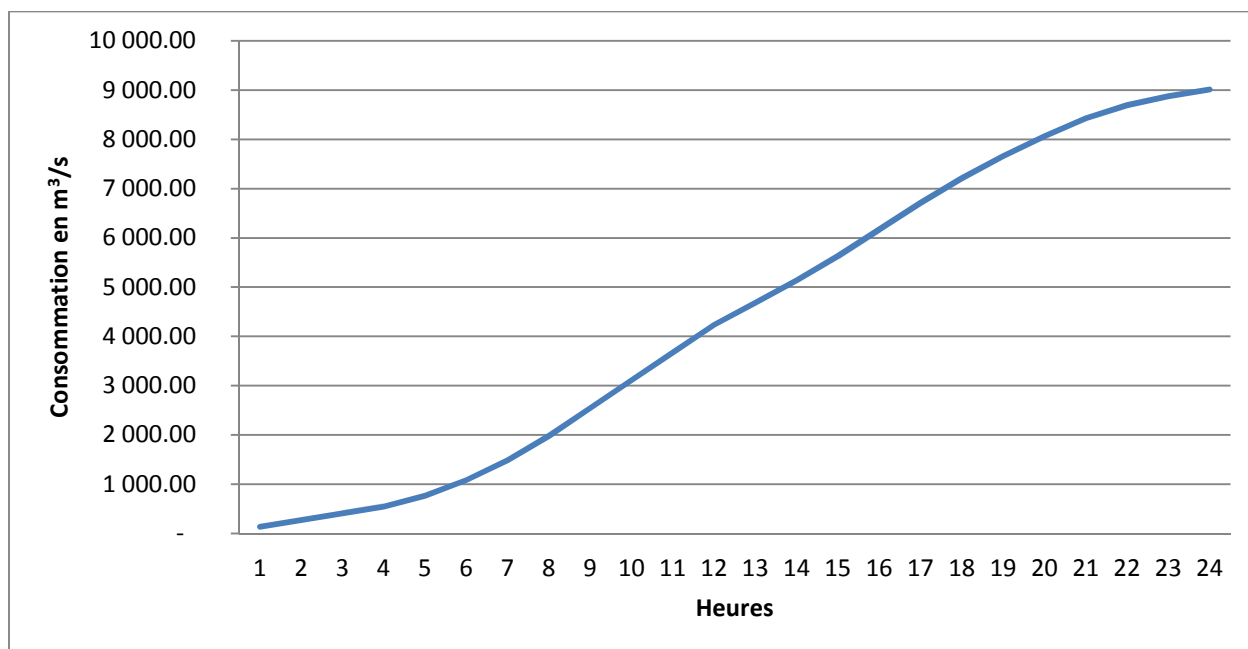


Figure II.3: la courbe intégrale de la consommation cumulée

## Conclusion

Dans ce chapitre, les besoins en eau de la commune de BENI YELMANE à l'horizon 2038 ont été calculés.

Afin de transférer ces quantités vers les consommateurs il est maintenant indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage, objectif du chapitre suivant.





Dans le cadre de notre projet d'adduction, Les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable pour un système de distribution performant. Ils servent de réserve et fournissent l'eau au réseau de distribution avec une charge utile suffisante.

Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement des réseaux.

### **III.1 Fonctions des réservoirs**

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples, on peut citer :

- ✓ Ils servent à compenser l'écart entre l'apport d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation.
- ✓ Ils constituent une réserve pour imprévus (rupture, panne des pompes, réparation, extension du réseau...).
- ✓ Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- ✓ Régularité dont le fonctionnement du pompage.les pompe refoulent à un débit constant.
- ✓ Simplification de l'exploitation.
- ✓ Régularité des pressions dans le réseau.
- ✓ Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé la lutte contre l'incendie.

[1]

### **III.2 Classification des réservoirs**

Les réservoirs sont classés selon la situation des lieux et selon leur capacité

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

- ✓ Enterrés,
- ✓ Semi-enterrés,
- ✓ Sur sol,
- ✓ Sur tour (château d'eau) [1]

➤ *Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :*

- ✓ Rectangulaire ou carrée ;
- ✓ Circulaire.

➤ **Rectangulaire ou carrée :**

La section rectangulaire est surtout adoptée pour les réservoirs de grande capacité supérieure à 10000 m<sup>3</sup>. Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

➤ **Circulaire :**

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m<sup>3</sup>. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moins risque de fissuration et il ya aussi un avantage sur la circulation de l'eau qui préserve la qualité de l'eau. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques. [4]

### III.3 hauteur d'eau dans les réservoirs

La hauteur d'eau est essentiellement déterminer par les aspects économiques de la Construction ; tout fois, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les Réservoirs petits et moyens.

**Tableau III.1:** Hauteur d'eau du réservoir en fonction de la capacité utile.

Capacité utile (m <sup>3</sup> )	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'a 500	3à4
1000	4à5
5000	5à6

Dans la plupart des cas, une étude économique particulière est indiquée pour les grands réservoirs. [8]

### III.4. Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Les réservoirs sont implantés soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres soit en cote ; La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique existante sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point défavorable à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

L'alimentation du réseau de distribution est préférable se faire par gravité pour des Raisons d'économies.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, De même que la géologie, il ne faut pas oublier les extensions futures. [8]

#### **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :**

- ✓ Conditions topographiques de la région à desservir,
- ✓ Conditions hydrauliques de la distribution (volume du réservoir, pression à assurer),
- ✓ Type de décideur (maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitant).

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

- ✓ Les facteurs économiques,
- ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,

### III.5 Présentation des réservoirs existants

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, des réservoirs terminaux au niveau de la commune à desservir.

#### **III.5.1 Les bâches de reprises:**

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimenter directement en eau des stations de pompes. Dans notre projet, il existe deux bâches de reprises jumelées de capacités totales égales à 500 m<sup>3</sup> et leur emplacement est directement lié à l'emplacement de la station de pompage.

### III.5.2 Réservoirs terminaux:

Le réservoir qui alimente la commune de BENI YELMANE a une forme circulaire de type sur sol avec une cote de radier égale 935.13m NGA destinée au stockage et à la distribution, sa capacité est 1000m<sup>3</sup>.

#### Remarque :

Selon l'instruction ministérielle qui précise que le volume du réservoir est plus grand ou au moins égale au volume d'eau journalière consommée, nous proposons la mise en place d'un autre réservoir supplémentaire de capacité 5000 m<sup>3</sup> (2\*2500m<sup>3</sup>) jumelé au réservoir existant au KATOUTI CED EL DJIR, car le volume d'eau journalière nécessaire pour la ville de BENI YELMANE égale à 9013.238 m<sup>3</sup>.

### III .6 Calcul de la capacité des réservoirs terminal

Pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, 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.

Pour notre projet, nous avons calculé les volumes du réservoir terminal et de même pour les deux bâches de reprise.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Pour déterminer la capacité des réservoirs, deux (02) méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

1. La méthode analytique.
2. La méthode graphique.

#### III .6.1 Méthode analytique

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

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

Avec :

$Q_{\max,j}$  : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j) ;

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

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

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

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

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

### III .6.2 Méthode graphique

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

Donc :

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

Le volume résiduel  $V_r$  est calculé selon la formule suivante :

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

Donc le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (m^3)$$

En utilisant la méthode analytique, nous calculons La capacités du réservoir de stockage du réseau d'adduction. La détermination de la capacité des réservoirs par cette méthode exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de Consommation.
- Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir et dans notre projet le Réservoir est rempli par pompage durant 20h. [3]

**III .6.3. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique.**

Le volume du réservoir terminal est calculé d'après le tableau ci-après

**Tableau III .2:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de BENI YELMANE.

Heures	Distribution	Apport	Surplus	Deficit	Résidu
(h)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	1,5	-	0	1,5	8,5
1-2	1,5	-	0	1,5	7
2-3	1,5	-	0	1,5	5,5
3-4	1,5	-	0	1,5	4
4-5	2,5	5	2,5	0	6,5
5-6	3,5	5	1,5	0	8
6-7	4,5	5	0,5	0	8,5
7-8	5,5	5	0	0,5	8
8-9	6,25	5	0	1,25	6,75
9-10	6,25	5	0	1,25	5,5
10-11	6,25	5	0	1,25	4,25
11-12	6,25	5	0	1,25	3
12-13	5	5	0	0	3
13-14	5	5	0	0	3
14-15	5,5	5	0	0,5	2,5
15-16	6	5	0	1	1,5
16-17	6	5	0	1	0,5
17-18	5,5	5	0	0,5	0
18-19	5	5	0	0	0
19-20	4,5	5	0,5	0	0,5
20-21	4	5	1	0	1,5
21-22	3	5	2	0	3,5
22-23	2	5	3	0	6,5
23-24	1,5	5	3,5	0	<b>10</b>
Total	100	100	-	-	-

➤ *Calcul de la capacité du réservoir de terminal :*

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{10 \cdot 9013.24}{100} = 901.32 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 901.32 + 120 = 1021.32 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 1500 \text{ m}^3$ .

Le réservoir existant de BENI YELMANE qui a une capacité de  $1000 \text{ m}^3$  montre un déficit qui sera comblé par la projection du réservoir enterré de capacité  $500 \text{ m}^3$  qui joue le rôle de réservoir d'alimentation. Ils satisferont les besoins à l'horizon 2038.

#### III.6.4.a Dimensionnement de la Bâche de reprises de la station de pompage (SP)

La bâche de reprise est alimentée gravitairement par le réservoir d'eau de KHATTOUTI CED EL DJIR avec une côte de radier égale  $699.00 \text{ m NGA}$  et de volume égale  $5000 \text{ m}^3$ . La station de pompage (SP) aspire l'eau à partir de la bâche de reprise 1 et alimente la bâche de reprise de la deuxième station de pompage, celle-là alimente le réservoir terminale de BENI YELMANE. Les volumes des bâches de reprise sont égaux et vont être déterminés par la méthode analytique pour satisfaire le débit entrant à la station de pompage qui est égal à  $9013.24 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Le volume de la bâche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{maxj}} \cdot t}{T} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- T: le temps de fonctionnement de la station de pompage ( $T = 20 \text{ h}$ )
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $t = 0,25 \text{ h}$ )

Le débit entrant à la station de pompage (SP) est de  $9013.24 \text{ m}^3/\text{j}$ . Alors le volume de la bâche de la station de pompage est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{maxj}} \cdot t}{T} = \frac{9013.24}{20} \times \frac{1}{4} = 112.67 \text{ m}^3 \Rightarrow V_n = 300 \text{ m}^3$$

La bâche existante dont la capacité est de  $500 \text{ m}^3$  peut couvrir les besoins à l'horizon 2038.

**III.6.5 Formes et dimensions des réservoirs**

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité à 1000 m<sup>3</sup>, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux, la hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres l'optimum, cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grandes ouvrages. [3]

**1. Le diamètre de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve utilisant la formule (III.5)

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{m}) \quad \text{(III.5)}$$

Avec :

V<sub>n</sub> : volume normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;

S : section du réservoir (m<sup>2</sup>) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m). (Nous allons prendre h = 5m pour le réservoir de stockage et h = 4m pour les bâches de reprises) ;

D : diamètre de la cuve (m).

**➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h :****2. la section de la cuve**

La section de la cuve est donnée en se basant sur la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{m}^2) \quad \text{(III.6)}$$

**3. La hauteur totale H du réservoir**

La hauteur du réservoir est donnée par la formule (III.7) :

$$H = h + R \quad (\text{m}) \quad \text{(III.7)}$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m) ;

R : revanche (m).



4. La hauteur de la réserve d'incendie :

Par suite la hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la formule (III.8) :

$$h_{inc} = \frac{v_{inc}}{s} \quad \text{(III.8)}$$

Les dimensions du réservoir terminal et la bache de reprise sont portées dans le tableau III.3:

**Tableau III.3:** Tableau donnant la capacité et les dimensions du réservoir terminal et la bache de reprise.

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	H <sub>inc</sub> (m)	R (m)	H (m)
Terminal	500	12	113.04	4.42	1.06	0.58	5
Bâche de reprise	300	10	78.5	3.82	1.53	0.68	4.5

### III.7 Équipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé par :

- une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- une conduite de départ ou de distribution.
- une conduite de vidange.
- une conduite de trop-plein.
- Un système de matérialisation de la réserve d'incendie.
- Une conduite by-pass.

#### III.7.1 Conduite d'arrivée

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

Cette conduite, de type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour assurer le brassage de l'eau.

L'extrémité de cette conduite est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint son maximum.

***III.7.2 Conduite de départ ou de distribution***

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

***III.7.3 Conduite de trop-plein***

Cette conduite permet d'évacuer l'excès de l'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites de trop-plein doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger. Dans certains cas, lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de cette conduite en forme d'entonnoir dimensionné (déversoir circulaire).

***III.7.4 Conduite de vidange***

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparations. Elle est munie d'un robinet-vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet-vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

***III.7.5 Conduite by-pass***

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien.

***III.7.6 Les joints d'étanchéité***

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

**III.8 Système de matérialisation de la réserve d'incendie**

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

- le système à deux prises : ce système à deux prises est rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.
- Système à événement : ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie. [3]

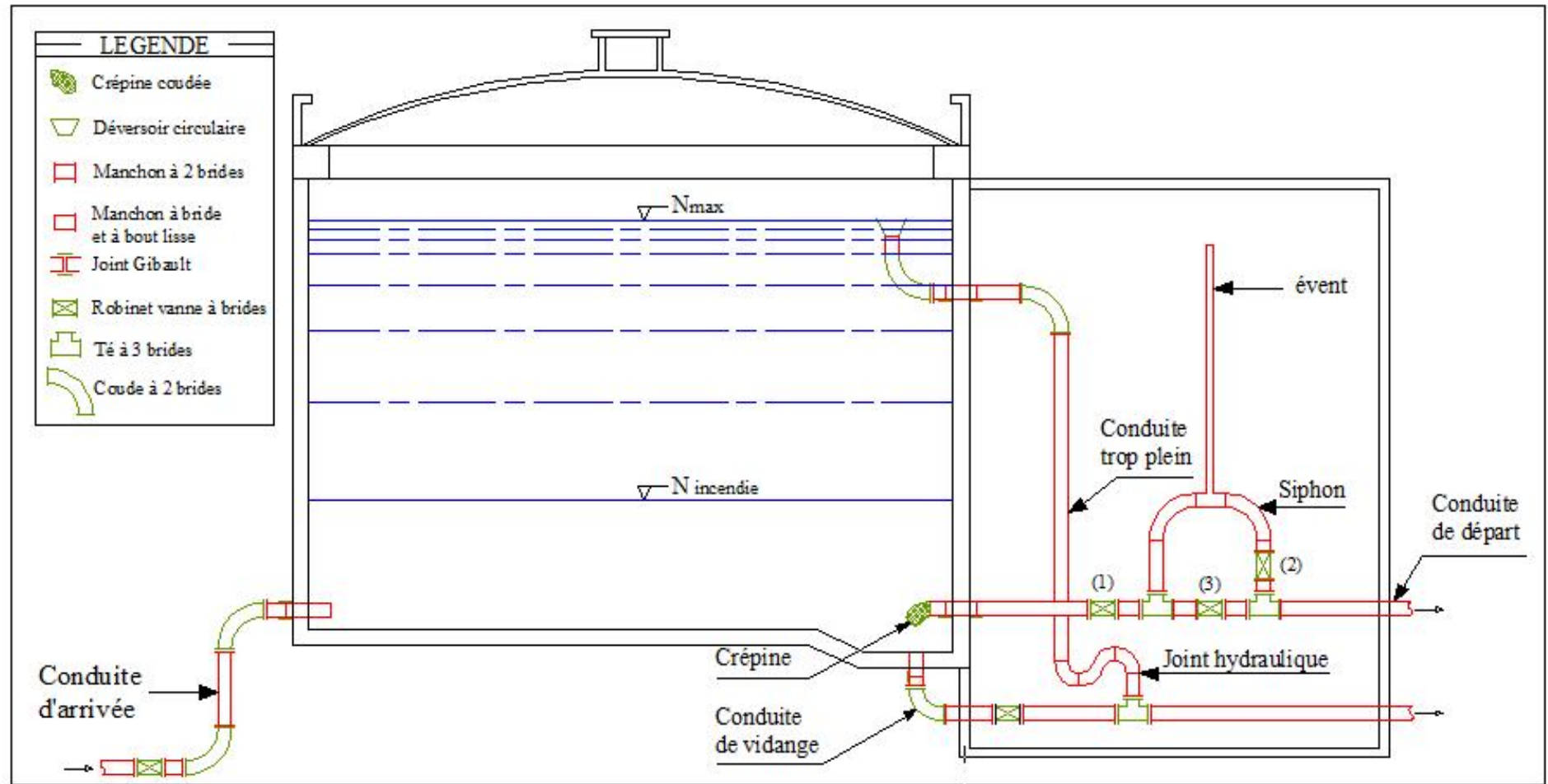


Figure III.1: Equipements des réservoirs

**III.9 Hygiène et sécurité des réservoirs**

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- 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 odeurs désagréables.
- La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau [2].

**CONCLUSION**

Après le calcul du volume des réservoirs, nous avons remarqué que certains réservoirs n'assurent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2038. C'est pour cette raison, qu'on a recommandé de projeter d'autres réservoirs qui jouent le rôle des réservoirs d'équilibre, répartis comme suit :

- ✓ Au niveau de la localité de KHATOUTI CED EL DJIR : un réservoir circulaire de capacité  $(2*2500) \text{ m}^3$ .
- ✓ Au niveau de la localité de BENI YELMANE : un réservoir circulaire de capacité  $500 \text{ m}^3$ .

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités à l'horizon d'étude 2038.

CHAPITRE IV :  
**Etude de l'adduction**

L'acheminement de l'eau potable vers les agglomérations doit se faire par adduction, soit en refoulement, soit gravitaire, soit mixte ceci en fonction du relief. Tout projet d'adduction demande l'étude du choix de tracé le plus technique et le plus économique. Dans notre projet, nous nous intéressons beaucoup plus sur l'étude technique qui, dans certains cas prime sur l'étude économique, vu que l'adduction est de type mixte imposée par le relief.

### **IV.1 Type d'adduction**

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

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

#### **a) Adduction gravitaire :**

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

#### **b) Adduction par refoulement :**

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

#### **c) 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. **[5]**

### **IV.2 Adduction et type d'écoulement**

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge. **[1]**

### IV.3 Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction qui doit :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant d'avantage de pompage.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, etc....).
  - Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- Nous devons toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

### IV.4 Choix du matériau de la conduite

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

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

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



- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important [4]

Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD raison des avantages qu'elles présentent :

- Très économiques
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés.
- Une très faible rugosité (conduite lisse)
- L'assemblage des tuyaux en PEHD se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffant

❖ **Les types de conduites les plus utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:**

- Métalliques « Acier, Fonte » ;
- A base de ciment « amiante ciment et en béton » ;
- En matière plastique « poly chlorure de vinyle (PVC), polyéthylène (PE) ».

a) Conduites en Fonte :

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

Parmi les avantages des canalisations en fonte ductile:

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

Leurs inconvénients sont :

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

b) Conduites en Acier :

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

Parmi les avantages des tuyaux en acier :

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

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

c) Conduites en Amiante Ciment :

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

d) Conduites en polyéthylène (PE) :

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

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

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

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- Fiable au niveau des branchements (Pas de fuites) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique 50 ans à 20 °C) ;

- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage ;
- Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- Insensible aux mouvements du terrain (tremblement de terre) ;
- Très bonne étanchéité ;
- Disponibilité sur le marché national.

e) PVC (Poly Chlorure de Vinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure vinyle de formule  $\text{CH}_2\text{CHCl}$ . La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à  $150^\circ\text{C}$ , mais le produit se ramollit à  $75^\circ\text{C}$ .

Les avantages sont :

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

### **Conclusion**

Le constat fait à partir des caractéristiques techniques de chaque type de canalisations en fonction des avantages et inconvénients nous permet de faire une étude comparative entre deux types de conduites en l'occurrence : les tuyauteries en Polyéthylène à Haute Densité (PEHD), en Fonte Ductile qui sont les plus performantes.

## IV.5 Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage. La zone d'étude est alimentée par les réservoirs d'eau projetée de KHATOUTI CED EL DJIR.

### ➤ Type de canalisation :

- PEHD (PN10) dans la partie gravitaire c'est-à-dire entre réservoir d'alimentation et la première station de pompage.
- PEHD (PN16) dans la partie refoulement c'est-à-dire entre la première station de pompage jusqu'à le réservoir terminal.

On prend la meilleure sous variante en (PEHD) et on la recalcule à l'aide de la fonte ductile.

### Variante N° 1 :

Dans cette variante, la distribution se fait à partir du réservoir de KHATTOUTI CED EL DJIR; 5000m<sup>3</sup> vers les réservoirs de la localité de BENI YELMANE qui ont une capacité de 1000 m<sup>3</sup> dont l'un (500 m<sup>3</sup>) est projeté à une côte de 935.21 m (NGA). Cette adduction longe le chemin sur une distance de 20.29 Km. La variante N° 1 comporte trois sous variantes (a, b, c) pour l'emplacement des stations de pompage:

**Sous variantes a** : dans cette variante :

### ➤ Les cotes :

- La côte de radier du réservoir d'alimentation est égale à 698.84m (NGA).
- La côte de radier de la première bêche (sp1) de reprise est égale à 671.1m (NGA).
- La côte de radier de la deuxième bêche (sp2) de reprise est égale à 807.69m (NGA).
- La côte de radier du réservoir terminal égale à 935.21m (NGA).

### ➤ Les distances :

- La distance entre le réservoir d'alimentation et la première station de pompage (sp1) égale à 11km.
- La distance entre la première et la deuxième station de pompage égale à 7.66 km.
- La distance entre la deuxième station de pompage (sp1) et le réservoir terminal égale à 1.63km.

En conclusion, cette variante comporte :

- 02 stations de pompage ;
- Une adduction gravitaire de 11 km de longueur;
- Une adduction par refoulement s'étendant sur 9.29 km.

**Sous variantes b:** dans cette variante :

➤ **Les cotes :**

- La côte radiée du réservoir d'alimentation égale 698.84m (NGA).
- La côte radiée de la première bache (sp1) de reprise égale 677.44m (NGA).
- La côte radiée de la deuxième bache (sp2) de reprise égale 807.69m (NGA).
- La côte radiée du réservoir terminal égale 935.21m (NGA).

➤ **Les distances :**

- La distance entre le réservoir d'alimentation et la première station de pompage (sp1) égale 11.2km.
- La distance entre la première et la deuxième station de pompage égale 7.46 km.
- La distance entre la deuxième station de pompage (sp1) et le réservoir terminal égale 1.63km

En conclusion, cette variante comporte :

- 02 stations de pompage ;
- Une adduction gravitaire de 11.2 km de longueur;
- Une adduction par refoulement s'étendant sur 9.09 km.

**Sous variantes c:** dans cette variante :

➤ **Les côtes :**

- La côte radiée du réservoir d'alimentation égale 698.84m (NGA).
- La côte radiée de la première bache (sp1) de reprise égale 682.43m (NGA).
- La côte radiée de la deuxième bache (sp2) de reprise égale 807.69m (NGA).
- La côte radiée du réservoir terminal égale 935.21m (NGA).

➤ **Les distances :**

- La distance entre le réservoir d'alimentation et la première station de pompage (sp1) égale 11.4km.
- La distance entre la première et la deuxième station de pompage égale 7.26 km.
- La distance entre la deuxième station de pompage (sp1) et le réservoir terminal égale 1.63km

En conclusion, cette variante comporte :

- 02 stations de pompage ;
- Une adduction gravitaire de 11.4 km de longueur;
- Une adduction par refoulement s'étendant sur 8.89 km.

**Variante N°2 :**

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de deux (02) stations de pompage. et de même que la première variante on fait des études des variantes pour voir le meilleur emplacement des stations de pompage. Seulement cette variante présente un cheminement court (17.41km) par rapport à la variante précédente. La variante N°2 comporte trois sous-variantes (d, e, f) pour l'emplacement des stations de pompage :

**Sous variantes d:** dans cette variante :

➤ **Les cotes :**

- La côte radiée du réservoir d'alimentation égale 698.84m (NGA).
- La côte radiée de la première bache (sp1) de reprise égale 672.29m (NGA).
- La côte radiée de la deuxième bache (sp2) de reprise égale 799.85m (NGA).
- La côte radiée du réservoir terminal égale 935.21m (NGA).

➤ **Les distances :**

- La distance entre le réservoir d'alimentation et la première station de pompage (sp1) égale 9.5km.
- La distance entre la première et la deuxième station de pompage égale 6.07 km.

- La distance entre la deuxième station de pompage (sp1) et le réservoir terminal égale 1.84km

En conclusion, cette variante comporte :

- 02 stations de pompage ;
- Une adduction gravitaire de 9.5 km de longueur;
- Une adduction par refoulement s'étendant sur 7.91 km.

**Sous variantes e** : dans cette variante :

➤ **Les cotes :**

- La côte radiée du réservoir d'alimentation égale 698.84m (NGA).
- La côte radiée de la première bache (sp1) de reprise égale 679.16m (NGA).
- La côte radiée de la deuxième bache (sp2) de reprise égale 807.71m (NGA).
- La côte radiée du réservoir terminal égale 935.21m (NGA).

➤ **Les distances :**

- La distance entre le réservoir d'alimentation et la première station de pompage (sp1) égale 9.75km.
- La distance entre la première et la deuxième station de pompage égale 5.97km.
- La distance entre la deuxième station de pompage (sp1) et le réservoir terminal égale 1.69km

En conclusion, cette variante comporte :

- 02 stations de pompage ;
- Une adduction gravitaire de 9.75 km de longueur;
- Une adduction par refoulement s'étendant sur 7.66 km.

**Sous variantes f** : dans cette variante :

➤ **Les cotes :**

- La côte radiée du réservoir d'alimentation égale 698.84m (NGA).
- La côte radiée de la première bache (sp1) de reprise égale 683.70m (NGA).
- La côte radiée de la deuxième bache (sp2) de reprise égale 810.16m (NGA).
- La côte radiée du réservoir terminal égale 935.21m (NGA).

➤ **Les distances :**

- La distance entre le réservoir d'alimentation et la première station de pompage (sp1) égale 9.92km.
- La distance entre la première et la deuxième station de pompage égale 5.88 km.
- La distance entre la deuxième station de pompage (sp1) et le réservoir terminal égale 1.61km

En conclusion, cette variante comporte :

- 02 stations de pompage ;
- Une adduction gravitaire de 9.92 km de longueur;
- Une adduction par refoulement s'étendant sur 7.49 km.

**Tableau IV.1 :** Tableau récapitulatif de la variante N<sup>01</sup>.

Sous Variantes		a	b	c
Les cotes m (NGA)	RA	698.84	698.84	698.84
	SP1	671,1	677,44	682,43
	SP2	807,69	807,69	807,69
	RT	935.21	935.21	935.21
Les distances (m)	RA-SP1	11000	11200	11400
	SP1-SP2	7658,65	7458,65	7258,65
	SP2-RT	1630,51	1630,51	1630,51

**Tableau IV.2:** Tableau récapitulatif de la variante N<sup>02</sup>.

Sous Variantes		d	e	f
Les cotes (NGA)	RA	698.84	698.84	698.84
	SP1	672,29	679,16	683,695
	SP2	799,85	807,71	810,155
	RT	935.21	935.21	935.21
Les distances (m)	RA-SP1	9495	9747,5	9918,85
	SP1-SP2	6070	5969,55	5882,35
	SP2-RT	1842,75	1690,7	1606,55



Avec :

RA : réservoir d'alimentation ;

SP1 : première station de pompage ;

SP2 : deuxième station de pompage ;

RT : réservoir terminal.

## IV.6 Calcul hydraulique :

### IV.6.1 Cas de refoulement

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

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

$$- D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (\text{IV.2}) \text{ valable pour les longueurs } \leq 1 \text{ Km}$$

#### IV.6.1.1 Méthode de détermination du diamètre économique :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés. Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation. [2]

#### A. Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV.3})$$

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n'} - 1} + i \quad (\text{IV.4})$$

$i = 8 \%$  en Algérie ;

$n' = 30$  ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,089$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>,..... D<sub>n</sub>).

**B. Frais d'exploitation**

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>,..... D<sub>n</sub>. Connaissant la hauteur géométrique (H<sub>g</sub>), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H<sub>mt</sub>) correspondant à chaque canalisation D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>,..... D<sub>n</sub>.

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>,..... D<sub>n</sub>.

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

**C. Caractéristiques de l'adduction :**

✓ Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (IV.5)$$

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (IV.6)$$

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * Lg * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (IV.7)$$

Avec la rugosité de la conduite Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) et la fonte ductile égale à 0.01mm (catalogue CHIALI) et 1.8mm respectivement.

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (IV.8)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * Log(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (IV.9)$$

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

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (IV.10)$$

Avec la viscosité cinématique de l'eau  $\nu=10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s à une température de 20°C.

✓ **Puissance de pompage**

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad (\text{IV.11})$$

$\eta$  : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%).

Un rendement de 82 % est retenu.

✓ **Energie consommée par le pompage**

L'énergie consommée par la station de pompage tout au long d'une année est le produit de la puissance de pompage par le nombre heures de pompage par jour par le nombre du jour d'une année.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{IV.12})$$

✓ **Dépense annuelle de l'énergie**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh par l'énergie consommée dans l'année.

$$K = \delta * E \quad (\text{IV.13})$$

$\delta$  : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau VI -3)

**Tableau IV -3** : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,615
Heures de pointes	17h-21h	4	7,267
Heures creuses	21h-06h	9	0,853

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

$$\delta = \frac{1,615 * 11 + 7,267 * 4 + 0,853 * 5}{20} = 1,46485 \text{ DA}$$

**IV.6.2 Méthode de Calcul du diamètre pour les conduites gravitaires**

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

$$\Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} = I_{moy} * L \quad (IV.14)$$

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

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.15)$$

$$L_{eq} = L_g + L_{e_e} \quad (IV.16)$$

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} ; L_e = 1,10 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Avec :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H_t}{\Sigma L} \quad (IV.18)$$

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau IV.3

**Tableau IV.4:** Coefficients *K'*, *m*, *β* pour différents types du tuyau.

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

**IV.6.3 Evaluation la position de la première station de pompage :**

**Tableau VI.5 :** tableau récapitulatif des calculs

Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	S (m <sup>2</sup> )	D (mm)	λ	Imoy(m/m)
0,10432	1.8	0,058	271,71	0,01016	0,0061

Avec :

- Q : débit véhiculé par la conduite gravitaire (m<sup>3</sup>/s)
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire (m/s) ;
- S : la section de la conduite.
- D : le diamètre de la conduite gravitaire.
- $\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement (  $\lambda$  est calculé avec la Formule de Nikuradzé

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

- I moy: gradient hydraulique moyen (Imoy=  $\Delta H/L$ )

#### IV.6.1.1.1 Etude de l'adduction par refoulement pour les deux variantes :

##### Variante N° 1

###### A. Tronçon de refoulement :

Ce tronçon relie la première à la deuxième station de pompage et celle-ci au réservoir terminal, Son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

Le diamètre économique est calculé selon la méthode basée sur la création de la courbe d'optimisation.

###### ➤ Calcul des frais d'exploitations

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

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

- $Q_{\text{max } j} = 9013.238 \text{ m}^3/j$ .
- $t = 20 \text{ h}$ .

$$Q_{\text{exp}} = \frac{9013.238}{20 * 3600} = 0,125184 \text{ m}^3/\text{s}$$

- $D_{\text{ec Bonnini}} = 0,354 \text{ m}$

Les résultats trouvés lors des calculs du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

## A. Variante 1 :

### Sous variante a :

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP1-sous variante (a)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.1.1*.

**Tableau IV.1.1.1:** Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage

Sous variante a											
• SP1											
• Type de canalisation : PEHD (PN16)											
D(mm)	EP(mm)	Dn (m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg	HMT(m.c.e)	
250	22,7	0,204	7 658,65	0,125	3,81	0,010	295,69	325,26	146,06	471,322	
315	28,6	0,257	7 658,65	0,125	2,40	0,010	89,39	98,33	146,06	244,390	
400	36,3	0,327	7 658,65	0,125	1,49	0,009	25,97	28,56	146,06	174,623	
500	45,4	0,409	7 658,65	0,125	0,95	0,009	8,20	9,02	146,06	155,079	
630	57,2	0,515	7 658,65	0,125	0,60	0,009	2,48	2,73	146,06	148,792	

Avec :

- Dn=le diamètre nominale du conduite en PEHD (Dn=D extérieure-2\*épaisseur)
- Hg = (Côte du trop plein de la deuxième bache de reprise + 6m) – Côte du niveau minimale de la bache d'eau de la première station de reprise  
Côte du niveau minimale de la bache d'eau = Côte radier + 0,5 m.

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP2-sous variante (a)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.1.2*.

**Tableau IV.1.1.2:** Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage

Sous variante a											
• SP2											
• Type de canalisation : PEHD (PN16)											
D(mm)	EP(mm)	Dn(m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT(m.c.e)	
250	22,7	0,204	1 630,51	0,125	3,81	0,010	62,95	69,25	138,02	207,267	
315	28,6	0,257	1 630,51	0,125	2,40	0,010	19,03	20,93	138,02	158,954	
400	36,3	0,327	1 630,51	0,125	1,49	0,009	5,53	6,08	138,02	144,101	
500	45,4	0,409	1 630,51	0,125	0,95	0,009	1,75	1,92	138,02	139,940	
630	57,2	0,515	1 630,51	0,125	0,60	0,009	0,53	0,58	138,02	138,601	

Avec :

- $H_g = [\text{Côte du trop plein du réservoir terminale} + 6] - \text{Côte du niveau minimale de la b\^ache d'eau}$

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP1- sous variantes (a)** sont présentés dans le *tableau IV.1.1.3*.

**Tableau IV1.1.3:Calcul des frais d'exploitation de la b\^ache (SP1) – b\^ache(SP2)**

Sous variante a							
• SP1							
• Type de canalisation: PEHD (PN16)							
Diamètre n (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,2046	0,125	471,32	705,87	5152824,87	1,46	7548115,507	7,548
0,2578	0,125	244,39	366,01	2671841,07	1,46	3913846,388	3,913
0,3274	0,125	174,62	261,52	1909106,6	1,46	2796554,802	2,796
0,4092	0,125	155,08	232,25	1695430,27	1,46	2483551,032	2,483
0,5156	0,125	148,79	222,84	1626706,19	1.46	2382880,56	2,382

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP2- sous variantes (a)** sont présentés dans le *tableau IV.1.1.4*.

**Tableau IV.1.1.4:Calcul des frais d'exploitation de la b\^ache (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

Sous variante a							
• SP2							
• Type de canalisation: PEHD (PN16)							
Diamètre int (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,2046	0,125	207,27	310,41	2265993,23	1,46	3319340,189	3,319
0,2578	0,125	158,95	238,05	1737797,16	1,46	2545612,164	2,545
0,3274	0,125	144,10	215,81	1575412,64	1,46	2307743,205	2,307
0,4092	0,125	139,94	209,58	1529921,41	1,46	2241105,38	2,241
0,5156	0,125	138,60	207,57	1515290,2	1,46	2219672,855	2,219

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (a)-SP1** sont présentées dans le *tableau IV.1.1.5*

**Tableau IV.1.1.5:** Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2)

Sous variante a • SP1 • Type de canalisation: PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	7658,65	42028909,7	0,089	3740572,96	3,740
315	8700,12	7658,65	66631174	0,089	5930174,49	5,930
400	14054,04	7658,65	107634973	0,089	9579512,64	9,579
500	20921,36	7658,65	160229374	0,089	14260414,3	14,260
630	33218,64	7658,65	254409937	0,089	22642484,4	22,642

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (a)-SP2** sont présentées dans le *tableau IV.1.1.6*.

**Tableau IV.1.1.6:** Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

Sous variante a • SP2 • Type de canalisation: PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	1630,51	8947863,86	0,089	796359,884	0.796
315	8700,12	1630,51	14185632,7	0,089	1262521,31	1,262
400	14054,04	1630,51	22915252,8	0,089	2039457,5	2,039
500	20921,36	1630,51	34112486,7	0,089	3036011,32	3,036
630	33218,64	1630,51	54163324,7	0,089	4820535,9	4,820

**Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

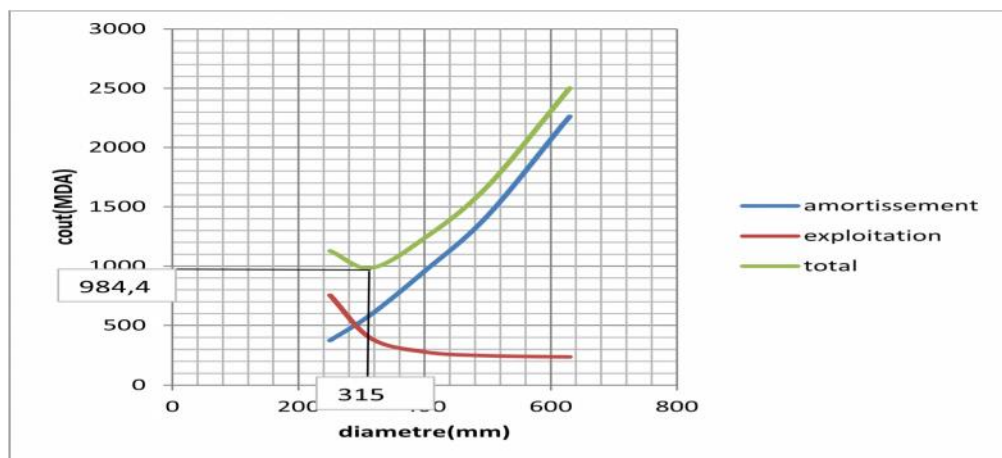
Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'amortissement on va faire la somme des ces frais pour calculer le bilan total des coûts et on aura ainsi une courbe d'optimisation Qui par la quelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP1-sous variante (a)** figure dans le *tableau IV.1.1.7*



**Tableau IV.1.1.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).**

<b>Sous variante a</b>			
• SP1			
• Type de canalisation: PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	3,740	7,548	11,288
315	5,930	3,913	9,844
400	9,579	2,796	12,376
500	14,260	2,483	16,743
630	22,642	2,382	25,025



**Figure IV.1: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation**  
(Station de pompage N°1- Station de pompage N°2)

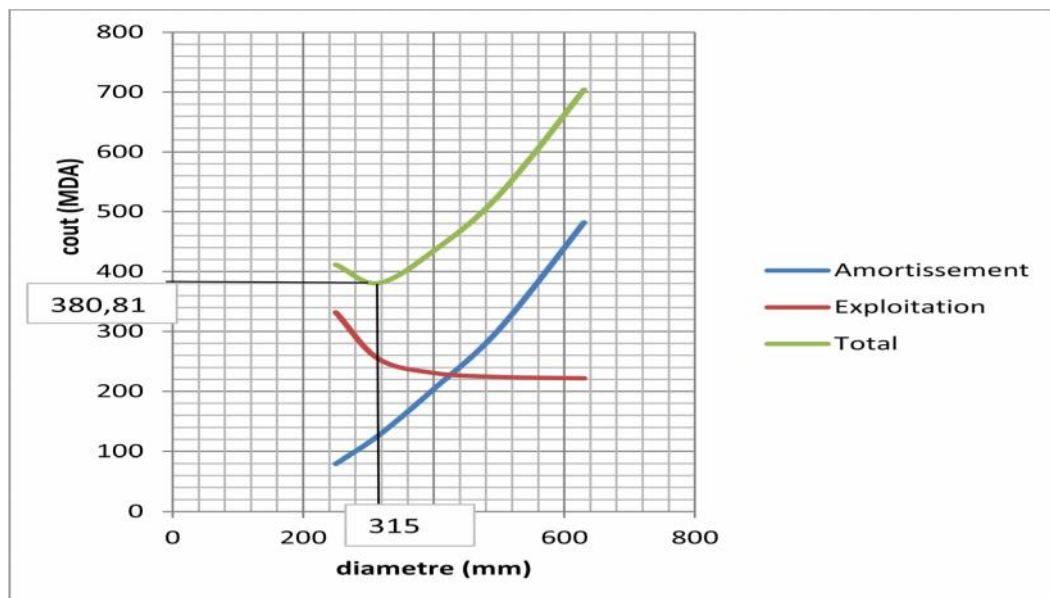
**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm avec une hauteur manométrique totale égale à 244.39m.c.e supérieure à la pression supportée par la conduite (16 bars) pour cela, on prend un diamètre de 500mm avec une hauteur manométrique égale à 155.08m et une vitesse de 0.95 m/s et une longueur de 7658m.

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP2-sous variante (a)** figure dans le *tableau IV.1.1.8*

**Tableau IV.1.1.8:** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

Sous variante a			
• SP2			
• Type de canalisation: PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	0,796	3,319	4,115
315	1,262	2,545	3,808
400	2,039	2,307	4,347
500	3,036	2,241	5,277
630	4,820	2,219	7,040



**Figure IV.2:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Station de pompage N<sup>o</sup>1- réservoir terminal).

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm, avec une vitesse de 2.40 m/s et une longueur de 1630 m.

**Sous variante b :**

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP1-sous variante (b)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.2.1*.

*Tableau IV1.2.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage*

<b>Sous variante b</b>										
• SP1										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn (m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_l(m)$	$\Delta H_t(m)$	Hg	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	7 458,65	0,125	3,81	0,010	287,97	316,77	142,9	459,668
315	28,6	0,257	7 458,65	0,125	2,40	0,010	87,06	95,76	142,9	238,662
400	36,3	0,327	7 458,65	0,125	1,49	0,009	25,29	27,82	142,9	170,717
500	45,4	0,409	7 458,65	0,125	0,95	0,009	7,99	8,78	142,9	151,683
630	57,2	0,515	7 458,65	0,125	0,60	0,009	2,42	2,66	142,9	145,561

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP2-sous variante (b)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.2.2*.

*Tableau IV1.2.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage*

<b>Sous variante b</b>										
• SP2										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn(m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_l(m)$	$\Delta H_t(m)$	Hg(m)	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	1 630,51	0,125	3,81	0,0106	62,95	69,25	138,02	207,267
315	28,6	0,257	1 630,51	0,125	2,40	0,0102	19,03	20,93	138,02	158,954
400	36,3	0,327	1 630,51	0,125	1,49	0,0098	5,53	6,08	138,02	144,101
500	45,4	0,409	1 630,51	0,125	0,95	0,0094	1,75	1,92	138,02	139,940
630	57,2	0,515	1 630,51	0,125	0,60	0,0091	0,53	0,58	138,02	138,601

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP1- sous variantes (b)** sont présentés dans le *tableau IV.1.2.3*.

**Tableau IV.1.2.3: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2)**

Sous variante b							
• SP1							
• Type de canalisation: PEHD (PN16)							
Dn (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,204	0,125	459,67	688,41	5025415,35	1,46	7361479,668	7,361
0,257	0,125	238,66	357,43	2609220,61	1,46	3822116,808	3,822
0,327	0,125	170,72	255,67	1866404,39	1,46	2734002,469	2,734
0,409	0,125	151,68	227,17	1658308,06	1,46	2429172,561	2,429
0,515	0,125	145,56	218,00	1591378,66	1,46	2331131,025	2,331

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP2- sous variantes (b)** sont présentés dans le **tableau IV.1.2.4**.

**Tableau IV.1.2.4: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

Sous variante b							
• SP2							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
D n (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,204	0,125	207,27	310,41	2265993,23	1,46	3319340,189	3,319
0,257	0,125	158,95	238,05	1737797,16	1,46	2545612,164	2,545
0,327	0,125	144,10	215,81	1575412,64	1,46	2307743,205	2,307
0,409	0,125	139,94	209,58	1529921,41	1,46	2241105,38	2,241
0,515	0,125	138,60	207,57	1515290,2	1,46	2219672,855	2,219

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (b)- SP1** sont présentées dans le **tableau IV.1.2.5**

**Tableau IV.1.2.5: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2)**

Sous variante b						
• SP1						
• Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	7458,65	40931355,7	0,089	3642890,66	3,642
315	8700,12	7458,65	64891150	0,089	5775312,35	5,775
400	14054,04	7458,65	104824165	0,089	9329350,72	9,329
500	20921,36	7458,65	156045102	0,089	13888014,1	13,888
630	33218,64	7458,65	247766209	0,089	22051192,6	22,051

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (b)-SP2** sont présentées dans le *tableau IV.1.2.6*.

**Tableau IV.1.2.6:** Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

<b>Sous variante b</b> • SP2 • Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	1630,51	8947863,86	0,089	796359,884	0,796
315	8700,12	1630,51	14185632,7	0,089	1262521,31	1,262
400	14054,04	1630,51	22915252,8	0,089	2039457,5	2,039
500	20921,36	1630,51	34112486,7	0,089	3036011,32	3,036
630	33218,64	1630,51	54163324,7	0,089	4820535,9	4,820

**Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP1-sous variante (b)** figure dans le *tableau IV.1.2.7*

**Tableau IV.1.2.7:** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).

<b>Sous variante b</b> • SP1 • Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	3,642	7,361	11,004
315	5,775	3,822	9,597
400	9,329	2,734	12,063
500	13,888	2,429	16,317
630	22,051	2,331	24,382

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm avec une hauteur manométrique égale à 238.66m supérieur à la pression supportée par la conduite (16 bars) pour cela on prend un diamètre de 500mm avec une hauteur manométrique égale à 151.68m et une vitesse de 0.95 m/s et une longueur de 7458m.

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP2-sous variante (b)** figure dans le *tableau IV.1.2.8*.

**Tableau IV.1.2.8** : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bâche (SP2) – Réservoir terminal (RT)

Sous variante b			
• SP2			
• Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	0,796	3,319	4,115
315	1,262	2,545	3,808
400	2,039	2,307	4,347
500	3,036	2,241	5,277
630	4,820	2,219	7,040

**Conclusion**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm, avec une vitesse de 2.40 m/s et une longueur de 1630 m.

**Sous variante c :**

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP1-sous variante (c)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.3.1*.

**Tableau IV.1.3.1**: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage

Sous variante c										
• SP1										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn (m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_i(m)$	$\Delta H_t(m)$	Hg	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	7 258,65	0,125	3,81	0,0106	280,25	308,27	140,83	449,104
315	28,6	0,257	7 258,65	0,125	2,40	0,0102	84,72	93,19	140,83	234,024
400	36,3	0,327	7 258,65	0,125	1,49	0,0098	24,61	27,07	140,83	167,901
500	45,4	0,409	7 258,65	0,125	0,95	0,0094	7,77	8,55	140,83	149,377
630	57,2	0,515	7 258,65	0,125	0,60	0,0091	2,35	2,59	140,83	143,420

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP2-sous variante (c)** et sont présentées dans le **tableau IV.1.3.2**.

**Tableau IV.1.3.2:** Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage

Sous variante c										
• SP2										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn(m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	1 630,51	0,125	3,81	0,0106	62,95	69,25	138,02	207,267
315	28,6	0,257	1 630,51	0,125	2,40	0,0102	19,03	20,93	138,02	158,954
400	36,3	0,327	1 630,51	0,125	1,49	0,0098	5,53	6,08	138,02	144,101
500	45,4	0,409	1 630,51	0,125	0,95	0,0094	1,75	1,92	138,02	139,940
630	57,2	0,515	1 630,51	0,125	0,60	0,0091	0,53	0,58	138,02	138,601

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP1- sous variantes (c)** sont présentés dans le **tableau IV.1.3.3**.

**Tableau IV.1.3.3 :** Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2)

Sous variante c							
• SP1							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
Diamètre int (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,204	0,125	449,10	672,59	4909922,45	1,46	7192299,9	7,192
0,257	0,125	234,02	350,48	2558516,78	1,46	3747843,299	3,747
0,327	0,125	167,90	251,45	1835618,8	1,46	2688906,206	2,688
0,409	0,125	149,38	223,71	1633102,48	1,46	2392250,161	2,392
0,515	0,125	143,42	214,79	1567967,75	1,46	2296837,56	2,296

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP2- sous variantes (c)** sont présentés dans le **tableau IV.1.3.4**.

**Tableau IV.1.3.4:** Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

Sous variante c							
• SP2							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
Diamètre int (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,204	0,125	207,27	310,41	2265993,23	1,46	3319340,189	3,319
0,257	0,125	158,95	238,05	1737797,16	1,46	2545612,164	2,545
0,327	0,125	144,10	215,81	1575412,64	1,46	2307743,205	2,307
0,409	0,125	139,94	209,58	1529921,41	1,46	2241105,38	2,241
0,515	0,125	138,60	207,57	1515290,2	1,46	2219672,855	2,219

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (c)-SP1** sont présentées dans le **tableau IV.13.5**.

**Tableau IV.1.3.5: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2)**

Sous variante c						
• SP1						
• Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	7258,65	39833801,7	0,089	3545208,35	3,545
315	8700,12	7258,65	63151126	0,089	5620450,22	5,620
400	14054,04	7258,65	102013357	0,089	9079188,81	9,079
500	20921,36	7258,65	151860830	0,089	13515613,8	13,515
630	33218,64	7258,65	241122481	0,089	21459900,8	21,459

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (c)-SP2** sont présentées dans le **tableau IV.1.3.6**.

**Tableau IV.1.3.6: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

Sous variante c						
• SP2						
• Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	1630,51	8947863,86	0,089	796359,884	0,796
315	8700,12	1630,51	14185632,7	0,089	1262521,31	1,262
400	14054,04	1630,51	22915252,8	0,089	2039457,5	2,039
500	20921,36	1630,51	34112486,7	0,089	3036011,32	3,036
630	33218,64	1630,51	54163324,7	0,089	4820535,9	4,820

**Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP1-sous variante (c)** figure dans le **tableau IV.1.3.7**.



**Tableau IV.1.3.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).**

<b>Sous variante c</b>			
• SP1			
• Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	3,545	7,192	10,737
315	5,620	3,747	9,368
400	9,079	2,688	11,768
500	13,515	2,392	15,907
630	21,459	2,296	23,756

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm avec une hauteur manométrique égale à 234.02m supérieure à la pression supportée par la conduite (16 bars) pour cela, on prend un diamètre de 500mm avec une hauteur manométrique égale à 149.38m et une vitesse de 0.95 m/s et une longueur de 7258m.

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP2-sous variante (c)** figure dans le **tableau IV.1.3.8**.

**Tableau IV.1.3.8: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

<b>Sous variante c</b>			
• SP2			
• Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	0,796	3,319	4,115
315	1,262	2,545	3,808
400	2,039	2,307	4,347
500	3,036	2,241	5,277
630	4,820	2,219	7,040

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm, avec une vitesse de 2.40 m/s et une longueur de 1630 m.

Tableau V.1.1 : résultats des diamètres économique de la variante N°1

Variante N°1							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
Sous variante		a		b		C	
Tronçon		SP1-SP2	SP2-RF	SP1-SP2	SP2-RF	SP1-SP2	SP2-RF
Les diamètres	250	11,288	4,115	11,004	4,115	10,737	4,115
	315	9,844	3,808	9,597	3,808	9,368	3,808
	400	12,376	4,347	12,063	4,347	11,768	4,347
	500	16,743	5,277	16,317	5,277	15,907	5,277
	630	25,025	7,040	24,382	7,040	23,756	7,040

**IV.6.2.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la 1<sup>ère</sup> variante**

Les résultats des calculs des diamètres de la conduite gravitaire pour les **sous variantes (a, b et c)** sont résumés dans le **tableau IV.2.1**

**Tableau IV.2.1 : résultats des diamètres de la conduite gravitaire de la variante N<sup>0</sup>1**

Variante N <sup>0</sup> 1												
Sous variante (a, b et c)												
Type de canalisation : PEHD (PN10)												
Sous variante	Point (Pt) de départ	C <sub>r</sub> du pt de départ	C <sub>p</sub> du pt d'arrivé	$\Delta H_d$ (m)	Lg M	Léq m	D mm	Ø en sérié (mm)	Ø <sub>int</sub> mm	L (m)	V (m/s)	ΔH (m)
	Pt d'arrivé	C <sub>r</sub> du pt d'arrivé										
a	RA	698,84	681,1	17,74	11000	12100	361,73	Ø400	352,6	9978,42	1,07	16,53
	SP1	671,1						Ø500	440,6	2121,58	0,68	1,21
b	RA	698,84	687,44	11,4	11200	12320	398,35	Ø400	352,6	4015,06	1,07	6,65
	SP1	677,44						Ø500	440,6	8304,94	0,68	4,75
c	RA	698,84	692,43	6,41	11400	12540	451,10	Ø500	440,6	10545,03	0,68	6,03
	SP1	682,43						Ø630	555,2	1994,97	0,43	0,38

Avec :

- $\Delta H_d$  la charge disponible  $\Delta H_d = Cr - Ctp$

Cr : côte du radier du réservoir d'alimentation.

Ctp : côte du trop plein de la première bêche de reprise

- $D_{av}$  : Le diamètre de la conduite gravitaire,  $D = m \sqrt{\frac{K' * L_e * (Q)^\beta}{\Delta H_d}}$

Nous prenons :  $K' = 0,001052$ ;  $\beta = 2$  ;  $m = 4.772$ . Voir (tableau IV.1)

Les diamètres calculé ci avant est compris entre deux diamètres normalisés, donc on va opter pour une adduction à deux conduites en série.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left( \frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = K' \times Q^\beta \times \left( \frac{x}{D_1^m} + \frac{l-x}{D_2^m} \right)$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Après résolution on trouve les valeurs de x qui sont portées dans le *Tableau IV.2.1*.

Nous aurons un diamètre  $D_1$  sur une longueur de  $L_1$  m suivi d'un diamètre  $D_2$  sur une longueur de  $L_2$  m.

- Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de

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

- $\Delta H$  : Les pertes de charge dans l'une des deux conduites en séries

$$\Delta H = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D^m}$$

L'estimation des coûts de la conduite gravitaire pour les sous variantes (a, b et c) sont résumé dans le *tableau IV.2.2*.

**Tableau IV.2.2** : Cout de la conduite gravitaire

Variante N°1						
Sous variante (a, b et c)						
Type de canalisation : PEHD (PN10)						
Sous variantes	Diamètres (mm)	Prix ML (DA)	Longueur (m)	Prix (DA)	Prix total (DA)	Prix total (MDA)
a	400	9503,21	9978,42	94827055,4	124779301	124,779
	500	14117,92	2121,58	29952245,1		
b	400	9503,21	4015,06	38155993,7	155404420	155,404
	500	14117,92	8304,94	117248426		
c	500	14117,92	10545,03	148873952	193478789	193,478
	630	22358,7	1994,97	44604837		

Le bilan général comparatif des conduite (gravitaire – refoulement) pour les sous variantes (a, b et c) sont résumé dans le *tableau IV.3.1*.

**Tableau IV.3.1** : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N°1.

Variante N°1				
Sous variante (a, b et c)				
Type de canalisation : PEHD				
Types d'adduction	gravitaire	Refoulement		
Tronçon	RA-SPI (MDA)	SPI-SP2 (MDA)	SP2-RF (MDA)	Bilan (MDA)
a	124,779	16,743	3,808	145,331
b	155,404	16,317	3,808	175,529
C	193,478	15,907	3,808	213,194

**Remarque**

En conclusion, selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation avec le coût de la partie gravitaire d'adduction, la sous-variante (a) est retenue. On refait les calculs de cette sous-variante (a) par la fonte ductile et on compare.

**Sous variante a** : (type de canalisation : fonte ductile)

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP1-sous variante (a)** et sont présentées dans le **tableau IV.1.1.9**.

**Tableau IV.1.1.9:** Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage

Sous variante a								
• SP1								
• Type de canalisation : Fonte ductile								
D(mm)	L(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_1$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg	HMT(m.c.e)
300	7 658,65	0,125	1,77	0,0325	133,11	146,43	146,06	292,49
350	7 658,65	0,125	1,30	0,0310	58,74	64,62	146,06	210,68
400	7 658,65	0,125	1,00	0,0298	28,95	31,84	146,06	177,90
450	7 658,65	0,125	0,79	0,0288	15,51	17,07	146,06	163,13
500	7 658,65	0,125	0,64	0,0279	8,89	9,77	146,06	155,83

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP2-sous variante (a)** et sont présentées dans le **tableau IV.1.1.10**.

**Tableau IV.1.1.10:** Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage

Sous variante a								
• SP2								
• Type de canalisation : Fonte ductile								
D(mm)	L(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_1$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT(m.c.e)
300	1 630,51	0,125	1,77	0,0325	28,34	31,17	138,02	169,19
350	1 630,51	0,125	1,30	0,0310	12,51	13,76	138,02	151,78
400	1 630,51	0,125	1,00	0,0298	6,16	6,78	138,02	144,80
450	1 630,51	0,125	0,79	0,0288	3,30	3,63	138,02	141,65
500	1 630,51	0,125	0,64	0,0279	1,89	2,08	138,02	140,10

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP1- sous variantes (a)** sont présentés dans le **tableau IV.1.1.11**.

**Tableau IV.1.1.11: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2)**

Sous variante a							
• SP1							
• Type de canalisation : Fonte ductile							
Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
300	0,125	292,49	438,03	3197651,56	1,46	4684079,889	4,684
350	0,125	210,68	315,51	2303256,95	1,46	3373925,941	3,373
400	0,125	177,90	266,43	1944924,52	1,46	2849022,683	2,849
450	0,125	163,13	244,30	1783408,2	1,46	2612425,503	2,612
500	0,125	155,83	233,38	1703687,77	1,46	2495647,035	2,495

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP2- sous variantes (a)** sont présentés dans le **tableau IV.1.1.12**.

**Tableau IV.1.1.12: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

Sous variante a							
• SP2							
• Type de canalisation : Fonte ductile							
Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
300	0,125	169,19	253,39	1849741,07	1,46	2709593,208	2,709
350	0,125	151,78	227,30	1659326,4	1,46	2430664,27	2,430
400	0,125	144,80	216,85	1583038,2	1,46	2318913,503	2,318
450	0,125	141,65	212,14	1548651,72	1,46	2268542,476	2,268
500	0,125	140,10	209,82	1531679,42	1,46	2243680,593	2,243

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **SP1- sous variante (a)** sont présentées dans le **tableau IV.1.1.13**.

**Tableau IV.1.1.13: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2)**

Sous variante a						
• SP1						
• Type de canalisation : Fonte ductile						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
300	16000	7658,65	122538400	0,089	10905917,6	10,905
350	18500	7658,65	141685025	0,089	12609967,23	12,609
400	20000	7658,65	153173000	0,089	13632397	13,632
450	25500	7658,65	195295575	0,089	17381306,18	17,381
500	28000	7658,65	214442200	0,089	19085355,8	19,085

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (a)-SP2** sont présentées dans le *tableau IV.1.1.14*

**Tableau IV.1.1.14:** Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

Sous variante a						
• SP2						
• Type de canalisation : Fonte ductile						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
300	16000	1630,51	26088160	0,089	2321846,24	2,321
350	18500	1630,51	30164435	0,089	2684634,715	2,684
400	20000	1630,51	32610200	0,089	2902307,8	2,902
450	25500	1630,51	41578005	0,089	3700442,445	3,700
500	28000	1630,51	45654280	0,089	4063230,92	4,063

**Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP1-sous variante (a)** figure dans le *tableau IV.1.1.15*.

**Tableau IV.1.1.15 :** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache (SP2).

Sous variante a			
• SP1			
• Type de canalisation : Fonte ductile			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
300	10,905	4,684	15,589
350	12,609	3,373	15,983
400	13,632	2,849	16,481
450	17,381	2,612	19,993
500	19,085	2,495	21,581

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de 1,77 m/s et une longueur de 7658 m.



Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP2-sous variante (a)** figure dans le *tableau IV.1.1.16*.

**Tableau IV.1.1.16** : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

Sous variante a			
• SP2			
• Type de canalisation : Fonte ductile			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
300	2,321	2,709	5,031
350	2,684	2,430	5,115
400	2,902	2,318	5,221
450	3,700	2,268	5,968
500	4,063	2,243	6,306

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de 1.77 m/s et une longueur de 1630m.

**IV.6.2.2 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la sous variante (a)**

Les résultats des calculs des diamètres de la conduite gravitaire pour la **sous variantes (a)** avec une conduite en fonte sont résumés dans le *tableau IV.2.3*

Tableau IV.2.3 : résultat de diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N<sup>01</sup>

Variante N <sup>01</sup>											
Sous variante a											
Type de canalisation : Fonte ductile											
Sous variante	Point (Pt) de Départ	C <sub>r</sub> du pt de départ	C <sub>p</sub> du pt d'arrivé	DH <sub>d</sub> (m)	Lg m	Léq m	D <sub>av</sub> mm	Ø en sérié mm	L m	V m/s	ΔH m
	Pt d'arrivé	C <sub>r</sub> du pt d'arrivé									
a	RA	698,84	681,1	17,74	11000	12100	442,52	Ø400	1297,67	0,83	3,25
	SP1	671,1						Ø450	10802,33	0,66	14,49

L'estimation des couts de la conduite gravitaire pour la sous variantes (a) sont résumés dans le *tableau IV.2.4.*

Tableau IV.2.4: Cout de la conduite gravitaire

Variante N <sup>01</sup>						
Sous variante a						
Type de canalisation : Fonte ductile						
Sous variantes	Diamètres (mm)	Prix ML (DA)	Longueur (m)	Prix (DA)	Prix total (DA)	Prix total (MDA)
a	400	20000	1297,67	25953422,4	301412808,8	301,4
	450	25500	10802,33	275459386		

Le bilan général des conduites (gravitaire – refoulement) pour le sous variante (a) est résumé dans le *tableau IV.3.2*

**Tableau IV.3.2 : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N°1.**

<b>Variante N°1</b>				
Sous variante a				
Type de canalisation : Fonte ductile				
<i>Types d'adduction</i>	<i>gravitaire</i>	<i>refoulement</i>		
<i>Tronçon</i>	<i>RA-SPI (MDA)</i>	<i>SPI-SP2 (MDA)</i>	<i>SP2-RF (MDA)</i>	<i>Bilan (MDA)</i>
<i>a</i>	301,412	15,589	5,031	322,034

**Remarque :**

A titre de comparaison entre les deux types de canalisation PEHD et la fonte ductile, on devrait prendre en compte les caractéristiques techniques et économiques. Pour le côté technique, les deux types de canalisation sont convenables mais du côté économique, les canalisations en PEHD s'avèrent moins coûteuses. Donc, la sous-variante (a) est retenue avec des canalisations en PEHD.

**Variante 2 :**

**Sous variante d :**

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP1-sous variante (d)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.4.1*.

**Tableau IV.1.4.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage**

<b>Sous variante d</b>										
• SP1										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn (m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_f$ (m.c.e)	$\Delta H_t$ (m)	Hg	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	6 070	0,125	3,809	0,0106	234,36	257,79	137,06	394,85
315	28,6	0,257	6 070	0,125	2,399	0,0102	70,85	77,93	137,06	214,99
400	36,3	0,327	6 070	0,125	1,488	0,0098	20,58	22,64	137,06	159,70
500	45,4	0,409	6 070	0,125	0,952	0,0094	6,50	7,15	137,06	144,21
630	57,2	0,515	6 070	0,125	0,600	0,0091	1,97	2,17	137,06	139,23

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP2-sous variante (d)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.4.2*.

**Tableau IV.1.4.2:** Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage

Sous variante d										
• SP2										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn(m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	1 843	0,125	3,809	0,0106	71,15	78,26	145,86	224,12
315	28,6	0,257	1 843	0,125	2,399	0,0102	21,51	23,66	145,86	169,52
400	36,3	0,327	1 843	0,125	1,488	0,0098	6,25	6,87	145,86	152,73
500	45,4	0,409	1 843	0,125	0,952	0,0094	1,97	2,17	145,86	148,03
630	57,2	0,515	1 843	0,125	0,600	0,0091	0,60	0,66	145,86	146,52

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP1- sous variantes (d)** sont présentés dans le *tableau IV.1.4.3*.

**Tableau IV.1.4.3:** Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2)

Sous variante d							
• SP1							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
Diamètre int (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,204	0,125	394,85	591,34	4316802,73	1,46	6323468,483	6,323
0,257	0,125	214,99	321,98	2350454,66	1,46	3443063,509	3,443
0,327	0,125	159,70	239,17	1745935,82	1,46	2557534,085	2,557
0,409	0,125	144,21	215,97	1576582,82	1,46	2309457,35	2,309
0,515	0,125	139,23	208,51	1522114,32	1,46	2229669,167	2,229

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP2- sous variantes (d)** sont présentés dans le *tableau IV.1.4.4*.

**Tableau IV.1.4.4:** Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

Sous variante d							
• SP2							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
Diamètre int (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,204	0,125	224,12	335,65	2450250,89	1,46	3589250,019	3,589
0,257	0,125	169,52	253,88	1853300,66	1,46	2714807,471	2,714
0,327	0,125	152,73	228,74	1669778,9	1,46	2445975,619	2,445
0,409	0,125	148,03	221,69	1618366,17	1,46	2370663,691	2,370
0,515	0,125	146,52	219,43	1601830,45	1,46	2346441,339	2,346

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (d)-SP1** sont présentées dans le *tableau IV.1.4.5*.

**Tableau IV.1.4.5:** Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2)

Sous variante d						
• SP1						
• Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	6070	33310763,9	0,089	2964657,99	2,964
315	8700,12	6070	52809728,4	0,089	4700065,83	4,700
400	14054,04	6070	85308022,8	0,089	7592414,03	7,592
500	20921,36	6070	126992655	0,089	11302346,3	11,302
630	33218,64	6070	201637145	0,089	17945705,9	17,945

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (d)-SP2** sont présentées dans le *tableau IV.1.4.6*.

**Tableau IV.1.4.6:** Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

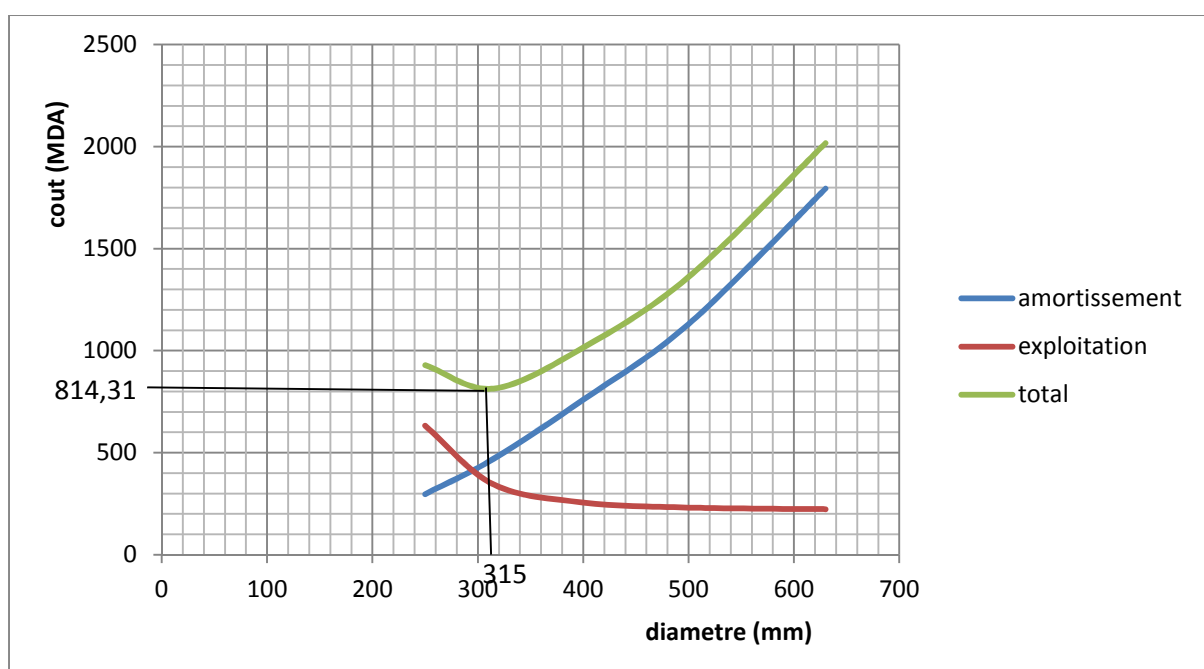
Sous variante d						
• SP2						
• Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	1842,75	10112588,2	0,089	900020,347	0,900
315	8700,12	1842,75	16032146,1	0,089	1426861,01	1,426
400	14054,04	1842,75	25898082,2	0,089	2304929,32	2,304
500	20921,36	1842,75	38552836,1	0,089	3431202,42	3,431
630	33218,64	1842,75	61213648,9	0,089	5448014,75	5,448

**Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP1-sous variante (d)** figure dans le *tableau IV.1.4.7*.

**Tableau IV.1.4.7:** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bâche (SP1) – bâche(SP2).

Sous variante d			
• SP1			
• Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	2,964	6,323	9,288
315	4,700	3,443	8,143
400	7,592	2,557	10,149
500	11,302	2,309	13,611
630	17,945	2,229	20,175



**Figure IV.3:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Station de pompage N<sup>o</sup>1- Station de pompage N<sup>o</sup>2).

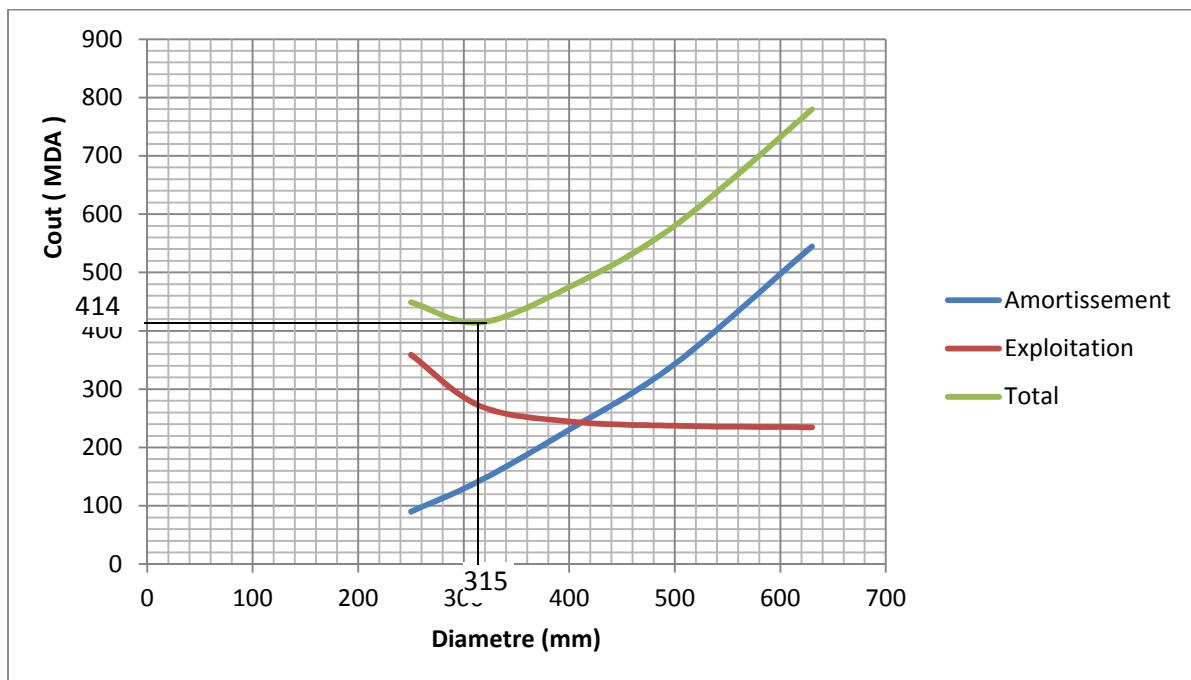
**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm avec une hauteur manométrique totale égale à 214.99m supérieur à la pression supportée par la conduite (16 bars) pour cela, on prend un diamètre de 400mm avec une hauteur manométrique totale égale à 159.70m et une vitesse de 1.49 m/s et une longueur de 6070m.

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP2-sous variante (d)** figure dans le *tableau IV.1.4.8*.

**Tableau IV.1.4.8:** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

Sous variante d			
• SP2			
• Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	0,900	3,589	4,489
315	1,426	2,714	4,141
400	2,304	2,445	4,750
500	3,431	2,370	5,801
630	5,448	2,346	7,794



**Figure IV.4:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Station de pompage N°1- réservoir terminal).

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm avec une hauteur manométrique totale égale à 169.52m supérieur à la pression supportée par la conduite (16 bars) pour cela, on prend un diamètre de 400mm avec une hauteur manométrique totale égale à 152.73m et une vitesse de 1.49 m/s et une longueur de 1843m.

**Sous variante e :**

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP1-sous variante (e)** et sont présentées dans le **tableau IV.1.5.1**.

**Tableau IV.1.5.1:** Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage

Sous variante e										
• SP1										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn (m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	5 970	0,125	3,809	0,0106	230,48	253,53	137,55	391,08
315	28,6	0,257	5 970	0,125	2,399	0,0102	69,68	76,64	137,55	214,19
400	36,3	0,327	5 970	0,125	1,488	0,0098	20,24	22,26	137,55	159,81
500	45,4	0,409	5 970	0,125	0,952	0,0094	6,39	7,03	137,55	144,58
630	57,2	0,515	5 970	0,125	0,600	0,0091	1,94	2,13	137,55	139,68

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP2-sous variante (e)** et sont présentées dans le **tableau IV.1.5.2**.

**Tableau IV.1.5.2:** Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage

Sous variante e										
• SP2										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn(m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	1 691	0,125	3,809	0,0106	65,28	71,80	138	209,80
315	28,6	0,257	1 691	0,125	2,399	0,0102	19,73	21,71	138	159,71
400	36,3	0,327	1 691	0,125	1,488	0,0098	5,73	6,31	138	144,31
500	45,4	0,409	1 691	0,125	0,952	0,0094	1,81	1,99	138	139,99
630	57,2	0,515	1 691	0,125	0,600	0,0091	0,55	0,60	138	138,60

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP1- sous variantes (e)** sont présentés dans le **tableau IV.1.5.3**.

**Tableau IV.1.5.3:** Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2)

Sous variante e							
• SP1							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
Diamètre n (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,2046	0,125	391,08	585,69	4275519,69	1,46	6262995,017	6,262
0,2578	0,125	214,19	320,78	2341711,92	1,46	3430256,712	3,430
0,3274	0,125	159,81	239,34	1747197,02	1,46	2559381,56	2,559
0,4092	0,125	144,58	216,53	1580646,58	1,46	2315410,147	2,315
0,5156	0,125	139,68	209,19	1527079,46	1,46	2236942,348	2,236



Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP2- sous variantes (e)** sont présentés dans le *tableau IV.1.5.4*.

**Tableau IV.1.5.4: Calcul des frais d'exploitation de la bâche (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

Sous variante e							
• SP2							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
Diamètre int (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,204	0,125	209,80	314,21	2293721,47	1,46	3359957,897	3,359
0,257	0,125	159,71	239,18	1746027,12	1,46	2557667,833	2,557
0,327	0,125	144,31	216,12	1577648,21	1,46	2311017,981	2,311
0,409	0,125	139,99	209,65	1530477,68	1,46	2241920,232	2,241
0,515	0,125	138,60	207,58	1515306,37	1,46	2219696,529	2,219

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante(e) -SP1** sont présentées dans le *tableau IV.1.5.5*.

**Tableau IV.1.5.5: Calcul des frais d'amortissement de la bâche (SP1) – bâche(SP2)**

Sous variante e						
• SP1						
• Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	5969,55	32759517,4	0,089	2915597,05	2,915
315	8700,12	5969,55	51935801,3	0,089	4622286,32	4,622
400	14054,04	5969,55	83896294,5	0,089	7466770,21	7,466
500	20921,36	5969,55	124891105	0,089	11115308,3	11,115
630	33218,64	5969,55	198300332	0,089	17648729,6	17,648

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (e)-SP2** sont présentées dans le *tableau IV.1.5.6*

**Tableau IV.1.5.6: Calcul des frais d'amortissement de la bâche (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

Sous variante e						
• SP2						
• Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	1690,7	9278172,74	0,089	825757,374	0,825
315	8700,12	1690,7	14709292,9	0,089	1309127,07	1,309
400	14054,04	1690,7	23761165,4	0,089	2114743,72	2,114
500	20921,36	1690,7	35371743,4	0,089	3148085,16	3,148
630	33218,64	1690,7	56162754,6	0,089	4998485,16	4,998

**Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP1-sous variante (e)** figure dans le **tableau IV.1.5.7**.

**Tableau IV.1.5.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).**

<b>Sous variante e</b>			
• SP1			
• Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	2,915	6,262	9,178
315	4,622	3,430	8,052
400	7,466	2,559	10,026
500	11,115	2,315	13,430
630	17,648	2,236	19,885

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm avec une hauteur manométrique totale égale à 214.19m supérieure à la pression supportée par la conduite (16 bars) pour cela, on prend un diamètre de 400mm avec une hauteur manométrique totale égale à 159.81m et une vitesse de 1.49 m/s et une longueur de 5970m.

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP2-sous variante (e)** figure dans le **tableau IV.1.5.8**.

**Tableau IV.1.5.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

<b>Sous variante e</b>			
• SP2			
• Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	0,825	3,359	4,185
315	1,309	2,557	3,866
400	2,114	2,311	4,425
500	3,148	2,241	5,390
630	4,998	2,219	7,218

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm, avec une vitesse de 2.40 m/s et une longueur de 1691 m.

**Sous variante f :**

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP1-sous variante (f)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.6.1*.

*Tableau IV.1.6.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage*

<b>Sous variante f</b>										
• SP1										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn (m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	5 882	0,125	3,809	0,0106	227,11	249,82	135,96	385,78
315	28,6	0,257	5 882	0,125	2,399	0,0102	68,66	75,52	135,96	211,48
400	36,3	0,327	5 882	0,125	1,488	0,0098	19,94	21,94	135,96	157,90
500	45,4	0,409	5 882	0,125	0,952	0,0094	6,30	6,93	135,96	142,89
630	57,2	0,515	5 882	0,125	0,600	0,0091	1,91	2,10	135,96	138,06

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP2-sous variante (f)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.6.2*.

*Tableau IV.1.6.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage*

<b>Sous variante f</b>										
• SP2										
• Type de canalisation : PEHD (PN16)										
D(mm)	EP(mm)	Dn(m)	L(m)	Q(m3/s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT(m.c.e)
250	22,7	0,204	1 607	0,125	3,809	0,0106	62,03	68,23	135,56	203,79
315	28,6	0,257	1 607	0,125	2,399	0,0102	18,75	20,63	135,56	156,19
400	36,3	0,327	1 607	0,125	1,488	0,0098	5,45	5,99	135,56	141,55
500	45,4	0,409	1 607	0,125	0,952	0,0094	1,72	1,89	135,56	137,45
630	57,2	0,515	1 607	0,125	0,600	0,0091	0,52	0,57	135,56	136,13

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP1- sous variantes (f)** sont présentés dans le *tableau IV.1.6.3*.

**Tableau IV.1.6.3: Calcul des frais d'exploitation de la bâche (SP1) – bâche(SP2)**

Sous variante f							
• SP1							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
Diamètre n (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,204	0,125	385,78	577,76	4217648,78	1,46	6178222,822	6,178
0,257	0,125	211,48	316,72	2312089,05	1,46	3386863,646	3,386
0,327	0,125	157,90	236,47	1726258,51	1,46	2528709,773	2,528
0,409	0,125	142,89	213,99	1562140,95	1,46	2288302,165	2,288
0,515	0,125	138,06	206,76	1509356,3	1,46	2210980,581	2,210

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP1- sous variantes (f)** sont présentés dans le **tableau IV.1.6.4.**

**Tableau IV.1.6.4: Calcul des frais d'exploitation de la bâche (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

Sous variante f							
• SP2							
• Type de canalisation : PEHD (PN16)							
Diamètre int (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
0,204	0,125	203,79	305,20	2227973,93	1,46	3263647,616	3,263
0,257	0,125	156,19	233,91	1707539,58	1,46	2501289,36	2,501
0,327	0,125	141,55	211,99	1547541,27	1,46	2266915,835	2,266
0,409	0,125	137,45	205,85	1502718,53	1,46	2201257,239	2,201
0,515	0,125	136,13	203,88	1488302,32	1,46	2180139,66	2,180

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (f)-SP1** sont présentées dans le **tableau IV.1.6.5.**

**Tableau IV.1.6.5: Calcul des frais d'amortissement de la bâche (SP1) – bâche(SP2)**

Sous variante f						
• SP1						
• Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	5882,35	32280983,9	0,089	2873007,56	2,873
315	8700,12	5882,35	51177150,9	0,089	4554766,43	4,554
400	14054,04	5882,35	82670782,2	0,089	7357699,62	7,357
500	20921,36	5882,35	123066762	0,089	10952941,8	10,952
630	33218,64	5882,35	195403667	0,089	17390926,4	17,390

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (f)-SP2** sont présentées dans le **tableau IV.1.6.6**

**Tableau IV.1.6.6: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

<b>Sous variante f</b> • SP2 • Type de canalisation : PEHD (PN16)						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
250	5487,77	1606,55	8816376,89	0,089	784657,544	0,784
315	8700,12	1606,55	13977177,8	0,089	1243968,82	1,243
400	14054,04	1606,55	22578518	0,089	2009488,1	2,009
500	20921,36	1606,55	33611210,9	0,089	2991397,77	2,991
630	33218,64	1606,55	53367406,1	0,089	4749699,14	4,749

#### Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP1-sous variante (f)** figure dans le **tableau IV.1.6.7**

**Tableau IV.1.6.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2).**

<b>Sous variante f</b> • SP1 • Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	2,873	6,178	9,051
315	4,554	3,386	7,941
400	7,357	2,528	9,886
500	10,952	2,288	13,241
630	17,390	2,210	19,601

#### Remarque :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm avec une hauteur manométrique totale égale à 211.48m supérieur à la pression résisté par la conduite (16 bars) pour ce la on prend un diamètre de 400mm avec une hauteur manométrique totale égale à 157.90m et une vitesse de 1.49 m/s et une longueur de 5882m.

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP2-sous variante (f)** figure dans le *tableau IV.1.6.8*.

**Tableau IV.1.6.8** : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

<b>Sous variante f</b>			
• SP2			
• Type de canalisation : PEHD (PN16)			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
250	0,784	3,263	4,048
315	1,243	2,501	3,745
400	2,009	2,266	4,276
500	2,991	2,201	5,192
630	4,749	2,180	6,929

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 315 mm, avec une vitesse de 2.40 m/s et une longueur de 1607 m.

**Tableau V.1.2** : résultats des diamètres économique de la variante N°2

<b>Variante N°2</b>							
• Type de canalisation : PEHD (PN10)							
Sous variante		d		e		f	
Tronçon		SP1-SP2	SP2-RF	SP1-SP2	SP2-RF	SP1-SP2	SP2-RF
Les diamètres	250	9,288	4,489	9,178	4,185	9,051	4,048
	315	8,143	4,141	8,052	3,866	7,941	3,745
	400	10,149	4,750	10,026	4,425	9,886	4,276
	500	13,611	5,801	13,430	5,390	13,241	5,192
	630	20,175	7,794	19,885	7,218	19,601	6,929

**IV.6.2.3 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la 2<sup>eme</sup> variante :**

Les résultats des calculs des diamètres de la conduite gravitaire pour les **sous variantes (d, e et f)** sont résumés dans le **tableau IV.2.5**.

**Tableau IV.2.5 : résultats des diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N<sup>02</sup>**

Variante N <sup>02</sup>												
Sous variante (d, e et f)												
Type de canalisation : PEHD (PN10)												
Sous variante	Point (Pt) de Départ	C <sub>r</sub> du pt de départ	C <sub>p</sub> du pt d'arrivé	DH <sub>d</sub> (m)	L <sub>g</sub> M	L <sub>éq</sub> m	D <sub>av</sub> mm	Ø en sérié (mm)	Ø <sub>int</sub> mm	L (m)	V (m/s)	ΔH (m)
	Pt d'arrivé	C <sub>r</sub> du pt d'arrivé										
d	RA	698,84	682,29	16,55	9495	10444,5	355,88	400	352,6	9754,21	1,07	16,16
	SP1	672,29										
e	RA	698,84	689,16	9,68	9747,5	10722,25	400,41	400	352,6	3271,57	1,07	5,42
	SP1	679,16										
f	RA	698,84	693,695	5,145	9918,85	10910,735	458,79	500	440,6	8044,18	0,68	4,60
	SP1	683,695										

L'estimation des coûts de la conduite gravitaire pour les sous variantes (d, e et f) sont résumé dans le *tableau IV.2.6*.

**Tableau IV.2.6** : Cout de la conduite gravitaire

Variante N <sup>0</sup> 2						
Sous variante (d, e et f)						
Type de canalisation : PEHD (PN10)						
Sous variantes	Diamètres (mm)	Prix ML (DA)	Longueur (m)	Prix (DA)	Prix total (DA)	Prix total (MDA)
d	400	9503,21	9754,21	92696274,5	102441780	102,441
	500	14117,92	690,29	9745505,86		
e	400	9503,21	3271,57	31090416,2	136278521	136,278
	500	14117,92	7450,68	105188105		
f	500	14117,92	8044,18	179857370	220327188	220,327
	630	22358,7	2866,56	40469817,8		

Le bilan général comparatif des conduite (gravitaire – refoulement) pour les sous variantes (d, e et f) sont résumé dans le *tableau IV.3.3*.

**Tableau IV.3.3** : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N<sup>0</sup>2.

Variante N <sup>0</sup> 1				
Sous variante (d, e et f)				
Type de canalisation : PEHD				
Types d'adduction	gravitaire	Refoulement		
Tronçon	RA-SPI (MDA)	SPI-SP2 (MDA)	SP2-RF (MDA)	Bilan (MDA)
D	102,441	10,149	4,750	117,342
E	136,278	10,026	3,866	150,171
F	220,327	9,886	3,745	233,958

En conclusion, selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation avec le coût de la partie gravitaire d'adduction de la sous-variante (d) retenu dans la variante N<sup>0</sup>2.

On refait les calculs de la sous-variante à retenue (d) par la fonte ductile et on compare.



**Sous variante d** : (type de canalisation est la fonte ductile)

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP1-sous variante (d)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.2.9*.

*Tableau IV.1.2.9: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première station de pompage*

Sous variante d								
• SP1								
• Type de canalisation : Fonte ductile								
D(mm)	L(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_f$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg	HMT(m.c.e)
300	6070	0,125	1,77	0,0325	105,50	116,05	137,06	253,11
350	6070	0,125	1,30	0,0310	46,56	51,21	137,06	188,27
400	6070	0,125	1,00	0,0298	22,94	25,24	137,06	162,30
450	6070	0,125	0,79	0,0288	12,30	13,53	137,06	150,59
500	6070	0,125	0,64	0,0279	7,04	7,75	137,06	144,81

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres pour **SP2-sous variante (d)** et sont présentées dans le *tableau IV.1.2.10*.

*Tableau IV.1.2.10: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième station de pompage*

Sous variante d								
• SP2								
• Type de canalisation : Fonte ductile								
D(mm)	L(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	v(m/s)	$\lambda$	$\Delta H_f$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT(m.c.e)
300	1842,75	0,125	1,77	0,0325	32,03	35,23	145,86	181,09
350	1842,75	0,125	1,30	0,0310	14,13	15,55	145,86	161,41
400	1842,75	0,125	1,00	0,0298	6,96	7,66	145,86	153,52
450	1842,75	0,125	0,79	0,0288	3,73	4,11	145,86	149,97
500	1842,75	0,125	0,64	0,0279	2,14	2,35	145,86	148,21

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP1- sous variantes (d)** sont présentés dans le *tableau IV.1.2.11*.

**Tableau IV.1.2.11: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP1) – bache(SP2)**

Sous variante d							
• SP1							
• Type de canalisation : Fonte ductile							
Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m.c.e)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
300	0,125	253,11	379,07	2767195,17	1,46	4053525,842	4,053
350	0,125	188,27	281,96	2058326,73	1,46	3015139,905	3,015
400	0,125	162,30	243,06	1774323,95	1,46	2599118,442	2,599
450	0,125	150,59	225,52	1646311,31	1,46	2411599,116	2,411
500	0,125	144,81	216,87	1583127,46	1,46	2319044,253	2,319

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour **SP2- sous variantes (d)** sont présentés dans le **tableau IV.1.2.12**.

**Tableau IV.1.2.12: Calcul des frais d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

Sous variante d							
• SP2							
• Type de canalisation : Fonte ductile							
Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (MDA)
300	0,125	181,09	271,21	1979816,08	1,46	2900133,578	2,900
350	0,125	161,41	241,73	1764615,53	1,46	2584897,056	2,584
400	0,125	153,52	229,92	1678397,06	1,46	2458599,931	2,458
450	0,125	149,97	224,59	1639534,57	1,46	2401672,214	2,401
500	0,125	148,21	221,97	1620353,01	1,46	2373574,113	2,373

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (d)- SP1** sont présentées dans le **tableau IV.1.2.13**.

**Tableau IV.1.2.13: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP1) – bache(SP2)**

Sous variante d						
• SP1						
• Type de canalisation : Fonte ductile						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
300	16000	6070	97120000	0,089	8643680	8,643
350	18500	6070	112295000	0,089	9994255	9,994
400	20000	6070	121400000	0,089	10804600	10,804
450	25500	6070	154785000	0,089	13775865	13,775
500	28000	6070	169960000	0,089	15126440	15,126

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour la **sous variante (d)-SP2** sont présentées dans le *tableau IV.1.1.14*

**Tableau IV.1.2.14: Calcul des frais d'amortissement de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)**

Sous variante d						
• SP2						
• Type de canalisation : Fonte ductile						
D (mm)	Prix ML(DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	F <sub>Amort</sub> (DA)	F <sub>Amort</sub> (MDA)
300	16000	1842,75	29484000	0,089	2624076	2,624
350	18500	1842,75	34090875	0,089	3034087,875	3,034
400	20000	1842,75	36855000	0,089	3280095	3,280
450	25500	1842,75	46990125	0,089	4182121,125	4,182
500	28000	1842,75	51597000	0,089	4592133	4,592

**Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP1-sous variante (d)** figure dans le *tableau IV.1.2.15*.

**Tableau IV.1.2.15 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP1) – bache (SP2).**

Sous variante d			
• SP1			
• Type de canalisation : Fonte ductile			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
300	8,643	4,053	12,697
350	9,994	3,015	13,009
400	10,804	2,599	13,403
450	13,775	2,411	16,187
500	15,126	2,319	17,445

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de 1,77 m/s et une longueur de 6070 m.

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement pour **SP2-sous variante (d)** figure dans le *tableau IV.1.2.16*.

**Tableau IV.1.2.16** : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation de la bache (SP2) – Réservoir terminal (RT)

<b>Sous variante d</b> • SP2 • Type de canalisation : Fonte ductile			
D (mm)	Amortissement (MDA)	Exploitation(MDA)	TOTAL (MDA)
300	2,624	2,900	5,524
350	3,034	2,584	5,618
400	3,280	2,458	5,738
450	4,182	2,401	6,583
500	4,592	2,373	6,965

**Remarque :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de 1.77 m/s et une longueur de 1843m.

**IV.6.2.4 Dimensionnement de l'adduction gravitaire pour la 2<sup>ème</sup> variante (sous variante d)**

Les résultats des calculs des diamètres de la conduite gravitaire pour les **sous variantes (d)** avec un type de canalisation est la fonte ductile sont résumés dans le *tableau IV.2.7*.

**Tableau IV.2.7 : résultat de diamètres avantageux de la conduite gravitaire de la variante N°1**

<b>Variante N°2</b> <b>Sous variante d</b> Type de canalisation : Fonte ductile											
Sous variante	Point (Pt) de Départ	C <sub>r</sub> du pt de départ	C <sub>p</sub> du pt d'arrivé	DH <sub>d</sub> (m)	Lg m	Léq M	D <sub>av</sub> mm	Ø en série mm	L m	V m/s	ΔH m
	Pt d'arrivé	C <sub>r</sub> du pt d'arrivé									
d	RA	698,84	682,29	16,55	9495	10444,5	436,08	400	2184,07	0,83	5,47
	SP1	672,29						450	8260,43	0,66	11,08

L'estimation de cout de la conduite gravitaire pour la sous variantes (d) sont résumé dans le **tableau IV.2.8**.

**Tableau IV.2.8 : Cout de la conduite gravitaire**

<b>Variante N°2</b> <b>Sous variante d</b> Type de canalisation : Fonte ductile						
Sous variantes	Diamètres (mm)	Prix ML (DA)	Longueur (m)	Prix (DA)	Prix total (DA)	Prix total (MDA)
d	400	20000	2184,07	43681482,7	254322342	254,322
	450	25500	8260,43	210640860		

Le bilan général des conduite (gravitaire – refoulement) pour le sous variantes (d) sont résumé dans le *tableau IV.3.4*.

**Tableau IV.3.4 : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N°2.**

<b>Variante N°2</b>				
<b>Sous variante d</b>				
Type de canalisation : Fonte ductile				
<i>Types d'adduction</i>	<i>gravitaire</i>	<i>refoulement</i>		
<i>Tronçon</i>	<i>RA-SPI (MDA)</i>	<i>SP1-SP2 (MDA)</i>	<i>SP2-RF (MDA)</i>	<i>Bilan (MDA)</i>
<i>d</i>	254,322	12,697	5,524	272,543

**Remarque :**

Entre une canalisation PEHD et la fonte ductile, on devrait faire une comparaison selon les caractéristiques techniques et économiques. Techniquement, les deux types de canalisation sont convenables. D'un point de vue économique, la canalisation en PEHD est moins chère.

Donc, la sous-variante (d) est retenue avec type de canalisation en PEHD.

**Comparaison entre la variante N°1 et la variante N°2**

En conclusion, selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation avec le coût de la partie gravitaire d'adduction des variantes 1 et 2 la sous-variante (d) (PEHD) retenue dans la variante N°2 est moins coûteuse.

**Variante N° 3 :**

Cette adduction longe le chemin sur une distance de 20.29 Km. La variante N° 2 comporte trois sous variantes (j, h, i) pour l'emplacement des stations de pompage.

➤ **Type de canalisation :**

- PEHD (PN10) dans la partie gravitaire c'est-à-dire entre réservoir d'alimentation (RA) et la première station de pompage (SP1).
- PEHD (PN20) dans la partie refoulement c'est-à-dire entre la première station de pompage jusqu'à le réservoir terminal (RT).

On recalcule meilleure variante en (PEHD) par la fonte ductile et prend la meilleure variante.

**Tableau IV.3** : Tableau récapitulatif de la variante N°3.

Sous variantes		J	h	i
Les cotes (m) NGA	RA	698.84	698.84	698.84
	SP1	671.1	677,44	682,43
	SP2	807,69	807,69	807,69
	RT	935.21	935.21	935.21
Les distances (m)	RA-SP1	11000	11200	11400
	SP1-SP2	7658,65	7458,65	7258,65
	SP2-RT	1630,51	1630,51	1630,51

Le bilan général comparatif des conduite (gravitaire – refoulement) pour la variante N°03 sont résumé dans le **tableau IV.3.5**

**Tableau IV.3.5** : Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N°3.

Variante N°3					
Sous variante (j, h et i)					
sous variantes	Types d'adduction	Gravitaire	Refoulement		Bilan (MDA)
	Types de canalisation	RA-SPI (MDA)	SP1-SP2 (MDA)	SP2-RF (MDA)	
<i>j</i>	PEHD	142,307	13,942	8,613	164,863
<i>h</i>	PEHD	154,747	13,708	8,613	177,069
<i>i</i>	PEHD	164,718	13,494	8,613	186,826
<i>j</i>	FORTE DUCTILE	324,669	18,700	10,000	353,369

### Variante N°4

Se variante présente un cheminement court (17.41km) par rapport à la variante précédent. La variante N° 2 comporte trois variantes (d, e, f) pour l'emplacement des stations de pompage :

➤ **Type de canalisation :**

- PEHD (PN10) dans la partie gravitaire c'est-à-dire entre réservoir d'alimentation (RA) et la première station de pompage (SP1).

- PEHD (PN20) dans la partie refoulement c'est-à-dire entre la première station de pompage jusqu'à le réservoir terminal (RT).

On recalcule meilleure variante en (PEHD) par la fonte ductile et prend la meilleure variante.

**Tableau IV.4:** Tableau récapitulatif de la variante N<sup>04</sup>.

Sous variantes		g	k	l
Les cotes (m) NGA	RA	698.84	698.84	698.84
	SP1	684,46	685,59	687,46
	SP2	786,09	789,15	791,19
	RT	935.21	935.21	935.21
Les distances (m)	RA-SP1	9947,5	10047,5	10147,5
	SP1-SP2	5109,06	5084,06	5034,06
	SP2-RT	2351,17	2276,17	2226,17

**Tableau IV.10 :** Bilan général (gravitaire-refoulement) comparatif de la variante N<sup>04</sup>.

Variante N <sup>04</sup>					
Sous variante (g, k et l)					
Sous variantes	Types d'adduction	Gravitaire	Refoulement		Bilan (MDA)
	Types de canalisation	RA-SPI (MDA)	SP1-SP2 (MDA)	SP2-RF (MDA)	
g	PEHD	136,940	11,733	9,099	157,773
k	PEHD	143,570	11,760	8,878	164,209
l	PEHD	110,314	11,688	8,731	130,734
l	FONTE DUCTILE	297,748	14,120	10,198	322,066

#### Comparaison entre la variante N<sup>03</sup> et la variante N<sup>04</sup>

En conclusion, selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation avec le coût de la partie gravitaire d'adduction des variantes 3 et 4 la sous-variante (l)(PEHD) retenue dans la variante N<sup>04</sup> est la moins coûteuse.



**Comparaison entre la sous variante (d) et la sous variante (l)**

En conclusion, la sous-variante (d) (PEHD) retenue dans la variante N<sup>02</sup>.

**Conclusion**

L'analyse des résultats de l'étude d'adduction menée sur le village de BNIYELMANE, a été faite suivant deux approches. Une approche technique qui nous a permis de faire une synthèse où l'ensemble des conditions hydrauliques ont été vérifiées (vitesse, pression, pertes de charge).

Des données recueillies. Ensuite, l'approche économétrique nous a permis de déterminer les facteurs explicatifs du montant.

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée d'une partie gravitaire de deux diamètres en série **500mm** et **400mm** de longueur et de **8867m** et **628m** avec une vitesse de **1,07m/s** et **0.68m/s** respectivement et d'une type de canalisation est **PEHD (PN10)** d'une partie refoulement de **7913 m** de longueur avec type de canalisation est **PEHD (PN16)** constituée de deux stations de reprise. La première conduite de refoulement a une longueur de **6070 m** et un diamètre de **400 mm** avec une vitesse de **1,49m/s**, la deuxième à une longueur de **1843m** et un diamètre de **400 mm** avec une vitesse de **1,49m/s**.

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

Nous allons faire une étude des stations de pompage en dimensionnant les pompes, les moteurs et le réglage avec le calage de chaque pompe.

## V.1 Définition

Les pompes sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point haut ceci par la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique.

Leur principe de fonctionnement est la mise en rotation du fluide à pomper dans une roue qui tourne à grande vitesse (600-3500tr/min). En sortie de roue le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute, la pression dynamique acquise au niveau de la roue (énergie cinétique) est transformée en pression statique (énergie de pression).

Il existe un très grand nombre de types de pompes centrifuges. On peut les classer de plusieurs manières en tenant compte, normalement :

Du nombre de roues, de la forme des aubes de la roue, de la direction de l'axe (horizontale, verticale, oblique), de la position de la pompe par rapport au niveau de l'aspiration et du type de liquide à pomper. [7]

## V.2 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

## V.3 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

- être fabriquées en série.

Nous optons pour les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal .

#### V.4 Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

#### V.5 Refoulement station de pompage N°1 – Bâche de reprise de la 2<sup>ème</sup> station de pompage

La courbe caractéristique de la conduite, la courbe des pompes susceptibles, point de fonctionnement, le réglage et le calage de la pompe pour la première station sont déterminées suivant les étapes :

##### V.5.1 Courbe caractéristique de la conduite

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

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

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

**Avec :**

- H<sub>g</sub> : hauteur géométrique (m) ;
- Δh<sub>t</sub> : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;
- Δh<sub>p</sub><sup>lin</sup> : perte de charge linéaire (m) ;

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

**Avec :**

- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;
- L<sub>ref</sub>: longueur de la conduite de refoulement (m) ;

- Q : débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ ) ;
- $D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- g : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le **Tableau V.1**

**Tableau V.1: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement tronçon SP1 – SP2**

SP1-SP2									
N°	Q ( $m^3/h$ )	Q <sub>t</sub> ( $m^3/h$ )	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
0	0	0	137,06	6070	327,4	0,009840	0,00	0,00	137,06
1	20	40	137,06	6070	327,4	0,009840	0,16	0,18	137,24
2	40	80	137,06	6070	327,4	0,009840	0,65	0,71	137,77
3	60	120	137,06	6070	327,4	0,009840	1,46	1,61	138,67
4	80	160	137,06	6070	327,4	0,009840	2,59	2,85	139,91
5	100	200	137,06	6070	327,4	0,009840	4,05	4,46	141,52
6	120	240	137,06	6070	327,4	0,009840	5,84	6,42	143,48
7	140	280	137,06	6070	327,4	0,009840	7,94	8,74	145,80
8	160	320	137,06	6070	327,4	0,009840	10,38	11,41	148,47
9	180	360	137,06	6070	327,4	0,009840	13,13	14,45	151,51
10	200	400	137,06	6070	327,4	0,009840	16,21	17,83	154,89
11	220	440	137,06	6070	327,4	0,009840	19,62	21,58	158,64
12	240	480	137,06	6070	327,4	0,009840	23,35	25,68	162,74
13	260	520	137,06	6070	327,4	0,009840	27,40	30,14	167,20
14	280	560	137,06	6070	327,4	0,009840	31,78	34,96	172,02
15	300	600	137,06	6070	327,4	0,009840	36,48	40,13	177,19
16	320	640	137,06	6070	327,4	0,009840	41,51	45,66	182,72
17	340	680	137,06	6070	327,4	0,009840	46,86	51,54	188,60
18	360	720	137,06	6070	327,4	0,009840	52,53	57,78	194,84

### V.5.2 Choix du type de pompe

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumés dans le tableau V.2:

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

Première station de pompage (SP1)									
Variante	n	Q appelé ( $m^3/h$ )	HMT (m.c.e)	$\eta$ (%)	Pabs (Kw)	(NPSH) r (m)	Vitesse (tr/min)	Type de pompe	Nombre d'étage
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>225.33</b>	<b>159.70</b>	<b>78,2</b>	<b>141</b>	<b>2,4</b>	<b>1450</b>	<b>PM150/7D</b>	<b>7</b>
2	3	150.22	159.70	75,1	93	5,23	2900	PM100/3B	3
3	4	112.67	159.70	73.9	67	3,77	2900	PM100/3C	3

A partir du tableau (V.2), on déduit que la variante N°01 est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée, nombre de pompes en parallèle et charge nette d'aspiration requise.

### Remarque :

Nous optons pour deux pompes avec une pompe de secours.

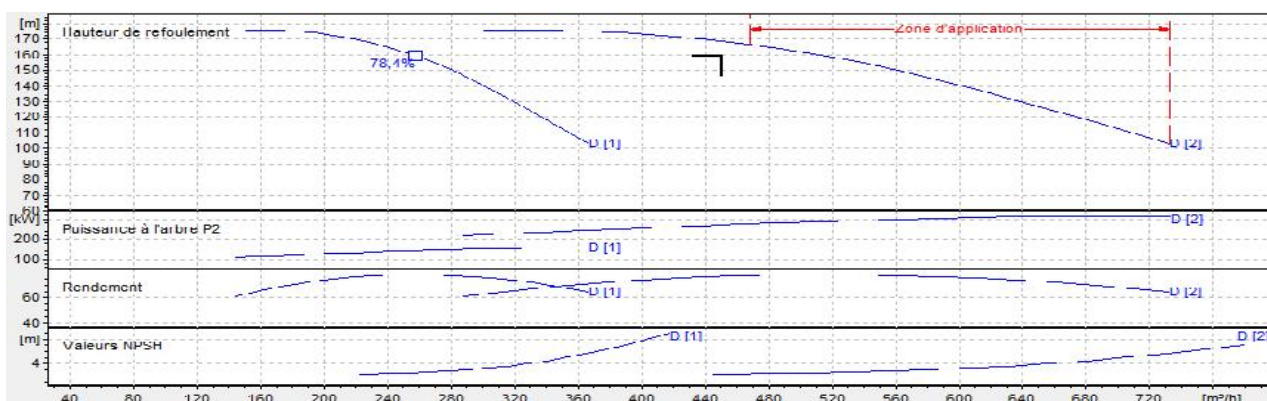
Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM150/7D**.

### V.5.3 Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

- La courbe débit - hauteur [H-Q],
- La courbe de la puissance absorbées pour différents débits [Pabs - Q],
- La courbe débit - rendement [ $\eta$ -Q],
- La courbe des (NPSH)<sub>r</sub> pour différents débit [(NPSH)<sub>r</sub> - Q].

Sont retirées à partir de logiciel CAPRARI et sont représentées dans la figure (V.1)



*Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM150/7D*

### V.5.4 Point de fonctionnement d'une pompe

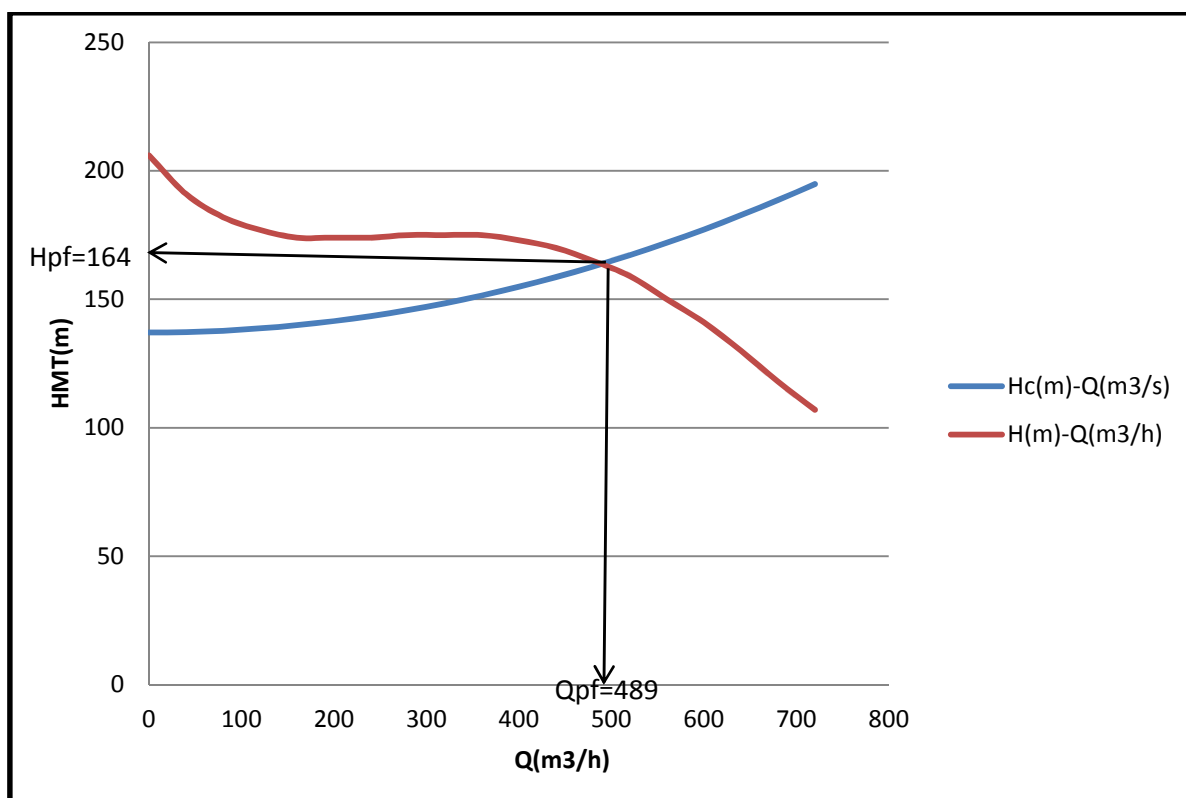
Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H<sub>c</sub>-Q].

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.

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

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

La courbe caractéristique de la conduite et de la pompe et leur point fonctionnement sont donnés sur la figure (V.2).



**Figure V.2:** Point de fonctionnement de la pompe (PM150/7D)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 489 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 450,67 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 164 \text{ m} > H_{app} = 159,70 \text{ m} \end{cases}$$

**Remarque :**

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

### V.5.5 Modes de réglage

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

#### A-Débit disponible > Débit appelé

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

1. **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst\ ap, van} = \eta_{inst\ av, van} * \frac{H_{avant, vannage}}{H_{après, vannage}} \quad (V.4)$$

Avec :

$$H_{après, vannage} = h_v + H_{avant, vannage} \quad (V.5)$$

$$h_v = H'_c - H_{avant, vannage} \quad (V.6)$$

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V.7)$$

4. **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
5. **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.
6. **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

**6.1 Détermination du rendement de rognage**

Le taux de rognage dépend de la vitesse spécifique :

$N_s=60-120 \quad r = (15-20)\%$

$N_s=120-200 \quad r = (10-15)\% \quad \text{Avec la vitesse spécifique} \quad N_s = n \frac{\sqrt{Q}}{H^4} \quad \text{(V.8)}$

$N_s=200-300 \quad r = (5-10)\%$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_{PF}}{Q_{app}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H}{H_{app}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura :  $H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \cdot Q$

C'est une équation d'une droite de la forme :  $H = a \cdot Q$

En outre

$$\frac{Q_{PF}}{Q_{app}} = \left[ \frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow \frac{D}{d} = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{PF}}} \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{PF}}} \quad \text{(V.9)}$$

Avec :

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

**B- Débit disponible < Débit appelé**

Dans le cas ou le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

1. **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe.**
3. **Couplage des pompes. [4]**

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

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



## Tronçon SP1-SP2

### A.2 Vannage

$$\eta_{\substack{inst \\ av, van}} = 78,20\%$$

- La hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe  $H'=169\text{m}$

- $h_v=169-159.70 \quad \Rightarrow h_v = 9.30\text{m}$

- $\eta_{\substack{inst \\ ap, van}} = 78.20 * \frac{159.70}{74.09} \quad \Rightarrow \eta_{\substack{inst \\ ap, van}} = 73.9\%$

- La nouvelle puissance absorbée :

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

$n$  : nombre de pompe en parallèle ;

$$Q = \frac{450.66}{2} = 225.23 \text{ m}^3/\text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 225.23 * 169}{0.739 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{140.43 \text{ kw}}$$

### A.3 Diminution le temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{450.66}{489} * 20$

$$\Rightarrow t' = 18.43\text{h} = 18\text{h}26\text{min}$$

On prend  $t' = 19\text{h}$

- Le rendement correspond au débit  $Q_{pt}=450.66\text{m}^3/\text{h}$  est : 78.20%.

On détermine la nouvelle puissance absorbé, sachant que :

$$Q = \frac{489}{2} \Rightarrow Q = 244.5 \text{ m}^3/\text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 244.5 * 164}{0.782 * 3600} \Rightarrow$$

$$P_{abs} = \mathbf{139.73 \text{ k}}$$

### Remarque

Nous avons choisi le mode de réglage par diminution le temps de pompage (19h) car ce mode nous donne une puissance absorbé minimale ( $P_{abs}=139.73\text{kw}$ ) et un rendement maximal ( $\eta = 78,20\%$ )

### V.5.6 Dimensionnement des équipements des pompes :

- **Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :**

#### 1-SP1

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre de pompes

$I_{asp}$  = pente de collecteur d'aspirations voisinage 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$D_a = (1,2-1,5) d_a$$

$d_a$  : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 200 mm ;

$D_a = 1,4 * 200 = 280 \text{ mm}$ . Le diamètre normalisé est égale à 400 mm.

$$- d = 0,3 \text{ m pour } D_a \leq 500 \text{ mm.}$$

$$- d = 1 \text{ m pour } D_a > 500 \text{ mm.}$$

$L_c$  : longueur de convergent =  $(3,5 \div 4) (D_a - d_a)$

Donc : les valeurs primaire seront :

$$D_a = 315 \text{ mm} \quad d = 0,3 \text{ m} \quad d_a = 400/2 = 200 \text{ mm}$$

$$L_c = 4 * (0,4 - 0,2) = 0,8 \text{ m.}$$

- **Vérification de la vitesse :**

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

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

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4,0,125184}{\pi \cdot 0,3274^2} = 1,49 \text{ m/s}$$

En effet on trouve que  $V_{asp} = 1,49 \text{ m/s}$  donc le diamètre 400 mm pour le collecteur d'aspiration est adopté

### V .5.7 Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, due à des bulles ou poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est génératrice de chocs très violents (bruit de bétonnière) et d'abrasion mécaniques rapides et spectaculaires pouvant détruire très rapidement les organes de la pompe (roue et diffuseur)

cela se produit à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau. [4]

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \tag{V.10}$$

r : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,5)$  m.

On prend :  $r = 0,3$  m.

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

Dans notre cas, l'installation est en aspiration au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (+ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) = (NPSH)_r + r$$

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

$(NPSH)_r$  : Déterminé graphiquement d'après la figure V.1 ;

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$  : Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (Voir Tableau. V.4) ;

$\frac{P_v}{\varpi}$  : dépend de la température du liquide pompé (Voir Tableau. V.5).

**Tableau V.3:** Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

**Tableau V.4 :** Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

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

-  $\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration  $\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$  (V.11)

-  $\Delta h_{asp}^{lin}$  Sera estimée par :  $\sum h_{asp} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5}$  (V.12)

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

D'où on tire les valeurs requises :

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 2.4 \text{ m}$  ;
- Côte de la station de pompage = 672.29m NGA .La pression atmosphérique:  $\frac{P_{atm}}{\rho} = 9.51 \text{ m}$  ;
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T=20 \text{ }^\circ\text{C}$  :  $T_v = 0,24 \text{ m.c.e}$  ;
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que

$$\sum h_{asp} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} = \frac{8 \times 0,00984 \times 20 \times 0,125184^2}{3,14^2 \times 9,81 \times 0,3274^5} = 0,068 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,034 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,075 \text{ m}$

La hauteur d'aspiration admissible:  $h_{adm}^{asp} = 9.51 - 2,4 - 0,3 - 0,24 - 0,075 - \frac{1.49^2}{2 * 9,81} = 6.38 \text{ m}$

### V.5.8 Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte 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 aspiration :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$  **(V.13)**

- $\nabla_{min} = 672.79 \text{ m}$ ;
- $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$ . On prend :  $r = 0,3 \text{ m}$ .

$$\nabla_{axe} = 672.79 + 6,38 - 0,3 = 678.87 \text{ m.}$$

### V.5.9 Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

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

Comme on peut choisir les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur 'Leroy et Somer' et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

### V.5.10 Choix de la puissance du moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q \cdot H_{mt} \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

$\eta_m$  : Rendement du moteur (0,92 – 0,95) ;

$\eta_p$  : Rendement de la pompe (0,782) ;

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau V.3:

**Tableau V.5 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P**

P (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

### V.5.11 Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

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

## V.6 Refoulement station de pompage N°2 – Réservoir final

La courbe caractéristique de la conduite, la courbe des pompes susceptibles, point de fonctionnement, le réglage et le calage de la pompe pour la deuxième station sont déterminées suivant les étapes :

### V.6.1 Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5}$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le **Tableau V.6**

**Tableau V.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement tronçon SP 2 – RF**

SP2-RF									
N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	Q <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
0	0	0	145,86	1843	327,4	0,00984	0,00	0,00	145,86
1	20	40	145,86	1843	327,4	0,00984	0,05	0,05	145,91
2	40	80	145,86	1843	327,4	0,00984	0,20	0,22	146,08
3	60	120	145,86	1843	327,4	0,00984	0,44	0,49	146,35
4	80	160	145,86	1843	327,4	0,00984	0,79	0,87	146,73
5	100	200	145,86	1843	327,4	0,00984	1,23	1,35	147,21
6	120	240	145,86	1843	327,4	0,00984	1,77	1,95	147,81
7	140	280	145,86	1843	327,4	0,00984	2,41	2,65	148,51
8	160	320	145,86	1843	327,4	0,00984	3,15	3,47	149,33
9	180	360	145,86	1843	327,4	0,00984	3,99	4,39	150,25
10	200	400	145,86	1843	327,4	0,00984	4,92	5,42	151,28
11	220	440	145,86	1843	327,4	0,00984	5,96	6,55	152,41
12	240	480	145,86	1843	327,4	0,00984	7,09	7,80	153,66
13	260	520	145,86	1843	327,4	0,00984	8,32	9,15	155,01
14	280	560	145,86	1843	327,4	0,00984	9,65	10,61	156,47
15	300	600	145,86	1843	327,4	0,00984	11,08	12,18	158,04
16	320	640	145,86	1843	327,4	0,00984	12,60	13,86	159,72
17	340	680	145,86	1843	327,4	0,00984	14,23	15,65	161,51
18	360	720	145,86	1843	327,4	0,00984	15,95	17,54	163,40

### V.6.2 Choix du type de pompe

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans le tableau V.2:

**Tableau V.7: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.**

Première station de pompage (SP2)									
Variante	n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT (m)	$\eta$ (%)	Pabs (Kw)	(NPSH) r (m)	Vitesse (tr/min)	Type de pompe	Nombre d'étage
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>225.33</b>	<b>152.73</b>	<b>78,9</b>	<b>137</b>	<b>2,49</b>	<b>1450</b>	<b>PM150/6C</b>	<b>6</b>
2	3	150.22	152.73	73,6	94	5,75	2900	PM100/3B	3
3	4	112.67	152.73	72,8	65	5,83	2900	PM80/4A	4

A partir du tableau (V.7), on déduit que la variante N°01 est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée, nombre de pompes en parallèle et charge nette d'aspiration requise.

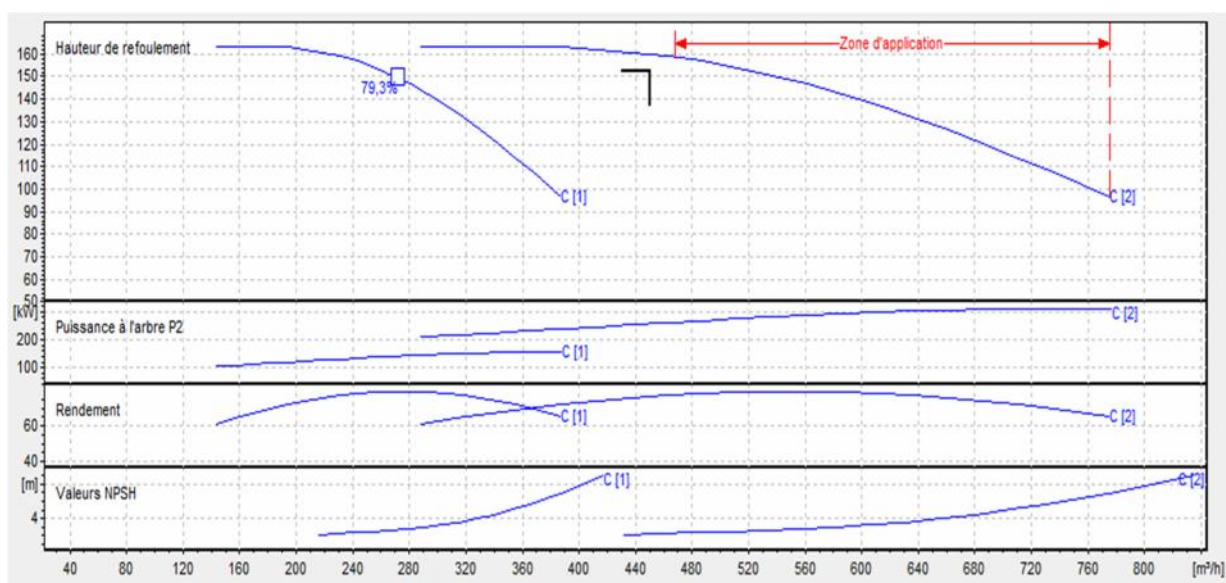
**Remarque :** Nous optons pour deux pompes avec une pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM150/6C**.

### V.6.3 Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

- La courbe débit - hauteur [H-Q],
- La courbe de la puissance absorbées pour différents débits [Pabs - Q],
- La courbe débit - rendement [ $\eta$ -Q],
- La courbe des (NPSH)<sub>r</sub> pour différents débit [(NPSH)<sub>r</sub> - Q].

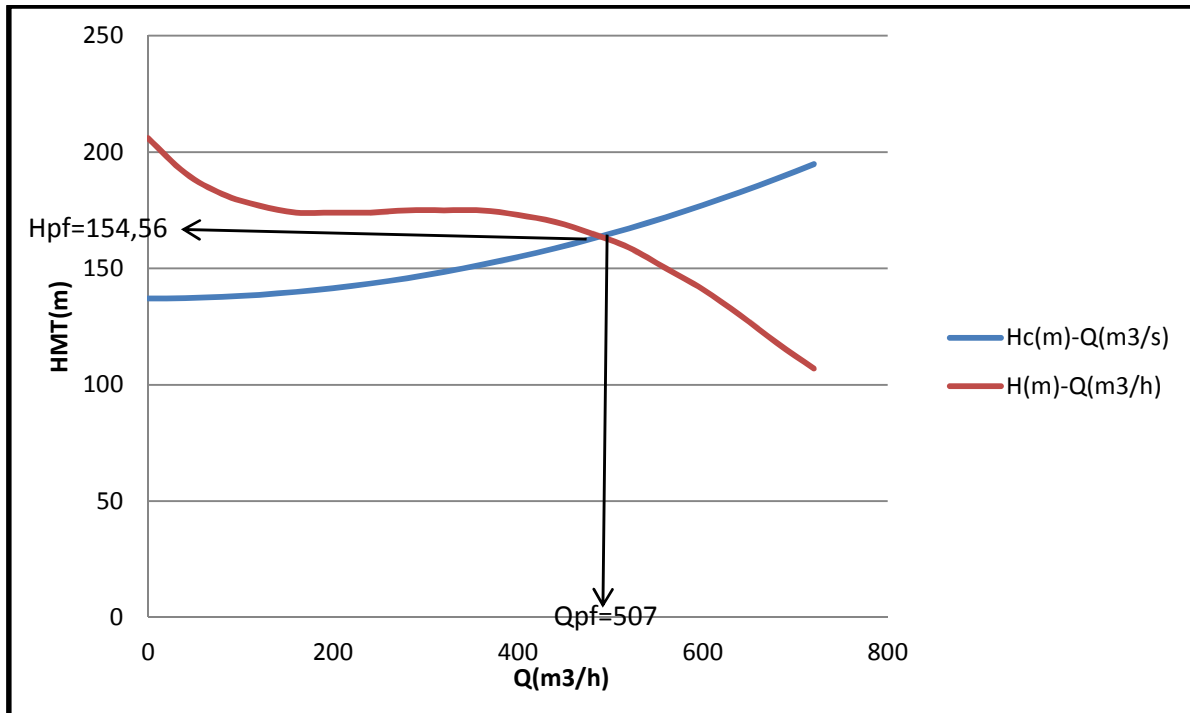
Sont retirées à partir de logiciel CAPRARI et sont représentées dans la figure (V.3)



*Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM150/7D*

### V.6.4 Point de fonctionnement d'une pompe

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



**Figure V.4:** Point de fonctionnement de la pompe (PM150/6C)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 507 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 450,67 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 154,56 \text{ m} > H_{app} = 152,73 \text{ m} \end{cases}$$

#### Remarque :

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

#### V.6.5 Modes de réglage

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

1. **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :



$$\eta_{inst\ ap, van} = \eta_{inst\ av, van} * \frac{H_{avant, vannage}}{H_{après, vannage}}$$

Avec :

$$H_{après, vannage} = h_v + H_{avant, vannage}$$

$$h_v = H'_c - H_{avant, vannage}$$

**3. 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t$$

**4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement.**

**5. Changement du type de la pompe**

**6. Rognage**

Nous allons étudier les différents modes de réglage possible pour choisir le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible. Dans notre cas les modes de réglage à étudier sont le vannage et la diminution du temps de pompage.

## A.2 Vannage

$$\eta_{inst\ av, van} = 78.90\%$$

- La hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe  $H'=160\text{m}$
- $h_v=160- 152.73 \quad \Rightarrow h_v =7.27\text{m}$
- $\eta_{inst\ ap, van} =78.90 * \frac{152.73}{160} \quad \Rightarrow \eta_{inst\ ap, van} =75.32\%$
- La nouvelle puissance absorbée :

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

n : nombre de pompe en parallèle ;

$$Q = \frac{450.66}{2} = 225.23 \text{ m}^3/\text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 225.23 * 160}{0.7532 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{130.37 \text{ kw}}$$

### A.3 Diminution le temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{450.66}{507} * 20$

$$\Rightarrow t' = 17.78 \text{ h} = 17 \text{ h} 47 \text{ min}$$

On prend  $\Rightarrow t' = 18 \text{ h}$

- Le rendement correspond au débit  $Q_{pf} = 450.66 \text{ m}^3/\text{h}$  est : 78.90%.

On détermine la nouvelle puissance absorbé, sachant que :

$$Q = \frac{507}{2} \Rightarrow Q = 253.5 \text{ m}^3/\text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 253.5 * 154.56}{0.789 * 3600} \Rightarrow$$

$$P_{abs} = \mathbf{135.32 \text{ kw}}$$

### Conclusion

Nous avons choisi le mode de réglage par diminution le temps de pompage (18h47min) car ce mode nous donne une puissance absorbé minimale ( $P_{abs} = 135.32 \text{ kw}$ ) et un rendement maximal ( $\eta = 78,90\%$ )

### V.6.6 Dimensionnement des équipements des pompes :

- Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :**

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre de pompes

$I_{asp}$  = pente de collecteur d'aspirations voisinage 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2-1,5) \text{ da}$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 200 mm ;

$Da = 1,4 * 200 = 280 \text{ mm}$ . Le diamètre normalisé est égale à 400mm.

- $d = 0,3 \text{ m}$  pour  $Da \leq 500 \text{ mm}$ .
- $d = 1 \text{ m}$  pour  $Da > 500 \text{ mm}$ .

$L_c$  : longueur de convergent =  $(3.5 \div 4) (Da - da)$

Donc : les valeurs primaire seront :

$$Da = 400 \text{ mm} \quad d = 0,3 \text{ m} \quad da = 400/2 = 200 \text{ mm}$$

$$L_c = 4*(0,4 - 0,2) = 0,8 \text{ m}.$$

- **Vérification de la vitesse :**

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

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

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4.0.125184}{\pi.0.3274^2} = 1.49 \text{ m/s}$$

En effet on trouve que  $V_{asp} = 1.49 \text{ m/s}$  donc le diamètre 400 mm pour le collecteur d'aspiration est adopté

### V.6.7 Etude de la cavitation

Pour éviter le phénomène de la cavitation la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,5) \text{ m}$ .

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

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

Dans notre cas, l'installation est en aspiration au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)_d = \frac{p_{at}}{\varpi} - \frac{p_v}{\varpi} - (+ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) = (NPSH)_r + r$$

$$h_{adm}^{asp} = \frac{p_{at}}{\varpi} - (NPSH)_r - r - \frac{p_v}{\varpi} - \sum h_t^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$(NPSH)_r$  : Déterminé graphiquement d'après la figure V.3 ;

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$  : Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (Voir Tableau. V.4) ;

$\frac{P_v}{\varpi}$  : dépend de la température du liquide pompé (Voir Tableau. V.5).

-  $\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration  $\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$

-  $\Delta h_{asp}^{lin}$  Sera estimée par :  $\sum h_{asp} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\Pi^2 \times g \times D^5}$

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

D'où on tire les valeurs requises :

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 2.49$  m ;

- Côte de la station de pompage = 799.85m NGA .La pression atmosphérique:  $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 9.37$  m ;

- La tension de vapeur d'eau à une température  $T=20$  °C :  $T_v = 0,24$  m.c.e ;

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

$$\sum h_{asp} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\Pi^2 \times g \times D^5} = \frac{8 \times 0,009840 \times 20 \times 0,125184^2}{3,14^2 \times 9,81 \times 0,3274^5} = 0.068m.$$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,046 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,075$  m

La hauteur d'aspiration admissible:  $h_{adm}^{asp} = 9.37 - 2,49 - 0,3 - 0,24 - 0,075 - \frac{1.49^2}{2 * 9,81} = 6.18m$

### V.6.8 Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte 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 aspiration :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$

-  $\nabla_{min} = 800.35$  m;

-  $r = (0,3 - 0,5)$  m. On prend :  $r = 0,3$  m.

$\nabla_{axe} = 800.35 + 6,18 - 0,3 = 806.23$  m.

## V.7 Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

### V.7.1 Équipements en amont de la pompe

- 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 5% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

- joints :

La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors du montage et du démontage de la pompe.

- Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir une 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 supérieur de notre convergent.

- Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- Les ventouses :

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier)

### V.7.2 Équipements en aval de la 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 de non retour :

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

➤ Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

➤ Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivent leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

➤ Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique. Aussi la pente de la conduite de refoulement à partir de la station de pompage doit être  $<1\%$

➤ Le by-pass :

Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression  $H_a$  existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

➤ Soupape de décharge :

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installé avec le clapet.

## CONCLUSION

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

D'après l'étude des stations de pompage, on a opté pour :

- La station de pompage équipée de deux (02) pompes principales, plus une seul pompe de secoure, ces pompes sont de type : **PM150/7D** assurant un débit de 489 m<sup>3</sup>/h et une hauteur manométrique total de 164 m.c.e avec un temps de pompage égale à 19 heure.
- La station de reprise équipée de deux (02) pompes principales, plus une seul pompe de secoure, ces pompes sont de type : **PM150/6C** assurant un débit de 507 m<sup>3</sup>/h et une hauteur manométrique total de 154.5 m.c.e avec un temps de pompage égale à 18 heure.

# CHAPITRE VI :

# **Protection anti bélier**



Le but de ce chapitre est la Protection des conduites d'adduction (adduction mixte) contre Le coup de bélier, et nous avons la définition de ce phénomène.

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

## **VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier**

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de contre ce phénomène

### **VI.1.1 Les cause du coup de bélier**

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

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

### **VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier**

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

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

#### **a) La surpression**

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

de béliér dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

### b) La dépression

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

### c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible. [1], [5]

## VI.1.3 Description des phénomènes physiques

Lors de l'arrêt brusque ou instantané de la pompe quatre phases peuvent être envisagées :

**Phase 01:** Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par C.

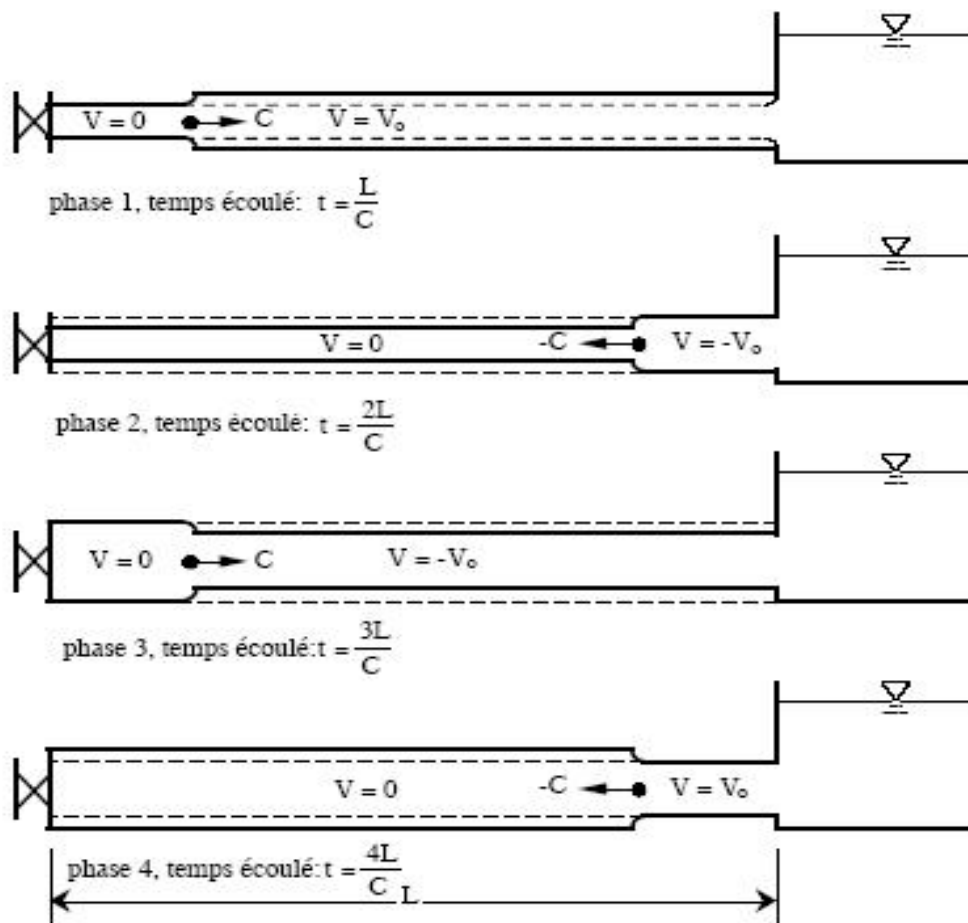
Si la distance entre la pompe et le réservoir est L : le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $\frac{L}{C}$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

**Phase 02 :** Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{C}$  c'est-à-dire à  $\frac{2L}{C}$  depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

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

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

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



*Figure VI.1 : tapes d'un cycle de variation de pression.*

#### VI.1.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de belier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de belier :

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

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

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

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

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

Pour notre adduction on propose comme moyen de protection, le réservoir d'air.

Car

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression ;
- Il est simple à installer
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il a un bon fonctionnement ;
- Il a une bonne sécurité.

**Tableau VI-1:** les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier

<b>Appareils</b>	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>	<b>Observation</b>
Soupape de Décharge	Coût limité ; Entretien et réglage facile ; Ne consomme pas d'énergie ; Indépendant d'une installation électrique ;	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) ; Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionner défectueux) ; durée de vie importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau ;	Possibilités d'installation limitées ; Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; Coût élevé.	Utilisé comme Protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire ; Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de Démarrage ; Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage ;	Utilisé comme Protection contre les dépressions

### VI.1.4.1 Principe de fonctionnement du réservoir anti-belier :

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposée sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionner le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation.

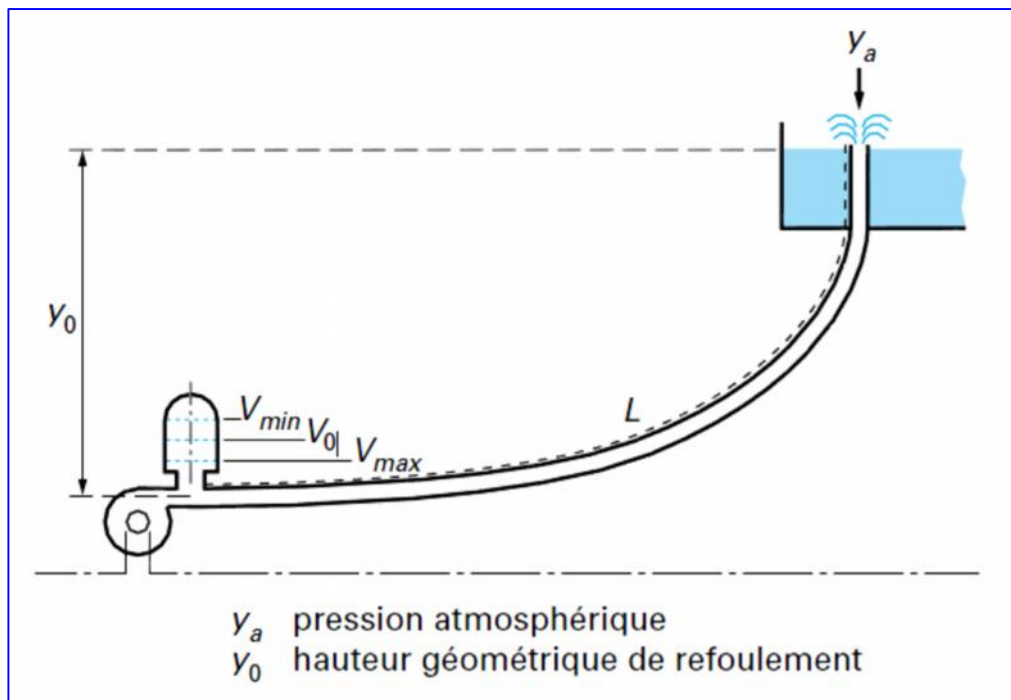


Figure VI.2 : l'emplacement d'un réservoir anti belier.

## VI.2 Calcul du réservoir anti béliér

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

### a-Méthode de VIBERT

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

- Néglige la perte de charge
- Néglige les conditions aux limites
- savoir la valeur maximale de coup de béliér
- Utiliser dans les petites installations
- Bon résultats pour les petites installations

### b-Méthode de PEUCH et MEUNIER

L'étude comparative faite par M. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel.

On commence par le calcul la célérité d'onde à l'aide de la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

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

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau  $K = 2,07 \times 10^9$  Pascal ;

$\rho$  : Masse volumique de l'eau  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup> ;

$E_m$ : module de Young du matériau de la conduite, pour le PEHD  $E_m = (0.5 - 1.2)$  GPascal, on prend  $E_m = 2 \times 10^8$  ;

$E_s$  : module de Young du sol  $E_s = 2 \times 10^8$  Pascal ;

$\nu_m$ : coefficient de poisson du matériau  $\nu_m = 0,46$  (PEHD) ;

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

$e_m$ : Epaisseur de la conduite (m)  $e_m= 0,0363\text{m}$  pour Le PEHD PN16(D400) ;

$a$  : rayon intérieur de la conduite (m) ;

$C$  : célérité d'onde de choc (m/s).

### VI.2.1. Calcul de la célérité d'onde C

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

**VI.2:**

**Tableau VI.2:** Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.

N de Station	K (Pa) (x 10 <sup>9</sup> )	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$\nu_m$	$\nu_s$	$E_s$ (Pa) (x 10 <sup>8</sup> )	$E_m$ (Pa) (x 10 <sup>9</sup> )	$e_m$ (m)	C (m/s)
SP1	2,07	1000	0,1637	0,46	0,33	2	1	0,0363	504.26
SP2	2.07	1000	0.1637	0.46	0.33	2	1	0.0363	504.26

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

$K$  : qui caractérise les pertes de charge ;

$A$  : qui caractérise la conduite de refoulement ;

$B$  : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-belier.

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad \text{(VI-2)}$$

$$A = \frac{a \cdot V_0}{g \cdot H_0} \quad \text{(VI-3)}$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{U_0} \quad \text{(VI-4)}$$

$a$  : célérité d'onde (C) de choc (m/s) .

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

$H_0$  : pression statique absolue =  $H_g+10$  (m).

$H_{abs}$  : la pression de service absolue telque :

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = H_{mt} + 10 \quad (\text{m})$$

$L$  : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

$S$  : section de la conduite de refoulement (m) ;

$U_0$  : volume d'air initial (m<sup>3</sup>)

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



Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer  $U_0$ .

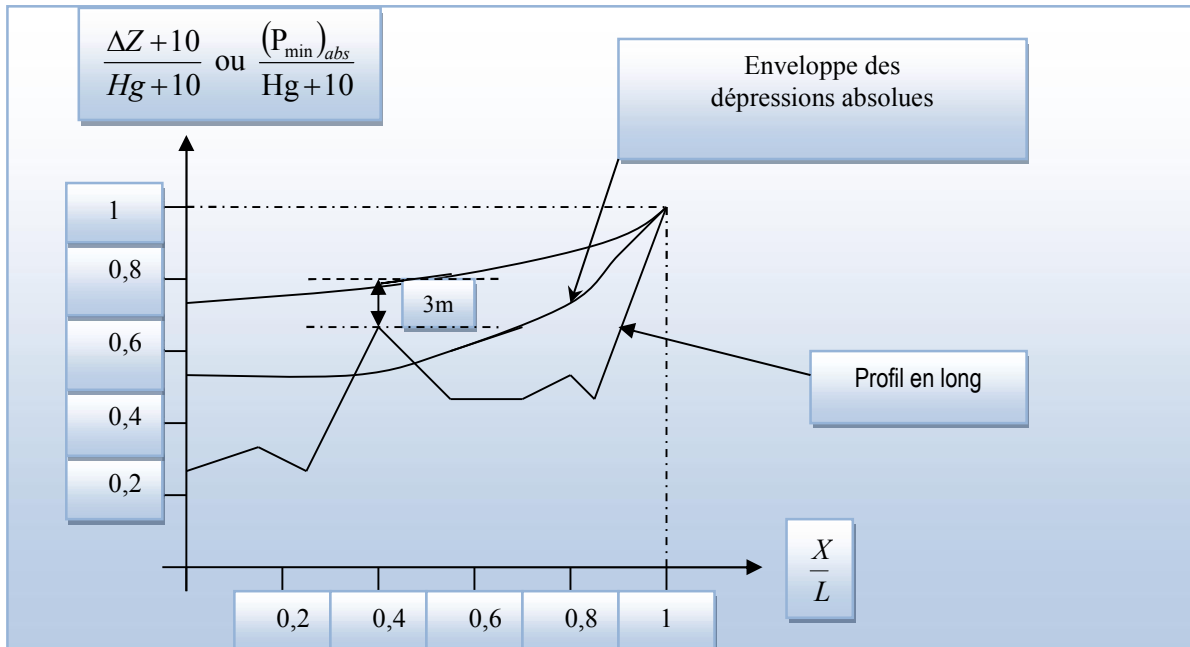


Figure. (VI-3) : Description de la méthode de Peuch et Meunier

### VI.2.2 Calcul du volume du réservoir d'air pour la conduite de refoulement

Dans le chapitre IV (les adductions), nous avons déterminé le diamètre économique qui est de  $\Phi=400\text{mm}$ , avec une vitesse d'écoulement de  $1.49\text{m/s}$ .

Pour le calcul du volume du réservoir d'air nous passons par les étapes suivantes :

**Tableau VI.3.** Les données de bases :

	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	L <sub>ref</sub> (m)	e (mm)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>mt</sub> (m.c.e)
<i>sp1</i>	0.125184	400	1.49	6070	36.3	137.06	159.70
<i>sp2</i>	0.125184	400	1.49	1843	36.3	145.86	152.73

#### ❖ pour la première station de pompage :

a) Dépression :

$$a=504.26 \text{ m/s}$$

$$H_0=H_g+10 = 137.06 + 10 = 147.06 \text{ m c e .}$$

$$H_{mt} = 159.70 \text{ m c e .}$$

$$H_{abs}=H_{mt} + 10 = 169.70 \text{ m c e .}$$

- Caractéristique de la conduite "A"

$$A = \frac{a.V_0}{g.H_0} = \frac{504.26 \times 1.49}{9,81 \times 147.06} = 0.52$$

- Caractéristique de perte de charge "K"

$$K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H_0} = \frac{169.70 - 147.06}{147.06} = 0.15$$

- Caractéristique du réservoir

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour  $A=0.52$  et  $k=0.15$  mais comme nous ne disposons pas de ces abaque, nous allons superposer le profil en long (absolu) aux familles de courbes

$$K=0.1 \quad A=0.5$$

et  $k=0.2 \quad A=0.5$

Complétons d'abord le tableau du profil en long

**Tableau VI.4** : Profil en long (absolu) de la conduite

points	1	2	3	4	5	6	7	8
cotes $z(m)$	672.29+ 0.5	700.28	700.26	709.99	709.95	794.25	792.60	799.85+10
$x(m)$	0.0	1452.36	2852.36	2852.36	3052.36	5761.42	5961.42	6070
$\frac{(dz + 10)}{(Hg + 10)}$	0.068	0.25	0.25	0.32	0.32	0.89	0.88	1.00
$x/l$	0.00	0.24	0.27	0.47	0.50	0.95	0.98	1.00

La détermination de B voir les annexes (Annexe VI.1, VI.2)

Pour  $B = 0.4$  et en faisant une interpolation entre  $K=0.1$  et  $K=0.2$ , la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au dessous du point le plus défavorable du profil (point M à L/1.05) une pression absolue de plus de 5 m d'eau :

- La valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé  $U_0$  en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g.H_{\text{abs}}} \times \frac{L.S}{B} = \frac{1.49^2}{9,81.169.70} \cdot \frac{6070.0,084}{0,4} = 1.70 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 1.70 \text{ m}^3$$

- Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{\min}}{H_0} = 0,068 \Rightarrow P_{\min} = 0,068 \cdot 147,06 = 10,00 \text{ m d'eau.}$$

- Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation :

$$H_{\text{abs}} \cdot U_0^{1,2} = P_{\min} \cdot U_{\text{max}}^{1,2}$$

$$U_{\text{max}} = U_0 \left( \frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 1,70 \left( \frac{169,7}{10,00} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 18,00 \text{ m}^3$$

$$U_{\text{max}} = 18,00 \text{ m}^3$$

- Si nous volons qu'il reste encore 20% d'eau, nous devons prévoir un ballon volume de

$$\tau = 21,6 \text{ m}^3$$

#### b) surpression :

Nous nous servons de l'abaque de Dubain et Guéneau Annexe (VI.4)

$$\left. \begin{array}{l} A = 0,5 \\ B = 0,4 \end{array} \right\} \text{ nous lisons } \left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot \frac{V_0^2}{H_0} = 1,2 \\ \frac{P_{\max}}{H_0} = 1,225 \end{array} \right.$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{1}{2 \cdot g} \left[ \frac{D^2}{0,6 \cdot d^2} - 1 \right]^2 \quad (\text{VI-5})$$

$$\text{Si on écrit } \alpha \cdot \frac{V_0^2}{H_0} = n \Rightarrow d^2 = \frac{D^2}{0,6 \cdot \left[ \sqrt{\frac{n \cdot 2g \cdot H_0}{V_0^2} + 1} \right]}$$

$$\Rightarrow d = 66,42 \text{ mm}$$

Pour que la conduite d'adduction par refoulement tronçon (SP1-SP2) soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir eau+air d'un volume total  $\tau = 22 \text{ m}^3$  avec un volume d'air en fonctionnement permanent égale  $U_0 = 1,70 \text{ m}^3$ . la canalisation de branchement entre le ballon et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens ballon conduite (dépression), by passée par un diaphragme à bord vif dans le diamètre optimum sera de **66 mm**.

Dans le sens conduite réservoir l'eau (surpression), l'eau passe par ce diaphragme.

## ❖ pour la deuxième station de pompage :

a) Dépression :

$$a=504.26 \text{ m/s}$$

$$H_0=H_g+10 = 145.86 + 10 = 155.86 \text{ m c e.}$$

$$H_{mt} = 152.73 \text{ m c e.}$$

$$H_{abs}=H_{mt} + 10 = 162.73 \text{ m c e.}$$

- Caractéristique de la conduite "A"

$$A = \frac{a.V_0}{g.H_0} = \frac{504.26 \times 1.49}{9.81 \times 155.86} = 0.49$$

- Caractéristique de perte de charge "K"

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{162.73 - 155.86}{155.86} = 0.04$$

- Caractéristique du réservoir

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour  $A=0.49$  et  $k=0.04$ , auxquelles nous allons superposer le profil en long (absolu) aux familles de courbes

$$K=0 \quad A=0.5$$

Complétons d'abord le tableau du profil en long

**Tableau VI.5** : Profil en long (absolu) de la conduite

points	1	2	3	4	5	6
cotes $z(m)$	799.85+ 0.5	821.94	861.29	900.73	912.36	935.21+11
$x(m)$	0.0	691.42	1091.42	1491.42	1691.42	1842.75
$\frac{(dz + 10)}{(Hg + 10)}$	0.068	0.20	0.46	0.71	0.78	1.00
$x/l$	0.00	0.38	0.59	0.81	0.92	1.00

La détermination de B voir les annexes (Annexe VI.3)

Pour  $B = 0.6$ , la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au dessous du point le plus défavorable du profil (point M à  $L/1.05$ ) une pression absolue de plus de 3 m d'eau :

- La valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé  $U_0$  en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{\text{abs}}} \times \frac{L \cdot S}{B} = \frac{1,49^2}{9,81 \cdot 162,73} \cdot \frac{1842,75 \cdot 0,084}{0,6} = 0,36 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0,36 \text{ m}^3$$

- Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{\text{min}}}{H_0} = 0,068 \Rightarrow P_{\text{min}} = 0,068 \cdot 155,86 = 10,60 \text{ m d'eau.}$$

- Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation :

$$H_{\text{abs}} \cdot U_0^{1,2} = P_{\text{min}} \cdot U_{\text{max}}^{1,2}$$

$$U_{\text{max}} = U_0 \left( \frac{H_{\text{abs}}}{P_{\text{min}}} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 0,36 \left( \frac{162,73}{10,60} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 3,51 \text{ m}^3$$

$$U_{\text{max}} = 3,51 \text{ m}^3$$

- Si nous volons qu'il reste encore 20% d'eau, nous devons prévoir un ballon volume de

$$\tau = 4,21 \text{ m}^3$$

#### b) surpression :

Nous nous servons de l'abaque de Dubain et Guéneau Annexe (VI.4)

$$\left. \begin{array}{l} A = 0,5 \\ B = 0,6 \end{array} \right\} \text{ nous lisons } \left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot \frac{V_0^2}{H_0} = 1,7 \\ \frac{P_{\text{max}}}{H_0} = 1,28 \end{array} \right.$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{1}{2 \cdot g} \left[ \frac{D^2}{0,6 \cdot d^2} - 1 \right]^2$$

$$\text{Si on écrit } \alpha \cdot \frac{V_0^2}{H_0} = n \Rightarrow d^2 = \frac{D^2}{0,6 \cdot \left[ \sqrt{\frac{n \cdot 2g \cdot H_0}{V_0^2} + 1} \right]}$$

$$\Rightarrow d = 60,14 \text{ mm}$$

Pour que la conduite d'adduction par refoulement tronçon (SP2-RF) soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir eau+air d'un volume total  $\tau = 5 \text{ m}^3$  avec un volume d'air en fonctionnement permanent égale  $U_0 = 0.36 \text{ m}^3$ . La canalisation de branchement entre le ballon et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens ballon conduite (dépression), by passée par un diaphragme à bord vif dans le diamètre optimum sera de **60 mm**.

Dans le sens conduite réservoir l'eau (surpression), l'eau passe par ce diaphragme.

### VI.2.3 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier de même que dans les conduites en refoulement sauf, qu'il commence par une surpression puis s'achève par une dépression. Le coup de bélier est dû au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation transmise à la conduite et le coup de bélier est né, la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité  $C$  (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Notre conduite gravitaire a deux diamètres en série  $D_1 = 500\text{mm}$  et  $D_2 = 400\text{mm}$ , de longueur  $L_1 = 627.54\text{m}$ ,  $L_2 = 8867.46\text{m}$ . Cette conduite est reliée en amont par le réservoir  $5000\text{m}^3$  de KATOUTI CED EL DJIR et en aval est équipée d'une vanne de fermeture lente.

#### Application

**Tableau VI.6 :** Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	Déq (mm)	$e_m$ (mm)	L(m)	$V_0$ (m/s)	$H_0$ (m)
RA-SP1	355.88	23.95	9495	1.05	16.65

Le type de matériau de la conduite gravitaire est le PEHD(PN10), et La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule VI.1 pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 \cdot 2,0178 \cdot (1 - 0,46^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,46^2) \cdot 0,178 \cdot 2 * 10^8 + 10^9 \cdot 0,024 \cdot (1 - 0,33)}}} = 459,18 \text{ m/s}$$

L'onde réfléchi atteint la vanne au bout d'une durée de :

$$t_c = \frac{2L}{c} \quad \text{(VI-6)}$$

$$\text{A.N } t_c = \frac{2 \cdot 9495}{459.18} = 41.36 \text{ secondes}$$

Avec la valeur de C nous déterminons :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{c v_0}{g h_0} \times \frac{\Delta v}{v_0} \quad \text{(VI-7)}$$

$$\text{A.N } \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{459.18 \cdot 1.05}{9.81 \cdot 16.65} \times \frac{\Delta v}{v_0}$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 2.95 \times \frac{\Delta v}{v_0}$$

Dans ce qui suit, nous essayons de déterminer l'évolution de la pression dans la conduite durant la manœuvre du robinet vanne.

**Tableau VI.7:** loi de manœuvre du robinet vanne.

t/t <sub>c</sub>	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
A <sub>v</sub> /A <sub>v0</sub>	1,0	0,85	0,60	0,35	0,10	0,00

A<sub>v</sub> : aire de la section correspond à la vitesse v ;

A<sub>v0</sub> : aire de la section correspond à la vitesse v<sub>0</sub> ;

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0,2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de A<sub>v</sub>/A<sub>v0</sub> = 0,85.

Pour t/t<sub>c</sub> = 0,2 et d'après l'application de l'équation suivante :

$$\frac{v - \Delta v}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v_0}} \sqrt{\frac{h + \Delta h}{H_0}} \quad \text{(VI-8)}$$

$$\text{On trouve : } \frac{v - \Delta v}{v_0} = 0,85 \sqrt{\frac{h + \Delta h}{H_0}}$$

En éliminant  $\frac{\Delta h}{h_0}$ , entre (VI-7) et (VI-8), on obtient une équation de seconde degré dont on

tire :

$$\frac{\Delta v}{v_0} = 0.0683 \quad ; \quad \frac{\Delta h}{h_0} = 0.2015.$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau VI.7 et permettent de calculer les valeurs y correspondantes de V/V<sub>0</sub> et de h/h<sub>0</sub>.

Pour t/t<sub>c</sub> l'équation (VI-8) devient :

$$0,9317 - \frac{\Delta v}{v_0} = 0.60 \left( 1,2015 + 2.95 * \frac{\Delta h}{h_0} \right)^{1/2}$$

Et de même on trouve :  $\frac{\Delta v}{v_0} = 0,1574$  ;  $\frac{\Delta h}{h_0} = 0,4642$ .

Le tableau se complète suivant le procédé suivant :

Pour  $t/t_c=1.2$  l'onde de pression engendrée à l'instant  $t/t_c= 0.2$  réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique :

$$-2 * \frac{\Delta h}{h_0} = -0,4030.$$

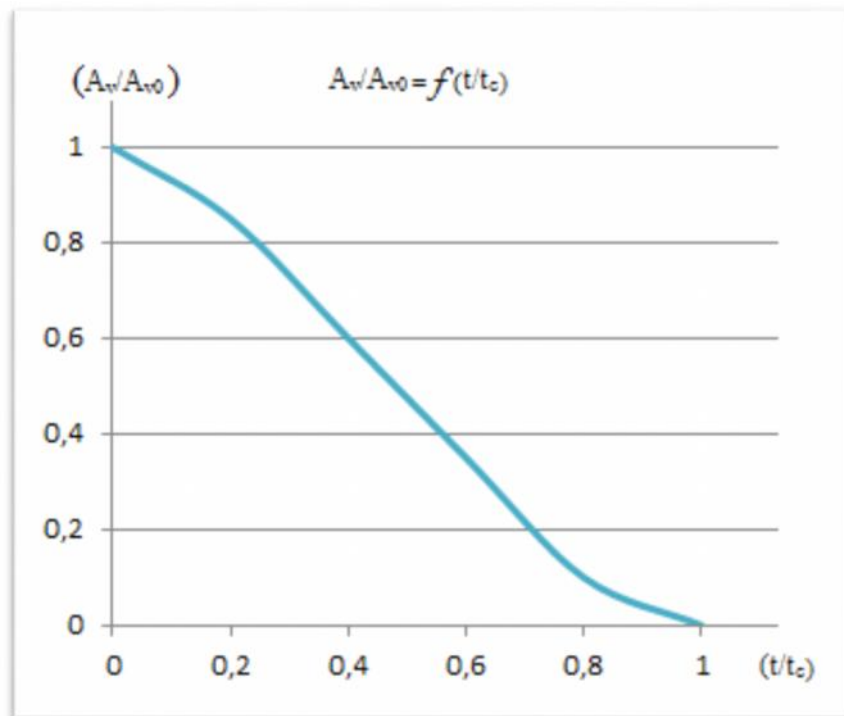
D'une manière analogue les ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à  $h/h_0 = -1.9499$  pour  $t/t_c= 2$  Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

**Tableau VI.8 :** tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne.

T (s)	$t/t_c$	$A_v/ A_{v0}$	$\Delta v/ v_0$	$\Delta h/ h_0$	$v/ v_0$	$h/ h_0$
0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000
2,35	0,2	0,85	0.0683	0.2015	0.9317	1.2015
4,7	0,4	0,60	0.1574	0.4642	0.7743	1.6657
7,05	0,6	0,35	0.2363	0.6971	0.5380	2.3628
9,4	0,8	0,10	0.3534	1.0425	0.1846	3.4053
11,75	1,0	0,00	0.1846	0.5446	0,0000	<b>3.9499</b>
14,1	1,2	0,00	0,0000	-0.4030	0,0000	3.5469
16,45	1,4	0,00	0,0000	-0.9284	0,0000	2.6185
18,8	1,6	0,00	0,0000	-1.3942	0,0000	1.2243
21,15	1,8	0,00	0,0000	-2.085	0,0000	-0.8607
23,5	2,0	0,00	0,0000	-1.0892	0,0000	-1.9499

Le graphe représenté dans la figure VI.4 montre l'application de la loi de manœuvre (fermeture de la vanne).





**Figure VI.4 :** Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne)

Lorsque la durée de la fermeture est longue que  $t_c = 2L/c$  les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

### Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu la définition du phénomène du coup de bélier, la description physique, les causes, les conséquences. Ainsi que les différents moyens de protection dans une adduction mixte (cas conduite en refoulement, conduite gravitaire).

Dans le cas d'une conduite en refoulement le réservoir d'air est déterminé par La méthode de PEUCH et MEUNIER qui prend en considération les points hauts dans le profil en long de l'adduction.

Puis en fonction des caractéristiques du robinet vanne nous avons déterminé la loi de manœuvre de ce dernier. Cette manœuvre permet d'avoir une variation de pression lente vers la fin de la fermeture du robinet vanne ce qui garantira son bon fonctionnement et sa longévité.

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

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

## **VII.1. Pose des canalisations**

### **VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations**

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

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

#### **1. Pose en terre**

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

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

#### **2. Pose en mauvais terrains**

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

### 3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

### 4. Pose en pente

Au delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques pouvant être associées.

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

### 5. Traversée de rivière

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

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

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

## VII.2. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

Assurer un bon écoulement ;

Régulariser les pressions et mesurer les débits ;

Protéger les canalisations ;

Changer la direction ;

Raccorder deux conduites ;

Changer le diamètre ;

Soutirer les débits.

### VII.2.1. Vannes de sectionnement

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

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

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

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

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

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

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

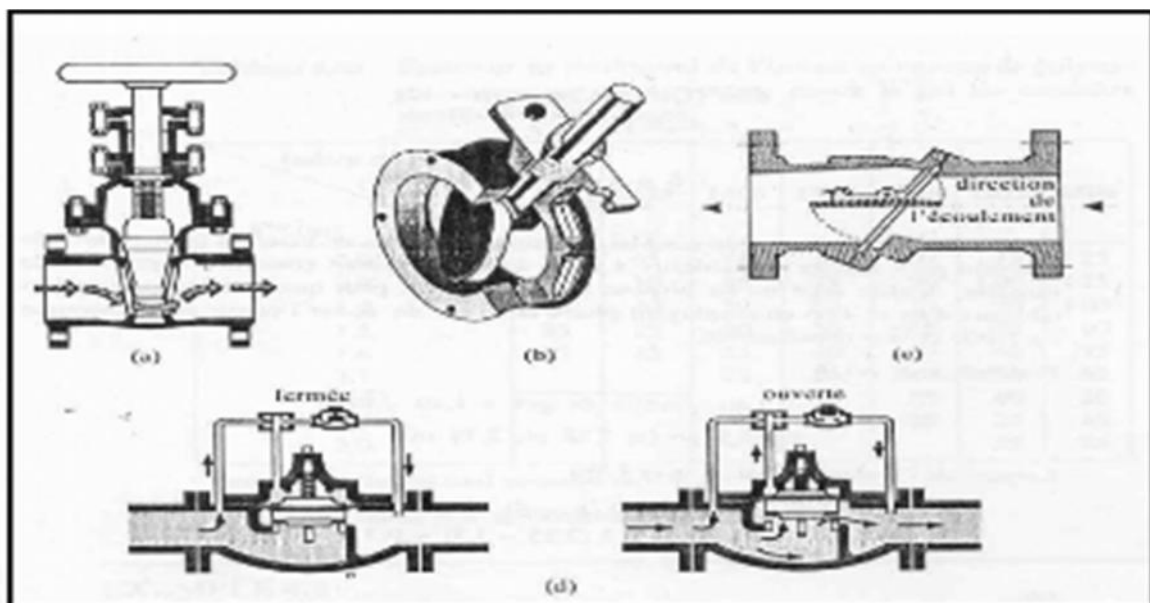


Figure VII.1: les différents types de vanne

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

**Remarque**

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

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

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

**VII.2.2 Ventouses**

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

**a) Rôles de la ventouse**

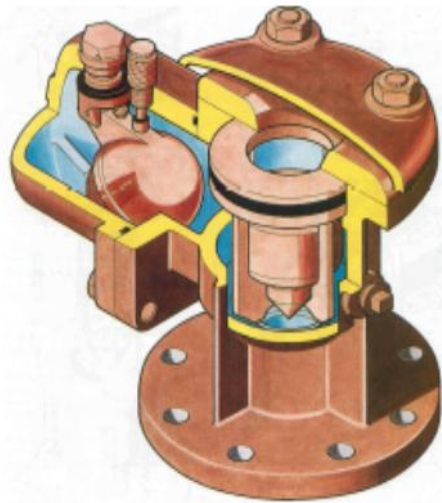
La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

**b) Types de ventouses**

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

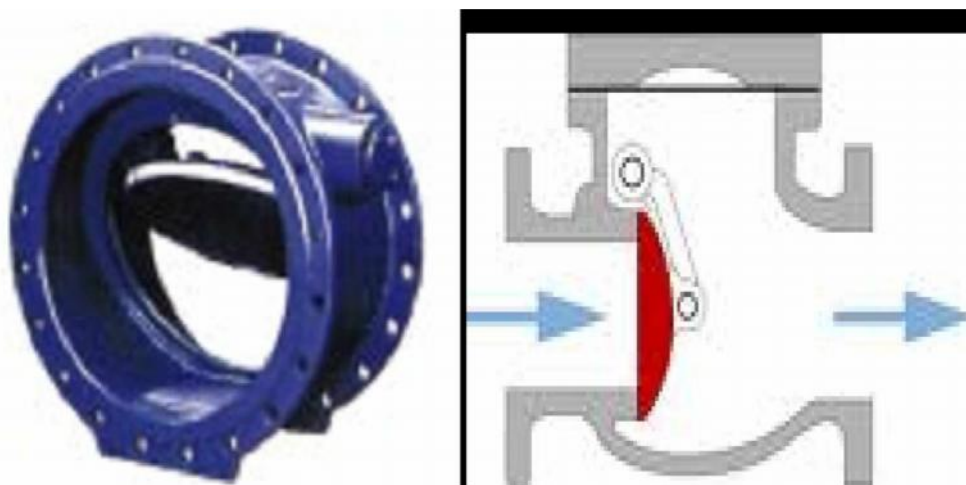
**Figure VII.2:** Les différents types de ventouses

### VII.2.3. Vidange

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

### VII.2.4. Clapet anti retour

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

**Figure VII.3 :** Clapet anti retour

**VII.2. 5. Organes de raccordement**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

La déviation d'une partie d'écoulement.

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

Le changement de diamètre de la conduite.

Le montage et le démontage des accessoires.

Le changement de direction de la conduite.

**1) Coudes**

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

**2) Cônes**

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

**3) Tés**

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

**4) Joints**

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

emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

**VII.2. 6. By-pass**

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir

**VII.2. 7.Crépines**

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

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

**VII.2. 8.Organes de mesure****VII.2.8.1.Mesure de débit**

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

**a)Le diaphragme**

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



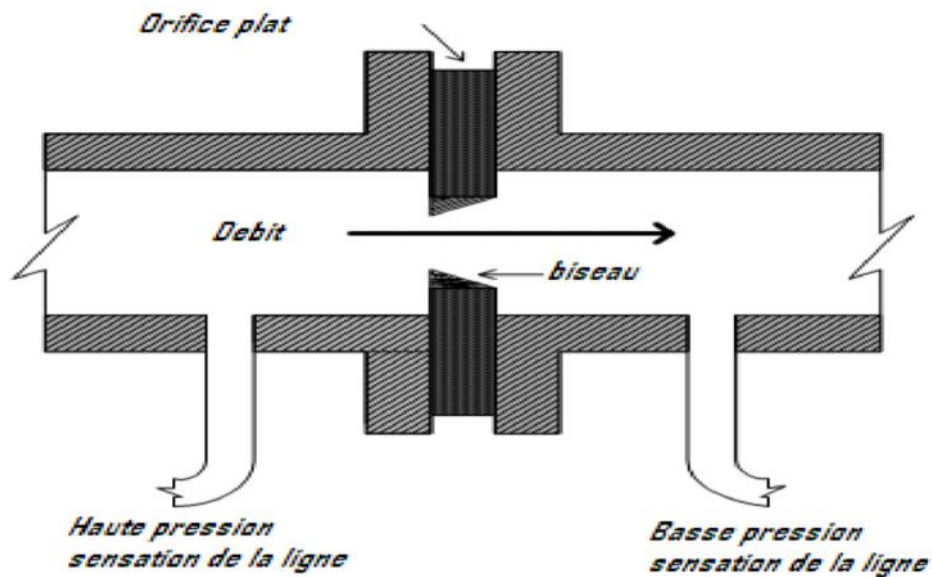


Figure VII.4 : Diaphragme

### b) Les venturis

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

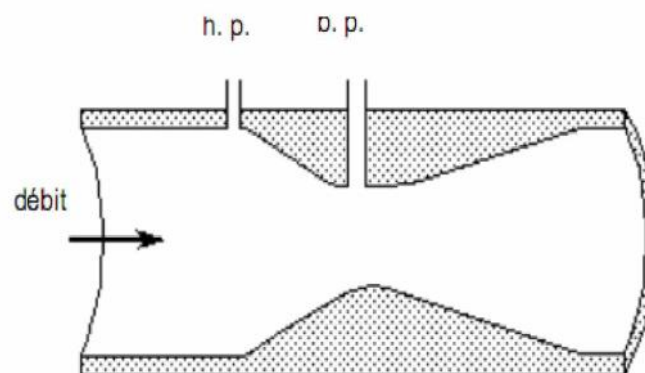


Figure VII.5 : Venturi

### c) La tuyère

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est

aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

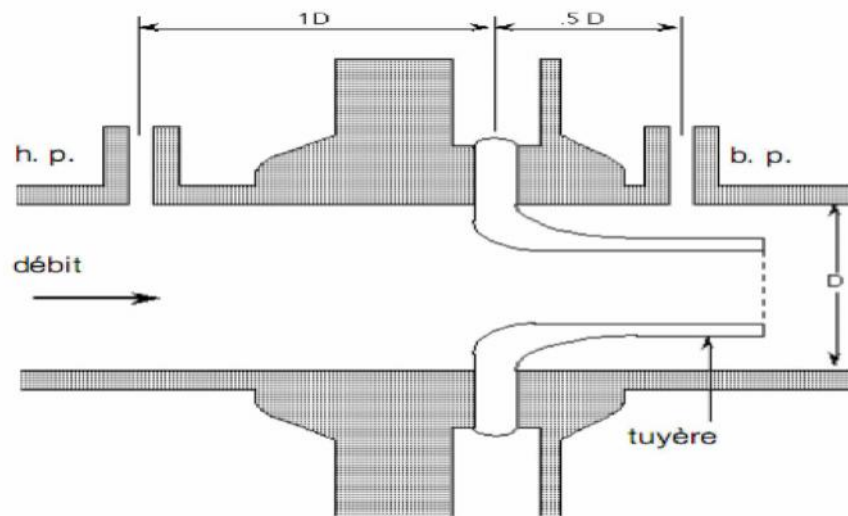


Figure VII.6 : Tuyère

#### VII.2.8.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

##### a) Manomètres à aiguilles

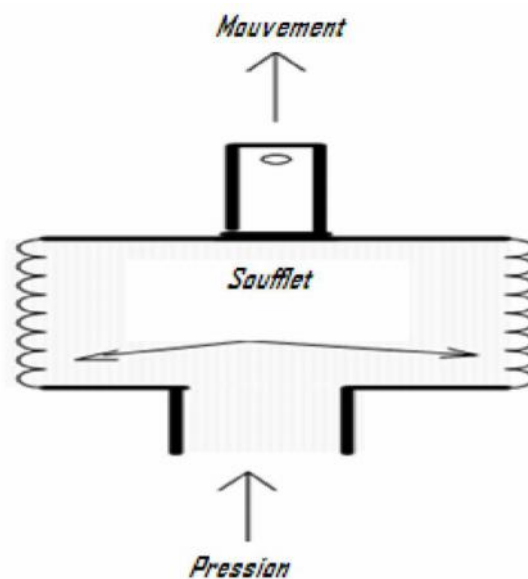
Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



Figure VII.7 : Manomètre à aiguilles

**b) Manomètres à soufflet**

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.



**Figure VII.8 :** Manomètre à soufflet

**Conclusion**

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser 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.

Ce chapitre va nous permettre de voir l'organisation des travaux la succession des tâches et la mobilisation des engins avec leurs influences sur le coût du projet et son délai d'exécution .Il va nous permettre aussi la mise en place de la protection et sécurité du travail dont l'importance n'est pas négligeable sur les plans économique et social.

## **VIII.1 Différents travaux à entreprendre**

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

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

#### **a) Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

#### **b) Pose du lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

#### **c) Pose des conduites**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

#### **d) Epreuve de joint et de la canalisation**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

#### **e) Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

**f) Nivellement et compactage**

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

**VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction****VIII.2.1 Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

$$\text{Sachant que : } S_{\text{exc}} = b * H_{\text{tr}} \quad (\text{VIII.1})$$

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

$S_{\text{exc}}$  : surface des déblais de chaque coupe ( $\text{m}^2$ ) ;

$b$  : largeur de la tranchée (m) ;

$H_{\text{tr}}$  : profondeur de la tranchée (m) ;

$V_{\text{exc}}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives ( $\text{m}^3$ );

$L_{\text{exc}}$  : distance entre deux coupes consécutives (m).

**VIII.2.1.1 La profondeur de la tranchée**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

$h'$  : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

Nous prenons :  $h' = 1$  m.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose de sable  $h_1 = 0,15$  m. D'où :

$$H_{\text{tr}} = 1,15 + D \quad (\text{VIII.4})$$

*b- Largeur de la tranchée*

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

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad (\text{VIII.5})$$

*c- Volume à excaver*

$$V_D = S_t.L = (b.H_{\text{tr}}).L \quad (\text{VIII.6})$$

Les calculs des déblais sont récapitulés dans le tableau VIII.1

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

D mm	L (m)	b (m)	Htr (m)	Str (m <sup>2</sup> )	Vd (m <sup>3</sup> )
500	627.54	1.1	1.65	1.82	1142.12
400	16780.21	1.0	1.55	1.55	26009.33
volume total du déblai					<b>27151.45</b>

D'après ce tableau, le volume total du déblai est de 27151.83 m<sup>3</sup>.

### VIII.2.2 Lit de sable

La conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VIII.7)}$$

Avec :

e : épaisseur du lit de sable (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont regroupés dans le tableau VIII.2:

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

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V <sub>Ls</sub> (m <sup>3</sup> )
500	627.54	1.1	0.15	103.54
400	16780.21	1.0	0.15	2517.03
volume total du lit de sable				<b>2620.57</b>

D'après ce tableau, le volume total du lit de sable est de 2620.57 m<sup>3</sup>.

### VII.2.3 Volume de la conduite

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

$$S_c = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{(VIII.8)}$$

$$V_c = S_c * L \quad \text{(VIII.9)}$$

Avec :

V<sub>s</sub> : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

S<sub>s</sub> : surface du lit de sable (m<sup>2</sup>).

**Tableau VIII.3:** Calcul du volume des conduites.

D (mm)	Sc (m <sup>2</sup> )	L (m)	V (m <sup>3</sup> )
500	0.20	627.54	125.51
400	0.13	16780.21	2181.43
volume total des conduites			<b>2306.94</b>

D'après le tableau VIII.3, le volume total des conduites est de 2306.94 m<sup>3</sup>.

### VIII.2.4 Remblais

Le volume des remblais est :  $V_R = S_R \cdot L$  **(VIII.10)**

La surface de remblai est :  $S_R = S_D - S_c - S_s$  **(VIII.11)**

Les calculs du volume de remblai sont récapitulés dans le tableau VIII.4

**Tableau VIII.4:** Calcul du volume du remblai.

D (mm)	L (m)	Sc (m <sup>2</sup> )	Ss (m <sup>2</sup> )	SD (m <sup>2</sup> )	SR (m <sup>2</sup> )	VR (m <sup>3</sup> )
500	627.54	0.20	0.17	1.82	1.45	909.93
400	16780.21	0.13	0.15	1.55	1.27	21310.87
<b>Volume total remblai</b>						<b>22220.80</b>

D'après ce tableau, le volume total du remblai est de 22220.80 m<sup>3</sup>.

**Tableau VIII.5:** Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	27151.45
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	2620.57
3	Les conduites	Ml	17407.75
4	Remblais	m <sup>3</sup>	22220.80

### VIII.3.Choix des engins de terrassement

Pour effectuer les opérations déjà citées, nous sommes tenus d'utiliser de gros engins mécaniques pour réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Les engins que nous allons utiliser sont :

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

### VIII.3.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

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

### VIII.3.2 Bulldozer

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

### VIII.3.3 Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

### VIII.3.4 Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces.

## VIII.4 La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V_{exc}}{R_p} \text{ jours} \quad (\text{VIII.12})$$

Avec :

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives ( $m^3$ );

$R_p$  : capacité du godet en jour ( $m^3/\text{jour}$ ).

$$\text{AN : } T = \frac{27151.45}{960} = 29 \text{ jours}$$

## VIII.5 Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.6, Avec :

Pose des conduites : 1 km / jour.

Lit de sable : 1,5 km/jour

Epreuve de joint et de la canalisation : 1 km/jour

Remblais : 4 jours/km

Compactage : 2 jours/km.



**Tableau VIII.6 :** Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	29
B	Lit de sable	14
C	Pose de conduite	21
D	Epreuve de joint et de la canalisation	21
E	Remblais	80
F	Compactage	40

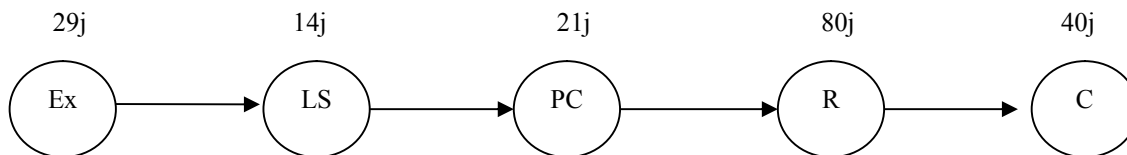
Donc le réseau à nœud de ces taches est représenté comme suit :

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales taches sont:

- Excavation de la tranchée - Ex
- Lit de sable - LS
- pose de conduite - PC
- Remblais - R
- Compactage - C

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



**Figure VIII.1:** Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

Donc la durée totale du projet est de 184 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

### VIII.5.1 Devis des travaux

Le tableau VIII.7 récapitule le devis de différents travaux

**Tableau VIII.7:** Devis des différents travaux de pose de conduite.

N°	Désignation	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
1	Déblais	m <sup>3</sup>	300	27151.45	8145435
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	150	2620.57	393085.5
3	Les conduites	Ml	-	17407.75	122996154
4	Remblais	m <sup>3</sup>	300	22220.80	6666240
Total					138200914.5

Le coût total du projet est de 138200914.5 DA

### **VIII.6 Hygiène et sécurité**

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet, le risque d'accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la fin du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations).

Aussi il est important de prendre l'ensemble de mesures nécessaires afin d'éviter les éventuels risques pouvant survenir.

#### **VIII.6.1 Les causes principales**

Les causes fréquentes des accidents de travail sont :

- Mauvaise conception des engins ;
- utilisation des machines en dehors de leurs limites ou de l'usage pour lequel ils sont prévus ;
- Défaut d'organisation générale du travail ;
- Défaut de formation technique.

#### **VIII.6.2 Prévention**

- Le matériel utilisé doit être conforme et bien entretenu ;
- La signalisation dans l'entreprise, et principalement sur les chantiers doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons) ;
- Amélioration des techniques de travail ;
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique) ;
- Contrôle des matériaux ;

### **CONCLUSION**

Nous tirons comme conclusion l'étude l'organisation de chantier nous permet de planifier et organiser tous les travaux durant la période d'exécution. Nous avons déterminé dans ce chapitre :

- Les volumes des travaux.
- Les engins à utiliser.
- Estimer le coût total du projet.
- La durée du projet.
- La protection des ouvriers.

## CONCLUSION

Dans ce mémoire, nous avons abordé les divers aspects de la mise en place d'un système d'adduction d'alimentation en eau potable au sein de la ville de BENI YELMANE.

Il convient de relever que le problème lié à l'eau (potable) n'est pas encore résolu en Algérie. Car sur l'ensemble du territoire, le besoin de l'eau destinée à la consommation publique reste encore grand.

Compte tenu du caractère indispensable de cette ressource dans la commune de BENI YELMANE, nous avons fait l'étude d'adduction d'AEP pouvant permettre à toute la population d'avoir accès à l'eau potable, et pour atteindre cet objectif, il était nécessaire de :

- ✓ Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis d'identifier les ouvrages et les ressources hydrauliques existant et déterminer le déficit, pour cela nous avons acheminé un transfert de  $9013.238 \text{ m}^3/\text{j}$ .
- ✓ Dimensionner deux bâches de reprise jumelée de capacité  $300 \text{ m}^3$  et un réservoir terminal de stockage projeté de capacité  $500 \text{ m}^3$  calculée en tenant compte de la variation horaire de la consommation.
- ✓ Projeter des conduites d'adduction en PEHD (PN10) pour la partie gravitaire d'adduction et conduite en PEHD (PN16) pour la partie refoulement d'adduction après avoir fait une étude comparative entre deux type du matériaux de canalisation le PEHD et la fonte ductile et entre le PEHD(PN16) et PEHD(PN20).
- ✓ Implanter deux stations de pompage qui refoulent un débit de  $125.184 \text{ l/s}$  avec un HMT de  $159,70 \text{ m}$  et  $152,73 \text{ m}$  respectivement, chaque station est implantée à une distance de  $20 \text{ m}$  d'une bâche de reprise.
- ✓ Protéger les conduites contre le phénomène de coup de bélier par un réservoir d'air qui résiste contre les fortes dépressions et les fortes surpressions.
- ✓ Installer les différents accessoires le long de la conduite d'adduction pour assurer le bon fonctionnement de l'adduction.
- ✓ Calculer les volumes des travaux du projet ainsi que leurs coûts estimatifs.

## **BIBLIOGRAPHIE**

[1] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I  
P.205, 206, 207.

[2] C.GOMELL et H.GUERREE « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite  
et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

[3] B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.30a, 63, 64,72, 73,74,  
75,76)

[4] A. DUPONT Paris 1979« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237,  
350, 351, 260, 267, 268,287.

[5] A.LENCASTRE «HYDRAULIQUE GENERALE». Cepadu es-Editions,2000.

[6] ABRAMOV.N "Alimentation en eau potable" Moscou, 1982.

[7] A.G.H.T.M « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris  
1982, p.101.

\*Mémoire fin d'étude Khérici 93-Djabri 96, p.120

\*\* Atlas des 26 zones humides2002, p.290

### **Catalogue :**

[8] CAPRARI

Catalogue de CHIALI

### **Site internet :**

[9] <http://www.goodfellow.com/f/polyethylene-haute-densite.html>

[10] <http://www.pamline.fr/pages/add/11b.asp>

*Annexe IV.3* : tableau du prix du mètre linéaire des conduites en PEHD(PN16) d'après le catalogue de CHIALI.

<b>TUBE PEHD EAU POTABLE PN16</b>							
Référence	Désignation	Diam	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	39,47	46,18
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	62,79	73,46
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	98,67	115,44
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	152,49	178,41
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	236,21	276,37
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	376,74	440,79
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	529,23	619,20
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	614,90	719,43
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	912,34	1 067,44
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 181,18	1 381,98
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 930,50	2 258,69
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3 031,60	3 546,97
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 690,40	5 487,77
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7 436,00	8 700,12
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12 012,00	14 054,04
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17 881,50	20 921,36
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	28 392,00	33 218,64

*Annexe IV.4* : tableau du prix du mètre linéaire des conduites en PEHD(PN10) d'après le catalogue de CHIALI.

<b>TUBE PEHD EAU POTABLE PN10</b>							
Référence	Désignation	Diam	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext	en MM	Produit	Service	le ML	le ML
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	34,68	40,58
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	44,25	51,77
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	68,77	80,46
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	107,64	125,94
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	164,45	192,41
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	260,13	304,35
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	367,77	430,29
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	420,42	491,89
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	626,34	732,82
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	797,94	933,59
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 307,02	1 529,21
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	2 044,90	2 392,53
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	3 174,60	3 714,28
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	5 062,20	5 922,77
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	8 122,40	9 503,21
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	12 066,60	14 117,92
11 007 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	19 110,00	22 358,70



*Annexe IV.2* : tableau du prix du mètre linéaire des conduites en PEHD(PN20) d'après le catalogue de CHIALI.

<b>TUBE PEHD EAU POTABLE PN20</b>							
Référence	Désignation	Diam	Epaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
		Ext					
110 220 201	Tube PEHD	20	3,0	PE80	20 Bars	48,44	56,67
110 220 251	Tube PEHD	25	3,5	PE80	20 Bars	71,76	83,96
110 220 321	Tube PEHD	32	4,4	PE80	20 Bars	116,61	136,43
110 220 401	Tube PEHD	40	5,5	PE80	20 Bars	179,40	209,90
110 220 501	Tube PEHD	50	6,9	PE80	20 Bars	281,06	328,84
110 220 631	Tube PEHD	63	8,6	PE80	20 Bars	439,53	514,25
110 220 751	Tube PEHD	75	10,3	PE80	20 Bars	627,90	734,64
11 009 0901	Tube PEHD	90	10,1	PE100	20 Bars	743,60	870,01
11 009 1101	Tube PEHD	110	12,3	PE100	20 Bars	1 101,10	1 288,29
11 009 1251	Tube PEHD	125	14,0	PE100	20 Bars	1 415,70	1 656,37
11 009 1601	Tube PEHD	160	17,9	PE100	20 Bars	2 302,30	2 693,69
11 009 2001	Tube PEHD	200	22,4	PE100	20 Bars	3 603,60	4 216,21
11 009 2501	Tube PEHD	250	27,9	PE100	20 Bars	5 605,60	6 558,55
11 009 3151	Tube PEHD	315	35,2	PE100	20 Bars	8 908,90	10 423,41
11 009 4001	Tube PEHD	400	44,7	PE100	20 Bars	14 357,20	16 797,92
11 009 5001	Tube PEHD	500	55,8	PE100	20 Bars	21 375,90	25 009,80

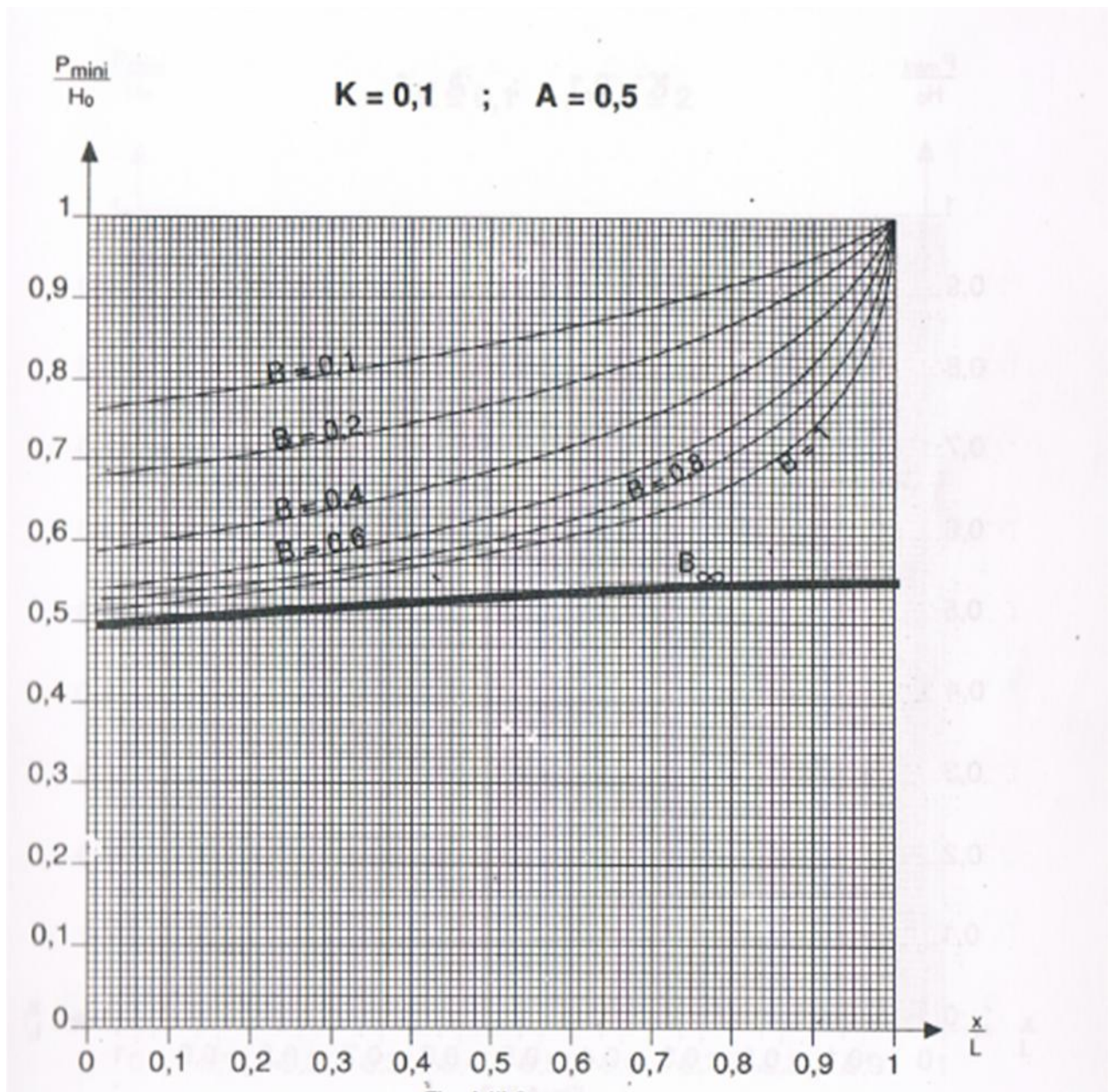
*Annexe IV.1: Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile d'après  
Entreprise française (POTA MOUSSON).*

Diamètre Fonte en (mm)	prix de ml (DA)
250	13000
300	16000
400	20000
500	28000
600	38000
700	48000
800	61000
900	74000
1000	85000
1100	96000
1200	107000
1300	119000
1400	1300000
1500	1500000

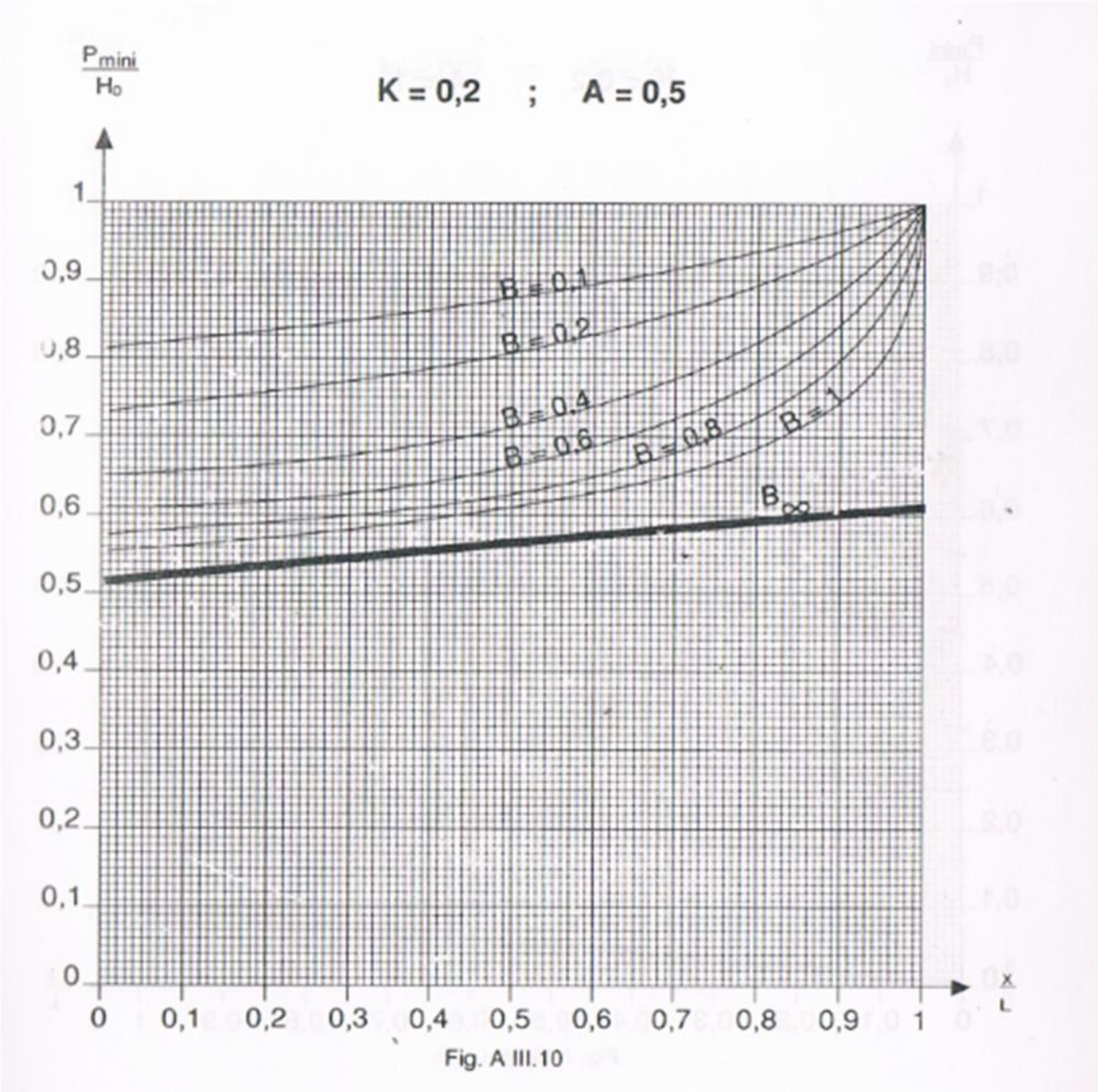




# Annexe VI.1

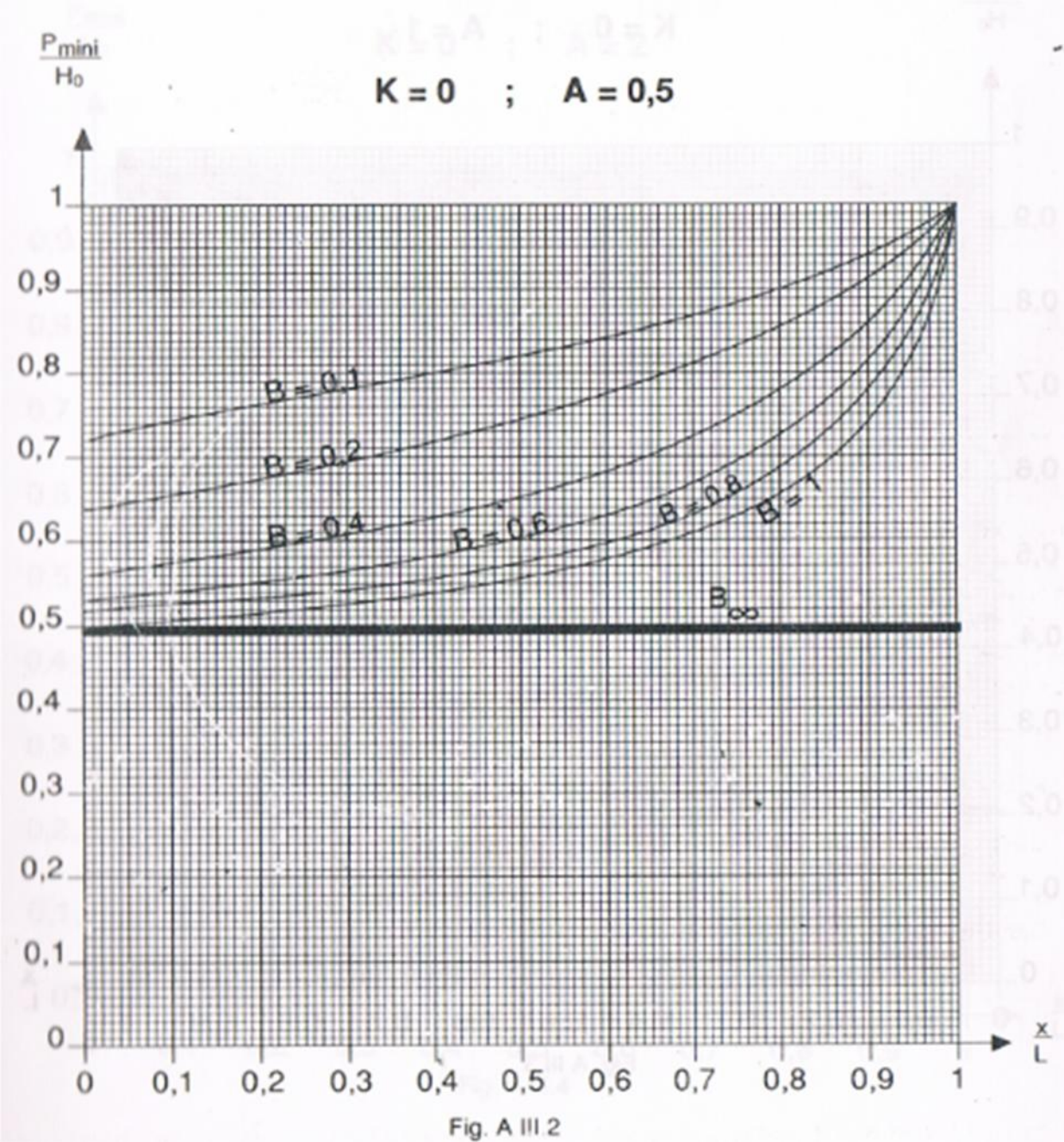


Annexe VI.2





Annexe VI.3



Annexe IV.4 : Abaque DUBAIN et GUNEAU

