

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude d'adduction et conception du système d'AEP de la commune  
Chaabet El Aneur (w. Boumerdes) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0029-12

APA Citation ( APA توثيق ):

**Baakel, Sofiane (2012). Etude d'adduction et conception du système d'AEP de la  
commune Chaabet El Aneur (w. Boumerdes)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

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

### **THEME:**

**ETUDE D'ADDUCTION ET CONCEPTION DU SYSTEME  
D'AEP DE LA COMMUNE CHABET EL AMEUR  
(W.BOUMERDES).**

**Présenté par :**

**BAAKEL Sofiane**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>Mr. B.SALAH</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
<b>Mr. M.S.BENHAFID</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> W.MOKRANE</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>Mr. A.HACHEMI</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>Mr. M.BOUZIANE</b>	<b>M.A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>Mr Y. DERNOUNI</b>	<b>M .A.A</b>	<b>Promoteur</b>

Septembre 2012

# dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :*

*A ma très chère mère et mon père*

*A mes deux frères samir et malik,*

*A mes chères sœurs*

*A ma tante fazia ,*

*A mes cousins et cousines*

*A mes amis de tizi-ouzou et ceux de blida*

*et toute ma famille de l'ENSH*

*A notre Algérie*

*S.baakel*

# Remerciements

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

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Mo promoteur M<sup>r</sup> DERNOUNI YUCEF pour sa disponibilité et son aide.*

*Madame KHARBICHE chef du service d'AEP de la direction des ressources en eau de la wilaya de boumerdes*

*A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.*

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

*S.baakel*

## ملخص

تتمثل دراستنا هذه في القيام بدراسة عملية تجديد شبكة مياه الشرب لبلدية شعبية العامر ولاية و في هذه الدراسة قدمنا أولا لمحة عامة عن الوضعية الحالية لمختلف الموارد المائية , شبكة المياه و الخزانات المائية و بعد هذا انتقلنا إلى حساب كمية الحاجيات المائية لسكان بلدية الحامة إلى عام 2040 و بسبب قدم شبكة التوزيع و شبكة الربط قمنا بتجديد هاتين الشبكتين ولضمان في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ

## Résumé

Vu la dégradation avancée du système d'alimentation en eau potable de la commune Chabet El AMeur, et le colmatage des forages étant la seule source de cette localité, le recours à d'autres sources et la réhabilitation du système d'AEP s'avèrent inévitable .

A travers ce présent travail, Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau pour l'horizon 2040, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement-gravitaire) du point de vue technico-économique, toute en choisissant les pompes adéquates ainsi que le dimensionnement de leur bâtiment.

En fin, le réseau de distribution de l'ACL sera redimensionné en optant pour un réseau étage afin d'éviter les fuites

## Abstract

Our dissertation is to make a study of renewal system drinking water from the town of CHABET EL AMEUR (BOUMERDES) through this study that we presented before, we have given in the first place a general overview of the current situation respectful of hydraulic resources, network and various works of storage, and then we provided Water needs of the population of the city of CHABET EL AMEUR until the year 2040 and the antiquated view of distribution system and supply we have renewed the distribution network and the network of pipelines.

Finally we choose the appropriate pumps and sizing of their building.

## *Listes des abréviations*

<b>ACL:</b>	Agglomération de chef-lieu
<b>ADE :</b>	Algérienne Des Eaux
<b>AEP :</b>	Alimentation en Eau Potable
<b>AG :</b>	Acier galvanise
<b>AS:</b>	Agglomération Secondaire
<b>CL :</b>	Chef-Lieu
<b>CR :</b>	Cote de Radier
<b>CW:</b>	Chemin de Wilaya
<b>DREW:</b>	Direction des Ressources en Eau de la willaya
<b>DN :</b>	Diamètre nominal
<b>F :</b>	Forage
<b>Hab :</b>	Habitant
<b>ML :</b>	Mètre Linéaire
<b>NGA :</b>	Norme Géodésique D Algérie
<b>POS:</b>	Plan d'Occupation du Sol
<b>PDAU:</b>	Plan Directeur d'Aménagement et Urbanisme
<b>PEHD :</b>	Polyéthylène à Haute Densité
<b>PVC :</b>	Polychlorure de Vinyle
<b>R :</b>	Réservoir
<b>RGPH :</b>	Recensement General de la Population et de l'Habitat
<b>RI :</b>	Réservoir Isser
<b>RN :</b>	Route National
<b>RT :</b>	Réservoir Tampon
<b>SP :</b>	Station de pompage
<b>SP1 :</b>	Station de pompage Isser EL hamri

**SP2 :** Station de pompage Bouchakour  
**SPET :** Système du Production d'Eau TAKSEBT  
**SR :** Station de Reprise  
**TE :** Tizi Elbir  
**TOL:** Taux d'Occupation de Logement  
**Ve :** Ventouse  
**Vi :** Vanne de Vidange  
**VSA:** Village Sefla Agricole

# Sommaire

Introduction générale

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

Introduction.....	1
I-1. Les caractéristiques de la commune de Chabet El Aneur .....	1
I-1-1. Reconnaissance de la commune Chabet El Aneur dans le cadre régional.....	1
I-2. Description du système d'AEP existant.....	4
I-2-1. Les ressources en eau disponibles.....	4
I-2-2. Le réseau d'adduction existant : .....	5
I-2-3. Description du réseau de distribution existant (chef-lieu):.....	7
Conclusion.....	7

## Chapitre II : ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION.....	8
II-1. Estimation de la population future : .....	8
II-2. Les besoins en eau potable .....	9
II-2-1. Besoins en eau potable de la population (domestique).....	9
II-2-2. Besoins en eau potable des équipements.....	10
II-3. Étude de la variation de la consommation.....	17
II-3-1. Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ).....	17
II-3-2. Détermination des débits horaires.....	18
Conclusion.....	23

## Chapitre III : ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction.....	24
III -1. Classification des réservoirs.....	24
III-2. Choix de l'emplacement des réservoirs.....	25
III-3. Les réservoirs existants à relier au réseau d'adduction à projeter.....	25
III-4. Capacité des réservoirs.....	26
III -4-1. Calcul de la capacité du réservoir tampon.....	26
III-4-2. Calcul de la capacité de la bache à eau des stations de pompage.....	26

<i>III-4-3. Calcul de la capacité d'un réservoir terminal</i> .....	26
<i>III-5. Calcul de la capacité des ouvrages à projeter</i> .....	28
<i>III -6. Forme et dimensions des réservoirs à projeter</i> .....	33
<i>III -7. Équipement du réservoir</i> .....	34
<i>Conclusion</i> .....	35

#### *Chapitre IV : ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGES*

<i>Introduction</i> .....	36
<i>IV-1. Étude des pompes proprement dites</i> .....	36
<i>IV -1-1. Définition et constitution d'une pompe centrifuge</i> .....	36
<i>IV-1-2. Le débit moyen horaire refoulé et la hauteur manométrique totale</i> .....	37
<i>IV-1-3. Choix du type et nombre de pompes</i> .....	38
<i>IV-1-4. Courbes caractéristiques des pompes</i> .....	40
<i>IV-1-5. Couplage des pompes</i> .....	42
<i>IV-1-6. Point de fonctionnement</i> .....	43
<i>IV-1-7. Courbe caractéristique de la conduite</i> .....	44
<i>IV-1-8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données</i> .....	46
<i>IV-1-8-1. Les différents modes du réglage des débits</i> .....	46
<i>IV-1-8-2. Application des modes de réglage</i> .....	49
<i>IV-1-9. Détermination du nombre de pompes de secours</i> .....	55
<i>IV-1-10. Choix du moteur électrique</i> .....	56
<i>IV-1-11. Équipement amont et val de la pompe</i> .....	57
<i>IV-1-12. Dimensionnement du collecteur d'aspiration</i> .....	60
<i>IV-1-13. Choix du type d'installation</i> .....	60
<i>IV-1-14. Le phénomène de cavitation et la hauteur admissible d'aspiration</i> .....	60
<i>IV-2. Bâtiment de la station de pompage</i> .....	65
<i>IV-2-1. Type de bâtiment des stations de pompage</i> .....	66
<i>IV-2-2. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage</i> .....	66
<i>IV-2-3. Normes à respecter pour la construction du bâtiment</i> .....	68
<i>IV-2-4. Choix de l'équipement auxiliaire</i> .....	68
<i>Conclusion</i> .....	72

#### *Chapitre V : ETUDE D'ADDUCTION*

<i>Introduction</i> .....	72
<i>V-1. Type d'adduction</i> .....	72
<i>V-2. Étude des variantes</i> .....	72
<i>V-3. Choix du matériau de canalisation</i> .....	74
<i>V-4. Dimensionnement de l'adduction par refoulement</i> .....	76
<i>V-5. Dimensionnement de l'adduction gravitaire</i> .....	82
<i>V-5-1. Principe d'étude d'une adduction en charge gravitaire</i> .....	83
<i>V-5-2. Application de principe de dimensionnement de la conduite gravitaire en charge</i> .....	84
<i>V-6. Les courbes caractéristiques des conduites en charge</i> .....	86
<i>V-7. Équipements et accessoires des conduites d'adduction</i> .....	89
<i>Conclusion</i> .....	92

## *Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION (CHEF-LIEU)*

<i>INTRODUCTION</i> .....	92
<i>VI-1. Choix du type de système d'AEP</i> .....	92
<i>VI-1-1. La vocation de l'agglomération</i> .....	92
<i>VI-1-2. La provenance du débit d'alimentation de réseau</i> .....	92
<i>VI-2. Choix du Type de réseau de distribution à projeter</i> .....	92
<i>VI-3. Type du matériau des conduites</i> .....	93
<i>VI-4. Procédé du Calcul des débits</i> .....	93
<i>VI-5. Dimensionnement du réseau de distribution de la deuxième zone</i> .....	94
<i>VI-5-1. Application du procédé de calcul des débits pour la deuxième zone</i> .....	94
<i>VI-5-2. Principe de dimensionnement d'un réseau maillé</i> .....	95
<i>VI-5-3. Détermination des débits circulant dans chaque tronçon</i> .....	95
<i>VI-5-4. Détermination des diamètres les plus avantageux</i> .....	96
<i>VI-5-5. Calcul des paramètres hydrauliques</i> .....	96
<i>VI-6. Dimensionnement du réseau de distribution de la première zone</i> .....	98
<i>Conclusion</i> .....	100

*Conclusion générale*

*Références bibliographiques*

## **LISTE DES TABLEAUX**

### *Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE*

<i>Tableau I-1 : Le parc de logement (2009)</i> .....	3
<i>Tableau I-2 : Nombre d'habitant de la zone d'étude</i> .....	4

### *Chapitre II : ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU*

<i>Tableau II-1: Évolution de la population actuel, court, moyen et long terme</i> .....	8
<i>Tableau II-2: Évolution des besoins en eau de la population actuel, court, moyen et long terme</i> .....	10
<i>Tableau II-3: Besoins en eau des équipements existants de l'agglomération chef-lieu</i> .....	10
<i>Tableau II-4: Besoins en eau des équipements projeté de l'agglomération chef-lieu</i> .....	12
<i>Tableau II-5: récapitulatif des besoins d'équipements existants et projetés de l'ACL</i> .....	13
<i>Tableau II-6: Besoin en eau des équipements existants et projetés des AS</i> .....	14
<i>Tableau II -7: récapitulatif des équipements existants et projetés des AS</i> .....	16
<i>Tableau II-8 : récapitulatif des besoins en eau</i> .....	16
<i>Tableau II-9 : la consommation maximale horaire</i> .....	17
<i>Tableau II-10 : la variation de la consommation horaire de l'ACL</i> .....	19
<i>Tableau II-11 : la variation de la consommation horaire de l'ACL</i> .....	22

### *Chapitre III : ETUDE DES RESERVOIRS*

<i>Tableau III-1 : les réservoirs existants</i> .....	25
<i>Tableau III-2 : Évaluation du volume résiduel du réservoir de chef-lieu</i> .....	30
<i>Tableau III-3 : Évaluation du volume résiduel du réservoir de chef-lieu</i> .....	31
<i>Tableau III-4: récapitulatif des capacités des réservoirs existant et à projeter</i> .....	32
<i>Tableau III-5: Tableau donnant les dimensions des réservoirs</i> .....	34
<i>Tableau III-6: Tableau donnant les dimensions des bâches à eau</i> .....	34

## Chapitre IV : ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGES

Tableau IV-1 : Caractéristiques des pompes type caprari (variante1).....	38
Tableau IV-2: Caractéristiques des pompes type KSB (variante2) .....	39
Tableau IV-3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1).....	44
Tableau IV-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2).....	45
Tableau IV-5 : Réglage de débit .....	54
Tableau IV-6 : les valeurs de K en fonction de la puissance.....	55
Tableau IV-7 : Dimension d'équipement amont et aval de la pompe.....	57
Tableau IV-8 :Récapitulatif d'équipement amont et aval de la pompe.....	58
Tableau IV-9 : Variation de la pression atmosphérique en fonction de l'altitude.....	60
Tableau IV-10 : Variation de la pression du vapeur en fonction de la température. ....	60
Tableau IV-11 :la hauteur d'aspiration admissible.....	62
Tableau IV-12 : vérification de la cavitation.....	62
Tableau IV-13 : type de bâtiment des stations de pompage .....	65
Tableau IV-14 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	69
Tableau IV-15: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons.....	70
Tableau IV-16: Calcul de volume des différents réservoirs d'air .....	70

## Chapitre V : ETUDE D'ADDUCTION

Tableau V.1 : type de matériau de canalisation et leurs avantages et inconvénients.....	75
Tableau V.2: grandeurs caractéristiques du tronçon SP 1 –SP2 .....	79
Tableau V.3: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2.....	79
Tableau V.4 : Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2.....	79
Tableau V.5: Calcul des frais d'exploitation du SP1- SP2.....	79
Tableau V.6: Calcul des frais d'exploitation du SP1- SP2.....	79
Tableau V.7: grandeurs caractéristiques du tronçon SP 1 –SP2 .....	80
Tableau V.8: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-RT.....	81
Tableau V.9 : Calcul de la HMT du tronçon SP2-RT.....	81

<i>Tableau V.10: Calcul des frais d'exploitation du SP2-RT</i> .....	81
<i>Tableau V.11: Calcul des frais d'exploitation du SP2-RT</i> .....	81
<i>Tableau V.12: Coefficients K', m, B pour différents types du tuyau</i> .....	83
<i>Tableau V.13 : Diamètre calculé et normalisé pour tronçon R 5000 m3- SP1</i> .....	84
<i>Tableau V.14: Diamètres normalisés</i> .....	84
<i>Tableau V.15 : calcul de débit de la conduite existante</i> .....	85
<i>Tableau V.16 : Diamètre calculé et normalisé pour tronçon RT-R Tizi-ELbir à projeter.</i> .....	86
<i>Tableau V.17 : les équipements des conduites d'adduction</i> .....	89

#### *Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION (CHEF-LIEU)*

<i>Tableau VI-1 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe et cas de pointe plus incendie</i> .....	94
<i>Tableau VI-2 : Diamètres avantageux (zone deux)</i> .....	96
<i>Tableau VI-3 : Caractéristiques des tronçons, (la 2emezone)</i> .....	97
<i>Tableau VI-4 : Pression de service, (la deuxième zone).</i> .....	98
<i>Tableau VI-5 : Paramétré hydraulique du réseau de distribution de la deuxième zone</i> .....	100
<i>Tableau VI-6 : Diamètres normalisés</i> .....	100
<i>Tableau VI-7 : Pression au sol</i> .....	100

## **LISTE DES FIGURES**

### *Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE*

<i>Figure I-1 : délimitation de la zone d'étude</i> .....	2
<i>Figure I-2 : R 500 m3 KOUDIET AKBOU</i> .....	6
<i>Figure I-3 : 2X R 500 m3 TIZI EL BIR</i> .....	6

### *Chapitre II : ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU*

<i>Figure II-1: Évolution de la population actuelle, à court, moyen et long terme</i> .....	9
<i>Figure II-2 : Evolution des besoins en eau actuel, moyen et long terme</i> .....	17
<i>Figure II-3 : Graphique de consommation (ACL sans POS4)</i> .....	20
<i>Figure II-4 : Graphique de consommation (ACL sans POS4)</i> .....	20
<i>Figure II-5 : Graphique de consommation (POS4)</i> .....	21
<i>Figure II-6 : Graphique de consommation (POS4)</i> .....	22
<i>Figure II-7 : Graphique de consommation (total de la zone d'étude)</i> .....	24
<i>Figure II-8 : Graphique de consommation (total de la zone d'étude)</i> .....	24

### *Chapitre III : ETUDE DES RESERVOIRS*

<i>Figure III -1 : Variation du volume utile de réservoir terminal de CL</i> .....	32
--	----

### *Chapitre IV : ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGES*

<i>Figure IV-1.: Constitution d'une pompe centrifuge</i> .....	36
<i>Figure IV-2 : Encombrement de la pompe KSB, Multitec 125 10.2</i> .....	39
<i>Figure IV-3 : Courbes caractéristiques d'une pompe</i> .....	40
<i>Figure IV-4 : Courbes caractéristiques d'une pompe KSB, Multitec 125 10.2</i> .....	41
<i>Figure IV-5 : Couplage en parallèle</i> .....	42
<i>Figure IV-6 : Couplage en série</i> .....	43
<i>Figure IV-7 : Couplage de deux pompes type KSB, Multitec 125 10.2 identique</i> .....	43
<i>Figure IV-8 : Point de fonctionnement de la SP1</i> .....	45
<i>Figure IV-9 : Point de fonctionnement de la SP2</i> .....	45
<i>Figure IV-10 : Réglage par recyclage de l'écoulement</i> .....	48

<i>Figure IV-11 : réglage par vannage SP1</i> .....	49
<i>Figure IV-12 : réglage par vannage SP2</i> .....	50
<i>Figure IV-13 : réglage par rognage SP1</i> .....	51
<i>Figure IV-14 : réglage par rognage SP2</i> .....	52
<i>Figure IV-15 : réglage par variation de vitesse SP1</i> .....	53
<i>Figure IV-16 : réglage par variation de vitesse SP2</i> .....	54
<i>Figure IV-17 : L'encombrement du moteur électrique</i> .....	56
<i>Figure IV-18 : Équipement amont et aval de la pompe</i> .....	57
<i>Figure IV-19 : phénomène de la cavitation</i> .....	59
<i>Figure IV-20 : Roue soumise la cavitation</i> .....	60
<i>Figure IV-21 : Conséquence de la cavitation</i> .....	61
<i>Figure IV-22 : zone de cavitation</i> .....	63
<i>Figure IV-23 : La partie souterraine du bâtiment de la station de</i> .....	65
<i>Figure IV-24 :L'encombrement des réservoirs d'air normalisé</i> .....	70
<i>Figure VI-25: Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air</i> .....	71

#### *Chapitre V : ETUDE D'ADDUCTION*

<i>Figure V-1 : les types d'adduction</i> .....	72
<i>Figure V-2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1- SP2)</i> .....	80
<i>Figure V.3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1- RT)</i> .....	82
<i>Figure V-4: Diamètres normalisées</i> .....	85
<i>Figure V-5: courbe caractéristique de la conduite R 5000 m<sup>3</sup>- SP1</i> .....	87
<i>Figure V-6: courbe caractéristique de la conduite RT-R Tizi-ELbir(PEHD, fonte)</i> .....	87
<i>Figure V-7: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (tronçon SP1- SP2)</i> .....	88
<i>Figure V-8: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (tronçon SP2-RT)</i> .....	88
<i>Figure V-9: équipement et accessoires de la conduite gravitaire</i> .....	91

#### *Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION (CHEF-LIEU)*

<i>Figure VI-1. Répartition arbitraire des débits (la deuxième zone)</i> .....	95
<i>FigureVI-2. Réseau de la distribution de la première</i> .....	98

## **LISTE DES ANNEXES**

- ANNEXE N°1 : Variation de la consommation*
- ANNEXE N°2 : Calcul des courbes caractéristiques*
- ANNEXE N°3 : Les caractéristiques des pompes type KSB*
- ANNEXE N°4 : Type du moteur électrique*
- ANNEXE N°5 : Volume du réservoir anti-belier*
- ANNEXE N°6 : Les profils des tronçons du réseau de distribution*

## **LISTE DES PLANCHES**

- PLANCHE N°1 : chaîne d'AEP existante*
- PLANCHE N°2 : chaîne d'AEP à projeter*
- PLANCHE N°3 : aménagement et robinetterie du réservoir 1000 m<sup>3</sup> à projeter (chef-lieu)*
- PLANCHE N°4 : aménagement et robinetterie des deux réservoirs tampons*
- PLANCHE N°5 : aménagement des stations de pompage*
- PLANCHE N°6 : réseau d'adduction projeté (variante 1, 2 et 3)*
- PLANCHE N°7 : plan de masse et le réseau de distribution à projeter*
- PLANCHE N°8 : profil en long et ligne piézométrique Du tronçon RT-R<sub>KA</sub>*
- PLANCHE N°9 : profil en long et ligne piézométrique Du tronçon SP2-RT*
- PLANCHE N°10 : profil en long et ligne piézométrique Du tronçon R5000m<sup>3</sup>-SP1-SP2*
- PLANCHE N°11 : détail des nœuds*

# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction générale

Notre époque, est caractérisée par un essor démographique, industriel et agricole a engendré des besoins en eau plus importants que les volumes d'eau exploitables, dans ce contexte, la démographie galopante enregistrée en Algérie et plus particulièrement dans la commune de CHABET EL AMEUR (Wilaya de Boumerdes), aggravée par le vieillissement inévitable des systèmes d'alimentation en eau potable existants font que l'eau devient de plus en plus indisponible, dans cette région.

Par ailleurs il est à noter que La distribution de la ressource en eau exploitée dans la commune CHABET se fait par un rationnement drastique en élaborant un programme par alternance (1jour sur 7), couvrant les différents quartiers et les principales agglomérations secondaires,

A cet effet, une augmentation de la quantité d'eau destinée à cette région pour améliorer la qualité de vie de la population, est plus que nécessaire, en d'autres terme la réhabilitation du système d'alimentation s'impose, en conséquence notre étude portera sur l'approvisionnement en eau de cette localité, à partir du réservoir d'eau traite de capacité 5000 m3 situé à Issers -El Hamri.

L'étude comporte quatre parties définies comme suit :

➤ La première est constituée des deux premiers chapitres à savoir :

1- le premier comporte une présentation globale du site: autrement dit, l'acquisition de certaines reconnaissances et données de bases, entre autre, la détermination de la zone d'études, un aperçu sur le système d'alimentation en eau potable existant, le nombre de villages à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.

2- le deuxième consiste à estimer les besoins en eau ; a fin de dimensionner avec exactitude les ouvrages d'adduction et d'accumulation en connaissant l'aspect quantitatif des besoins à travers la détermination de débit maximum journalier, d'une part , d'autre part, la répartition des débits dans le temps, nous permettra le dimensionnement du réseau de distribution du chef-lieu de la commune,

➤ La deuxième partie permis de définir l'ensemble des ouvrages et équipements ainsi que leur dimensionnement pour assurer un approvisionnement en eau optimal de la localité. Elle englobe les deux chapitres suivants:

1- L'adduction: dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.

2- Les réservoirs: ces ouvrages de stockage et de transit seront projetés de tel manière a harmoniser la demande et la production.

➤ La troisième partie sera consacrée à l'étude de pompage toute en définissant le nombre et le type de pompe à mettre en place, et on dimensionnera le bâtiment de la station de pompage,

➤ La dernière partie concerne le dimensionnement des canalisations du réseau de distribution de chef-lieu et leurs accessoires,



# **CHAPITRE I**

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

**Introduction:**

L'établissement d'un constat élargi sur les conditions du fonctionnement d'un système d'alimentation en eau potable existant et une description profonde de la zone d'étude sont primordiales, afin de bien déterminer les défaillances de ce système et combler ainsi, les déficits en matière de satisfaction de la demande en eau des habitants de la commune de Chabet El Ameer.

En effet cet étude entre dans le cadre du programme d'alimentation en eau potable des villes situées sur le couloir Tiziouzou –Alger à partir du barrage de TAKSEBT et qui a pour but d'alimenter une grande partie de la commune de Chabet El Ameer à partir d'un réservoir existant de capacité 5000 m<sup>3</sup> situé à Issers -El Hamri.

**I-1. Les caractéristiques de la commune de Chabet El Ameer :**

**I-1-1. Reconnaissance de la commune Chabet El Ameer dans le cadre régional: [1]**

La commune de Chabet El Ameer se situe au Sud-Ouest du chef-lieu de wilaya Boumerdes distante de ce dernier de 15 Km, son chef-lieu de commune est l'agglomération Chabet El Ameer qui se positionne au centre de la commune et qui constitue le point de convergence de la plus part des localités à travers le territoire communal, ce dernier couvre une superficie de 7 228 Ha.

La commune est limitée dans son ensemble comme suit :

- Au Nord par la commune des Issers.
- À l'Est par la wilaya de Tizi-Ouzou.
- Au Sud par la wilaya de Bouira.
- À l'Ouest par les communes de Beni Amrane et Ammal.

La commune de Chabet El Ameer dispose d'un réseau de communication plus ou moins important permettant ainsi une assez bonne accessibilité à travers le territoire communal, à savoir la RN 68, les CW 68 et 151. Quant au reste du réseau, il se compose de chemins vicinaux et de pistes carrossables reliant les différentes fractions de la zone éparses.

La commune se compose de huit agglomérations secondaires (A.S) qui se définissent comme suit :

- 1) Azouza.
- 2) Beni Brahim / Amara Sefla.
- 3) Beni Antas.
- 4) Ait Dehmane.
- 5) VAS .
- 6) Matoussa.
- 7) Ouled Boudoukhane.
- 8) Ouled Ali.

La figure I-1 montre la situation administrative de la zone d'étude



**I-1-2. Le contexte morphologique**

La morphologie du site présente trois parties distinctes à savoir :

- Un relief montagneux et structurel situé au Sud, l'altitude maximale avoisine les 900m ; le plus haut sommet se trouve à la forêt de Grimount avec 1051 m.
- La seconde partie dont se trouve le chef-lieu concerne une dépression formée de plusieurs collines à faibles altitudes (200 m) en moyenne.
- Quant à la troisième partie qui se trouve au Nord Est de la commune, elle est formée de moyennes montagnes et des collines.

**I-1-3. La situation climatologique :**

La région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen avec une période froide et humide allant de novembre à mai et une période chaude et sèche s'étendant sur les mois de juin à septembre avec une pluviométrie annuelle variant entre 800 et 900 mm

Les températures oscillent entre 6-8°C en moyenne en janvier et 25\_27°C en moyenne en juillet-août,

**I-1-4. L'habitat du chef-lieu:**

Selon la Direction des Ressource en Eau de la Wilaya de boumerdes, le secteur urbanisé actuel couvre une superficie de 136,40 ha dont 11,16 ha concernent l'équipement, quant au reste, il est composé des différents types d'habitat avec l'infrastructure viaire. Toutefois ce secteur comprend certaines poches vides de l'ordre de 7 ha qui devront faire l'objet de densification.

Le chef-lieu est doté de trois POS approuvés (POS 2 S=22.00 ha, POS 3 : S=17.45 ha, et POS 6 : S=24.90 ha) sur un total de sept POS (programmé sur l'ancien PDAU). Ces POS ont un programme bien défini qui devra être pris en charge dans le nouveau périmètre urbain de manière à avoir un aménagement continue et cohérent avec la nouvelle extension de la ville .

Le parc de logement de chef-lieu de la commune est représenté dans le tableau I-1

*Tableau I-1 : le parc de logement (2009)*

<b>Dispersion</b>	<b>Population</b>	<b>Parc logements existants</b>	<b>TOL</b>
<b>A.C.L</b>	10127	1862	5.44

Source : Direction des Ressources en Eau de la willaya de Boumerdes (DREW)

**I-1-5. Population:**

D'après le RGPH 2008, actualisé en 2009, le nombre d'habitant de la commune de Chabet El Ameur s'élève à 33 839 hab.

La majorité de cette population se concentre au niveau du chef-lieu de commune. Elle est évaluée à 10179 habitants.

Les résultats sont consignés dans le tableau I-2 :

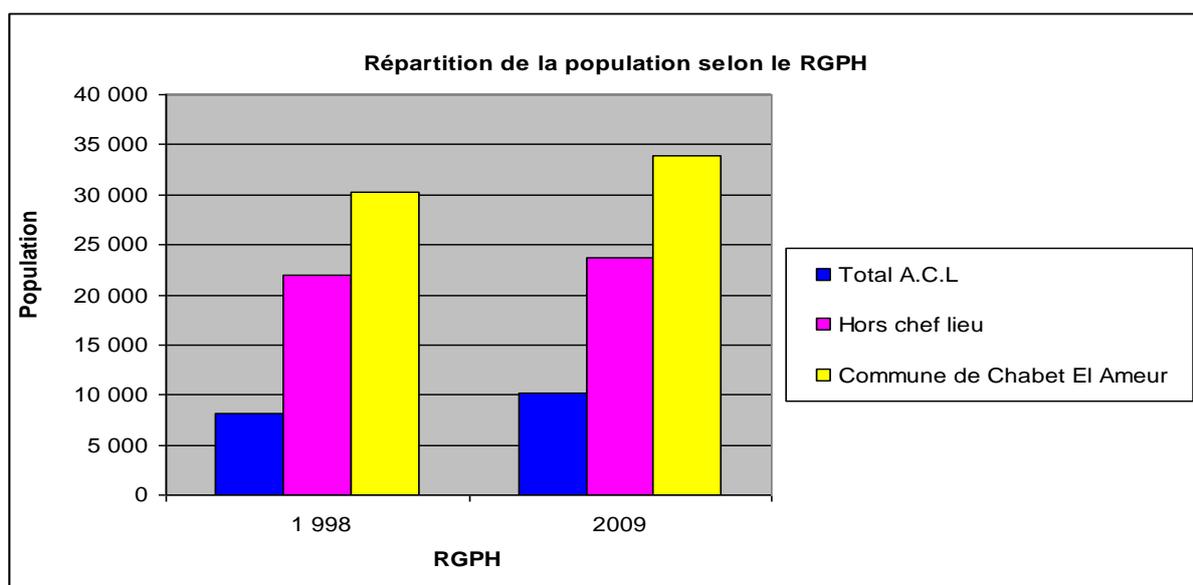
*Tableau I-2 : nombre d'habitant de la zone d'étude.*

<i>LOCALITÉS</i>	<i>RGPH</i>		
	<b>1 998</b>	<b>Taux d'accroissement.</b>	<b>2009</b>
<b>A.C.L</b>	8 188	0,02	10 179
<b>Hors chef-lieu</b>	22 035	0,0065	23 660
<b>Commune de Chabet El Ameur</b>	30 223	0,01	33 839

Source : Direction des Ressources en Eau de la willaya de Boumerdes (DREW)

**Remarque:**

Nombre d'habitant chef-lieu (A.C.L)= 10 127 + 52 =10 179 hab (Avec Kezoula en tant que zone éparsé, rattachée au chef-lieu avec un nombre d'habitant 52.)



**Figure I-2 : évolution de la population selon le RGPH**

**I-2. Description du système d'AEP existant :**

**I-2-1. Les ressources en eau disponibles**

L'alimentation en eau potable de la commune de Chabet El Ameur se fait principalement à partir des eaux souterraines.

Le chef-lieu de la commune, les agglomérations secondaires (VSA, Matoussa, Beni-Antas, Beni-Brahim / Amara Sefla, Ait Dehmane), les hameaux et zones éparsées sont alimentées à partir de trois forages (F17, F22, F23), situés à Oued Djennane bas des Issers, qui débitent respectivement 13l/s, 11 l/s et 11 l/s, soit un débit global de l'ordre de 35 l/s.

**Remarque:** les régions du Nord-Est et Sud-Ouest de la commune regroupant les agglomérations secondaire (Azouzza, Ouled ali, Ouled Boudoukhane et ses environs.) ne sont pas concernées par la présentes études, étant donné qu'elles ne sont pas alimentées par les trois forages de OUED-DJANENE.

D'après les informations recueillies auprès des services de l'Algérienne des eaux (ADE), la production des quatre dernières années est assurée par deux forages uniquement et ce pour cause d'arrêts fréquents du système de pompage (colmatage par les boues des pompes immergées de forage F22).

En conséquence l'apport des deux forages restants sera loin d'être capable d'assurer les besoins en eau potable de la population sachant que le niveau de la nappe ne cesse de s'abaisser.

### **I-2-2. Le réseau d'adduction existant :**

L'eau est refoulée à partir des forages vers le réservoir 200 m<sup>3</sup> de la station de reprise SR1 Oued Djenane située à la cote 45 m NGA, qui, elle refoule à l'aide d'une conduite en P.V.C DN 300 sur 1600 m vers la SR2 Bouyra, située à la cote radier 202 m.

A partir de la SR2, l'eau est de nouveau refoulée à l'aide d'une conduite en Fonte DN 200 sur une longueur de 3200 m vers le réservoir tampon de capacité 500 m<sup>3</sup> Koudiet Akbou, situé à la cote radier 380 m.

A partir de ce dernier, une conduite gravitaire en fonte DN 250 de longueur 4500 m, récemment rénovée, alimente les deux réservoirs de Tizi-El-Bir de capacité 500 m<sup>3</sup> chacun

Le premier réservoir de stockage assure l'alimentation en eau potable en eau de l'ACL

Le deuxième réservoir de transit assure l'alimentation en eau potable les localités de Beni Antas et Matoussa,

Une conduite d'adduction gravitaire, en PEHD DN 250 puis en 315 sur une longueur de 5600 m, alimente le réservoir de stockage et transit de capacité 200 m<sup>3</sup> de la SR3 Beni-Antas, qui prend en charge l'approvisionnement en eau du village Beni-Antas Bas, le V.S.A et les zones éparses.

A partir de la SR3, une conduite de refoulement en fonte DN 200, sur une longueur de 1200 m alimente le réservoir de stockage et transit de capacité 200 m<sup>3</sup> de la SR4 Beni-Antas, qui à son tour, prend en charge les localités des Ait Dehmane et Beni Antas Haut.

A partir de la SR4, une conduite de refoulement en fonte DN 200 sur une longueur de 2280 m, alimente le réservoir 500 m<sup>3</sup> de stockage de Matoussa pour desservir toute la localité. Voir la Planche N 1 (description de la chaîne de refoulement).

Il est à noter que le réseau d'adduction gravitaire (en fonte), récemment rénové, est dans un état très acceptable par conséquent elle sera sauvegardée dans le projet en question.



*Figure I-2: R 500 m<sup>3</sup> KOUDIET AKBOU*



*Figure I-3: 2X R 500 m<sup>3</sup> TIZI EL BIR*

**I-2-3. Description du réseau de distribution existant (chef-lieu):**

A partir du premier réservoir (ancien) de stockage de Tizi El Bir, sortent une conduite de distribution, (voir la Planche N 1 : description de la chaîne de refoulement).

Cette conduite de distribution, à sa sortie, en DN 300 Acier, alimente par le biais d'une conduite en AG DN 100, le quartier Tizi El Bir et la partie Est de la cité minuit (POS4 ), à l'aide de plusieurs ramifications.

Elle dessert également la quasi-totalité des quartiers de la ville de Chabet El Aneur à l'aide de cinq conduites principales de distribution, excepté, le quartier Tizi El Bir, la

D'après les renseignements recueillis de la direction des ressources en eau de la wilaya de boumerdes , le réseau de distribution, composé dans sa majorité, en amiante ciment et en acier galvanisé, est dans une état vétuste, sous dimensionné et présente un rétrécissement au niveau des diamètres, à cause d'un colmatage très avancé, après plusieurs années de fonctionnement. ( phénomène d'enterrage ).

Par ailleurs La dotation calculée à la production pour l'année 2009 s'élève à 63.80 l/j/habitant, une valeur largement inférieure à celle requise pour une population de l'envergure d'une ville de Chabet El Aneur. D'ailleurs, selon la direction des ressources en eau de la wilaya de Boumerdes (DREW), La distribution de cette ressource se fait par un rationnement drastique en élaborant un programme par alternance (1 jour /7), couvrant les différents quartiers et les principales agglomérations secondaires.

**Conclusion :**

L'augmentation de la quantité d'eau destinée à la région d'étude pour améliorer la qualité de vie de la population, s'est avérée plus que nécessaire.

L'épuisement des forages étant l'unique source d'approvisionnement en eau potable de la zone d'étude Suscite inévitablement le recours à d'autres sources en l'occurrence l'exploitation des eaux superficielles du barrage TAKSEBT par le biais d'un picage dans la conduite de refoulement (TAKSEBT-Alger) de diamètre 2000 mm au niveau du site du réservoir de capacité 5000 m<sup>3</sup> Issers -El Hamri .

La dégradation progressive de réseau de distribution dans la ville de Chabet El Aneur Nécessité la projection d'un nouveau réseau de distribution.









## **CHAPITRE II**

**Estimation de la population et les besoins en eau**

**INTRODUCTION:**

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération est basée sur la fixation d'une norme unitaire pour chaque type de consommateurs.

Par définition la norme unitaire ou bien la dotation est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs essentiels entre autre l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population..etc.

Par ailleurs ces paramètres varient d'une période à l'autre et d'une agglomération à l'autre.

**II-1. Estimation de la population future :**

Les horizons futurs retenus dans le cadre du projet de l'étude sont le court terme (2020) le moyen terme (2030) et le long terme (2040). Nous estimerons l'évolution démographique suivant la loi des accroissements donnée par la formule des intérêts composés.

L'accroissement de la population est déterminé par la formule suivante :

$$P_n = P_o \cdot (1 + \alpha)^n \quad \text{(II-1) [2]}$$

Avec :

Po : nombre d'habitants de l'année de recensement,

Pn : nombre d'habitants à l'horizon de l'étude,

α : Taux d'accroissement de la population,

n : nombre d'années séparant les deux horizons ;

D'après l'analyse des différents RGPH, nous avons retenu, comme taux d'accroissement démographique α = 2 % hormis les deux localités Amara Sefla et Beni-Brahim dont le taux d'accroissement est α = 3 %.

*Tableau II-1: Évolution de la population actuel, court, moyen et long terme.*

LOCALITÉS	Taux d'accr %.	HORIZONS				
		2009	2 012	2 020	2030	2040
<b>A.C.L et zones éparses</b>						
A.C.L (Centre-ville)	2	9 377	9 565	11 659	14 212	17 325
Agglomération POS4	2	750	765	933	1 137	1 386
Kezoula (zone éparsé)	2	52	53	65	79	96
Total A.C.L	2	10 179	10 383	12 656	15 428	18 807
<b>Agglomérations secondaires et zones éparses</b>						
Amara Sefla et Beni-Brahim	3	2 063	2254	2 856	3 838	5 158
Koudiet Akbou (Tellis et différents hameaux)	2	948	1006	1 179	1 437	1 752
Beni Antass	2	4 281	4543	5 323	6 489	7 910
Matoussa	2	4 797	5091	5 964	7 271	8 863
Total général (zone d'étude)		<b>22 268</b>	<b>23696</b>	<b>27 978</b>	<b>34 462</b>	<b>42 488</b>

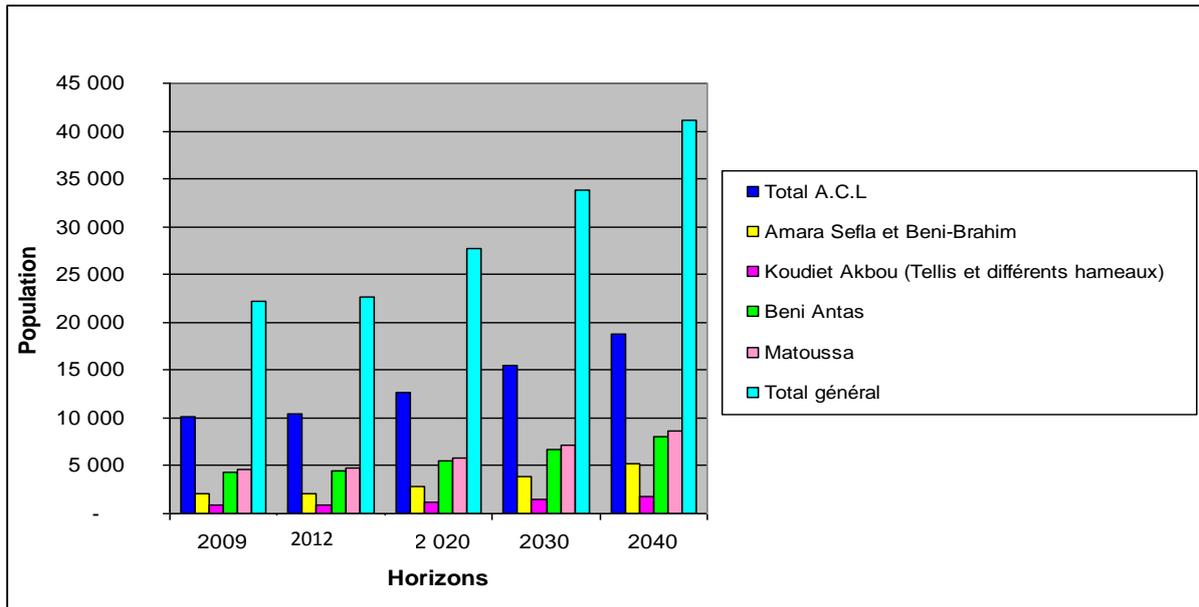


Figure II-1: Évolution de la population actuelle, à court, moyen et long terme.

## II-2. Les besoins en eau potable:

Les débits sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = Ni * Dot / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)} \quad \text{(II-2)}$$

Avec :  $Q_{moy,j}$  : le débit moyen journalier ;

$Ni$  : Le nombre de type de consommateur ;

$Dot$ : La dotation de consommation ;

### II-2-1. Besoins en eau potable de la population (domestique) :

Vue l'importance de l'agglomération faisant l'objet de cette étude, La dotation sera limitée à 150 litres/habitant/jour,

Les débits moyens journaliers calculés seront représentés dans le Tableau II -2:

Tableau II-2: Évolution des besoins en eau de la population actuel, court, moyen et long terme.

LOCALITE	Besoins en eau				
	m3/jours				l/s
	2012	2020	2030	2040	2040
<b>A.C.L et zones éparses</b>					
A.C.L (Centre-ville)	1793.64	1 748,868	2 131,860	2 598,726	30,078
Agglomération POS4	119.38	139,880	170,512	207,854	2,406
Kezoula (zone éparsé)	9,698	11,822	14,41	0,167	
<b>Total A.C.L</b>	<b>1620</b>	<b>1 898,446</b>	<b>2 314,195</b>	<b>2 820,991</b>	<b>32,650</b>
<b>Agglomérations secondaires et zones éparses</b>					
Amara Sefla et Beni-Brahim	338.144	428,351	575,668	773,650	8,954
Koudiet Akbou (Tellis et différents hameaux)	151.455	176,808	215,528	262,727	3,041
Beni Antass	681	798,433	973,285	1 186,429	13,732
Matoussa	764.5592	894,670	1 090,598	1 329,433	15,387
<b>Total général (zone d'étude)</b>	<b>3554.401</b>	<b>4 196,708</b>	<b>5 169,274</b>	<b>6 373,230</b>	<b>73,764</b>

## II-2-2. Besoins en eau potable des équipements :

### a. Besoins en eau des équipements existants de l'agglomération de chef-lieu

Les débits moyens journaliers d'équipements existants sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-3: Besoins en eau des équipements existants de l'agglomération de chef-lieu

<b>POS 1</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
Lycée	Élève	894	15	13,41
Mosquée	Fidèle	200	20	4,00
Maison de jeune	Adhèrent	40	15	0,60
<b>Total</b>				<b>18,01</b>
<b>POS 2</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
01 École primaire	Élève	110	15	1,65
01 C.E.M	Élève	612	15	9,18
Station de service	Unité	1	5000	5,00
Sûreté urbaine	Agent	150	15	2,25
<b>Total</b>				<b>18,08</b>

Suite du tableau II-3

<b>POS 3</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
01 C.E.M	Élève	834	15	12,51
Centre culturel	Adhèrent	40	15	0,60
Marché couvert	M2	300	5	1,50
Stade communal	Vestiaire	3	2 000	6,00
<b>Total</b>				<b>20,61</b>
<b>POS 4</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
02 Écoles primaire	Elève	519	15	7,79
Mosquée	Fidèle	200	20	4,00
Brigade gendarmerie	Agent	40	20	0,80
<b>Total</b>				<b>12,59</b>
<b>POS 5</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
01 École primaire	Élève	532	15	7,98
01 C.E.M	Élève	784	15	11,76
Centre de formation	Élève	120	15	1,80
Huilerie	Unité	1	5000	5,00
Crèche	Enfant	20	15	0,30
Chaudronnerie	Unité	1		0,00
Unité de fabrication de chaussette	Employé	20	15	0,30
<b>Total</b>				<b>27,14</b>
<b>POS 6</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
APC	Employé	134	15	2,01
Recette des impôts	Employé	12	15	0,18
Siège PTT	Employé	15	15	0,23
C.N.A.S	Employé	15	15	0,23
Garde communale	Agent	40	15	0,60
Maternité	lit	9	250	2,25
Polyclinique	Patient	300	20	6,00
<b>Total</b>				<b>11,49</b>

Suite du tableau II-3

<b>POS 7 (L.T 2030)</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
Micro zone d'activité (47340 m <sup>2</sup> )	Unité	1	103 000	103,00
Protection civile	Unité	1	20 000	20,00
Marché hebdomadaire	M2	1000	5	5,00
Centrale téléphonique (1500 m <sup>2</sup> )	Employé	20	15	0,30
<b>Total</b>				<b>128,30</b>
<b>Autres équipements proposés</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
Siège administratif hydraulique (C.T)	Employé	10	15	0,150
Siège administratif agricole (C.T)	Employé	10	15	0,150
Secteur agro-alimentaire (30000 m <sup>2</sup> ) (M.T)	Unité	1	100 000	100,000
01 C.E.M (C.T)	Élève		15	0,000
Centre de formation (M.T)	Élève	200	15	3,000
Espace vert+ loisir (C.T)	M2	800	5	4,000
Jardin public (C.T)	M2	600	5	3,000
<b>Total</b>				<b>110,300</b>

**b. Besoins en eau des équipements projetés de l'agglomération de chef-lieu à court, moyen et long terme.**

Les débits moyens journaliers des équipements existants sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II-4: Besoins en eau des équipements projeté de l'agglomération chef-lieu**

<b>POS 6, N° 2 &amp; N° 3 (C.T 2020)</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
Siège A.P.C	Employé	20	15	0,30
Garde communale	Agent	40	15	0,60
Centre commercial	Unité	1	300	0,30
<b>Total</b>				<b>1,20</b>
<b>POS 4 (C.T 2020)</b>				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
Lycée (capacité 1000)	Élève	1000	15	15,00
Centre de santé (800m <sup>2</sup> )	Patient	200	20	4,00
<b>Total</b>				<b>19,00</b>

Suite de tableau II-4

POS 5 (M.T 2020)				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
Crèche	Enfant	20	15	0,30
C.F.P.A	Employé	20	15	0,30
<b>Total</b>				<b>0,60</b>
POS 7 (L.T 2030)				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
Micro zone d'activité (47340m <sup>2</sup> )	Unité	1	103 000	103,00
Protection civile	Unité	1	20 000	20,00
Marché hydomadaire	M2	1000	5	5,00
Centrale téléphonique (1500m <sup>2</sup> )	Employé	20	15	0,30
<b>Total</b>				<b>128,30</b>
Autres équipements proposés				
Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)
Siège administratif hydraulique (C.T)	Employé	10	15	0,150
Siège administratif agricole (C.T)	Employé	10	15	0,150
Secteur agro-alimentaire (30000m <sup>2</sup> ) (M.T)	Unité	1	100 000	100,000
Centre de formation (M.T)	Elève	200	15	3,000
Espace vert+ loisir (C.T)	M2	800	5	4,000
Jardin public (C.T)	M2	600	5	3,000
<b>Total</b>				<b>110,300</b>

c. Récapitulatif des besoins en eau des équipements existants et projetés de l'agglomération de chef-lieu :

Les débits moyens journaliers des équipements existants sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-5: récapitulatif des besoins d'équipements existants et projetés de l'ACL

Existant			projeté			
2012			2020		2030	
Nbr de POS	Q moy/j (m3/j)	Q moy (l/s)	Q moy/j (m3/j)	Q moy (l/s)	Q moy/j (m3/j)	Q moy (l/s)
POS 2	18,080	0,209	0,400	0,005		
POS 3	20,610	0,239	0,400	0,005		
POS 6	11,490	0,133	0,400	0,005		
POS 4	12,585	0,146	19,000	0,220		
POS 1	18,010	0,208				
POS 5	27,140	0,314	0.600	0.007		
POS 7	0,000	0,000			128.3	1.485
Autres	15,670	0,181	7.300	0.084	103	1.192
<b>Total</b>	<b>123,585</b>	<b>1,430</b>	<b>28.100</b>	<b>0.326</b>	<b>231.3</b>	<b>2.677</b>

**d. Besoins en eau des équipements existants et projetés des agglomérations secondaires :**

Les débits moyens journaliers des équipements existants et projetés sont représentés dans le tableau suivant :

*Tableau II-6: Besoin en eau des équipements existants et projetés des agglomérations secondaires*

Koudiet Akbou (Tellis et différents hameaux)	<b>Aménagement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q moy/j (M3/j)</b>	
	Ecole primaire (Tellis)	Elève	18	15	0,27	
Amara Sefla/B.Brahim	<b>Equipements existants</b>					
	<b>Aménagement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q moy/j (M3/j)</b>	
	02 Ecoles primaires	Elève	94	15	1,41	
	<b>Equipements projetés 2020</b>					
	<b>Aménagement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q moy/j (M3/j)</b>	
	Salle de soin	Patient	50	20	1	
	Annexe APC	Employé	10	15	0,15	
	<b>Total</b>				<b>1,15</b>	
Matoussa	<b>Equipements existants</b>					
	<b>Aménagement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q moy/j (M3/j)</b>	
	02 Ecoles primaires	Elève	594	15	8,91	
	02 Salles de soins	Patient	100	20	2	
	02 Mosquées	Fidèle	150	20	3	
	Garde communale	Agent	42	15	0,63	
		<b>Total</b>				<b>14,54</b>
	<b>Equipements projetés 2020</b>					
	<b>Aménagement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q moy/j (M3/j)</b>	
	Annexe PTT	Employé	10	15	0,15	
	Centre de santé	Patient	150	20	3	
	Annexe APC	Employé	10	15	0,15	
	Salle de soins	Patient	100	20	2	
	Marché	M2	250	5	1,25	
		<b>Total</b>				<b>6,55</b>
<b>Equipements projetés 2030</b>						
<b>Aménagement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q moy/j (M3/j)</b>		
Salle polyvalente	Adhèrent	80	15	1,2		
	<b>Total</b>				<b>1,2</b>	

Suite de Tableau II-6

		Equipements existants					
		Aménagement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy/j (M3/j)	
Beni Antas		02 Ecoles primaires	Elève	428	15	6,42	
		02 Salles de soins	Patient	100	20	2	
		02 Mosquées	Fidèle	100	20	2	
		Annexe APC	Employé	10	15	0,15	
		Annexe PTT	Employé	10	15	0,15	
		Salle de sport	Vestiaire	2	1 000	2	
		Air de jeux	M2	50	5	0,25	
		Cafétérias	Unité	3	1000	3	
		Alimentations Gles	Unité	4	20	0,08	
		Marché couvert	M2	200	5	1	
		<b>Total</b>				<b>17,05</b>	
	<b>Equipements projetés 2020</b>						
			Centre de santé	Patient	1000	20	20
			Maison de jeune	Adhèrent	40	15	0,6
			02 Air de jeux	M2	400	5	2
			Placette public	M2	250	5	1,25
			Salle de sport	Vestiaire	2	1 000	2
			Annexe APC	Employé	10	15	0,15
			Pharmacie	Unité	1	50	0,05
			<b>Total</b>				<b>26,05</b>
<b>Equipements projetés 2030</b>							
		Salle de sport	Vestiaire	2	1 000	2	
		<b>Total</b>				<b>2</b>	

Tableau II -7: récapitulatif des équipements existants et projetés des agglomérations secondaires

Équipements	Q moy/j (M3/j)	Q moy (l/s)
<b>Équipements existants</b>		
Koudiet Akbou (Tellis et différents hameaux)	0,27	0,003
Amara Sefla / Beni Brahim	1,41	0,016
Beni Antass	17,05	0,197
Matoussa	14,54	0,168
<b>Equipements projetés 2020</b>		
Amara Sefla / Beni Brahim	1,15	0,013
Beni Antass	26,05	0,302
Matoussa	6,55	0,076
<b>Equipements projetés 2030</b>		
Beni Antass	2	0,023
Matoussa	1,2	0,014
<b>Total</b>	<b>70,22</b>	<b>0,813</b>

**e. Récapitulation des besoins en eau de la population et des équipements:**

Tableau II-8: récapitulatif des besoins en eau de la population et des équipements

LOCALITE	Besoins en m3/jour			l/s
	2020	2030	2040	2040
<b>A.C.L et zones éparses</b>				
A.C.L (Centre-ville)	1868.97	2483.26	2950.13	34.145
POS4 (zone éparsé)	171.47	202.097	239.439	2.77
Kezoula (zone éparsé)	9,698	11,822	14,41	0.17
<b>Total général A.C.L (Centre-ville +zones éparsés)</b>	<b>2 050,131</b>	<b>2 697,18</b>	<b>3 203,97</b>	<b>37,083</b>
<b>Agglomérations secondaires et zones éparsés</b>				
Amara Sefla et Beni Brahim (étude réalisée)	430,911	578,228	776,210	8,984
Koudiet Akbou	177,078	215,798	262,997	3,044
Beni Antass	841,533	1018,39	1 231,529	14,254
Matoussa	915,760	1112,89	1 351,723	15,645
<b>Total général (zone d'étude)</b>	<b>4 415,413</b>	<b>5622,48</b>	<b>6 826,435</b>	<b>79,010</b>

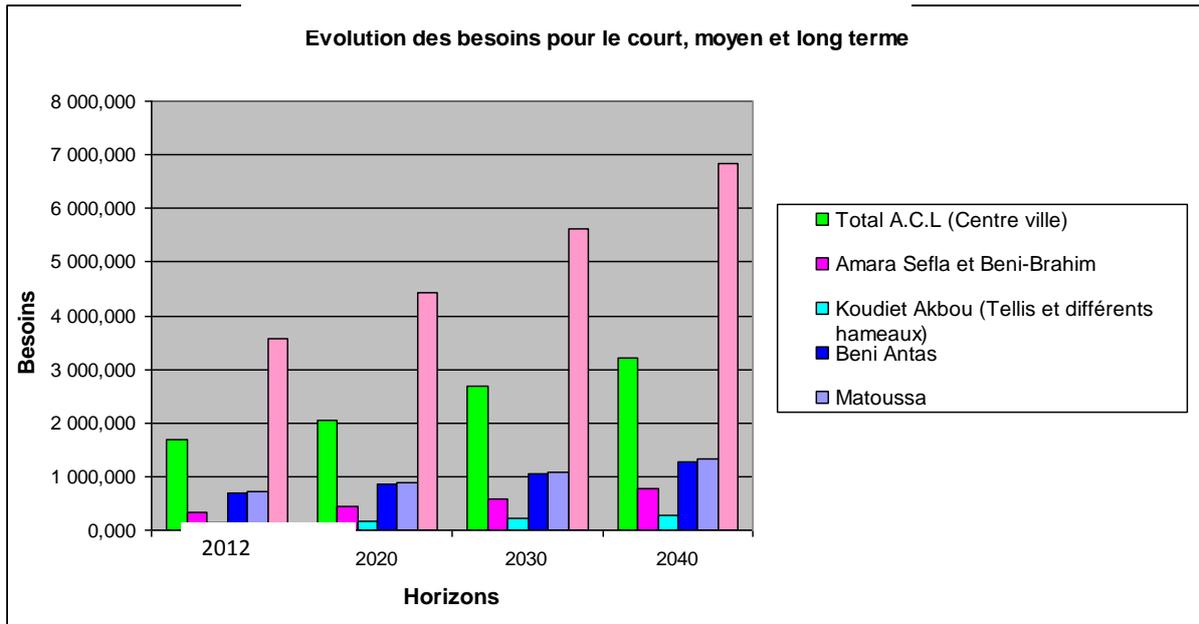


Figure II-2 : Evolution des besoins en eau actuel, moyen et long terme

### II-3. Étude de la variation de consommation :

Cette étude de la variation de consommation tiendra compte d'une part du régime de consommation de l'agglomération de chef-lieu en raison de dimensionner le réseau de distribution de cette ville d'autre part on prend en considération le régime de toute l'agglomération de la zone d'étude en vue de dimensionner le réseau d'adduction et les réservoirs en conséquence le bon fonctionnement du régime de travail du système d'alimentation en eau potable sera assuré.

#### II-3-1. Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ) :

Le débit maximal journalier est donné par la formule ci-après :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \cdot Q_{moy,j} \quad (II-3)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$  = débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j ;
- $Q_{moy,j}$  = débit moyen journalier en m<sup>3</sup>/j ;
- $K_{max,j}$  = coefficient d'irrégularité maximale journalière

Tableau II-9 : la consommation maximale horaire

Agglomération	Débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ [m <sup>3</sup> /j]	Coefficient d'irrégularité [ $K_{max,j}$ ]	Débit maximum journalier $Q_{max,j}$ [m <sup>3</sup> /j]
consommation ACL POS4	3 203,976	1.3	4165.169
consommation ACL sans POS4	239,439	1.3	311.27
consommation ACL sans POS4	2964.53	1.3	3853.89
Consommation total	6 826,435	1.3	8874.37

### II-3-2. Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

➤ **Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24 \text{ ( m}^3\text{/h )} \quad \text{(II-4)}$$

Avec : -  $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en m<sup>3</sup>/h ;  
-  $Q_{max,j}$  : débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j ;

➤ **Détermination du débit maximum horaire :**

Le débit maximum horaire est donné par la relation suivante

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h} \quad \text{(II-5)}$$

Avec : -  $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en m<sup>3</sup>/h ;  
-  $K_{max,h}$  : coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

➤ **Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants voire l'annexe 1:

**Remarque**

Dans notre cas, aussi bien pour l'agglomération chef-lieu sans POS4 que pour la zone d'étude on choisit la répartition variant entre **10000** et **50000** hab par contre le POS4 la répartition sera celle < 10000 habitants.

Les variations de la consommation horaire sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau II-10** : la variation de la consommation horaire de l'ACL.

Heures	ACL sans POS4 18807 habitant				POS4 1386 habitants			
	Diagramme Consommation total Q <sub>max,j</sub> =3853.89m <sup>3</sup> /J		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)		Diagramme Consommation total Q <sub>max,j</sub> =311.27m <sup>3</sup> /J		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	(h)	%	M <sup>3</sup> /h	%	M <sup>3</sup> /h	%	M <sup>3</sup> /h	%
00-01	1.5	57.81	1.5	57.81	1	3.11	1	3.11
01-02	1.5	57.81	3	115.62	1	3.11	2	6.23
02-03	1.5	57.81	4.5	173.43	1	3.11	3	9.34
03-04	1.5	57.81	6	231.23	1	3.11	4	12.45
04-05	2.5	96.35	8.5	327.58	2	6.23	6	18.68
05-06	3.5	134.89	12	462.47	3	9.34	9	28.01
06-07	4.5	173.43	16.5	635.89	5	15.56	14	43.58
07-08	5.5	211.96	22	847.86	6.5	20.23	20.5	63.81
08-09	6.25	240.87	28.25	1088.72	6.5	20.23	27	84.04
09-10	6.25	240.87	34.5	1329.59	5.5	17.12	32.5	101.16
10-11	6.25	240.87	40.75	1570.46	4.5	14.01	37	115.17
11-12	6.25	240.87	47	1811.33	5.5	17.12	42.5	132.29
12-13	5	192.69	52	2004.02	7	21.79	49.5	154.08
13-14	5	192.69	57	2196.72	7	21.79	56.5	175.87
14-15	5.5	211.96	62.5	2408.68	5.5	17.12	62	192.99
15-16	6	231.23	68.5	2639.91	4.5	14.01	66.5	206.99
16-17	6	231.23	74.5	2871.15	5	15.56	71.5	222.56
17-18	5.5	211.96	80	3083.11	6.5	20.23	78	242.79
18-19	5	192.69	85	3275.81	6.5	20.23	84.5	263.02
19-20	4.5	173.43	89.5	3449.23	5	15.56	89.5	278.59
20-21	4	154.16	93.5	3603.39	4.5	14.01	94	292.59
21-22	3	115.62	96.5	3719.00	3	9.34	97	301.93
22-23	2	77.08	98.5	3796.08	2	6.23	99	308.16
23-24	1.5	57.81	100	3853.89	1	3.11	100	311.27
Total	100	3853.89			100	311.27		

*Conclusion :*

Pour l'agglomération de chef-lieu sans POS4 :

**Q<sub>max,h</sub> = 240.87 M<sup>3</sup>/h = 66.9 l/s**

**Q<sub>moy,h</sub> = 160.58 M<sup>3</sup>/h = 44.61l/s**

**Q<sub>min,h</sub> = 57.81 M<sup>3</sup>/h = 16.06l/s**

Pour le POS 4 :

**Q<sub>max,h</sub> = 21.79 M<sup>3</sup>/h = 6.05 l/s**

**Q<sub>moy,h</sub> = 12.97 M<sup>3</sup>/h = 3.6l/s**

**Q<sub>min,h</sub> = 3.11 M<sup>3</sup>/h = 0.86 l/s**

À partir des résultats du tableau on trace:

- Les graphiques de consommation ;
- La courbe intégrale.

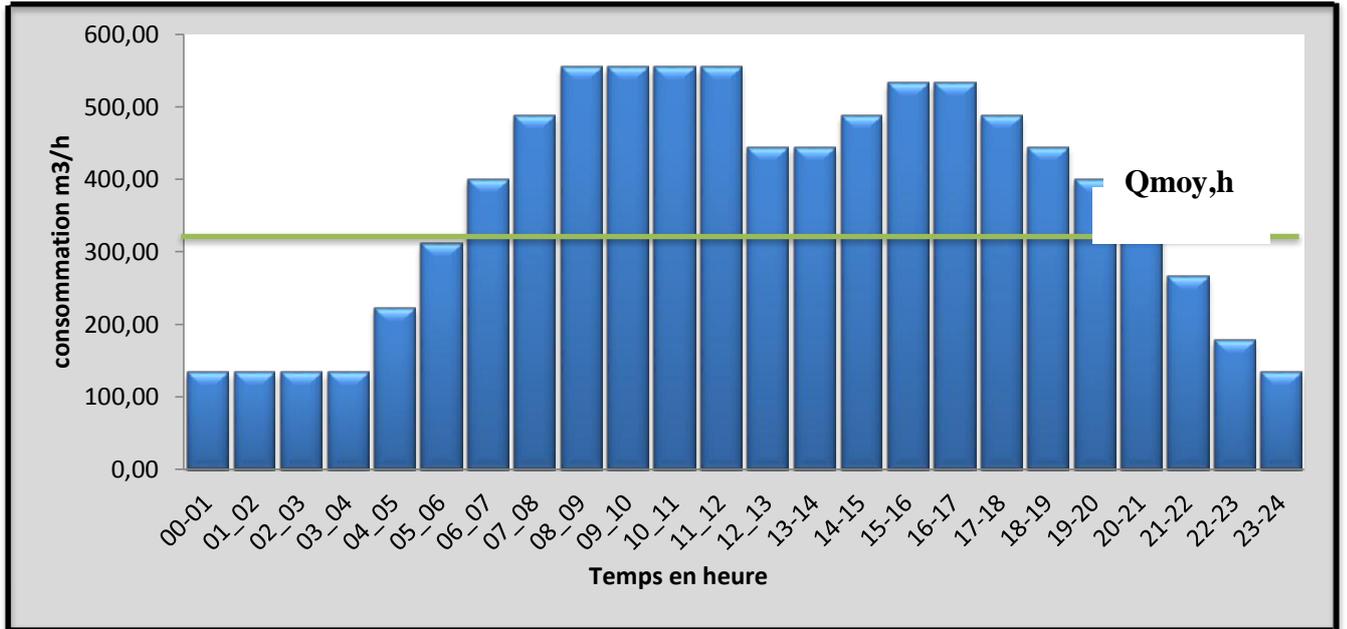


Figure II-3. Graphique de consommation (ACL sans POS4)

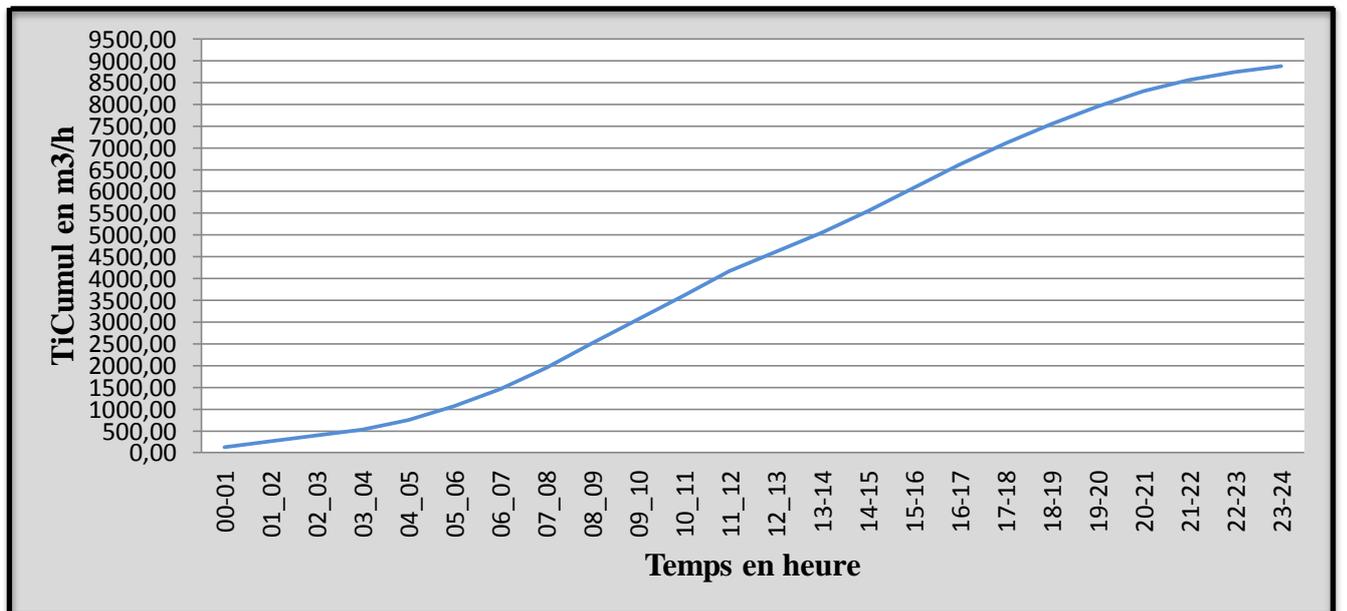


Figure II-4. Graphique de consommation (ACL sans POS4)

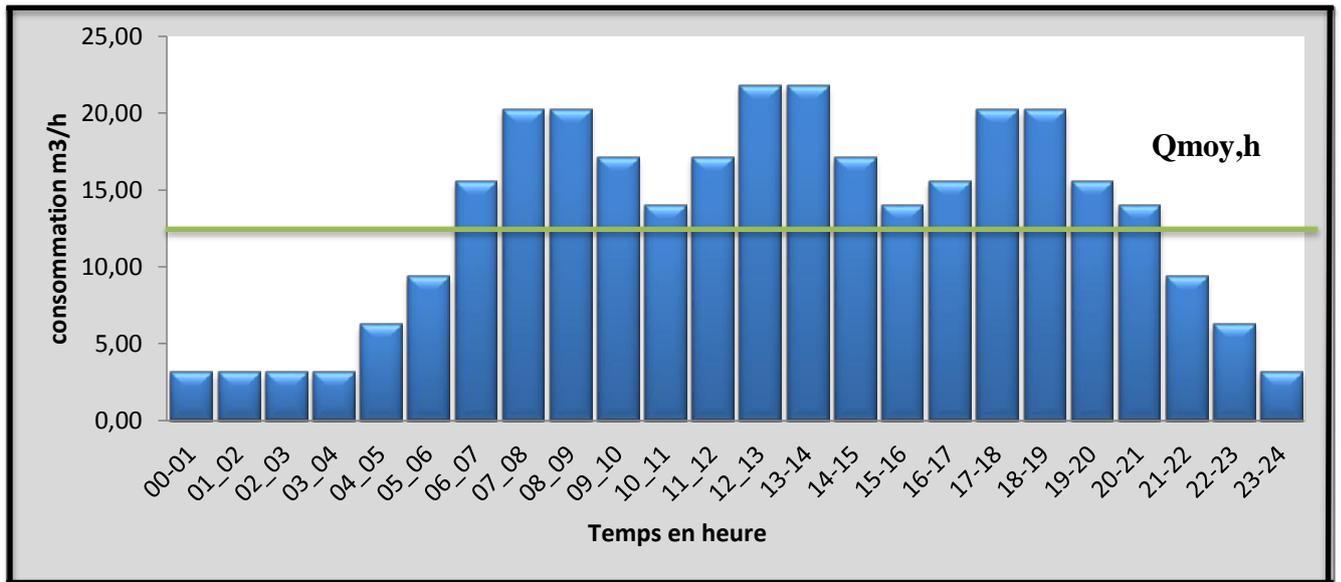


Figure II-5. Graphique de consommation (POS4)

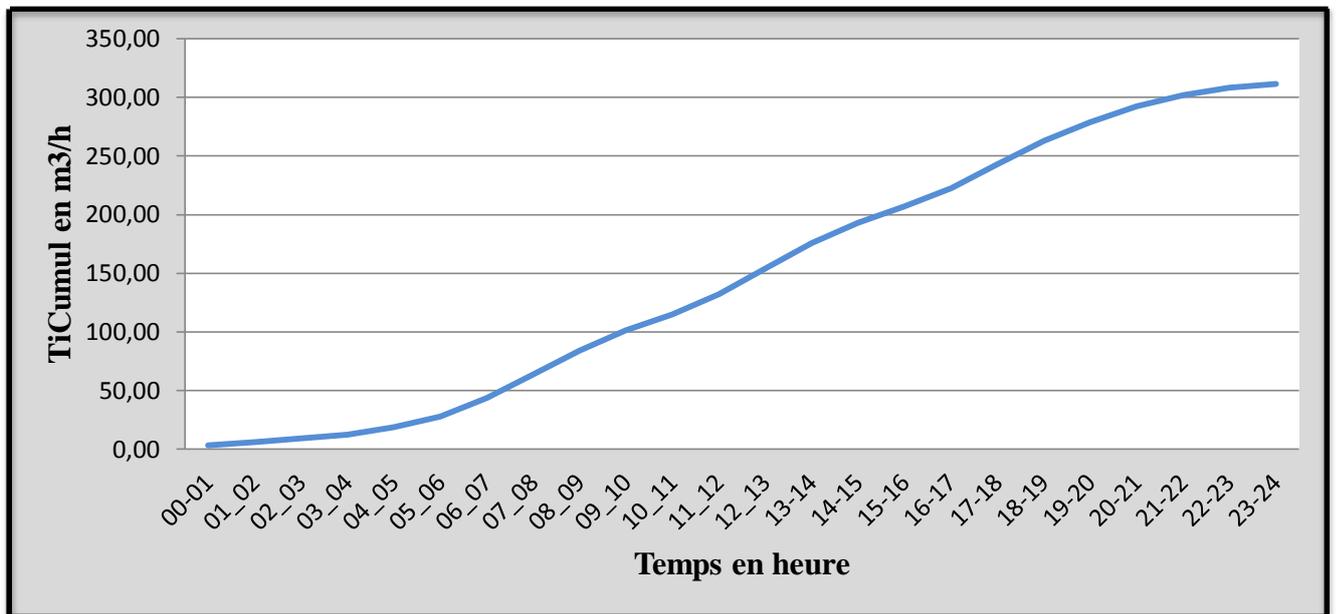


Figure II-6. Graphique de consommation (POS4)

Tableau II-11 : la variation de la consommation horaire de l'ACL

zone d'étude 42488 habitants				
Heures	Diagramme Consommation total $Q_{max,j}=8874.37m^3/J$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	M <sup>3</sup> /h	%	M <sup>3</sup> /h
(h)	%	M <sup>3</sup> /h	%	M <sup>3</sup> /h
00-01	1.5	133.12	1.5	133.12
01_02	1.5	133.12	3	266.23
02_03	1.5	133.12	4.5	399.35
03_04	1.5	133.12	6	532.46
04_05	2.5	221.86	8.5	754.32
05_06	3.5	310.60	12	1064.92
06_07	4.5	399.35	16.5	1464.27
07_08	5.5	488.09	22	1952.36
08_09	6.25	554.65	28.25	2507.01
09_10	6.25	554.65	34.5	3061.66
10_11	6.25	554.65	40.75	3616.31
11_12	6.25	554.65	47	4170.95
12_13	5	443.72	52	4614.67
13-14	5	443.72	57	5058.39
14-15	5.5	488.09	62.5	5546.48
15-16	6	532.46	68.5	6078.94
16-17	6	532.46	74.5	6611.41
17-18	5.5	488.09	80	7099.50
18-19	5	443.72	85	7543.21
19-20	4.5	399.35	89.5	7942.56
20-21	4	354.97	93.5	8297.54
21-22	3	266.23	96.5	8563.77
22-23	2	177.49	98.5	8741.25
23-24	1.5	133.12	100	8874.37
Total	100	8874.37		

Conclusion :

Pour le total de la zone d'étude :

$$Q_{max,h} = 554.65 \text{ M}^3/\text{h} = 154.07 \text{ l/s}$$

$$Q_{moy,h} = 369.77 \text{ M}^3/\text{h} = 102.71 \text{ l/s}$$

$$Q_{min,h} = 133.12 \text{ M}^3/\text{h} = 36.97 \text{ l/s}$$

À partir des résultats du tableau on trace:

- Les graphiques de consommation ;
- La courbe intégrale

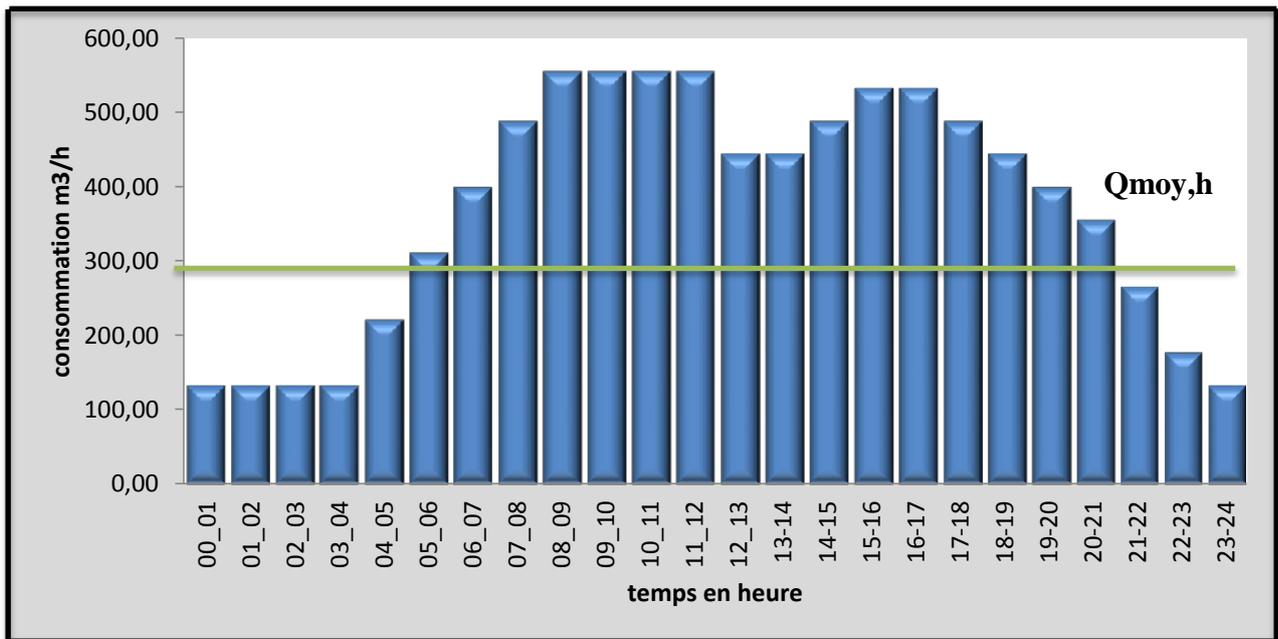


Figure II-7. Graphique de consommation (total de la zone d'étude)

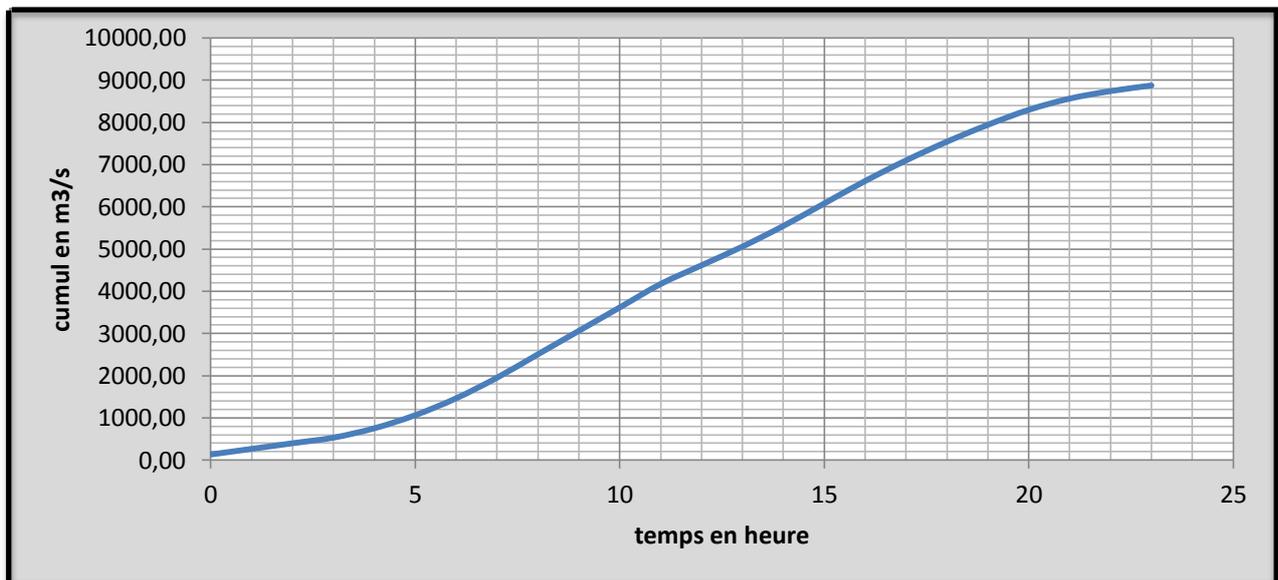


Figure II-8. Graphique de consommation (total de la zone d'étude)

**Conclusion :**

Les besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon de calcul (long terme) sont évalués à 79,01 l/s en revanche La ressource en eau potable existante (débit pompé à partir des forages) est de l'ordre de 24 l/s à 35 l/s.

En somme Nous pouvons conclure et affirmer que les besoins en eau actuels et à long terme pour la zone d'étude ne sont pas satisfaits, ce qui engendrerait un déficit d'environ 55,01 l/s donc le recours à d'autres sources est incontournable.





**CHAPITRE III**  
**Etude des réservoirs**

**Introduction :**

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de la pression et du débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ainsi, un réservoir est principalement utilisé en tant que liaison entre un ouvrage de production dont le fonctionnement est d'autant meilleur qu'il lui est demandé de fournir un débit constant dans le temps et un réseau de distribution dont le débit est soumis à la demande aléatoire des consommateurs.

**III -1. Classification des réservoirs: [3]**

On peut classer les réservoirs selon les critères suivants:

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
  - Les réservoirs métalliques
  - Les réservoirs en maçonnerie
  - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
  - Enterrées
  - Semi-enterrés
  - Surélevé
- D'après leurs formes :
  - Circulaires
  - Rectangulaires
  - Ou d'une forme quelconque

En plus aux classifications énumérées précédemment, les réservoirs peuvent être également classés selon leurs rôles et les conditions d'installation de systèmes d'alimentation en eau potable en l'occurrence, on trouve les catégories des réservoirs ci-après :

● **Réservoirs terminaux:**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes agglomérations à desservir

● **Réservoirs tampon:**

On les trouve généralement dans les adductions mixtes (refoulement-gravitaire), autrement dit la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire par installation d'un réservoir tampon appelé également réservoir de relais, ce dernier joue plusieurs rôles entre autres :

- \* Éviter les faibles pressions par conséquent la cavitation au niveau des points culminants
- \* Éviter les cantonnements d'air et la coupure de la veine liquide.
- \* En cas de l'arrêt brusque de la pompe, on évite une forte dépression dans le point le plus haut, implosion de la conduite et l'aspiration des joints.

- **Les bâches à eau:**

Les bâches à eau sont des réservoirs enterrés dont les pompes en aspirent l'eau à refouler.

- **Réservoirs d'équilibres :**

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant, et fournir en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointes. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action.

Ces réservoirs d'équilibres sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommations (la nuit principalement) ou bien à partir d'une autre source.

### **III-2. Choix de l'emplacement des réservoirs : [2]**

Il faut, évidemment, que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir, soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante, notamment au moment de pointe.

En conséquence l'altitude de la cuve et plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée (le point le plus défavorable) sur le réseau.

Le réservoir d'eau doit être également situé le plus proche possible de l'agglomération à alimenter dans le but de diminuer son altitude et éviter l'éventualité d'augmentation de diamètre

Dans les terrains accidentés, on essaye toujours d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré qui sera plus économique qu'un réservoir sur tour.

### **III-3. Les réservoirs existants à relier au réseau d'adduction à projeter :**

Les réservoirs existants dans la zone d'étude sont représentés dans le tableau suivant :

*Tableau III-1 : les réservoirs existants.*

Localités	Capacité (m3)	Cote de radier (m) NGA	Types
Elhamri-Isser	5000	106	Eau traitée
Koudiet-Akbou	500	399	Réservoir tampon
Tizi-Elbir	500	360	Réservoir terminal
	500	360	Réservoir tampon

### III-4. Capacité des réservoirs :

#### III -4-1. Calcul de la capacité du réservoir tampon

Une fois la cote du réservoir tampon est fixée, on procède à la détermination de son volume de telle manière à maintenir la conduite gravitaire toujours pleine à fin de minimiser le coup de bélier.

Soit  $Q$  : le débit transit de la conduite gravitaire

$T$  : le temps de fermeture linéaire totale placée à l'extrémité de la conduite gravitaire qui est le temps de vidange de réservoirs

Le robinet vanne entre en action de fermeture, pour un instant donné  $t$  le débit sera

$$q = Q - (Q * \frac{t}{T}) = Q(1 - \frac{t}{T})$$

Le volume  $dV$  de réservoir tampon devient

$$dv = Q(1 - \frac{t}{T})dt \implies V = \int_0^T (1 - \frac{t}{T})dt$$

D'où 
$$V = Q * \frac{T}{2} \quad \text{(III-1)}$$

#### III-4-2. Calcul de la capacité de la bêche à eau des stations de pompage :

La bêche de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le même principe du dimensionnement du réservoir tampon.

Donc Le volume de la bêche à eau est déterminé par la formule suivante :

$$V_{bêche} = Q_r * \frac{T}{2} \quad \text{(III-2)}$$

Avec :  $Q_r$ : débit à refouler.

$T$ : le temps de la vidange de la bêche a eau

#### III-4-3. Calcul de la capacité d'un réservoir terminal:

Pour estimer la capacité d'un réservoir on peut procéder par les trois méthodes suivantes :

##### 1. La méthode analytique :

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

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

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

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad \text{(III-4)}$$

**Avec :**

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

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

## 2. La méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de consommation vis-à-vis de celle des apport. On obtiendra le résidu maximal journalier.

**Donc**

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \quad (\%) \quad \text{(III-5)}$$

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

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \quad (m^3) \quad \text{(III-6)}$$

Dont le volume totale sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad \text{(III-7)}$$

### 3. La méthode pratique:

Cette méthode est basée essentiellement sur la gestion des réseaux, elle consiste à mesurer les débits à la sorties des réservoirs et construire ainsi le véritable graphique de consommation.

#### III-5. Calcul de la capacité des ouvrages à projeter:

En vue de combler le déficit énorme en matière de débits au niveau de la zone d'étude d'autres ouvrages seront projetés de telle manière à compléter la capacité des ouvrages existants.

##### III -5-1. La bache à eau de la première station de pompage (SP1)

La première station de pompage se situe à EL HAMRI ISSER. La bache a eau de cette station est alimentée gravitairement à partir du réservoir d'eau traitée. Cette station de pompage alimente à son tour la bache a eau de la deuxième station de pompage en refoulant un débit 443.72 m<sup>3</sup>/h donc le volume de la bache de cette station de pompage est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \left( \frac{Q_{\text{max } j}}{20} \right) * \frac{T}{2} \quad \text{(III-8)}$$

$$V_{\text{bache}} = \left( \frac{8874,37}{20} \right) * \frac{2}{2} = 443,72 \text{ m}^3$$

Avec T : temps de vidange de Bache a eau

On prend un volume normalisé de 500 m<sup>3</sup>

##### III -5-2. La bache de reprise (SR 2)

La bache à eau de cette station est alimentée par refoulement à partir de la première station de pompage. Et elle alimente à son tour le réservoir tampon en refoulant un débit 443.72 m<sup>3</sup>/h donc le volume de la bache de cette station de pompage est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \left( \frac{Q_{\text{max } j}}{20} \right) * \frac{T}{2} \quad \text{(III-9)}$$

$$V_{\text{bache}} = \left( \frac{8874,37}{20} \right) * \frac{2}{2} = 443,72 \text{ m}^3$$

Avec T : temps de vidange de Bache a eau

On prend un volume normalisé de 500 m<sup>3</sup>

**III -5-3. Le réservoir tampon (Koudiet-Akbou) :**

On calcule La capacité totale à stoker dans le réservoir tampon d'après la formule suivante :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t \quad \text{(III-10)}$$

$$V_t = \left( \frac{369.77}{2} \right) * 4 = 739.54 \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :  $Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr}=369.77\text{m}^3/\text{h}$ ).  
 $t$  : le temps de stockage ( $t = 4$  heures)

D'où le volume total sera

$$V_t = V + V_{inc} \quad \text{(III-11)}$$

$N$  : désigne le nombre de réservoirs qui stockent la réserve d'incendie

Et  $V : 739.77 \text{ m}^3$  ,  $V_{inc} : 120 \text{ m}^3$

$$V_t = 859.54 \text{ m}^3$$

Sachant qu' il 'existe un réservoir tampon de  $500 \text{ m}^3$  au niveau de Koudiet-Akbou par conséquent la capacité du réservoir à projeter sera

$$P_{\text{projeté}} = V_t - 500 \quad \text{donc } p_{\text{projeté}} = 359.54 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de capacité normalisée égale à  $500 \text{ m}^3$  situe sur une altitude de 399 m au voisinage de réservoir existant.

III -5-4. Estimation de la capacité totale de stockage et transit de réservoir (TE).

- Estimation de la capacité de stockage de la partie POS4.

Tableau III-2 : Évaluation du volume résiduel du réservoir de chef-lieu

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4.17	1	3.17	-	9,68
01-02	4.17	1	3.17	-	12,84
02-03	4.17	1	3.17	-	16,01
03-04	4.17	1	3.17	-	19,18
04-05	4.17	2	2.17	-	21,34
05-06	4.17	3	1.17	-	22,51
06-07	4.17	5	-	0.84	21,67
07-08	4.17	6.5	-	2.33	19,34
08-09	4.17	6.5	-	2.33	17
09-10	4.17	5.5	-	1.33	15,67
10-11	4.17	4.5	-	0.33	15,34
11-12	4.17	5.5	-	1.33	14
12-13	4.17	7	-	2.83	11,17
13 - 14	4.17	7	-	2.83	8,34
14 - 15	4.17	5.5	-	1.33	7
15 - 16	4.17	4.5	-	0.33	6,67
16 - 17	4.17	5	-	0.83	5,84
17 - 18	4.17	6.5	-	2.34	3,5
18 - 19	4.17	6.5	-	2.33	1,16
19 - 20	4.17	5	-	0.83	0,33
20 - 21	4.17	4.5	-	0.33	0
21 - 22	4.17	3	1.17	-	1,17
22 - 23	4.17	2	2.17	-	3,34
23 - 00	4.17	1	3.17	-	6,5
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>22.53%</b>	<b>22.53%</b>	<b>-</b>

La capacité de stockage POS 4 est:

$$\text{Le volume utile sera : } V_r = \frac{22.53 * 311.27}{100} \Rightarrow V_r = 70.13\text{m}^3$$

- Estimation de la capacité de transit vers l'ACL sans POS4.

La capacité de transite se calcule par la formule suivante :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t \tag{III-12}$$

$$V_t = \left( \frac{160.578}{2} \right) * 2 = 160.578 \text{ m}^3$$

D'où le volume total sera

$$V_t = V + V_{inc} \quad \text{(III-13)}$$

Et  $V = 160.578 \text{ m}^3$  ,  $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

$$V_t = 280.578 \text{ m}^3$$

Conclusion :

La capacité du réservoir de stockage et transite est la somme des deux volumes tel que :

$$V = 280.578 + 70.13 = 350.71 \text{ m}^3$$

On opte pour le volume normalisé de  $500 \text{ m}^3$

Il existe un réservoir de  $500 \text{ m}^3$  au niveau de Tizi-Elbir, qui satisfait largement la capacité calculée.

### III -5-5. Estimation de la capacité totale de stockage du réservoir CL.

Tableau III-3 : Évaluation du volume résiduel du réservoir de chef-lieu

Heures	Q <sub>TIZI-ELBIR</sub> (m <sup>3</sup> /h)	Q <sub>rte</sub> (m <sup>3</sup> /h)	Débit entrant (m <sup>3</sup> /h)	Débit sortant (m <sup>3</sup> /h)	Surplus (m <sup>3</sup> /h)	Déficit (m <sup>3</sup> /h)	Résidu (%)
00 - 01	173.55	3.11	170.44	57.81	112.63		369.48
01-02	173.55	3.11	170.44	57.81	112.63		482.11
02-03	173.55	3.11	170.44	57.81	112.63		594.74
03-04	173.55	3.11	170.44	57.81	112.63		707.36
04-05	173.55	6.23	167.32	96.35	70.98		778.34
05-06	173.55	9.34	164.21	134.89	29.32		<b>807.66</b>
06-07	173.55	15.56	157.99	173.43		15.44	792.22
07-08	173.55	20.23	153.32	211.96		58.65	733.58
08-09	173.55	20.23	153.32	240.87		87.55	646.02
09-10	173.55	17.12	156.43	240.87	-	84.44	561.59
10-11	173.55	14.01	159.54	240.87	-	81.33	480.26
11-12	173.55	17.12	156.43	240.87	-	84.44	395.82
12-13	173.55	21.79	151.76	192.69	-	40.93	354.88
13 -14	173.55	21.79	151.76	192.69	-	40.93	313.95
14 -15	173.55	17.12	156.43	211.96	-	55.54	258.42
15 -16	173.55	14.01	159.54	231.23	-	71.69	186.72
16 -17	173.55	15.56	157.99	231.23	-	73.25	113.47
17 -18	173.55	20.23	153.32	211.96	-	58.65	54.83
18 -19	173.55	20.23	153.32	192.69	-	39.38	15.45
19 -20	173.55	15.56	157.99	173.43	-	15.44	<b>0.00</b>
20 -21	173.55	14.01	159.54	154.16	5.39		5.39
21 -22	173.55	9.34	164.21	115.62	48.59		53.98
22 - 23	173.55	6.23	167.32	77.08	90.25		144.23
23 - 00	173.55	3.11	170.44	57.81	112.63		256.85
<b>total</b>	-	-	-	-	<b>807.66</b>	<b>807.66</b>	-

Le volume utile sera :  $V_r = 807.66 \text{ m}^3$

- La capacité totale sera :  $V_t = 807.66 + 120 \Rightarrow V_t = 927.66 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 1000 \text{ m}^3$ .

La figure ci-après représente la variation du volume entrant et sortant dans le réservoir terminal de l'ACL.

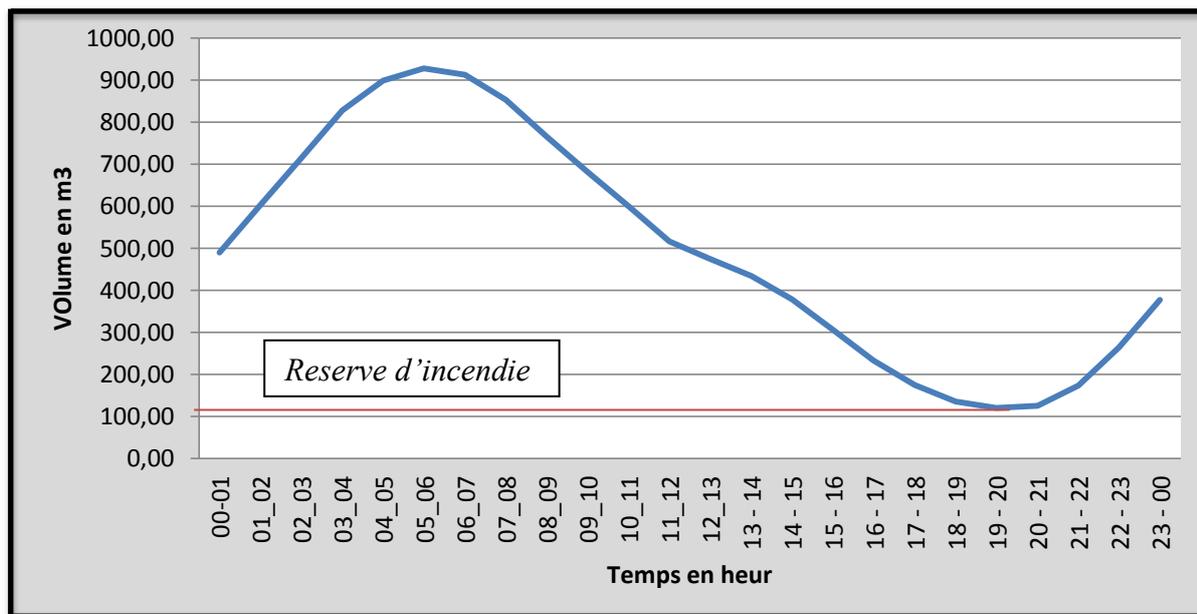


Figure III -1 : Variation du volume utile de réservoir terminal de CL

Tableau III- 4: récapitulatif des capacités des réservoirs existant et à projeter

Localité	Capacité existante (m3/h)	Long terme (2040)	
		capacité utile (m3)	capacité à projeter (m3)
Isser El Hamri	0	443,72	500
Bouchakour	0	443,72	500
Koudiet Akbou	500	859	500
Tizi Elbir	500	350.71	0
Chef-lieu	0	927.66	1000

### III -6. Forme et dimensions des réservoirs à projeter :

Vue que la forme circulaire est la moins couteuse et la plus adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m<sup>3</sup>, les dimensions des réservoirs à projeter prendront bien entendu cette forme, ces dernières sont déterminées comme suit :

➤ Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{(III-14)}$$

Avec :

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;

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

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

$h$  : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 <  $h$  < 6 m

• Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad \text{(III-15)}$$

• La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{Vu}{h} \quad \text{(III-16)}$$

Avec  $Vu$  : volume utile .

• La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad \text{(III-17)}$$

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

$h$  : hauteur d'eau (m) et  $R$  : revanche (m),

• La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{(III-18)}$$

$V_{inc}$  : Volume d'incendie.

Les dimensions de réservoir terminal et le réservoir tampon sont portées dans le tableau suivant:

*Tableau III- 5: Tableau donnant les dimensions des réservoirs*

Réservoirs	Volume en (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	h <sub>inc</sub>	R (m)	H (m)
réservoir tampon	500	12	113.04	3.2	1.1	0.8	5
Réservoir chef-lieu	1000	17	226.87	3.6	0.5	0.9	5

Les dimensions des bâches à eau sont portées dans le tableau suivant:

*Tableau III- 6: Tableau donnant les dimensions des bâches à eau*

Bâche de reprise	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	500	12	113,04	3,2	0,8	4
SP 2	500	12	113,04	3,2	0,8	4

### **III -7. Équipement de réservoir:**

#### ➤ **Conduite d'arrivée**

L'arrivée dans le réservoir de la conduite de refoulement doit se faire par le bas et de coté opposé de la conduite de départ

#### ➤ **Conduite de distribution**

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée.

La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons.

La crépine se place à 0.15 m au-dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite

#### ➤ **Conduite de décharge ou de vidange**

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite.

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout

#### ➤ **Conduite de trop-plein**

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge et

En limitant la vitesse dans la conduite.

➤ *By-pass*

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartiment, il suffit de disposer d'un by-pass

➤ *Matérialisation de la réserve d'incendie*

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteinte,

➤ *Vanne papillon* .

La figure suivante représente le robinet vanne papillon

**Conclusion :**

Après avoir effectué le calcul des différents réservoirs, la projection des nouveaux ouvrages s'est avérée plus que nécessaire afin de combler le déficit des ouvrages existants

Cette étude permet de calculer les capacités des réservoirs qui sont comme suit :

1. Un réservoir tampon de capacité de 500 m<sup>3</sup> au niveau de KOUDIET AKBOU
2. Un réservoir terminal au niveau de chef-lieu de capacité de stockage de 1000 m<sup>3</sup>
3. Les deux bâches de capacité 500 m<sup>3</sup> pour les stations de pompage dont l'étude fera l'objet de chapitre suivant.



## **CHAPITRE IV**

### **Étude et dimensionnement des stations de pompage**

## Introduction :

La position du champ de captage se localise généralement dans les zones basses de la topographie régionale. Étant donné cette dernière est souvent accidentée que le recourt à des stations de pompage pour transporter l'eau captée aux agglomérations situées dans les zones plus hautes est inévitable.

Dans ce contexte, ce chapitre sera l'objet d'étude des deux stations de pompages de projet en question toute en le partageant en deux volets ; étude des pompes proprement dites et le dimensionnement du bâtiment des stations de pompage.

### IV-1. Étude des pompes proprement dites

Les pompes véhiculant des liquides se divisent en deux catégories principales, les pompe centrifuge et les pompe volumétriques ou à piston. Néanmoins, dans le domaine de pompage de l'eau en général, et particulièrement l'eau potable, les pompes les plus fréquemment utilisées sont les pompes centrifuges.

#### IV-1-1. Définition et constitution d'une pompe centrifuge [5]

Une pompe centrifuge se compose (figure IV-1):

- *Distributeur* : est une sorte de tubulure profilée qui, comme son nom l'indique, sert à conduire l'eau avec une vitesse et une direction convenables dans l'axe de la pompe ou <<ouïe >> ou <<ouillard>> de la roue.

Le distributeur est généralement constitué par un cône convergent qui permet de réaliser une meilleure disposition des filets liquides en améliorant le parallélisme et l'égalité des vitesses. Il est précédé, à l'amont, par la canalisation d'aspiration.

- D'une roue, ou turbine, ou rotor, ou mobile, constitué par un moyeu porté par un arbre et muni d'aubes tournantes à l'intérieur de deux coquilles formant le corps de la pompe. Les aubes peuvent être fixées sur un ou deux cotés à des disques ; on distingue ainsi des rotors ouvert, demi ouvert ou fermé.

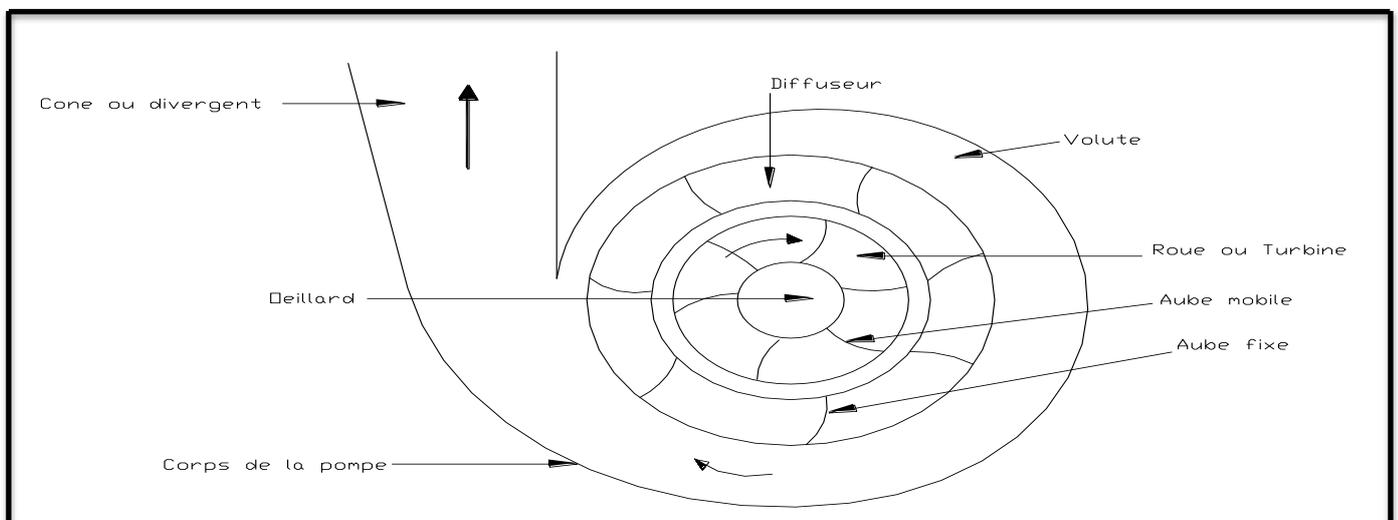


Figure IV-1.: Constitution d'une pompe centrifuge

La théorie de fonctionnement des pompes centrifuges montre qu'entre l'entrée et la sortie de la roue, l'énergie mécanique totale de la veine fluide est augmentée.

Cette augmentation provient, d'une part de l'accroissement de l'énergie pression (ou énergie potentielle), d'autre part d'un accroissement de l'énergie cinétique.

Cette dernière est transformée en énergie pression par un ralentissement progressif qui est obtenu dans une pièce placée à l'extérieur de la roue et qui, suivant le cas, peut-être :

- a) Un diffuseur lisse ;
- b) Un diffuseur à ailette ;
- c) Un colimaçon ou volute ;

Dans tous les cas cette pièce se termine par un cône divergent qui contribue encore à ralentir la vitesse de fluide et, partant, à récupérer sous forme de pression l'énergie cinétique correspondante.

En définitive, dans le type de pompe le plus courant, l'eau entre par le centre de la roue sort à la périphérie, décrivant une trajectoire centrifuge d'où le nom donné à ces machines

#### IV-1-2. Le débit moyen horaire refoulé et la hauteur manométrique totale

Le débit moyen horaire refoulé est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{moy, ref} = \alpha \frac{Q_{max, j}}{T_f} \quad (IV-1)$$

Avec  $Q_{moy, ref}$  : débit moyen refoulé

$Q_{max, j}$  : débit maximum journalier

$\alpha$  : coefficient de majoration tel que  $1.04 < \alpha < 1.1$

$T_f$  : le temps de fonctionnement de la station de pompage

$$Q_{moy, ref} = 1.04 \times \frac{8874 \cdot 37}{20} \quad \text{D'où } Q_{moy, ref} = 461.46 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les hauteurs manométriques totales sont déterminées dans le chapitre D'adduction

- $H_{mt, ISSER} = 162.1 \text{ m}$  ;
- $H_{mt, BOUCHAKOUR} = 165,9 \text{ m}$  ;

**IV-1-3. Choix du type et nombre de pompes :**

Le type et le nombre de pompe définitivement choisis doit assurer le débit moyen horaire refoulé et la hauteur manométrique totale appelée. Et dans le but de répondre à ces exigences deux variantes du type de pompe seront à étudier et pour chaque variante, on déterminera le nombre de pompe convenable :

Variante 1 : Pompe centrifuge à simple entrée type CAPRARI.

Variante 2 : Pompe centrifuge à simple entrée type KSB.

Il est à noter que le choix de type de pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

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

Par ailleurs le choix du nombre de pompe doit respecter les critères suivants :

- ✓ nombre minimale de pompes
- ✓ le rendement maximal
- ✓ puissance absorbée minimale
- ✓ (NPSH)<sub>r</sub> minimal
- ✓ La vitesse de rotation importante.

Les tableaux suivants représentent le choix du type et nombre de pompe pour les deux variantes, pour chaque station de pompage.

**Tableau IV-1 : Caractéristiques des pompes type caprari en fonction de leur nombre (variante1).**

<i>station de pompage TIZI-ELBIR (SP1)</i>										
<i>n</i>	<i>Q</i> appelé (m <sup>3</sup> /h)	<i>HMT</i> appelé (m)	<i>Type de</i> <i>pompe</i>	<i>η</i> (%)	<i>HMT</i> (m)	<i>Vitesse</i> (tr/min)	<i>N<sup>bre</sup></i> <i>d'étage</i>	<i>P<sub>abs</sub></i> (KW)	<i>(NPSH)<sub>r</sub></i> (m)	<i>Øroue</i> (mm)
2	230.73	162.1	PM 150/7D	78.9	161	1450	7	140	2.48	150
3	153.82	162.1	PM 125/8B	75.5	170	1450	8	130	2.12	125
4	115.37	162.1	PM 100/3C	77.3	165	2900	3	100	3.18	100
<i>station de pompage BOUCHAKOUR (SP2)</i>										
<i>n</i>	<i>Q</i> appelé (m <sup>3</sup> /h)	<i>HMT</i> appelé (m)	<i>Type du</i> <i>pompe</i>	<i>η</i> (%)	<i>HMT</i> (m)	<i>Vitesse</i> (tr/min)	<i>N<sup>bre</sup></i> <i>D'étage</i>	<i>P<sub>abs</sub></i> (KW)	<i>(NPSH)<sub>r</sub></i> (m)	<i>Øroue</i> (mm)
2	230.73	165.9	PM 150/6B	79.1	169	1450	6	150	2.57	150
3	153.82	165.9	PM 125 8B	76	170	1450	8	130	2.12	125
4	115.37	165.9	PM 100/3C	77.3	165	2900	3	100	3.18	100

**Remarque :**

Les caractéristiques des pompes type KSB sont déterminées à partir de catalogue multitec KSB (voire l'annexe 3).

Tableau IV-2: Caractéristiques des pompes type KSB en fonction de leur nombre (variante2)

station de pompage TIZI-ELBIR (SP1)										
n	Q appelé (m3/h)	HMT Appelé (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Øroue (mm)
1	461.46	162.1	Multitec 150 12.2	80	164	1750	4	200	5.7	337
<b>2</b>	<b>230.73</b>	<b>162.1</b>	<b>Multitec 125 10.2</b>	<b>81</b>	<b>165</b>	<b>1750</b>	<b>6</b>	<b>132</b>	<b>3.2</b>	<b>270</b>
3	153.82	162.1	Multitec 100 7.1	75.5	180	1750	3	90	4.1	241
4	115.37	162.1	Multitec 65 6.1	73.4	175	2900	4	75	4	214
station de pompage BOUCHAKOUR (SP2)										
n	Q appelé (m3/h)	HMT Appelé (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Øroue (mm)
1			Multitec 150 12.2	80	164	1750	4	250	5.7	337
<b>2</b>	<b>230.73</b>	<b>165.9</b>	<b>Multitec 125 10.2</b>	<b>81</b>	<b>167</b>	<b>1750</b>	<b>6</b>	<b>132</b>	<b>3.2</b>	<b>270</b>
3	153.82	165.9	Multitec 100 7.1	75.5	180	1750	3	90	4.1	241
4	115.37	165.9	Multitec 65 6.1	73.4	175	2900	4	75	4	214

Conclusion :

Après avoir analysé les deux variantes, le type de pompe KSB, Multitec 125 10.2 est retenu pour les deux stations de pompage, avec deux pompes comme nombre de pompe convenable. Son encombrement est donné dans la figure IV-2.

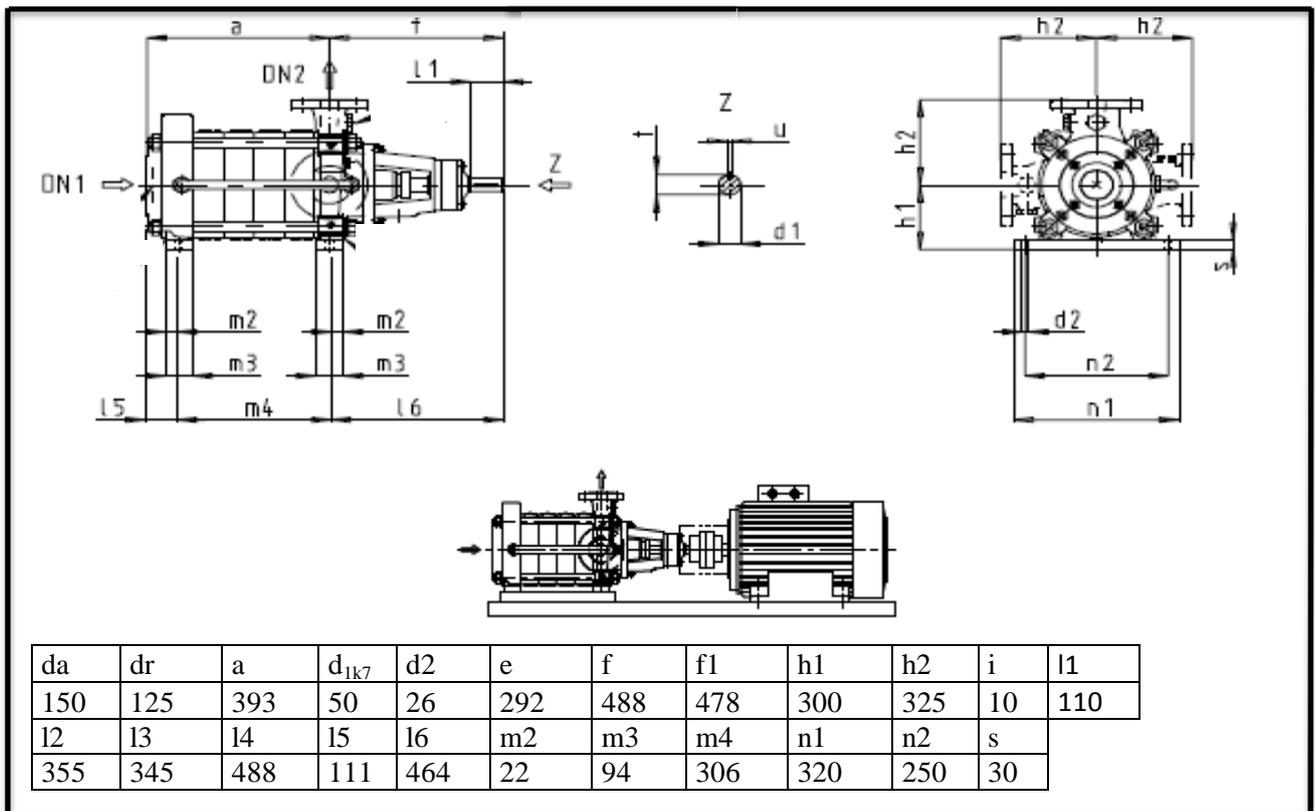


Figure IV-2 : Encombrement de la pompe KSB, Multitec 125 10.2

IV-1-4. Courbes caractéristiques des pompes [4] [5]

Généralement les constructeurs fournissent, pour une pompe donnée, le réseau des Caractéristiques spécifiques  $[H-Q]$ ,  $[P_{abs} - Q]$ ,  $[\eta_p - Q]$ ,  $[(NPSH)_r - Q]$  pour toute une série de vitesse, l'allure de ces courbes caractéristiques sont représentés dans la figure IV-3

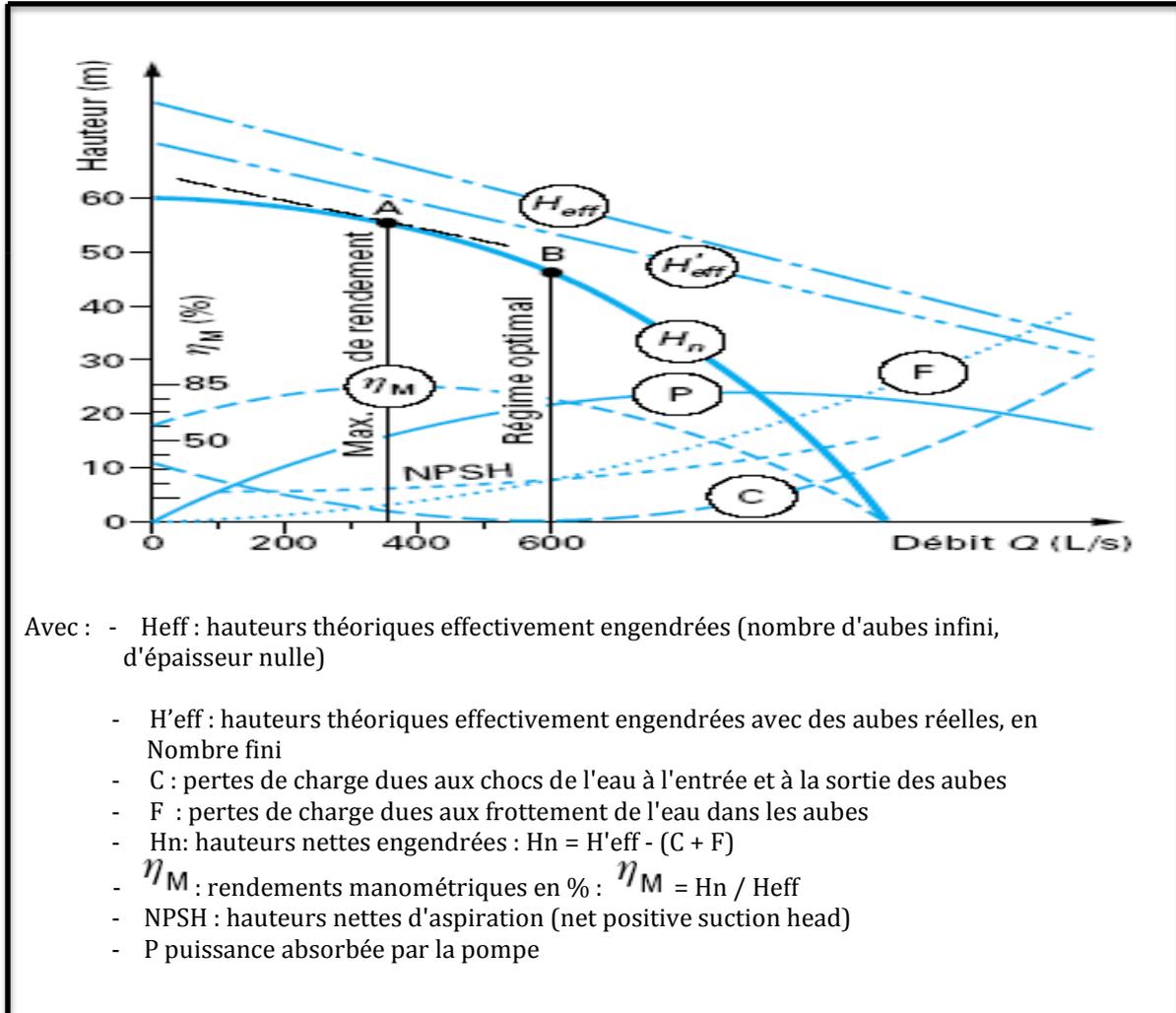


Figure IV-3 : Courbes caractéristiques d'une pompe

Dans une pompe bien conditionnée, la courbe définissant la relation entre une hauteur de refoulement et le débit refoulé, ont une allure parabolique, l'axe de la parabole étant parallèle à la droite des hauteurs refoulées par la pompe, et la convexité de la parabole tournée vers le haut.

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

Cette condition implique que la hauteur à débit nul de la pompe (hauteur de barbotage) soit supérieure à celle correspondant à la pression à l'intérieur de la conduite sur laquelle elle refoule.

Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour les deux stations sont représentées dans la figure suivante

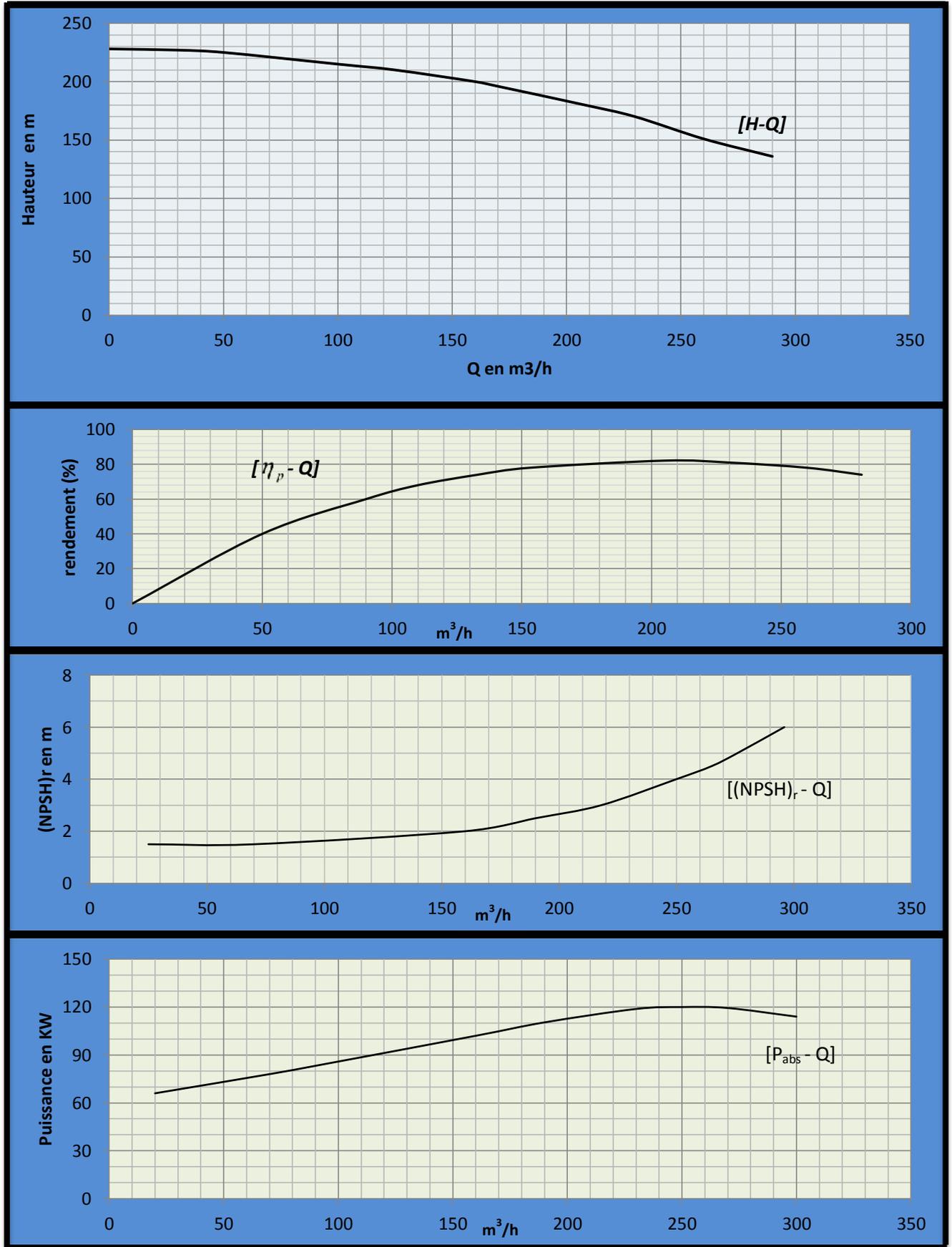


Figure IV-4 : Courbes caractéristiques d'une pompe KSB, Multitec 125 10.2

### IV-1-5. Couplage des pompes :

Le couplage des pompes est envisagé dans le cas où une seule pompe ne satisfait pas la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu, on distingue les cas suivants :

#### 1. Couplage en parallèle :

Dans ce cas, le débit donné par une seule pompe est insuffisant, donc on a intérêt à utiliser des pompes installées en parallèle, et pour chaque pompe, une conduite de refoulement qui aboutissent ensemble à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

La figure IV-5 représente l'évolution des caractéristiques pour un couplage en parallèle.

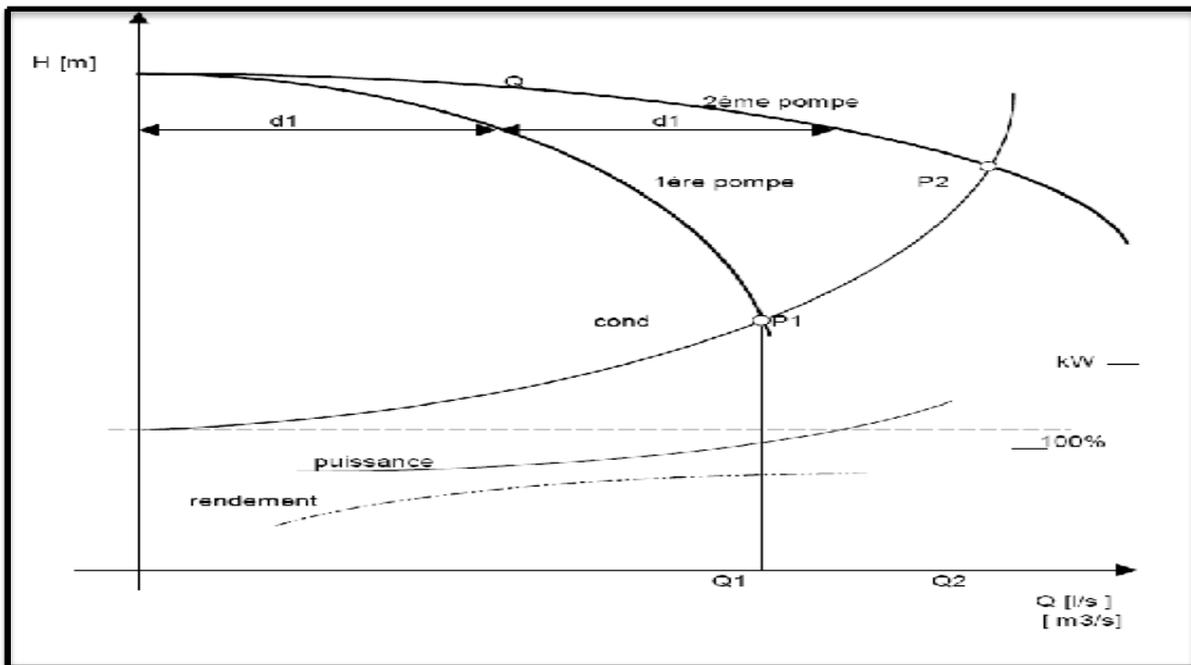


Figure IV-5 : Couplage en parallèle

#### 2. Couplage en série :

Dans ce cas, la charge demandée ne peut pas être satisfaite par une seule pompe, en principe, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

La figure IV-6 représente l'évolution des caractéristiques pour un couplage en série.

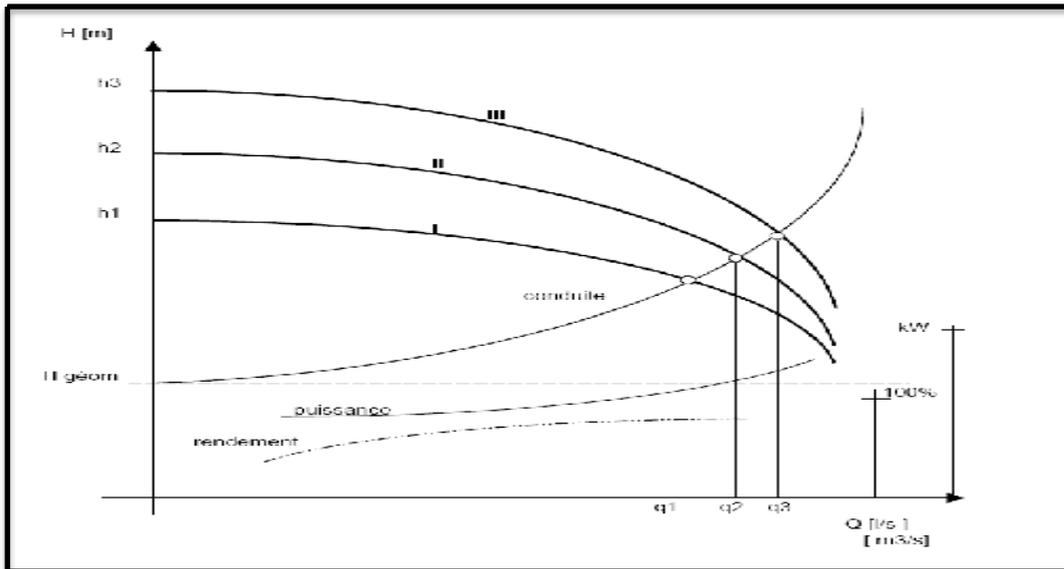


Figure IV-6 : Couplage en série

Dans notre cas, on a deux pompes identiques accouplées en parallèle, dont la courbe caractéristique de la pompe résultante est représentée dans la figure suivante.

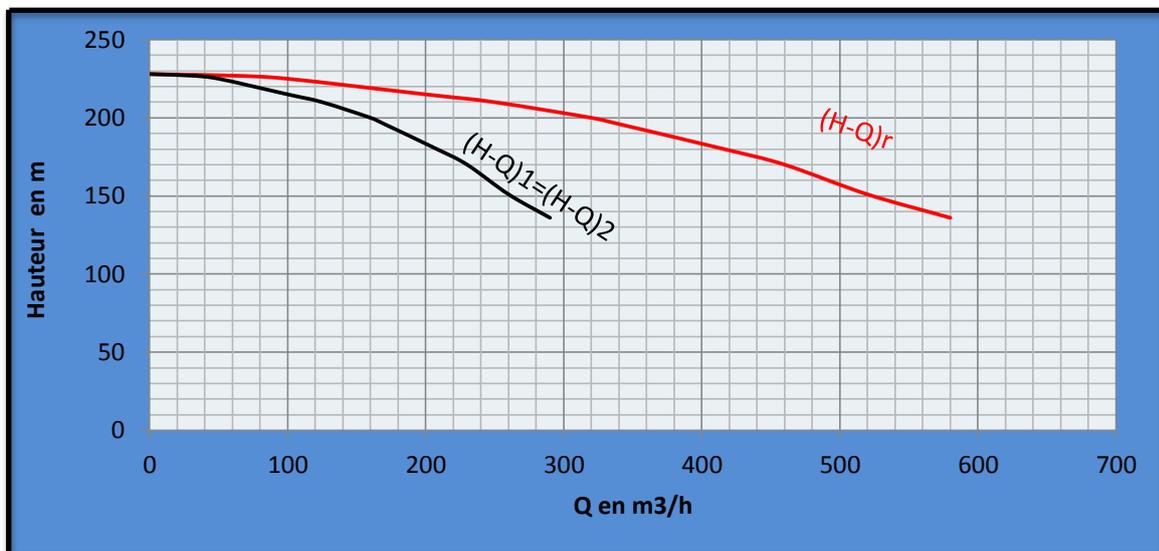


Figure IV-7 : Couplage de deux pompes type KSB, Multitec 125 10.2 identique en parallèle

Avec  $(H-Q)_1$  : courbe caractéristique de la pompe 1 ;

$(H-Q)_2$  : courbe caractéristique de la pompe 2 ;

$(H-Q)_r$  : courbe caractéristique de la pompe résultante de deux pompe identique accouplées en parallèle ;

#### IV-1-6. Point de fonctionnement.

Le point du fonctionnement est caractérisé par deux caractéristiques hydrauliques en l'occurrence

La courbe caractéristique hydraulique  $[H-Q]$  de la pompe donnée par le constructeur de la pompe (lors d'essai de la pompe).

La courbe caractéristique [H<sub>c</sub>-Q] du réseau d'adduction par refoulement, cette courbe est établie par l'installateur.

**IV-1-7. Courbe caractéristique de la conduite.**

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \tag{IV-2}$$

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

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \tag{IV-3}$$

Avec : Δh<sub>p</sub><sup>lin</sup> : perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \tag{IV-4}$$

Avec λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, λ = 0,01148 ;

L<sub>ref</sub> : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

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

D<sub>ec</sub> : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

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

Les tableaux suivants représentent le calcul des courbes illustrant le point de fonctionnement pour la station de pompage Isser (SP1) et celle de Bouchakour (SP2).

**Tableau IV-3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1).**

N°	Q (m <sup>3</sup> /s)	2Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	λ	Δh <sub>p</sub> <sup>lin</sup> (m)	Δh <sub>t</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
0.00	0.00	0.00	146.50	2242.60	315.00	0.01148	0.00	0.00	146.50
1.00	0.00	0.01	146.50	2242.60	315.00	0.01148	0.02	0.02	146.52
2.00	0.04	0.08	146.50	2242.60	315.00	0.01148	4.77	5.48	151.98
3.00	0.06	0.11	146.50	2242.60	315.00	0.01148	8.48	9.75	156.25
4.00	0.08	0.16	146.50	2242.60	315.00	0.01148	16.61	19.11	165.61
5.00	0.09	0.18	146.50	2242.60	315.00	0.01148	21.70	24.95	171.45
6.00	0.11	0.21	146.50	2242.60	315.00	0.01148	30.60	35.19	181.69
7.00	0.11	0.22	146.50	2242.60	315.00	0.01148	33.91	38.99	185.49
8.00	0.13	0.25	146.50	2242.60	315.00	0.01148	42.91	49.35	195.85
9.00	0.14	0.28	146.50	2242.60	315.00	0.01148	52.98	60.92	207.42
10.00	0.17	0.33	146.50	2242.60	315.00	0.01148	76.29	87.73	234.23

Tableau IV-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2).

N°	Q (m <sup>3</sup> /s)	2Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{in}$ (m)	$\Delta h_i$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
0.00	0.00	0.00	149.66	2910.00	315.00	0.01148	0.00	0.00	149.66
1.00	0.00	0.01	149.66	2910.00	315.00	0.01148	0.03	0.03	149.69
2.00	0.04	0.08	149.66	2910.00	315.00	0.01148	6.19	7.12	156.78
3.00	0.06	0.11	149.66	2910.00	315.00	0.01148	11.00	12.65	162.31
4.00	0.08	0.16	149.66	2910.00	315.00	0.01148	21.56	24.79	174.45
5.00	0.09	0.18	149.66	2910.00	315.00	0.01148	28.16	32.38	182.04
6.00	0.11	0.21	149.66	2910.00	315.00	0.01148	39.71	45.66	195.32
7.00	0.11	0.22	149.66	2910.00	315.00	0.01148	44.00	50.60	200.26
8.00	0.13	0.25	149.66	2910.00	315.00	0.01148	55.68	64.04	213.70
9.00	0.14	0.28	149.66	2910.00	315.00	0.01148	68.74	79.06	228.72
10.00	0.17	0.33	149.66	2910.00	315.00	0.01148	98.99	113.84	263.50

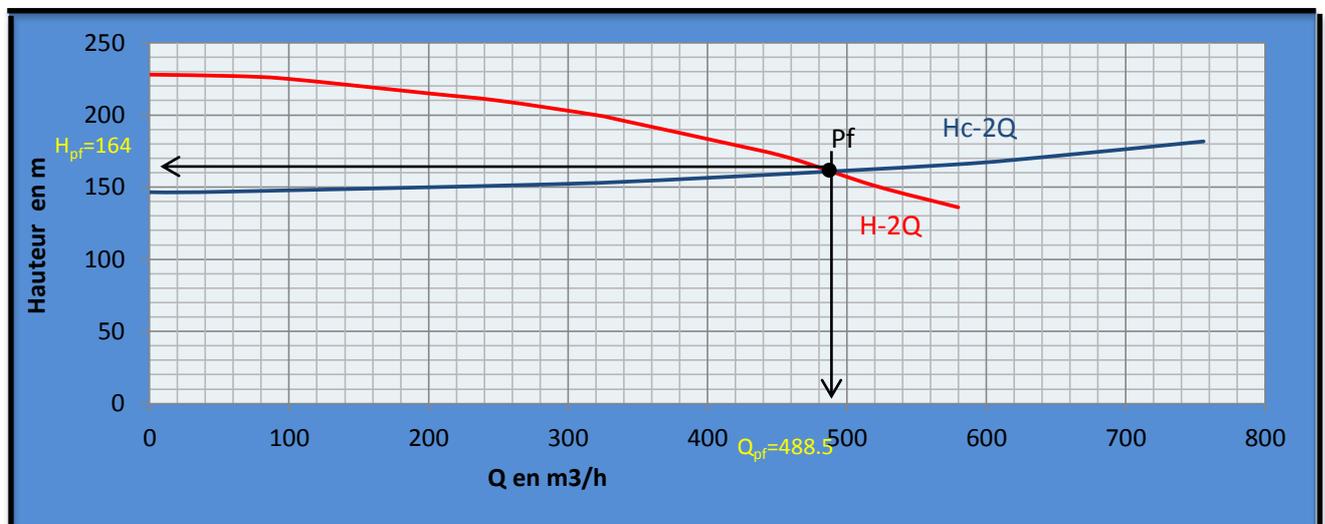


Figure IV-8 : Point de fonctionnement de la SP1.

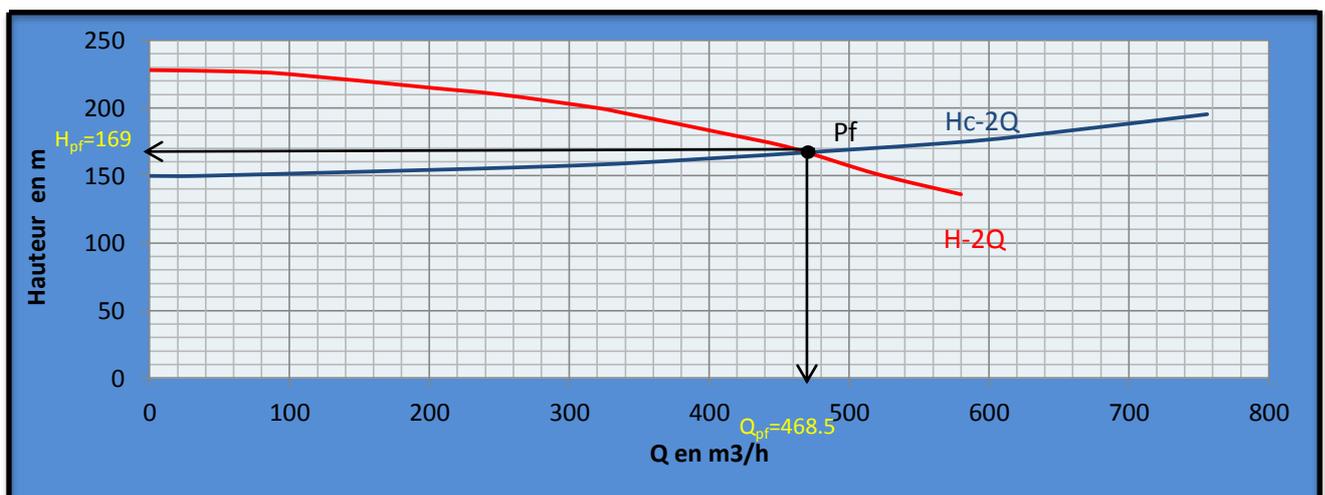


Figure IV-9 : Point de fonctionnement de la SP2.

D'après les figures précédentes Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) pour les deux stations de pompes sont comme suit :

$$SP1 : \begin{cases} Q_{pf} = 490 m^3 / h > Q_{app} = 461.4 L / h \\ H_{pf} = 164 m > H_{app} = 162.1 m \end{cases}$$

$$SP2 : \begin{cases} Q_{pf} = 470 m^3 / h > Q_{app} = 461.4 m^3 / h \\ H_{pf} = 169 m > H_{app} = 165.95 m \end{cases}$$

*Conclusion :*

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement inférieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

#### IV-1-8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Le débit et la charge disponible dans une installation de pompage, ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et dans le but de compenser cet écart, on procède par le réglage des débits.

##### IV-1-8-1. Les différents modes du réglage des débits.

- **Débit disponible > Débit appelé**

Puisque le débit demandé est inférieur à celui correspond au point de fonctionnement, on fait appel aux modes de réglages qui sont :

#### 1. 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,

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude, pour déterminer l'équation de droite de rognage.

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \cdot Q \quad (IV-5)$$

Avec  $Q_{app}$  : débit appelé par la pompe ;

$Q_{pf}$  : débit du point de fonctionnement (intersection de la courbe de la Pompe et la courbe du réseau ou conduite) ;

C'est une droite de la forme :  $H = a \cdot Q$

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

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \quad \text{(IV-6)}$$

Avec  $Q_E$  : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement ;

$D$  : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{D}{d} \right]^2 = \frac{1}{m^2} ; \\ R \% = (1-m).100 \end{array} \right. \quad \text{(IV-7)}$$

$$\text{(IV-8)}$$

Avec  $m$  : coefficient de rognage ;

$R$  : rendement de rognage.

Remarque : il faut que  $R\% < 15$  pour que le rendement soit efficace; si non il faut opter pour une autre solution.

## 2. Augmentation des pertes de charge

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

## 3. Diminution de temps de pompage :

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est donné par l'expression suivante :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad \text{(IV-9)}$$

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

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

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

## 4. Réglage qualitatif

C'est la variation de la vitesse de rotation, consiste à diminuer le nombre de tours de la pompe, pour calculer la nouvelle vitesse de rotation on utilise les lois de similitude pour :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} * Q^2 \quad \text{(IV-10)}$$

Cette formule régit La courbe de proportionnalité sous forme de :  $H = A.Q^2$

En outre

$$\left[ \frac{H}{h} \right] = \left[ \frac{N}{n} \right]^2 \Rightarrow n = N \cdot \sqrt{\frac{h}{H}} \quad \text{(IV-11)}$$

Avec  $N$  : vitesses de rotation initiale d la pompe (tr/mn) ;

$n$  : vitesse de rotation après réglage (tr/mn) ;

### 5. Réglage quantitatif (VANNAGE)

Le vannage, est la fermeture progressive de la vanne, donc l'ajout des pertes de charge singulières supplémentaires qui vont augmenter la courbe caractéristique du réseau.

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

$$\eta_{\text{inst}_{ap, \text{van}}} = \eta_{\text{inst}_{av, \text{van}}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{IV-12})$$

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

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

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

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

$$h_v = H_c - H_{app} \quad (\text{IV-13})$$

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

### 6. Le recyclage de l'écoulement

Ce mode de réglage est utilisé pour les grands débits et a pour but de déminer le débit.

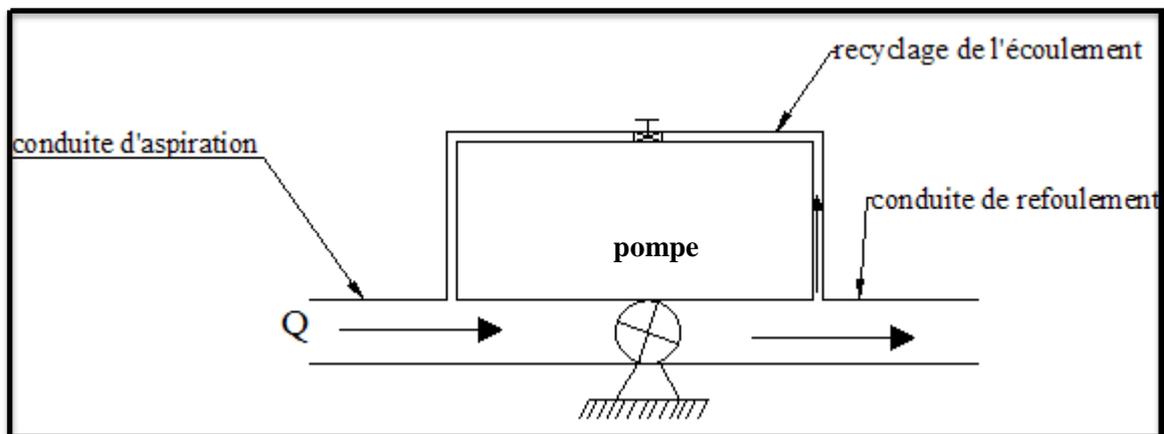


Figure IV-10 : Réglage par recyclage de l'écoulement.

### 7. Introduction d'air

Il est également utilisé pour diminuer le débit néanmoins il est déconseillé de l'utiliser à cause de risque de cavitation, notamment pour les pompe installées en aspiration.

- **Débit disponible < Débit appelé**

Dans ce cas de figure, les deux réglages disponible sont les suivants :

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

IV-1-8-2. Application des modes de réglage.

Dans le but d'opter au mode occasionnant la plus faible chute de rendement et la plus faible puissance absorbée, on étudie les différents modes de réglage possibles, et diminution du temps de pompage le rognage et la variation de la vitesse de rotation.

1. Le vannage

- Station de pompage Isser (SPI).

$H_c = 170$  m (d'après la figure)

$h_v = 170 - 162.1 \Rightarrow h_v = 7.9$  m.

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 8 I^* \frac{162.1}{162.1 + 7.9} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 79.23 \%$$

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

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

Avec n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{461.4}{2} \Rightarrow Q = 230.7 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 0.064 * 162.1}{0.7723} \Rightarrow P_{abs} = 128.45 \text{ Kw} .$$

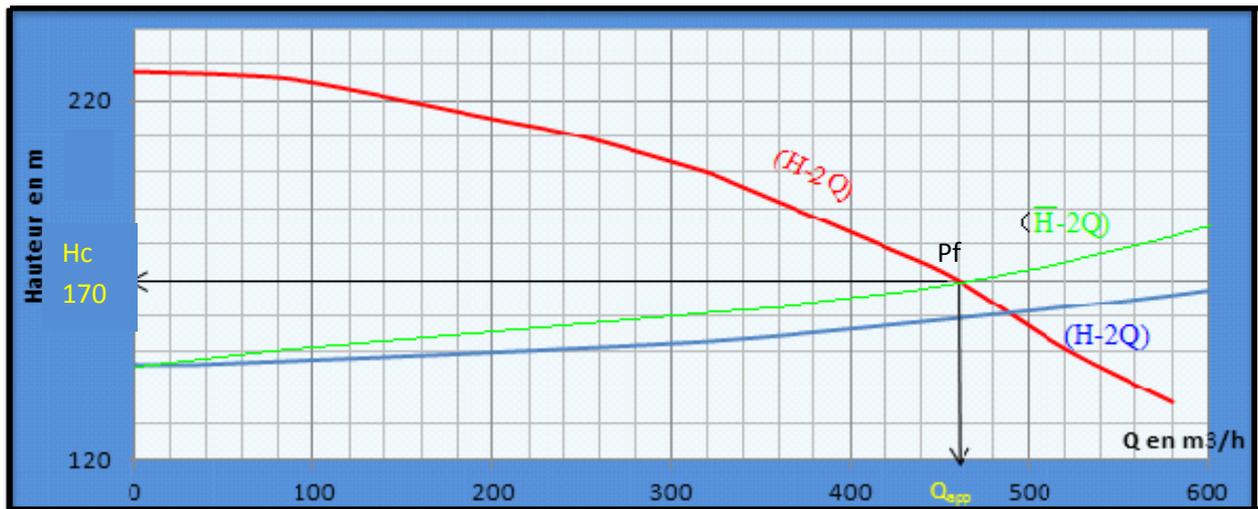


Figure IV-11 : réglage par vannage SPI .

- Station de pompage Bouchakour (SP2).

$$H_c' = 170 \text{ m}$$

$$h_v = 170 - 165.9 \Rightarrow h_v = 4.1 \text{ m.}$$

$$\eta_{ap, van}^{inst} = 81 * \frac{165.9}{165.9 + 4.1} \Rightarrow \eta_{ap, van}^{inst} = 79.04 \%$$

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

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

Avec n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{461.4}{2} \Rightarrow Q = 230.7 \text{ m}^3 / \text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 0.064 * 165.9}{0.7904} \Rightarrow P_{abs} = 131.78 \text{ Kw.}$$

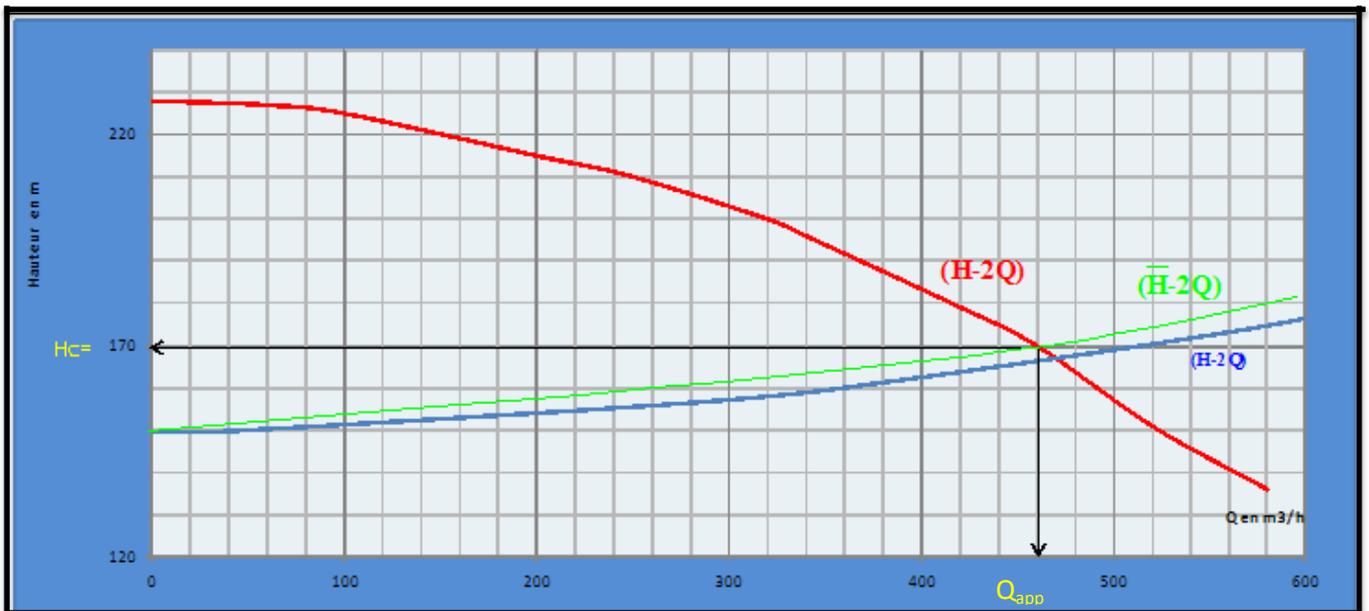


Figure IV-12 : réglage par vannage SP2 .

## 2. Rognage

- Station de pompage Isser (SP1).

L'équation de la droite de rognage est telle que :  $H = \frac{162.1}{461.46} * Q \Rightarrow H = 0.365 * Q$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera :  $d = 270 * \sqrt{\frac{461.4}{465}} \Rightarrow d = 269 \text{ mm.}$

Le coefficient de rognage est :  $m = \sqrt{\frac{461.4}{465}} \Rightarrow m = 0.996.$

Le rendement de rognage est :  $R = (1 - 0.99) * 100 \Rightarrow R\% = 0.38\% < 15\%$

Donc le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : **80%** (figure)

La puissance absorbée :

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 0.064 * 162 .1}{0,8} \Rightarrow P_{abs} = 127.21 \text{ Kw}$$

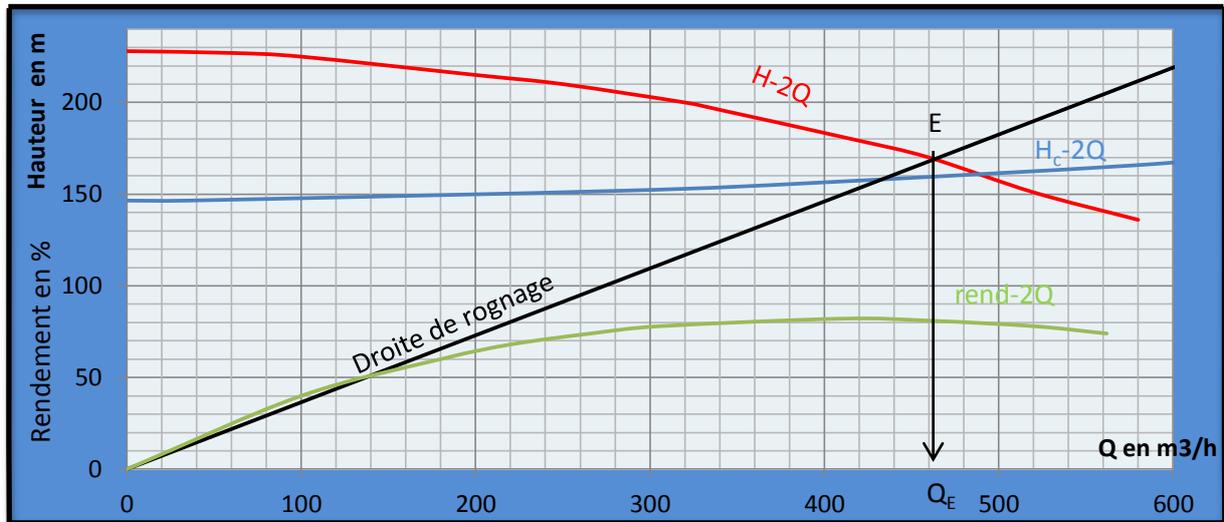


Figure IV-13 : réglage par rognage SP1.

- Station de pompage Bouchakour (SP2).

L'équation de la droite de rognage est telle que :  $H = \frac{165 .95}{461 .46} * Q \Rightarrow H = 0.3595 * Q$

Le diamètre de la roue après le rognage, sera :  $d = 270 * \sqrt{\frac{461 .4}{468 .5}} \Rightarrow d = 267.9 \text{ mm}.$

Le coefficient de rognage est :  $m = \sqrt{\frac{461 .4}{468 .5}} \Rightarrow m = 0,992.$

Le rendement de rognage est :  $R = (1-0,992) * 100 \Rightarrow R\% = 0.74\% < 15\%$

Donc le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : **80%** (figure)

La puissance absorbée :

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 0.064 * 165 .9}{0,8} \Rightarrow P_{abs} = 130.2 \text{ Kw}$$

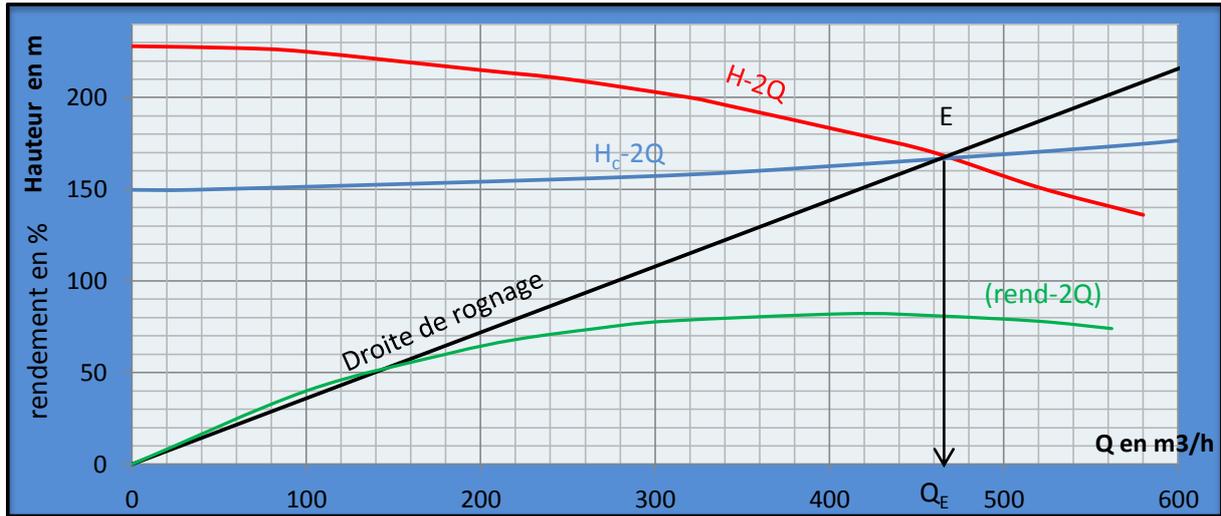


Figure IV-14 : réglage par rognage SP2 .

**3. Diminution de temps de pompage :**

- **Station de pompage Isser (SP1).**

Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{461.4}{490} * 20 \Rightarrow t' = 18h 49min 48sec$

Le rendement correspondant au débit  $Q_A=490 m^3/5$  est : 80%

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

sachant que :  $Q = \frac{Q_A}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{461.4}{2 * 3600} \Rightarrow Q = 0.064 m^3 / s . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.064 * 162.1}{0,8} \Rightarrow P_{abs} = 127.21 Kw$$

- **Station de pompage Bouchakour (SP2).**

Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{461.4}{470} * 20 \Rightarrow t' = 19h 37min 48sec$

Le rendement correspondant au débit  $Q_A=470 m^3/h$  est : 81.5%

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

sachant que :  $Q = \frac{Q_A}{n}$

$$Q = \frac{461.4}{2 * 3600} \Rightarrow Q = 0.064 m^3 / s . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.064 * 165.9}{0,81.5} \Rightarrow P_{abs} = 127.8 Kw$$

**4. Réglage qualitatif**

*Station de pompage Isser (SP1).*

La courbe de proportionnalité  $H = \frac{162 \cdot 1}{461 \cdot 4^2} \cdot Q^2 \longrightarrow H = 7.4 \times 10^{-4} \cdot Q^2$

La vitesse de rotation après la variation est

$$n = 1750 \cdot \sqrt{\frac{162 \cdot 1}{170}} \longrightarrow n = 1710 \text{ tr/ mn}$$

Le rendement après la variation de vitesse est : 80%

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

sachant que :  $Q = \frac{Q_A}{n}$

$$Q = \frac{461 \cdot 4}{2 \cdot 3600} \Rightarrow Q = 0.064 \text{ m}^3/\text{s} \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 \cdot 0.064 \cdot 162 \cdot 1}{0,805} \Rightarrow P_{abs} = 126.42 \text{ Kw}$$

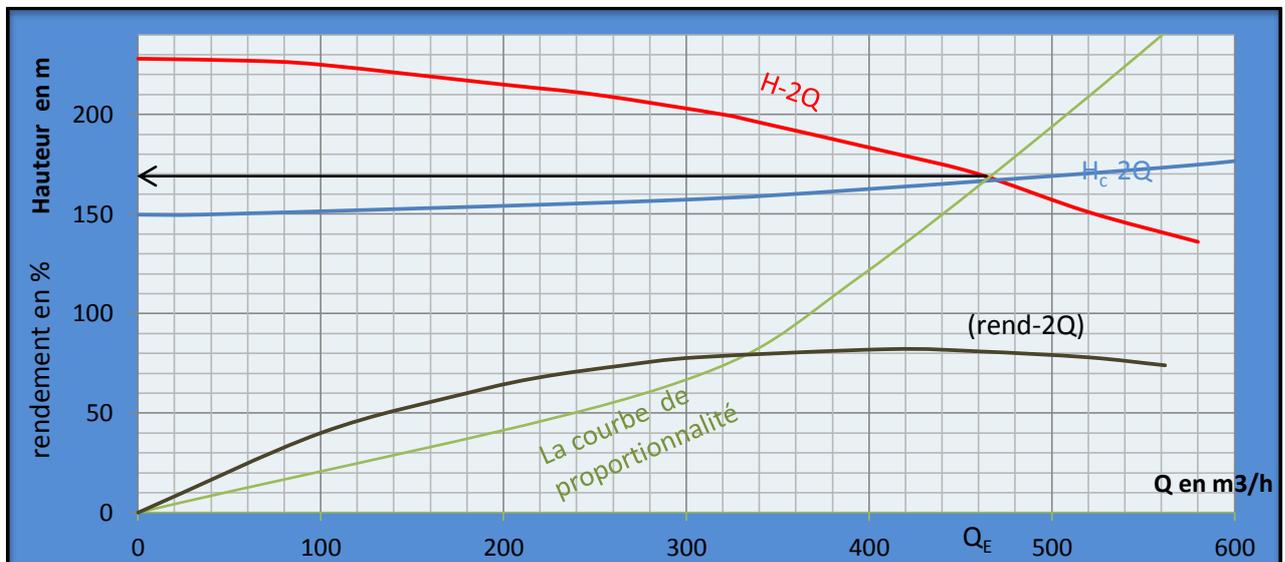


Figure IV-15 : Réglage par changement de vitesse SP1

• *Station de pompage Bouchakour (SP2).*

La courbe de proportionnalité  $H = \frac{165 \cdot 9}{461 \cdot 4^2} \cdot Q^2 \longrightarrow H = 7.6 \times 10^{-4} \cdot Q^2$

La vitesse de rotation après la variation est

$$n = 1750 \cdot \sqrt{\frac{165 \cdot 9}{168}} \longrightarrow n = 1739 \text{ tr/ mn}$$

Le rendement après la variation de vitesse est : 81%

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

sachant que :  $Q = \frac{Q_A}{n}$

$$Q = \frac{461.4}{2 * 3600} \Rightarrow Q = 0.064 \text{ m}^3 / \text{s} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.064 * 165.9}{0,81} \Rightarrow P_{abs} = 128.59 \text{ Kw}$$

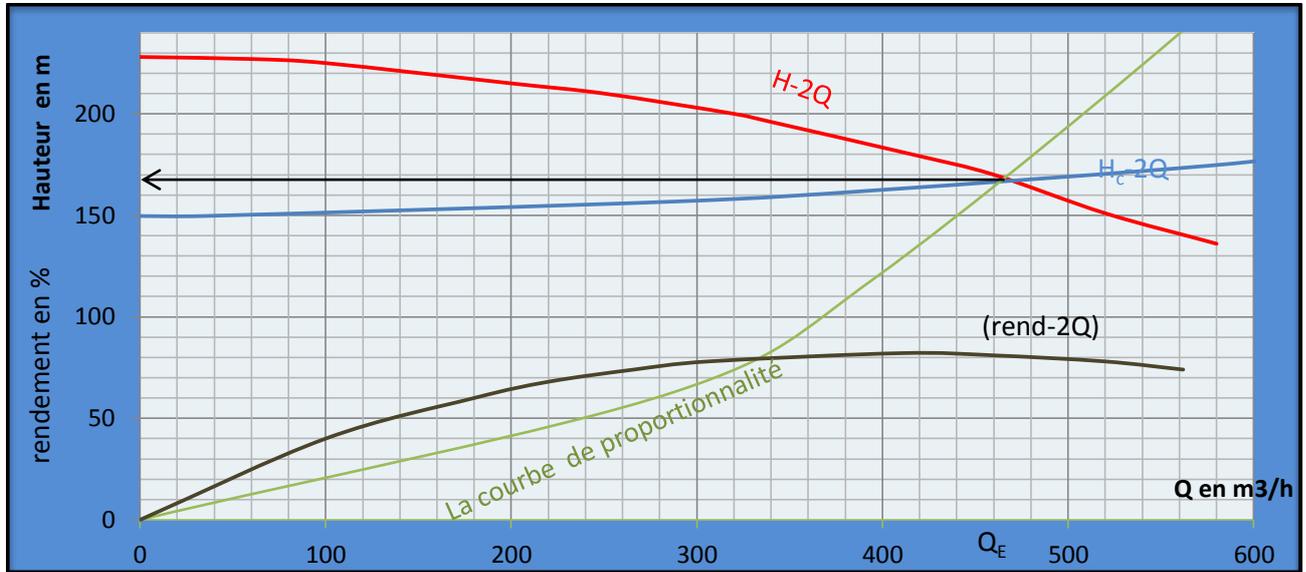


Figure IV-16 : réglage par variation de vitesse SP2.

Le tableau suivant récapitule les résultats des réglages de débits

Tableau IV-5 : Réglage de débit

	Station de pompage Isser (SP1)				Station de pompage Bouchakour (SP2)			
	Vannage	rognage	Changement de temps de pompage	Variation de la vitesse	Vannage	rognage	Changement de temps de pompage	Variation de la vitesse
<b>Rendement</b>	79.23	80	80	80.5	79.04	80	80	81
<b>Puissance absorbée en</b>	128.45	127.4	127.4	126.42	131.78	130.2	130.2	128.59

Conclusion :

Dans les deux stations, le réglage par la variation de la vitesse de rotation est le réglage qui assure un rendement plus élevé et une faible puissance absorbée

#### IV-1-9. Détermination du nombre de pompes de secours

Le nombre de pompe de secours dépend de nombre de pompe principale

Soit n le nombre de pompe principale donc

Si n compris entre 1 et 4 donc on a une pompe de secours

Si n compris entre 4 et 6 donc on a deux pompe de secours

Si n supérieur à 6 on a trois pompes de secours

Dans notre cas on a une pompe de secours

**IV-1-10. Choix du moteur électrique:**

Ce choix dépend de plusieurs critères à savoir :

- vitesse de rotation de moteur

$$N_{Moteur} = N_{Pompe} + 200$$

$$N_{Moteur} = N_{Pompe} - 200$$

- Position de l'arbre du moteur (vertical, horizontale)
- Relation entre la puissance absorbée de la pompe et du moteur
- Source d'alimentation (tension)

La vitesse de rotation de moteur électrique est donnée par la formule suivante

$$N_{Moteur} = N_{Pompe} + 200 = 2900 + 200 = 3100 \text{ tr/min}$$

$$N_{Moteur} = N_{Pompe} - 200 = 2900 - 200 = 2700 \text{ tr/min}$$

La puissance fournie par le moteur est donnée par la formule suivante

$$P_m = \frac{\varpi \cdot Q \cdot H_m \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{acc} \cdot \eta_m} \quad \text{(IV-14)}$$

Avec :  $\eta_{acc}$  : Rendement de l'accouplement (=0,93 Accouplement entretoise)

$\eta_m$  : Rendement du moteur = (0,92÷0,95), on prend  $\eta_m = 0,92$

$\eta_p$  : Rendement de la pompe

K : Coefficient de correction est en fonction de la puissance absorbée de la pompe, les valeurs de K sont présentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV- 6 : Les valeurs de K en fonction de la puissance.**

<b>P (Kw)</b>	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
<b>K</b>	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

**1) Station de pompage Isser (SP1)**

La puissance du moteur

$$P_m = \frac{9810 \times 0,064 \times 162 \cdot 1 \times 1,25}{0,8 \times 0,93 \times 0,92} = 185858 \text{ w} \quad \text{Donc : } P_m = \mathbf{185.86 \text{ Kw}}$$

**2) Station de pompage Bouchakour (SP2)**

$$P_m = \frac{9810 \times 0,064 \times 165 \cdot 9 \times 1,25}{0,81 \times 0,93 \times 0,92} = 187866 \text{ w} \quad \text{Donc : } P_m = \mathbf{187.86 \text{ Kw}}$$

Le type de moteur choisi pour les deux stations est **PLS 315 M** (voire l'annexe).

Les dimensions du moteur sont représentées dans la figure suivante :

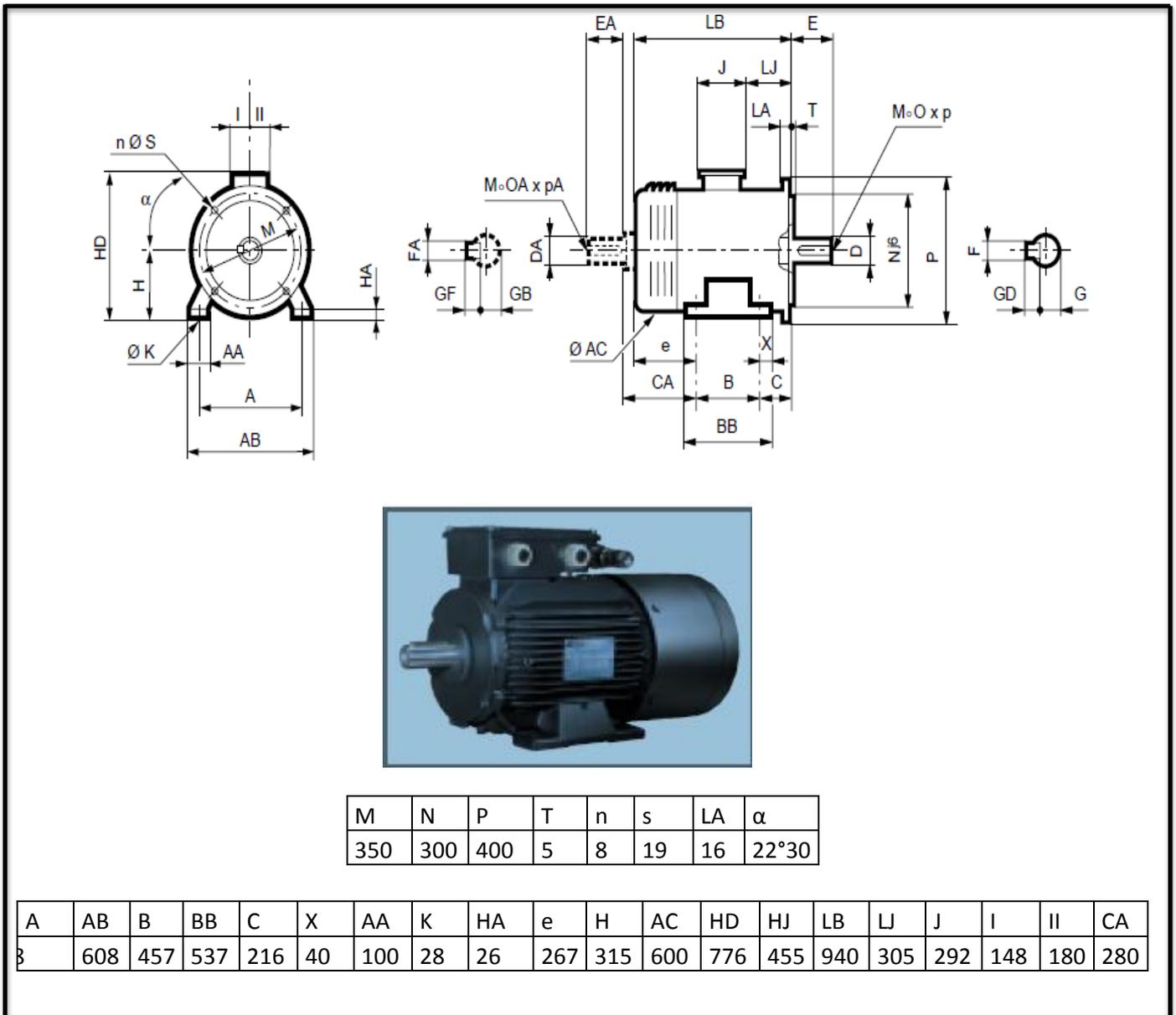


Figure IV-17 : L'encombrement du moteur électrique.

#### IV-1-11. Équipement amont et val de la pompe:

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent en dehors des pompes elles-mêmes :

- L'équipement d'aspiration
- L'équipement de refoulement

L'ensemble de ces équipement sont illustrés dans la figure ci-après et expliqués dans le tableau et le tableau

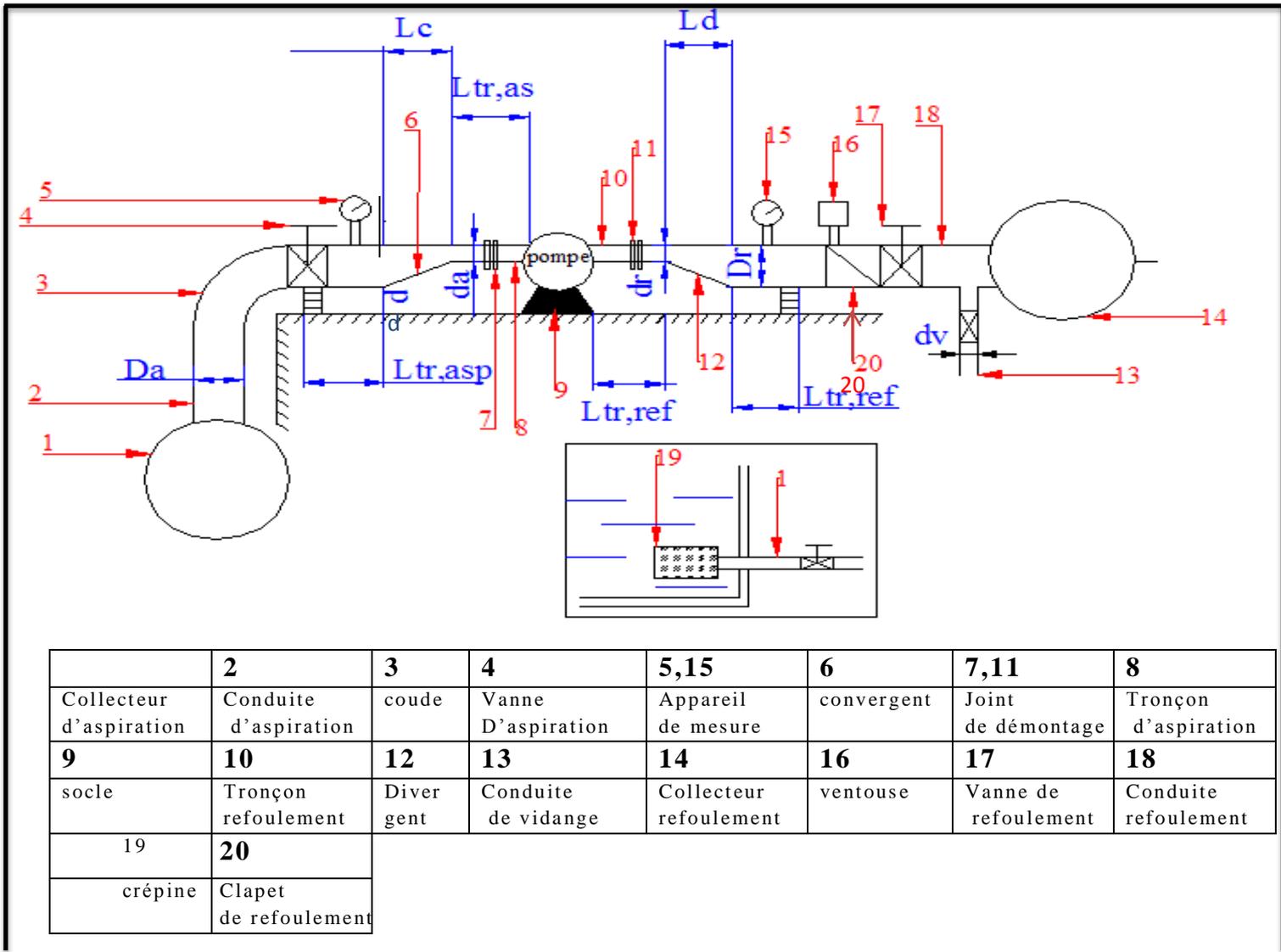


Figure IV-18 : Équipement amont et aval de la pompe.

Les dimensions des équipements sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV-7 : Dimension d'équipement amont et aval de la pompe.

aspiration			Refoulement		
Dimension	Expression	Résultat (mm)	Dimension	Expression	Résultat (mm)
da	da	150	dr	dr	125
Da	$(1.2-1.5)Dr$	200	Dr	$(1.2-1.5)Dr$	180
d	$d = 0.3 \text{ m si } Da < 500$ $d = 1 \text{ m si } Da > 500$	0.3	dv	$Dv = Da/4$	50
Lc	$(3,5 - 4)(Da-da)$	200	Ld	$(3,5 - 4)(Da-da)$	220
Ltr,ref	$l_{tr,ref} \geq 2 Da$	400	Ltr,ref	$l_{tr,ref} \geq 2 Da$	360

**Tableau IV-8 : Récapitulatif d'équipement amont et aval de la pompe**

<b>Équipement en amont de la pompe</b>				
<i>Pièce spéciale</i>	<i>DN En (mm)</i>	<i>DP En(m)</i>	<i>Type de raccord</i>	<i>Rôle</i>
Tronçon d'aspiration	150	0.4	Bride	Raccordement entre la pompe et la conduite d'aspiration.
Convergent	200-150	0.2	soudure	Accélérer progressivement l'écoulement en favorisant la bonne répartition des vitesses.
Coude	200	-	Soudure	Changement de direction
Crépine				Évite l'entrée accidentelle des corps solide dans la collecteur d'aspiration et la pompe.
Vanne d'aspiration	200	0.3	Bride	Isolement de la pompe lors de l'entretien, réglage des débits.
joint	150		Bride	Éviter l'entrée d'air et d'agent polluant
Butée	-	0.3	-	Fixation la conduite d'aspiration et éviter les vibrations
Conduite d'aspiration	200	1.5	Bride soudure	Raccordement du collecteur d'aspiration à la tubulure d'aspiration
<b>Équipement aval de la pompe</b>				
Tubulure refoulement	180	0.36	bride	Raccordement entre la pompe et le collecteur de refoulement
Divergent	180-125	220	soudure	Ralentir la vitesse très élevée à la sortie de la pompe,
Clapet refoulement	180	0.9	Bride	Empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe.
Vanne refoulement	180	0.3	Bride	Ralentir le phénomène transitoire, isoler la pompe pour l'entretien, réglage des débits.
Joint démontage			Bride	Montage et démontage de la conduite et pièces spéciales.
Conduite vidange	50	Variable	soudure	Vidange de la conduite de refoulement
Ventouse				Évacuer l'air qui contient la conduite de refoulement.
Conduite refoulement	180	1.5	bride	Raccordement du collecteur du refoulement à la tubulure de refoulement

#### IV-1-12. Dimensionnement du collecteur d'aspiration :

Le dimensionnement du collecteur d'aspiration dépend de la vitesse admissible à l'aspiration :

$$V_a = (0.7 - 1) \text{ m/s} \quad \text{pour } D_a \leq 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1.5) \text{ m/s} \quad \text{pour } 250 \text{ mm} < D_a \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1.5 - 1.8) \text{ m/s} \quad \text{pour } D_a > 800 \text{ mm}$$

Dans notre cas les conditions sont vérifiées pour une vitesse de 1.05 m/s, on aura un diamètre de 400 mm

#### IV-1-13. Choix du type d'installation : [5]

Dans le présent projet, les pompe seront alimentée directement à partir des baches à eau, donc, Pour éviter les difficultés d'amorçage, on a toujours intérêt à mettre les pompes centrifuges en charge, c'est-à-dire qu'une pompe doit être conçue ou choisie dans des conditions telles qu'il existe toujours une différence disponible de 2 à 3 m entre la hauteur d'aspiration dont elle est capable et la hauteur manométrique réelle d'aspiration qui résulte des conditions d'établissement propres à cette dernière.

#### IV-1-14. Le phénomène de cavitation et la hauteur admissible d'aspiration:

Il est souvent recommandé de lutter de préférence contre les causes de la cavitation et non pas contre ses conséquences.

##### IV-1-14-1. Définition et description de la cavitation

La cavitation est définie comme étant la perturbation des veines liquides juste à l'entrée de la pompe, la formation des cavités est provoquée par une dépression relative, comme on peut avoir dans cette cavité une bulle d'air dissous.

Le phénomène de la cavitation peut être visualisé en utilisant un banc d'essai << venturi >> qui va nous permettre de constater les trois phases de développement de la cavitation (voire la figure IV-14).

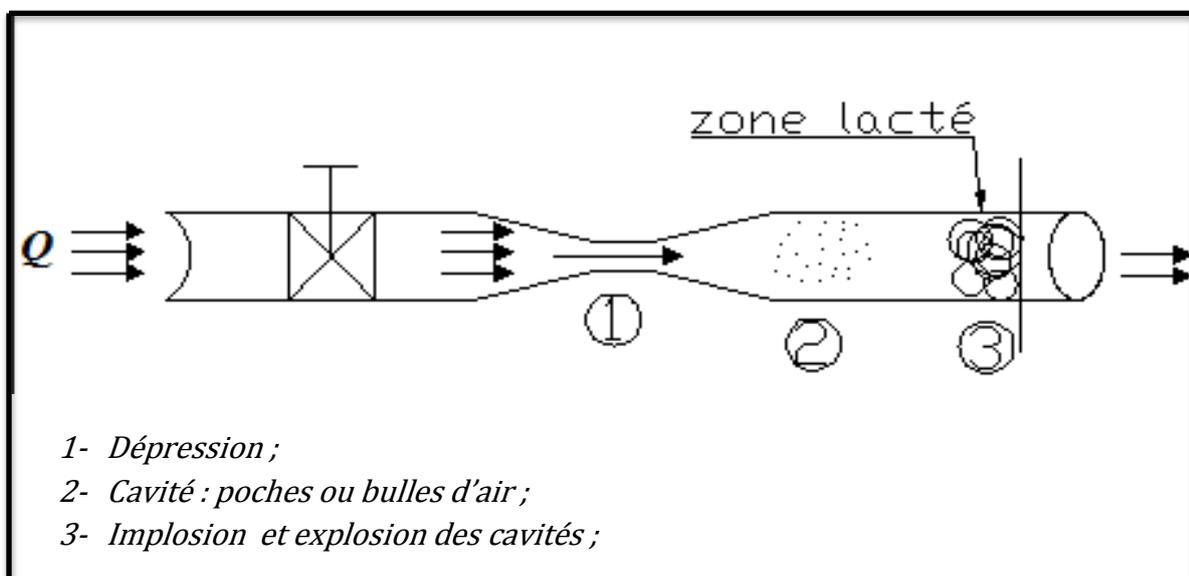


Figure IV-19 : phénomène de la cavitation.

**IV-1-14-2. Les causes et les conséquences de la cavitation**

➤ *Les causes*

La cause principale de la cavitation des pompes est sa mauvaise installation, cette dernière figure dans les cas de figure suivants :

- implantation de la pompe dans une altitude inappropriée, autrement dit plus l'altitude
- augmente plus la pression atmosphérique diminue (voir tableau) ;

**Tableau IV-9 : Variation de la pression atmosphérique en fonction de l'altitude.**

Altitude en (m)	-100	0	100	300	500	1500	2000
P <sub>atm</sub> en (mce)	11.3	10.33	10.2	10.00	9.7	8.6	8.4

- l'augmentation de la température engendre l'augmentation de la pression de vapeur ;

**Tableau IV-10 : Variation de la pression du vapeur en fonction de la température.**

T °c	5	10	20	30	40	50	80	100
Pression de vapeur en(m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

- l'augmentation de la hauteur d'aspiration dans le cas d'installation en aspiration ;
- diminution de la hauteur d'aspiration dans le cas d'installation en charge ;
- l'augmentation des pertes de charge à l'aspiration ;
- augmentation de la vitesse dans la conduite d'aspiration ;

➤ *les conséquences* [2]

La production de la cavitation due à des bulles ou poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est génératrice de choc très violent (bruit de bétonnière) et de corrosions mécaniques rapides et prématurées pouvant détruire très rapidement les organes de la pompe entre autre :

*La roue* subite des conséquences d'usure par points qui se développent dans le temps par des trous ;

*Diffuseur* subit l'usure par érosion ;

*Presse-étoupe* subit l'usure par frottement ou par chaudement ;

Par ailleurs, les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation c'est-à-dire pour. Un débit d'autant plus faible que la hauteur d'aspiration est plus grand.

Les conséquences de la cavitation sont récapitulées dans les figures suivantes



**Figure IV-20 : Roue soumise la cavitation**

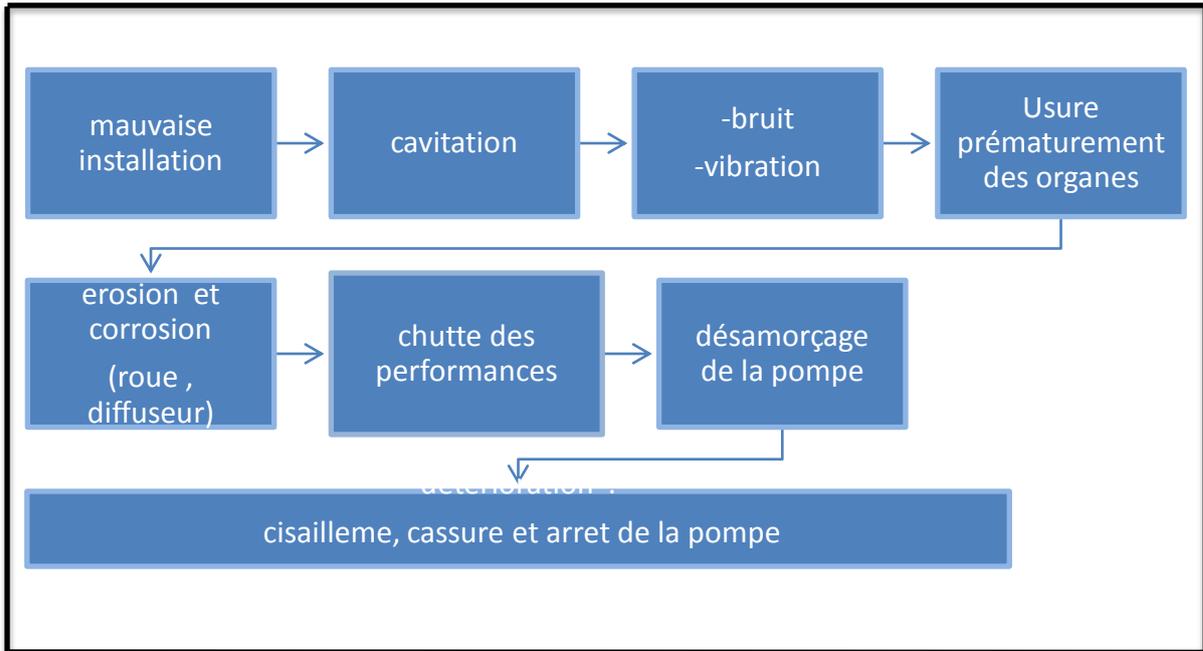


Figure IV-21 : Conséquence de la cavitation

#### IV-1-14-3. La hauteur admissible d'aspiration (notion NPSH). [2]

Une pompe possède une capacité maximum d'aspiration qui est la valeur du vide qu'elle peut produire. Cette caractéristique varie selon le type et la conception technique de la pompe théoriquement, la hauteur maximale d'aspiration, dans une cavité où règne le vide absolu, est égal à la pression atmosphérique, 10.33 m d'eau au niveau de la mer. Elle diminue progressivement quand l'altitude augmente.

En réalité cette hauteur est limitée, non seulement par les pertes de charge dans la conduite d'aspiration mais également par les propriétés physiques à chaque type de liquide.

Et pour quantifier d'une manière rassurante, la hauteur manométrique d'aspiration disponible dans le but d'éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe, la notion de NPSH est introduite.

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

Sachant que la pompe en question est installée en charge, donc la hauteur admissible d'aspiration se calcule comme suit :

On a  $(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,2$  (IV-15)

$$(NPSH)_d = \frac{P_{atm}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp} \quad (IV-16)$$

Donc la hauteur admissible d'aspiration se calcule comme suit :

$$h_{adm}^{asp} = \frac{P_{atm}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + (NPSH)_r + 0,2$$

Avec :

- $h_{adm}^{asp}$  : la hauteur d'aspiration admissible
- $P_v$  : la pression absolue de vaporisation de fluide ;
- $p_{atm}$  : la pression atmosphérique ;
- $\sum h_p^{asp}$  : perte de charge de la conduite d'aspiration ;
- $V$  : la vitesse dans la conduite d'aspiration ;
- $\varpi$  : poids volumique de l'eau ;
- $(NPSH)_r$  : la charge nette à l'aspiration requise ;
- $(NPSH)_d$  : la charge nette à l'aspiration admissible ;

D'autre part

$$\sum h_p^{asp} = \sum h_{asp}^{lin} + \sum h_p^{sing} \quad (IV-17)$$

Avec :  $\sum h_{asp}^{lin}$  : perte de charge linéaire d'aspiration ;

$\sum h_p^{sing}$  : Perte de charge singulière à l'aspiration ;

Les résultats de calcul de la hauteur admissible à l'aspiration sont consignés dans le tableau suivant.

**Tableau IV-11** : la hauteur d'aspiration admissible..

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	(NPSH) <sub>r</sub>	$\sum h_{asp}$ (m)	$\frac{V_{asp}^2}{2g}$ (m)	$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	$\sum h_p^{asp}$ (m)	(NPSH) <sub>d</sub>
10.33	3.2	0.228	0.211	0.75	-5.74	3.4

*Conclusion* : la hauteur est négative donc, quand la pompe est installée en aspiration, on doit prévenir une hauteur d'aspiration maximale de 5.74 m.

Dans notre cas, on installe la pompe en charge avec une hauteur d'aspiration de 4.5 m (voire la planche), et on vérifie la cavitation dans ce cas de figure; Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-12** : vérification de la cavitation

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	(NPSH) <sub>r</sub>	$\sum h_{asp}$ (m)	$\frac{V_{asp}^2}{2g}$ (m)	$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	$\sum h_p^{asp}$ (m)	(NPSH) <sub>d</sub>
10.33	3.2	0.228	0.211	0.75	2	11.141

*Conclusion* :  $(NPSH)_d > (NPSH)_r$ , donc la pompe ne cavite pas .

Par ailleurs  $(NPSH)_d$  peut être s'écrire en fonction de débit en introduisant l'équation de la continuité et les pertes de charge dans la formule précédente tel que :

$$D'une part \quad Q = V * S \quad (IV-18)$$

$$D'où \quad V = \frac{4Q}{\pi D_a^2} \Rightarrow V^2 = \frac{16Q^2}{\pi^2 D_a^4}$$

D'autre part

$$\sum h_p^{asp} = 1.15 * \frac{8\lambda L_{asp} Q^2}{\pi^2 g D_a^5}$$

On aura

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} + h_{adm}^{asp}$$

$$Donc \quad (NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} + h_{adm}^{asp} - \left( \frac{16}{2g\pi^2 D_a^4} + 1.15 * \frac{8\lambda L_{asp}}{\pi^2 g D_a^5} \right) Q^2$$

$$(NPSH)_d = 3.88 - 107Q^2$$

La figure suivante représente la zone de cavitation et celle non cavitationnelle.

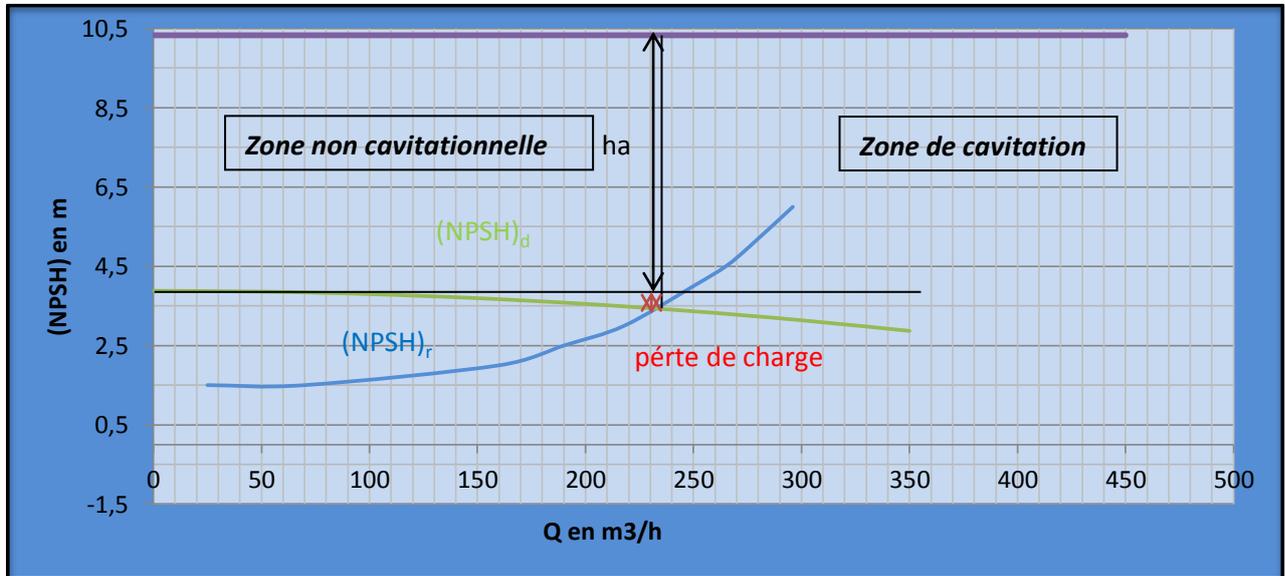


Figure IV-22 : zone de cavitation

#### IV-2. Bâtiment de la station de pompage.

Le bâtiment de la station est destiné à abriter

- l'équipement hydraulique
- l'équipement hydromécanique et énergétique
- l'équipement axillaire
- locaux du personnel

Étant donné, le nombre et le type de pompe sont les mêmes dans les deux stations de pompage, qu'on dimensionnera un seul prototype de bâtiment qu'on projetera pour les deux stations. Dont le choix de site est basé sur les critères suivants :

- situer la bache, la plus proche possible de la station de pompage.
- éviter les zones instables dans la mesure de possible.
- Le respect des normes (distance entre une station de pompage et un aéroport soit supérieur à 30 Km).
- Situer les ouvrages de sorte que la prise d'eau soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.
- Pour le terrassement et pour l'implantation de la station de pompage, il est nécessaire de :
  - a. Prévoir l'accès pour tous les ouvrages.
  - b. Prévoir une plateforme avec revêtement routier.
  - c. Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviaux.
  - d. Prévoir la côte de plancher du R.D.C de telle manière à dépasser celle de la plateforme de 0.15 à 0.5 m.
  - e. Prévoir la verdure autour de la station de pompage (les végétaux en généraux)
- Les différents ouvrages d'une station de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé de cours d'eau en cas de crue (zone inondables).
- Assurer l'accès des engins (voiture et camion) à tous les ouvrages.

**IV-2-1. Type de bâtiment des stations de pompage .**

Le type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

- Modes de raccordement des bâtiments à la prise d'eau
- But de la station de pompage (AEP, Irrigation)
- Type des pompes et des moteurs (à axe horizontal, vertical)
- Condition de la nature (climat, relief, géologie, hydrogéologie...)
- Matériau de construction du bâtiment.

Le tableau suivant représente les caractéristiques, les avantages et les inconvénients de chaque type de bâtiment.

**Tableau IV-13 : type de bâtiment des stations de pompage.**

	$Q_{max}$ ( $m^3/s$ )	Type de pompe	$H_{adm}$ (m)	Variation plans d'eau	Avantages	inconvénients
<b>En bloc</b>	>2	Axiale verticale	<0 en charge	1-2	-débit important -Installation en charge	-prévoir un système de drainage -prix important
<b>Bâche sèche</b>	<2	centrifuge	N'import	N'import	-éviter l'amorçage de la pompe -L'installation en charge	Prix de construction élevé
<b>Bâche mouillée</b>	<6	Axiale centrifuge verticale	<0 en charge	N'import	-L'installation en charge	prix de construction é
<b>surface</b>	<1.5	centrifuge	>0 en aspiration	< $H_{adm}$	Cout de construction relativement faible	Prévoir un d'amorçage des pompes

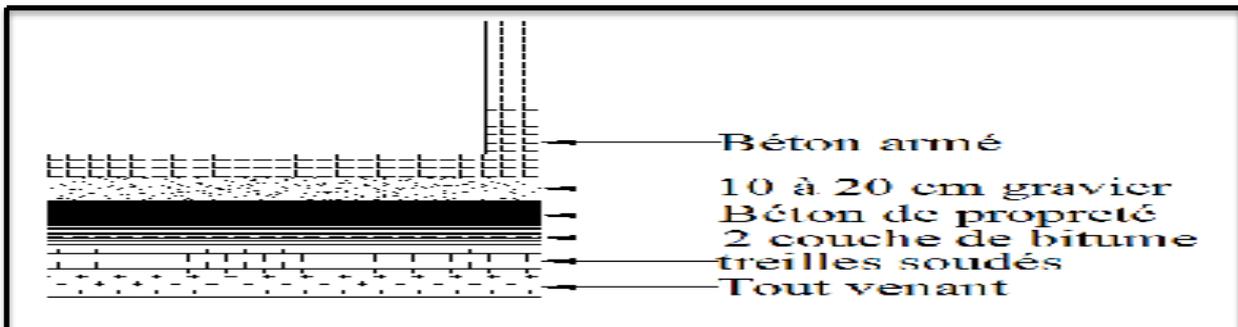
Conclusion :

Dans notre cas, on opte pour le type de bâtiment bâche sèche

**IV-3-2. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.**

**a) la partie souterraine :**

La partie souterraine est projetée en béton armé ou le préfabriqué, la figure ci-après représente les différents couches de la partie souterraine.



**Figure IV-23 : La partie souterraine du bâtiment de la station de**

**Partie supérieur :**

Cette partie comporte la salle des machines, ainsi que les salles annexes, entre autre, bureaux, armoire électrique et tableau de commande, il est recommandé d'utiliser les formules ci-après pour le dimensionnement de la partie supérieure.

- *Hauteur du bâtiment*

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad (\text{IV-19})$$

$$H_b = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}} + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec  $h_5$  : hauteur verticale =  $h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$  ;

$h_p$  : hauteur de la pompe ;

$h_{\text{socle}}$  : hauteur de socle ( 0.3 à 0.5 m ) ;

$h_{\text{reserve}}$  : hauteur de la réserve égale à 0.5 m ;

$h_6$  : hauteur réservée à l'homme égale à 2,2 m ;

$h_7$  : hauteur de chariot égale à 0,7 m ;

$h_8$  : hauteur de profilées égale à 0,8 m

$h_9$  : hauteur de sécurité égale à 0,5 m

$$H_b = 5,825 \text{ m, en majorant la valeur } 6 \text{ m}$$

- *Largeur du bâtiment*

$$L_b = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + 2s \quad (\text{IV-20})$$

Avec  $S$  : épaisseur du mur égale à 0,2m ;

$L_1$  : distance entre le mur et le premier organe (0.2 à 0.3 m) ;

$L_2$  : distance entre les tubulures (0.2 à 0.3 m) ;

$L_3$  : longueur des accessoires a l'aspiration

$L_4$  : longueur des accessoires au refoulement

$$L_3 + L_4 = L_p + L_{tr} + L_{tasp} + L_c + l_j + L_d + 2L_v + L_{\text{clapet}}$$

Avec  $L_p$  : longueur de la pompe = 0.881 m

$L_{tr}$  : longueur de tubulure de refoulement égale à 0.36 m ;

$L_{tasp}$  : longueur de tubulure d'aspiration égale à 0.4 m ;

$L_c$  : longueur de convergent égale à 0.2 m ;

$l_j$  : longueur des joints égale à 1 m ;

$L_d$  : longueur de divergent égale à 0.22 m ;

$L_v$  : longueur de la vane égale à 0.31 m ;

$L_{\text{clapet}}$  : longueur de clapet égale à 0.9m ;

$$L_b = 6.871 \text{ m,}$$

On prend une largeur normalisée de 8m

- *Longueur du bâtiment*

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p.L + l_{int} + L_p.f + L_r + L_p \quad (\text{IV-21})$$

Avec  $n_p$  : nombre de pompes égale à 3 pompes

$L$  : Longueur de la pompe + le moteur égale à 1.281 m

$l_{int}$  : Distance entre deux pompes voisines 1.2 m

$L_p.f$  : Longueur de la plateforme;

$L_r$  : longueur de l'armoire ;

$L_p$  : Surface du bureau du personnel

$$L_b = 16.54\text{m}$$

On prend une longueur normalisée de 16 m

### IV-3-3. Normes à respecter pour la construction du bâtiment :

-distance entre les pompes 0.8 à 1.2 m.

-distance entre les pompes et les groupes électriques

Si  $V < 1000$  volts cette distance  $< 1.2\text{m}$

Si  $V > 1000$  volts cette distance  $> 1.2\text{m}$

- dimensionnes des portes : 3x3,

- on prévoir une surface totale des fenêtres :

(10 – 15)% de la surface de la salle des machines.

$$n = \frac{sf}{SF1F} \quad (\text{IV-22})$$

Avec  $Sf1f$  : surface d'une fenêtre

$$Sf1f = 1.4 \times 2.2$$

$$n = 2 \text{ fen\^etre}$$

-marche d'escaliers :

Hauteur = 15cm

Largeur = 30 cm

Longueur = 150 cm

Pente 1/1.75,

-dimensions des bureaux :

Le bureau du chef d'exploitation a les dimensions suivantes, hauteur = 3m, surface = 4x3 m<sup>2</sup>

### IV-3-2. Choix de l'équipement auxiliaire

#### ➤ **Système de drainage**

Dans notre cas les stations sont proches de l'oued, donc on projette un système de drainage sous forme de caniveaux.

#### ➤ **Système de protection contre les incendies**

Dans la salle des machines on installe des extincteurs à poudre (CO<sub>2</sub>) pour l'équipement électrique, on à trois pompes on utilise trois extincteurs.

Pour les armoires électriques (de contrôle et de commande) on installe deux extincteurs à poudre.

Dans les autres salles on installe des extincteurs à eau comprimée pour chaque salle et un dans le couloir.

➤ **Système de ventilation**

Ouvertures avec des grilles dans le bâtiment

➤ **Système de levage**

Le choix du dispositif de levage dépend du poids max, pour notre cas on prend un pont roulant car il est moins encombrant,

**Prise d'échantillon**

Sorte de robinet muni d'un tube placé au-dessus de la conduite de refoulement pour prendre des échantillons de l'eau refoulée en vue de contrôler sa qualité.

➤ **Scellements des appareillages**

Le groupe électropompe doit être scellé sur un massif de maçonnerie et l'équipement amont et aval doivent être réalisés dans la technique auto butée.

Pour la conduite de refoulement, il faut, Prévoir des supports d'une distance à l'autre

➤ **Protection contre le coup de bélier**

Le coup de bélier est un phénomène transitoire provoqué par la mise en marche ou l'arrêt de la pompe, la fermeture ou l'ouverture brusque d'une vanne, le prélèvement instantané d'un débit important. Il provoque une propagation d'onde et une oscillation en masse de l'eau à l'intérieur de la conduite. Il est à l'origine de variation importante de la pression qui peut être soit supérieur à la pression nominale de conduite, soit inférieur à la pression atmosphérique. Et parmi autant d'autres méthodes préventives de ce phénomène figure celle d'installation d'un réservoir d'air anti bélier dont le volume sera calculé par la méthode de VIBERT:

- Détermination de la célérité d'onde par la formule

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad \text{(IV-23)}$$

Avec : K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07\*10<sup>9</sup> Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup>

E<sub>m</sub> : module de Young du matériau de la conduite ; E<sub>m</sub> = 2\*10<sup>11</sup> pour l'acier.

E<sub>m</sub> = 3\*10<sup>9</sup> pour le PVC.

E<sub>s</sub> : module de Young du sol ; E<sub>m</sub> = 2\*10<sup>8</sup> Pascal.

ν<sub>m</sub> : coefficient de poisson du matériau. ν<sub>m</sub>=0,3 (acier), ν<sub>m</sub>=0,46 (PEHD)

ν<sub>s</sub> : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν<sub>s</sub>=0.33

e<sub>m</sub> : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad \text{(IV-24)}$$

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

g: l'accélération de pesanteur.

1. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10 \quad \text{(IV-25)}$$

2. La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \quad \text{(IV-26)}$$

D'où :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe 5})$$

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

Avec  $U_{\max}$ : volume du réservoir d'air.

- Les données de base

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

**Tableau IV-14** : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	Type du matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	PEHD	315	0.078	1.643	2242.6	146.5
SP 2	PEHD	315	0.078	1.643	2910	149.66

- Calcul de la célérité d'onde C

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

Tableau IV-15: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

K (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	P (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$\nu_\mu$	$\nu_\sigma$	E <sub>s</sub> (Pa) (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (Pa) (*10,9)	e <sub>m</sub> (m)	C (m/s)
2,07	1000	140,2	0,46	0,33	2	3	0,0346	690,23

### 1. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau IV-16: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° De la station	Z <sub>0</sub> en (m)	Z <sub>max</sub> en (m)	V <sub>0</sub> en (m/s)	g en (m <sup>2</sup> /s)	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	Volume en litre
SP1	156,5	272,10	1,645	9,81	0,138	0,00088	0,0065	0,63	1,14	1,80	3000
SP	159,66	275,26	1,645	9,81	0,138	0,00086	0,0075	0,638	1,70	2,66	3000

Les volume normalisés sont représentés dans la figure suivantes

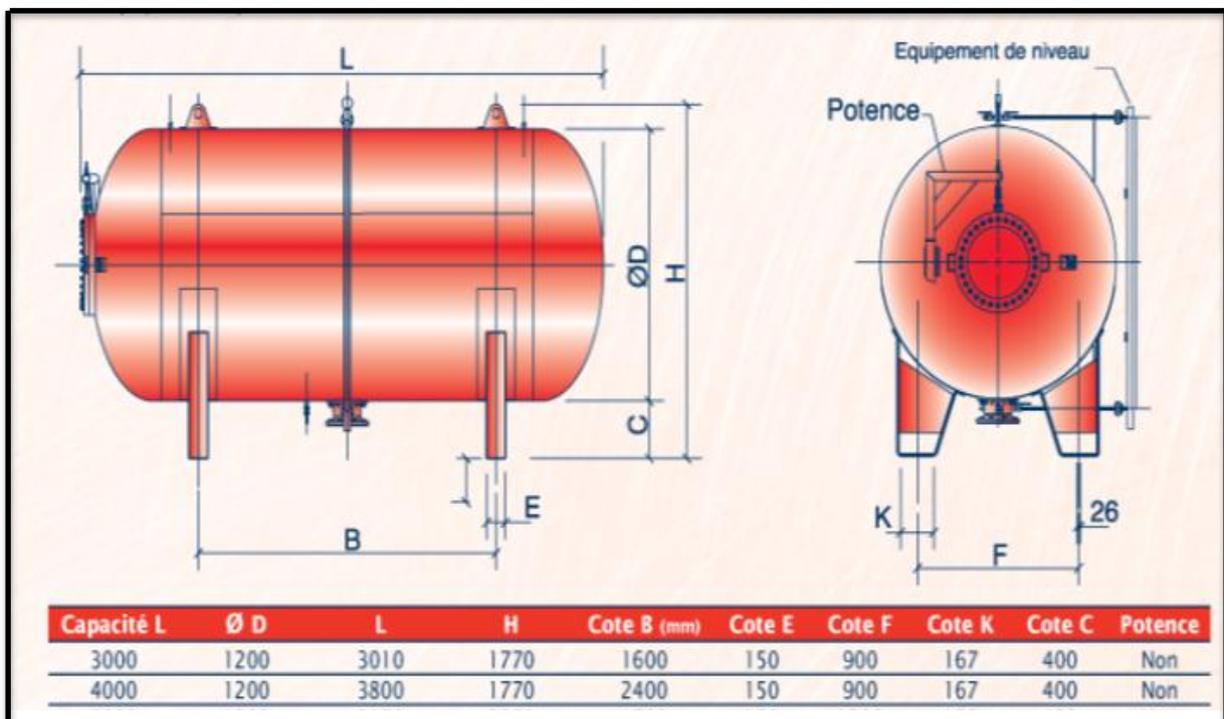
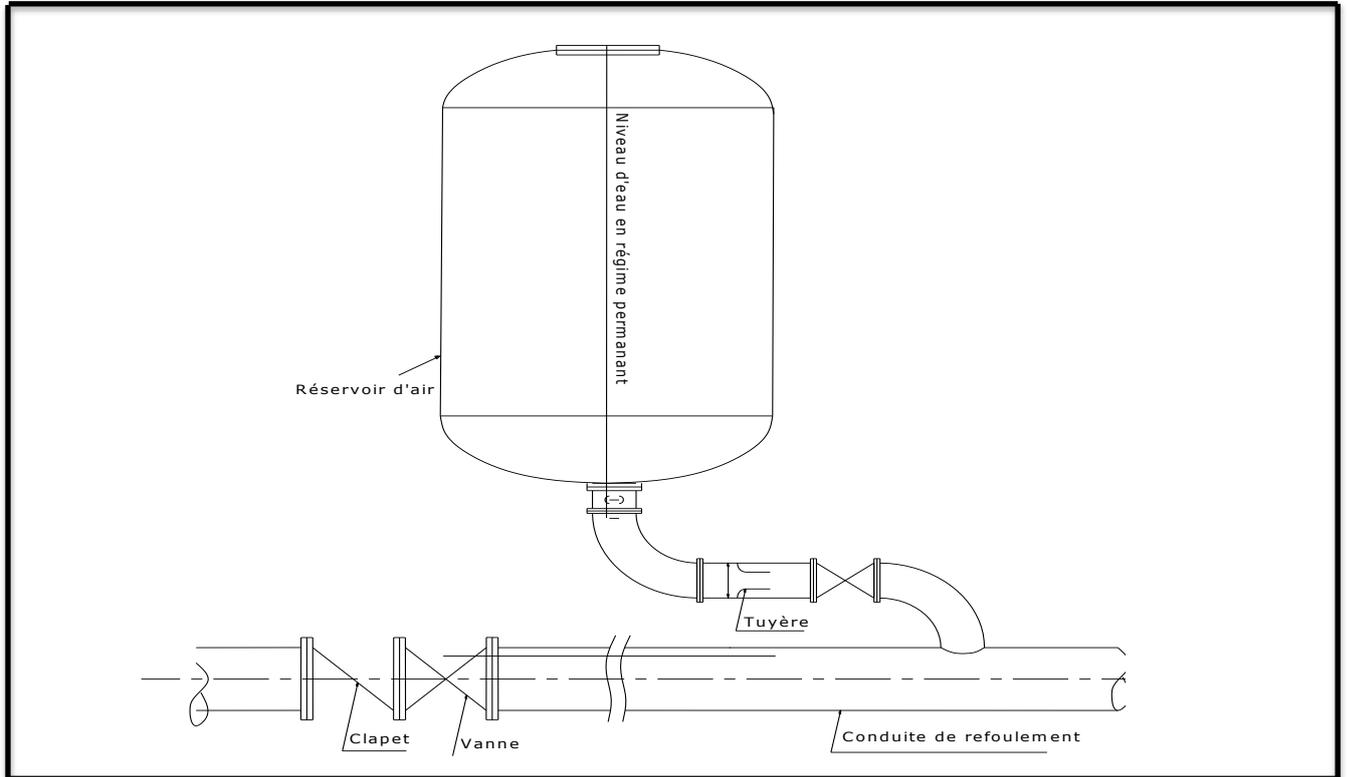


Figure IV-24 :L'encombrement des réservoirs d'air normalisé

Les réservoirs normalisés sont respectivement de 3000 et 4000 l pour la SP1 et SP2,

### Installation du réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.



*Figure VI-25: Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air*

### Conclusion

Les deux stations de pompage refoulent le même débit, et leur hauteur manométriques appelées sont proches, c'est pourquoi, après avoir étudiées ces deux stations, nous avons obtenue pratiquement le même dimensionnement pour les deux stations hormis le réglage des pompe et le volume du réservoir anti béliet.



# **CHAPITRE V**

## **Etude d'adduction**

### Introduction :

Dans la pratique le point de captage des eaux et le point de leur utilisation sont souvent éloignés l'un de l'autre, quelques fois ils peuvent se trouver à des distances considérables par conséquent la mise en place d'un ouvrage de transport (adduction) de l'eau entre ces deux points s'avère inévitable, dans ce contexte ce chapitre sera l'objet de dimensionnement de l'adduction de notre projet.

### V-1. Type d'adduction :

On distingue théoriquement trois types d'adduction qu'on représente dans la figure V.1

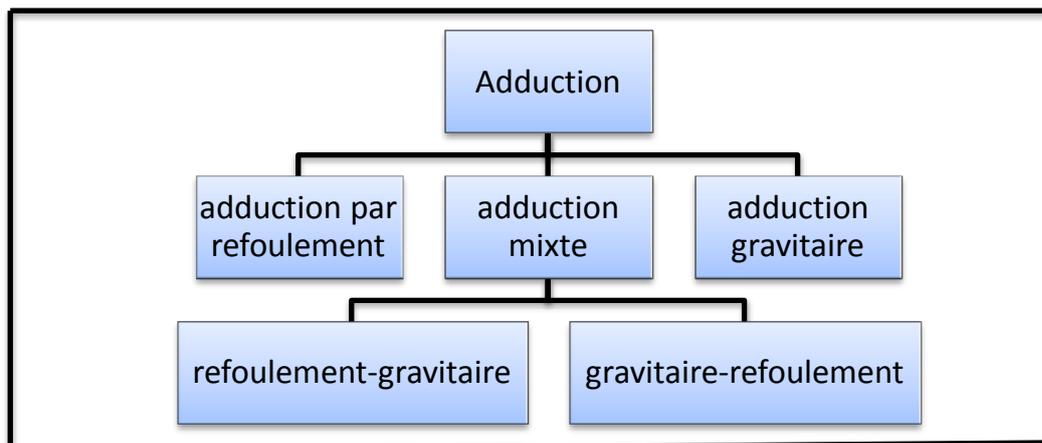


Figure V-1 : les types d'adduction

Vue la topographie de la zone d'étude, le type d'adduction imposée dans le projet en question est l'adduction mixte (gravitaire-refoulement-gravitaire).

### V-2. Étude des variantes :

Le choix définitif de la variante est basé essentiellement sur l'étude technico-économique, qui consiste à prévoir un tracé pour le réseau après avoir fixé l'emplacement des réservoirs. Compte tenu de certains impératifs entre autre :

- Rechercher un itinéraire aussi direct et court que possible tout en évitant la multiplication des ouvrages coûteux (traversé de rivière, route, chemin etc....).
- Éviter dans la mesure de possible les pentes et les contre pentes par conséquent on évite les fortes dépressions, le cantonnement d'air et la coupure de la veine liquide.
- Éviter dans la mesure de possible la traversée des massifs boisés et choisir un tracé en bordure des routes et chemins (accotement).
- Éviter les coude à 90° afin de diminuer la force résultante qui tend à déboîter le coude au niveau des joints de raccordement, et éviter les butées en béton importantes donc un coude ouvert à 120° est préférable.

### V-2-1. Proposition de variante :

Sachant que certains ouvrages existants au préalable seront maintenu dans la présente étude, et par ailleurs, la topographie de la zone est très accidentée, donc du point de vue technique, le changement de l'emplacement de la deuxième station de pompage est insignifiant, cependant

après avoir effectué une prospection sur le terrain, l'étude des variantes se basera essentiellement sur le changement de l'emplacement de la première station de pompage et le tracé de l'itinéraire.

**Variante N°01 :**

Le tracé de la variante N°01 s'effectuera à partir de la station de pompage (Bâche à eau de 500 m<sup>3</sup> à projeter), situé au niveau Hamri Isser avec une cote radié 107 m.

La conduite de refoulement, à sa sortie de la station de pompage, traversera un champ agricole, jusqu'à atteindre la RN 68 Issers - Chabet El Aneur.

Le long de son parcours, cette conduite empruntera le bas talus de cette route sur une distance de 1800 ML avant de changer de direction pour prendre la route vers le village Bouchakour.

A l'entrée du village, la conduite de refoulement poursuivra son itinéraire le long de l'accotement droit pour atteindre le site d'implantation de la station de reprise à projeter à la cote de 250 m. à partir de cette dernière, la conduite en question continuera son itinéraire toujours le long de l'accotement pour traverser le village Bouchakour le long d'une piste juxtaposant le village Touzaline pour aboutir jusqu'aux deux réservoirs de tête 500 m<sup>3</sup> existant et projeté, Koudiet Akbou.

A partir de ces deux réservoirs, une conduite d'adduction gravitaire alimentera les deux réservoirs 500 M<sup>3</sup> existant Tizi El Bir avec un linéaire total de 11 500 m.

**Variante N°02 :**

La deuxième variante envisageable, est celle qui démarrera toujours à partir de la station de pompage à projeter en direction du hameau situé derrière le réservoir 5 000 m<sup>3</sup> El Hamri, en le contournant par sa partie basse en traversant un champ agricole pour atteindre la route El Hamri – Bouchakour.

Cette conduite longera l'accotement, par moment inexistant, de cette route étroite, à cause des clôtures de jardins empiétant sur la servitude de la route.

A la cote 234 m NGA, cette conduite transitera par la station de reprise à projeter dans le même cadre que la variante 01.

Au centre du village, cette conduite débouchera sur le tracé de la variante 01 et continuera son parcours jusqu'aux réservoirs de tête 500 m<sup>3</sup> existant Koudiet Akbou et alimentera gravitairement les deux réservoirs de Tizi El Bir avec un linéaire total 11 700 m.

**Variante N°03 :**

Dans cette variante la première station de pompage sera implantée à une cote 102 m NGA Cette dernière sera alimentée gravitairement à partir du réservoir 5000 m<sup>3</sup> de ISSER à une distance de 1724 m

A partir de cette station de pompage sort une conduite de refoulement qui prend le même tracé que celui de la variante n°1 Voir la planches N° 2.

### V-2-2. choix de variante :

Le choix entre les trois variantes citées précédemment concernant le réseau d'adduction ne nécessite pas une étude économique puisque dans les trois cas les ouvrages de stockage seront maintenus néanmoins on opte d'emblée pour la variante n°3 pour les raisons suivantes:

- Le tracé élaboré sur un linéaire de 11 500 m plus court que celui de la variante n°2, et le même avec celui de la première variante ; néanmoins dans la variante choisie, on a réduit le plus possible la longueur de la conduite de refoulement.
- Il s'adapte bien au relief très accidenté de la zone d'étude en prenant soins d'éviter les passages à travers les champs, oueds, terrains boisés et les terrains marécageux.
- Le tracé évite dans la mesure de possible les contres pentes tout en privilégiant les passages le long des pistes et chemins et ce pour évacuer les aléas et les formalités d'expropriation ou de servitude de passage.

### V-3. Choix du matériau de canalisation: [2] [3]

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

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite, ils peuvent être constitués d'un matériaux unique ou présenter une structure composite donc la tuyauterie peut être classé en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués.

- Matériau unique : il s'agit de la fonte et en particulier de la fonte ductile, le polychlorure de vinyle (PVC), le polyéthylène (PEHD) et l'acier.
- Matériau composite : le principal est le béton à âme tôle, il faut également mentionner le polyester renforcé verrier (PVR) et les tuyaux en amiante ciment

Cependant les tuyaux les plus répandus, pour l'AEP sont les conduites à matériaux unique notamment la fonte, l'acier et le polyéthylène.

Le tableau suivant représente les types de canalisations disponibles ainsi que leurs avantages et leur inconvénient [4]

Tableau V.1 : type de matériau de canalisation et leurs avantages et inconvénients.

Type de matériaux	Avantages	inconvénients
<b>Fonte</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-bonne résistance aux forces internes</li> <li>-très rigide et solide</li> <li>-résiste à la corrosion</li> <li>-Excellente résistance mécanique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-ductile (faible résistance terrains accidentés)</li> <li>-lourds (poids élevé)</li> <li>-le prix relativement élevé.</li> <li>-une structure multicouche</li> <li>-le risque d'entartrage élevé</li> <li>-ne sont pas disponible sur le marché</li> <li>-exigence des butées en béton ou des systèmes de verrouillage au niveau de changement de direction</li> </ul>
<b>Acier</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-une bonne résistance mécanique</li> <li>-excellente conductibilité</li> <li>-absorbe 29% de PMF</li> <li>-plus léger que la fonte</li> <li>-soudable</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-très faible résistance à la corrosion, risque d'ovalisation même pour les tubes plus légers.</li> <li>-le risque d'entartrage élevé</li> <li>-plus lourd que plastique</li> <li>-ne sont pas disponibles sur le marché</li> <li>-le prix élevé</li> <li>-assemblage par soudure est plus cher que les raccord pratique de la fonte</li> </ul>
<b>PEHD</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-bonne résistance à la casse</li> <li>-résiste aux chocs et fortement inerte chimiquement (ne se corrode pas)</li> <li>-légèreté (facilité de manutention)</li> <li>-Disponible sur le marché moins cher</li> <li>-sa souplesse lui donne une résistance dans les terrains accidentés et présente une grande adaptation au sol</li> <li>-tuyaux flexible et peut s'enrouler en couronne donc diminution de nombre de raccord par conséquent diminution des fuites.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- les raccords nécessitent certaines précautions.</li> <li>-relativement moins bonnes résistances mécanique</li> <li>-risque d'ovalisation pour les grands diamètres</li> <li>-le raccord demande un savoir-faire spécifique.</li> </ul>

Pour notre projet, on a choisi le PEHD pour les raisons suivantes :

- Le terrain de la zone d'étude est accidenté donc éviter d'emblée les matériaux ductiles
- Difficulté de transport, de chargement et de manutention dans les zones montagneuses des matériaux lourds donc la légèreté de PEHD facilite le travail des ouvriers
- La disponibilité de produit dans la région donc, les frais de transport sont réduits
- L'amélioration de la résistance mécanique des canalisations
- Le PEHD résistera contre l'augmentation de l'agressivité des sols

#### V-4. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.

La partie refoulement de ce présent réseau d'adduction est constituée par deux tronçons dont le premier relie les deux stations de pompes (station de pompage Isser et celle de Bouchakour) ; Tandis que le second alimente le réservoir tampon (Koudiet-Akbou) à partir de la station de pompage Bouchakour voir la planche N°1.

Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement s'établit en déterminant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude économique s'avère indispensable.

##### V-4-1. méthode de la Détermination du diamètre économique [5][6]

Parmi autant de méthodes de calcul du diamètre économique théorique figure celle des formules empiriques donnant le diamètre économique calculé, par conséquent on peut avoir une idée sur la fourchette du diamètre économique. On cite les deux formules suivantes :

- **La formule de BRESS**

$$D_{ec} = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{V-1})$$

- **La formule de Munier**

$$D_{ec} = (1 + 0,02n)\sqrt{Q} \quad (\text{V-2})$$

Avec  $Q$  : débit à élever en m<sup>3</sup>/s ;

$D_{ec}$  : diamètre économique en [m] ;

$n$  : nombre d'heures de pompage

#### Remarque :

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite <1 Km)  
Les formules empiriques sont applicables pour les conduites qui assurent un service d'extrémité et elles ne tiennent pas compte de la consommation.

Étant donné que les formules énumérées précédemment ne donnent que des diamètres calculés et qui ne sont pas normalisés. la question qui se pose quel diamètre normalisé doit on opter ? Pour cela on considère une gamme de diamètre normalisé au voisinage de diamètre économique calculé et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part les frais d'exploitation.

**a) Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont calculés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (V-3)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad (V-4)$$

Avec  $i$ : Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

$n$ : nombre d'années d'amortissement,  $n = 20$  ans

on aura  $A=10,18 \%$

**b) Les frais d'exploitation**

Le calcul des frais d'exploitation dépend du calcul des paramètres suivants :

➤ La hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = H_g + \Delta H_t \quad (V-5)$$

Avec :  $H_g$ : la hauteur géométrique ;

$\Delta H_t$ : pertes de charge totale ;

➤ Perte de charge [2]

Les pertes de charge occasionnées dans un circuit hydraulique ont pour origine :

- D'une part, par les frottements de fluide sur la paroi interne de la tuyauterie, on les appelle les pertes de charge linéaires ou singulières, elles sont exprimées par la formule suivante :

$$\Delta H_i = \lambda \frac{LV^2}{D 2g} = I * L \quad (V-6)$$

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

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

$I$  : gradient hydraulique en (m/m) ;

$\lambda$  : coefficient de frottement est obtenu par la formule suivante :

$$\lambda = \left[ 1.14 - 0.86 \operatorname{Ln} \left( \frac{\xi}{D} \right) \right]^{-2} \quad (V-7)$$

Avec  $\frac{\xi}{D}$  : Rugosité relative ;

Nous prendrons 0,026 mm pour les conduites neuves en PEHD.

- d'autre part, la résistance à l'écoulement provoqué par les accidents de parcours (coude, élargissement ou rétrécissement de la section, organe de réglage ect...) ce sont des pertes de charge accidentelles ou singulières, estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas) d'où .

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{V-8})$$

Donc les pertes de charge totales sont données comme suit

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l. \end{aligned} \quad (\text{V-9})$$

➤ Hauteur géométrique

La hauteur géométrique sera donnée par la relation suivante :

$$H_g = C_d - C_a \quad (\text{V-10})$$

Avec  $C_d$  : Cote du trop-plein du réservoir de départ [m] ;  
 $C_a$  : Cote du trop-plein du réservoir d'arrivée [m] ;

➤ Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * \rho * HMT}{\eta} \quad (\text{V-11})$$

Avec  $\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $n=82\%$ ) ;  
 $Q$ : débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ ) ;  
 $g$ : pesanteur ( $9.81 m/s^2$ ) ;

➤ Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (\text{V-12})$$

Avec  $t$ : le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas  $t=20h$

➤ Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{V-13})$$

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

$e$ : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONEGAS.

#### V-4-2. Application de la méthode de détermination du diamètre économique

##### 1) Dimensionnement du tronçon SP 1 –SP2 :

Ce tronçon est caractérisé par les grandeurs suivantes :

**Tableau V.2:** grandeurs caractéristiques du tronçon SP1 –SP2 .

Q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>c munier</sub> (mm)	H <sub>g</sub> (m)	L (m)
0.128	0.5	146.5	2242.6

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

**Tableau V.3:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2

Diamètre en (mm)	Prix de ml(DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
200	3076.54	2242.6	6899448.60	702363.87
225	4052.61	2242.6	9088383.19	925197.41
250	4759.95	2242.6	10674663.87	1086680.78
315	7013.09	2242.6	15727555.63	1601065.16
400	11395.09	2242.6	25554628.83	2601461.22
500	17564.27	2242.6	39389631.90	4009864.53

**Tableau V.4 :** Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT(m)
200	4.08	807039	0.01251	0.05298	2242.6	136.63	285.788
225	3.22	717368	0.01223	0.02874	2242.6	74.13	223.289
250	2.61	645631	0.01199	0.01664	2242.6	42.91	192.068
315	1.64	512406	0.01148	0.00502	2242.6	12.94	162.102
400	1.02	403519	0.01099	0.00146	2242.6	3.75	152.913
500	0.65	322815	0.01057	0.00046	2242.6	1.18	150.342

**Tableau V.5:** Calcul des frais d'exploitation du SP1- SP2

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Prix du Kwh (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)
200	173.0603	1263340.05	1.29	1629708.67
225	135.2141	987063.26	1.29	1273311.60
250	116.3081	849049.01	1.29	1095273.23
315	98.1615	716579.25	1.29	924387.23
400	92.5970	675958.39	1.29	871986.32
500	91.0402	664593.40	1.29	857325.49

**Tableau V.6:** Calcul des frais d'exploitation du SP1- SP2

Diamètre en (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
200	702363.87	1629708.67	2332072.54
225	925197.41	1273311.60	2198509.01
250	1086680.78	1095273.23	2181954.01
315	1601065.16	924387.23	2525452.39
400	2601461.22	871986.32	3473447.54
500	4009864.53	857325.49	4867190.02

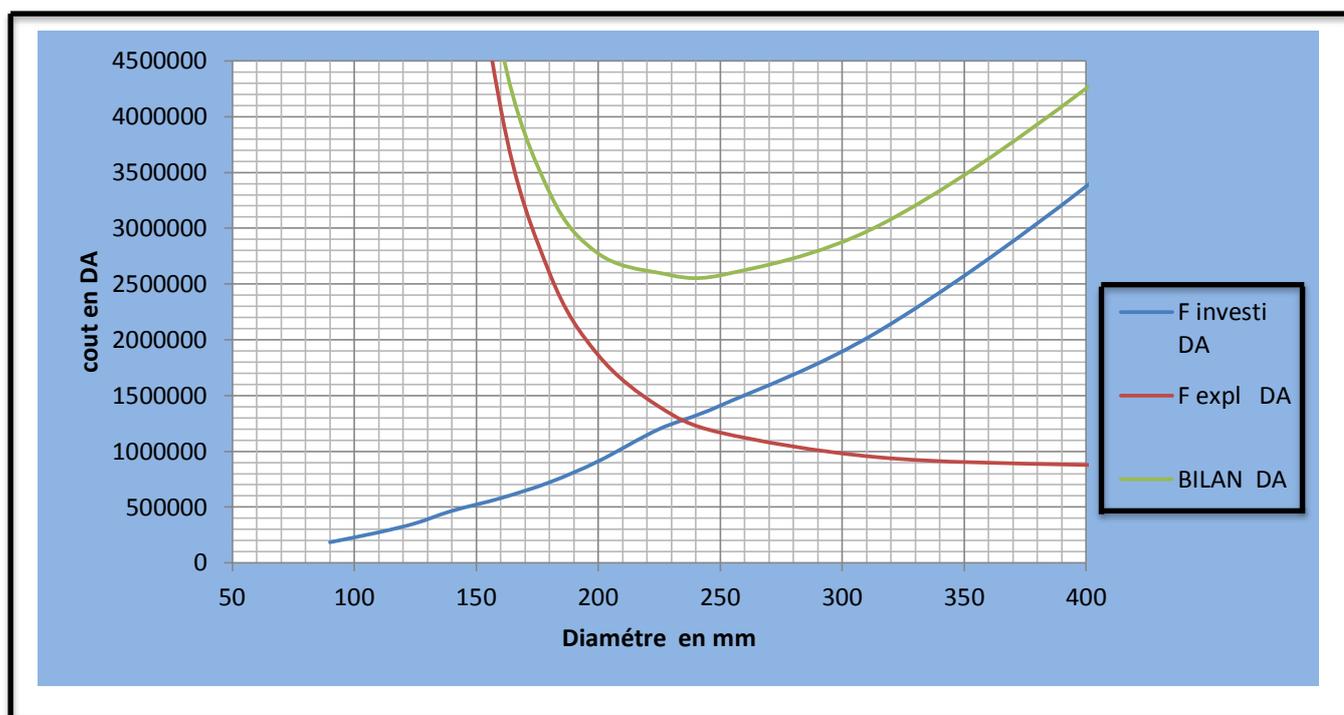


Figure V-2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1- SP2)

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est 315 mm, avec une vitesse de  $V = 1.64\text{m/s}$ .

## 2) Dimensionnement de tronçon SP2- réservoir tampon (Koudiet Akbou):

Ce tronçon est caractérisé par les grandeurs suivantes :

Tableau V.7: grandeurs caractéristiques du tronçon SP 1 –SP2 .

Q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>c munier</sub> ( mm)	H <sub>g</sub> (m)	L (m)
0.128	0.5	149.66	2910

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

Tableau V.8: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-RT.

Diamètre en (mm)	Prix de ml(DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
200	3076.54	2910	8952731.40	911388.06
225	4052.61	2910	11793095.10	1200537.08
250	4759.95	2910	13851454.50	1410078.07
315	7013.09	2910	20408091.90	2077543.76
400	11395.09	2910	33159711.90	3375658.67
500	17564.27	2910	51112025.70	5203204.22

Tableau V.9 Calcul de la HMT du tronçon SP2-RT.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT(m)
200	4.08	807039	0.01251	0.05298	2910	177.29	326.448
225	3.22	717368	0.01223	0.02874	2910	96.19	245.350
250	2.61	645631	0.01199	0.01664	2910	55.68	204.838
315	1.64	512406	0.01148	0.00502	2910	16.79	165.953
400	1.02	403519	0.01099	0.00146	2910	4.87	154.029
500	0.65	322815	0.01057	0.00046	2910	1.53	150.693

Tableau V.10: Calcul des frais d'exploitation du SP2-RT.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Prix du Kwh (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)
200	197.6825	1443082.13	1.29	1861575.94
225	148.5733	1084585.08	1.29	1399114.75
250	124.0408	905497.66	1.29	1168091.98
315	100.4938	733604.76	1.29	946350.14
400	93.2733	680895.09	1.29	878354.67
500	91.2531	666147.87	1.29	859330.75

Tableau V.11: Calcul des frais d'exploitation du SP2-RT

Diamètre en (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
200	911388.06	1861575.94	2772964.00
225	1200537.08	1399114.75	2599651.83
250	1410078.07	1168091.98	2578170.05
315	2077543.76	946350.14	3023893.90
400	3375658.67	878354.67	4254013.34
500	5203204.22	859330.75	6062534.97

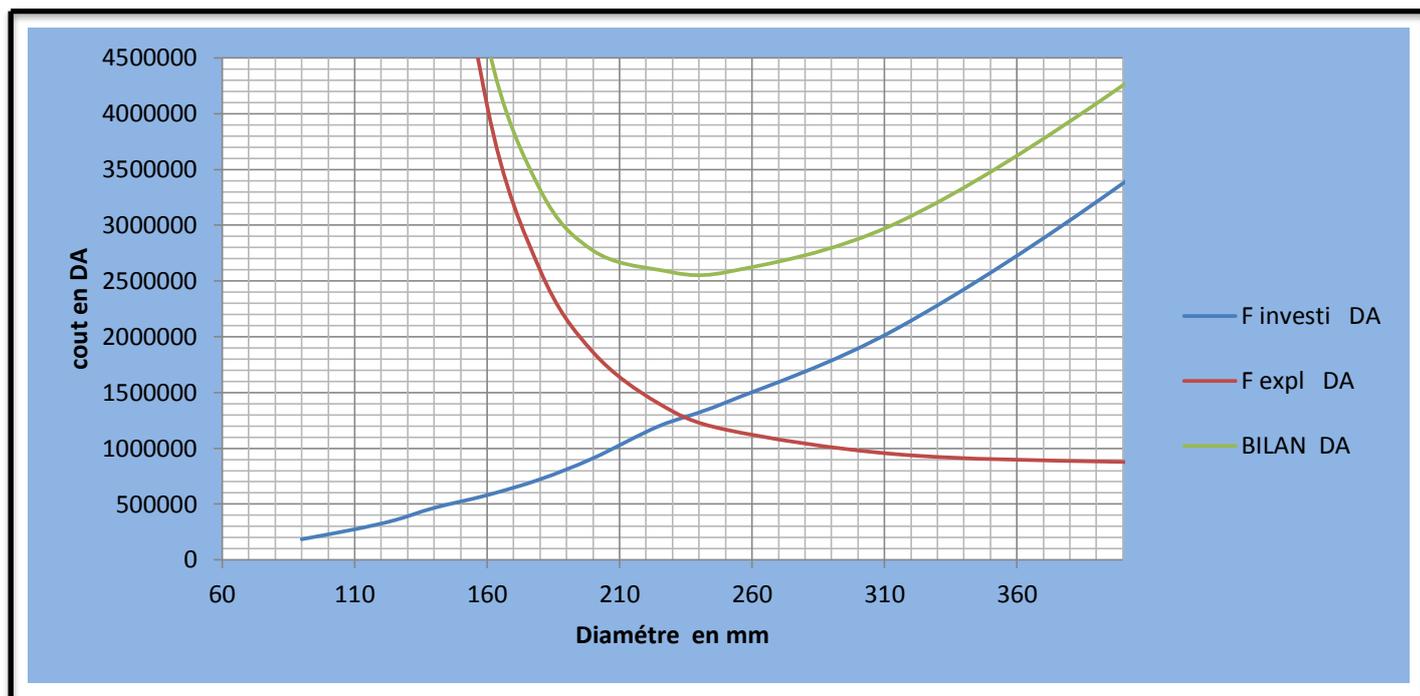


Figure V.3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2- RT)

**Conclusion :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est 315 mm, avec une vitesse de  $V = 1.57$  m/s.

**V-5. Dimensionnement de l'adduction gravitaire.**

La partie gravitaire de projet en question est également divisée en deux tronçons dont le premier alimente la première station de pompage à partir du réservoir 5000 m<sup>3</sup> de cote radier CR=106 m NGA existants à Elhamri Isser, tandis que le deuxième prend le relai à partir des deux réservoirs tampons de cote de radier CR = 399 m NGA pour alimenter les réservoirs de koudiet Akbou de cote de radier CR=360 m NGA .

Contrairement à l'adduction par refoulement, Le dimensionnement de la conduite gravitaire s'établit en déterminant le diamètre le plus avantageux qui permet un gain considérable en matière d'énergie potentielle toute en diminuant les pertes de charges.

**V-5-1. Principe d'étude d'une adduction en charge gravitaire.**

- La cote de radier de réservoir amont et celle de trop plein de réservoir aval étant connues, la différence de ces deux côtes donne la charge disponible.

$$\Delta H_d = C_p_{\text{départ}} - CTP_{\text{arrivée}} \tag{V-14}$$

- faisant l'hypothèse que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée entre les deux côtes au cours de l'écoulement gravitaire.
- étudier l'existence éventuelle d'un point d'écèlement voir la planche N°5, dans notre cas la ligne piézométrique ne coupe pas le terrain naturel donc il n'y pas de points d'écèlement.
- Le matériau de la conduite est le PEHD, voir les critères de choix.

- détermination de diamètre le plus avantageux calculé et qui sera normalisé par la suite.

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

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

Avec  $\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);  
 $K'$  : Coefficient de perte de charge;  
 $L_{eq}$  : Longueur équivalente de la conduite (m);

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (V-16)$$

Avec  $L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m);  
 $L_{e_s}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m);

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (V-17)$$

Avec  $\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);  
 $\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).  
 $Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s);  
 $D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m);  
 $\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement;  
 $m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau.

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad . \quad (V-15)$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,001052$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 4.772$  (matériaux : PEHD).

➤ **La vitesse d'écoulement**

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

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

$$Q = V * S \quad (V-18)$$

$$Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{D'où} \quad V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

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

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

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

**V-5-2. Application de principe de dimensionnement de la conduite gravitaire en charge**

**1. Tronçon R 5000 m<sup>3</sup>- SP1**

Les tableaux suivants représentent les résultats de dimensionnement de tronçon en question

*Tableau V.13 : Diamètre calculé et normalisé pour tronçon R 5000 m<sup>3</sup>- SP1*

N° Tronçon	Débit du tronçon (m <sup>3</sup> /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH (m)	I (m/m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
RI-SP1	0.103	1724	1982.6	4	0.00202	336.53

Étant donné que les conditions aux limites sont imposées (Cote RI et Cote SPI), nous devons trouver des diamètres normalisés, qui respecte ces conditions.

$$D_1 < D_{\text{calculé}} < D_2$$

Avec D<sub>1</sub> et D<sub>2</sub> sont des diamètres normalisés qui valent respectivement 315mm et 400 mm.

dans le but de conserver le débit, on calcule la longueur ( voire figure ) correspondante pour chaque diamètre normalisé en utilisant la formule suivante :

$$X = \frac{\left[ \left( \frac{\Delta H * (D_1^m) * (D_2^m)}{K * Q^\beta} \right) - L * (D_1^m) \right]}{\left[ (D_2^m) - (D_1^m) \right]} \quad (V-19)$$

Avec x : la longueur de la conduite (point de raccordement –SP1) diamètre 315 mm.

Les résultats des diamètres normalisés sont représentés dans le tableau suivant

*Tableau V.14: Diamètres normalisés*

<b>D1 (mm)</b>	315
<b>D2 (mm)</b>	400
<b>X (m)</b>	1194.37
<b>L-x (m)</b>	529,63

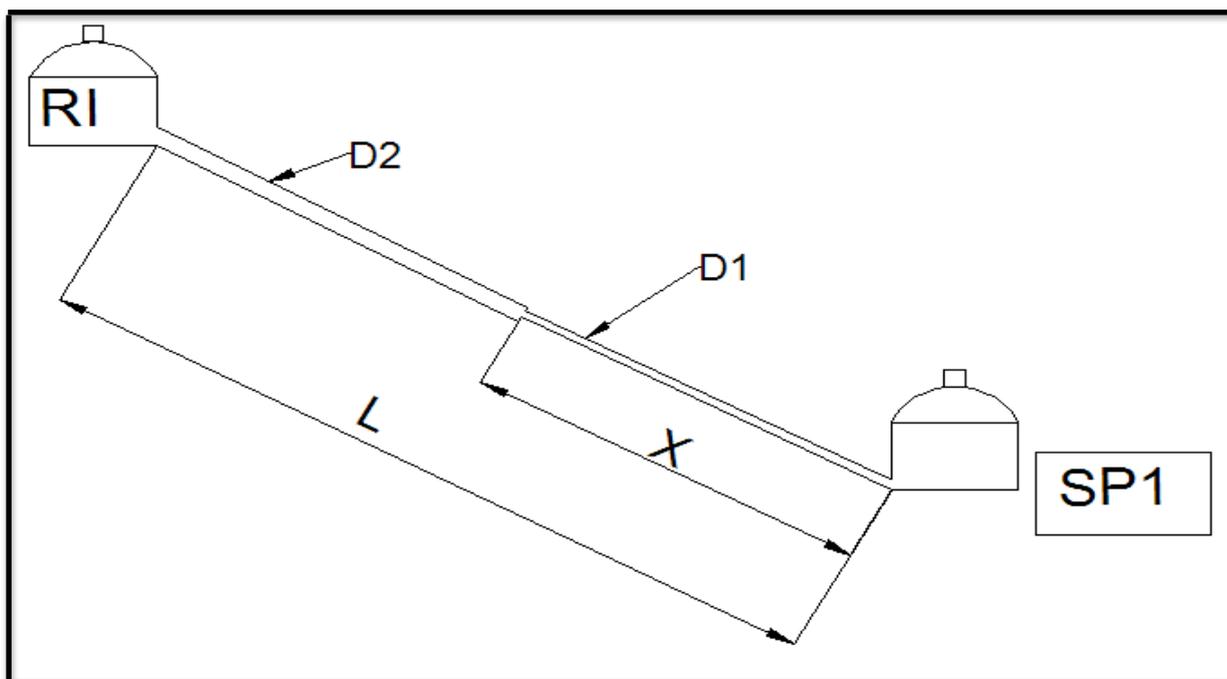


Figure V-4: Diamètres normalisées

## 2 Tronçon RT-R Tizi-ELbir.

Cette partie d'adduction gravitaire en charge contient une conduite existante de Ø300 fonte, On calcule le débit véhiculé par cette conduite afin de déterminer le débit de dimensionnement de la conduite à projeter,

Ces deux conduites seront connectées entre elles à la sortie du réservoir amont et à l'entrée du réservoir

- Détermination de débit véhiculé par la conduite existante

Les résultats du débit véhiculé par la conduite existante sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : calcul de débit de la conduite existante

N° Tronçon	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H$ (m)	D (m)	$Q_{\text{existant}}$ (m <sup>3</sup> /s)
RT-R Tizi-ELbir.	4500	5175	35	0.25	0.057

Donc la conduite à projeter, débitera le débit suivant

$$Q_{\text{projeter}} = Q_{\text{max,j}} - Q_{\text{existant}} \quad (\text{V-20})$$

D'où  $Q_{\text{projeter}} = 0.103 - 0.057$  donc  $Q_{\text{projeter}} = 0.046 \text{ m}^3/\text{s}$

Les tableaux suivants représentent les résultats du dimensionnement de la conduite à projeter :

Tableau V.16 : Diamètre calculé et normalisé pour tronçon RT-R Tizi-ELbir à projeter.

N° Tronçon	Débit du tronçon (m <sup>3</sup> /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH (m)	I (m/m)	D <sub>calculé</sub> (mm)	D <sub>normalisé</sub> (mm)	V (m/s)
RT-R TE	0.046	4500	5175	35	0.00676	203.85	200	1.46

Le diamètre normalisé du tronçon en question est Ø200 avec une vitesse de 1.46 m/s .

### V-6. Les courbes caractéristiques des conduites en charge.

On appelle courbe caractéristique d'une conduite, la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L , la variation de la perte de charge totale en fonction de débit autrement dit l'introduction dans le système de coordonnées (H,Q)

$$\Delta H = R Q^2 \quad (\text{V-21})$$

Avec R: résistance de la conduite.

#### V-6-1. Les courbes caractéristiques des conduites en charge gravitaire :

##### 1. Tronçon R 5000 m<sup>3</sup>- SP1

$$\Delta H = \frac{K \cdot L_e}{D_{av}^m} Q^2 \quad \text{donc} \quad \Delta H = 516.79 Q^2$$

##### 2 .Tronçon RT-R Tizi-ELbir.

-conduite existante (fonte) :  $\Delta H = 10896.06 Q^2$

-conduite à projeter (PEHD) :  $\Delta H = 11787.21 Q^2$

Les courbes caractéristiques des conduites gravitaires sont représentées dans les figures ci-après :

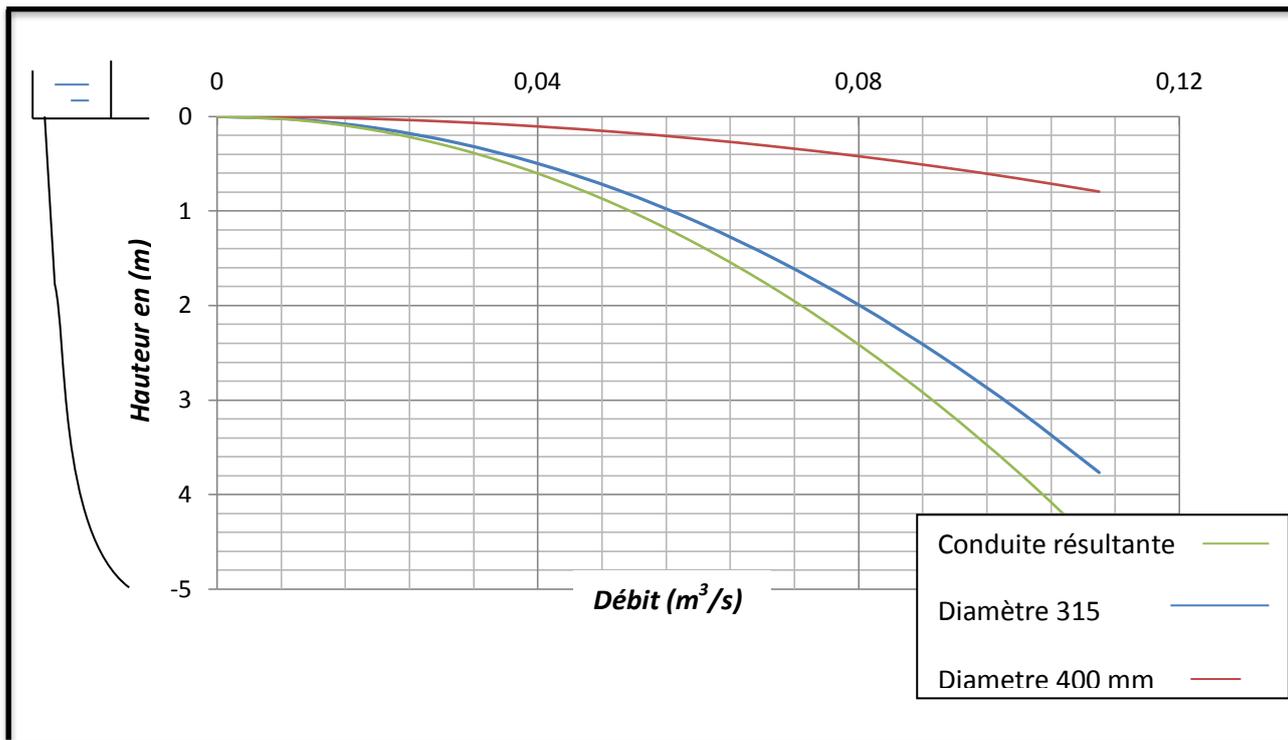


Figure V-5: courbe caractéristique de la conduite R 5000 m<sup>3</sup> - SP1

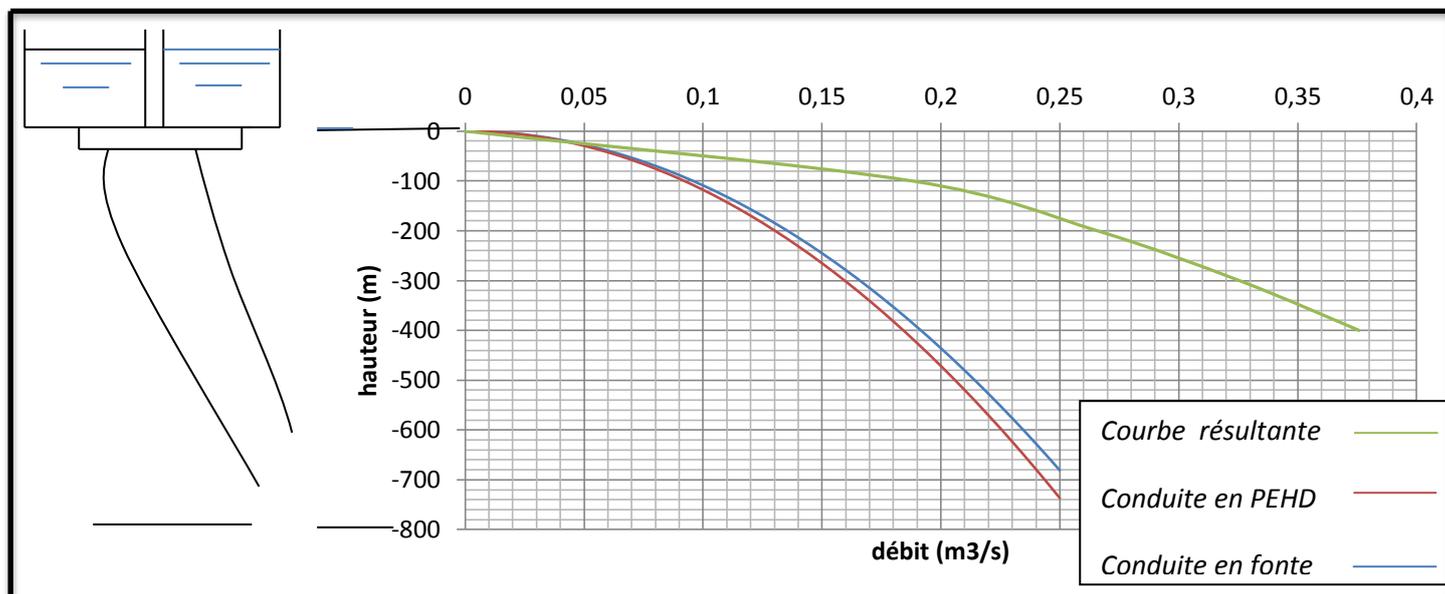


Figure V-6: courbe caractéristique de la conduite RT-R Tizi-ELbir(PEHD, fonte) et leur résultante

### V-6-2. Les courbes caractéristiques des conduites en charge par refoulement :

La courbe caractéristique des conduites de refoulement est la représentation graphique de la formule suivante

$$H_c = \sum \Delta H_i + H_g \quad (V-22)$$

Les résultats de calcul des courbes caractéristiques sont représentés dans l'annexe N°2

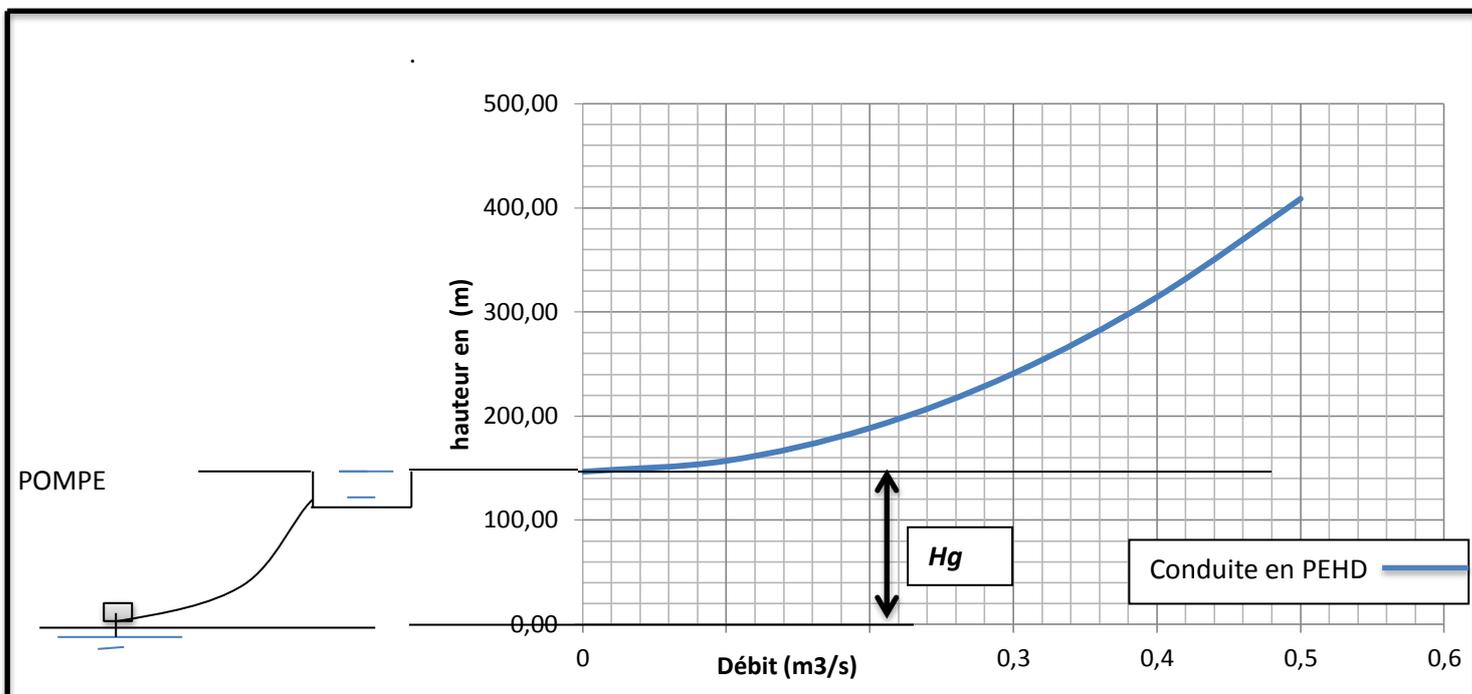


Figure V-7: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (tronçon SP1- SP2)

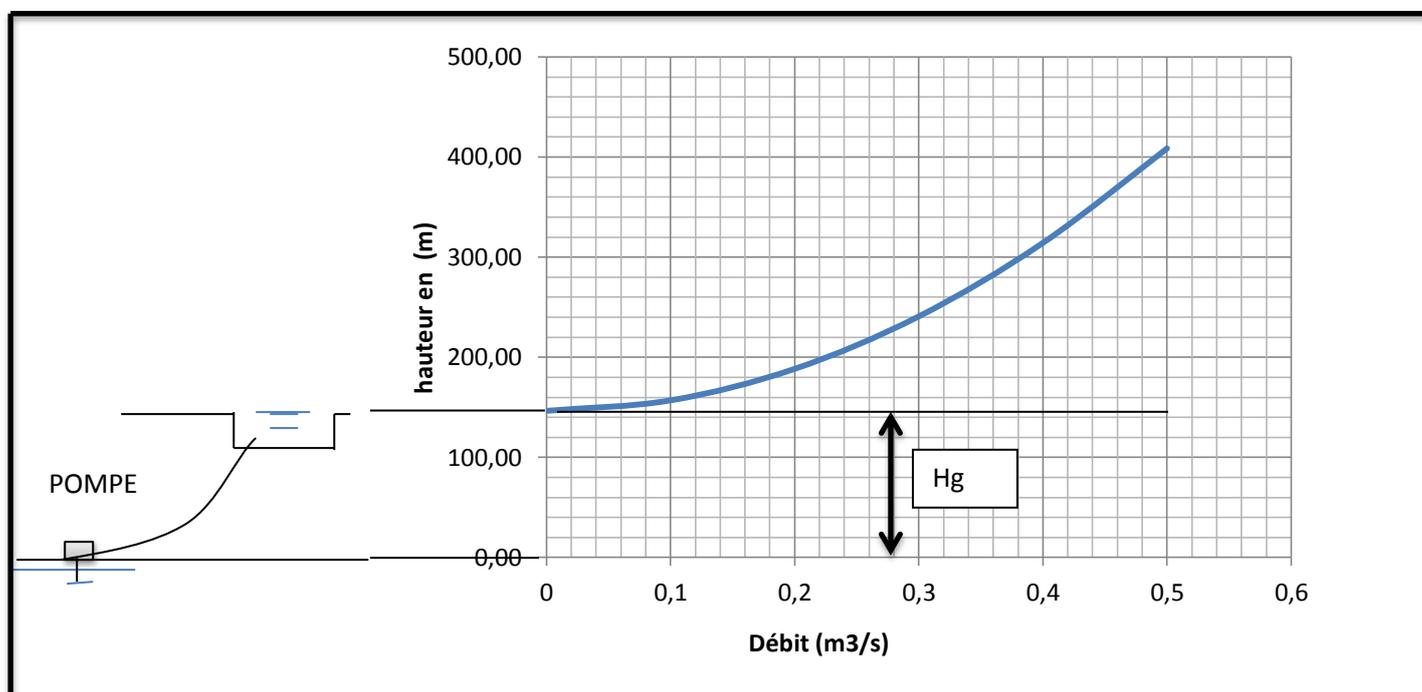
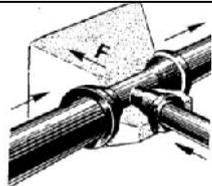


Figure V-8: courbe caractéristique de la conduite de refoulement (trouçon SP2-RT ).

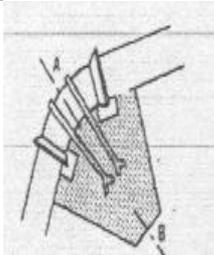
### V-7. Équipements et accessoires des conduites d'adduction.

Pour assurer le bon fonctionnement des conduites, il faut qu'elles soit dotées des robinetteries et équipements divers. Le tableau suivant représente les équipements des différentes conduites d'adduction :

Tableau V.17 : les équipements des conduites d'adduction

accessoires	rôle	image	commentaire
Ventouse	purge des poches, entrée et sortie rapide d'air		Voire le profil en long
Vanne de vidange	La vidange des tronçons		Voire le profil en long
Coude	Changement De direction		Les coudes sont placés au niveau du changement de direction
			
Té (réduit) PEHD	Organe pour ajouter ou soustraire un débit		Relier les deux conduites, fonte et PEHD aux conduites de raccordement
Butée en béton	Les butée servent à fixer les coude et les protéger contre le déboitement		Les butés sont placés dans chaque coude .
By pass	pour l'avarie de système		Utilisable dans le cas de la réparation des tronçons (avarie)

Suite du tableau N°17

accessoire	rôle	image	commentaire
Butée D'amarrage	Rendre la conduite n'est pas solidaire avec le sol. . Réduire les contrainte d'amenée		Les butées d'amarrage sont placés au niveau des grandes pentes
Vanne de sectionnement	Servent à l'isolement des tronçons		Chaque 200m à 300m et également avant la ventouse et après le robinet de sectionnement
conduite de raccordement	Raccorder entre deux conduites d'adduction		Dans le cas d'avarie (isolement d'un tronçon ) la conduite s'alimentera par la deuxième conduite par le biais de la conduite de raccordement (Voire la figure V-9 ).
Robinet de garde	Fermeture de by pass et les conduites de raccordement		Voire la figure V-9

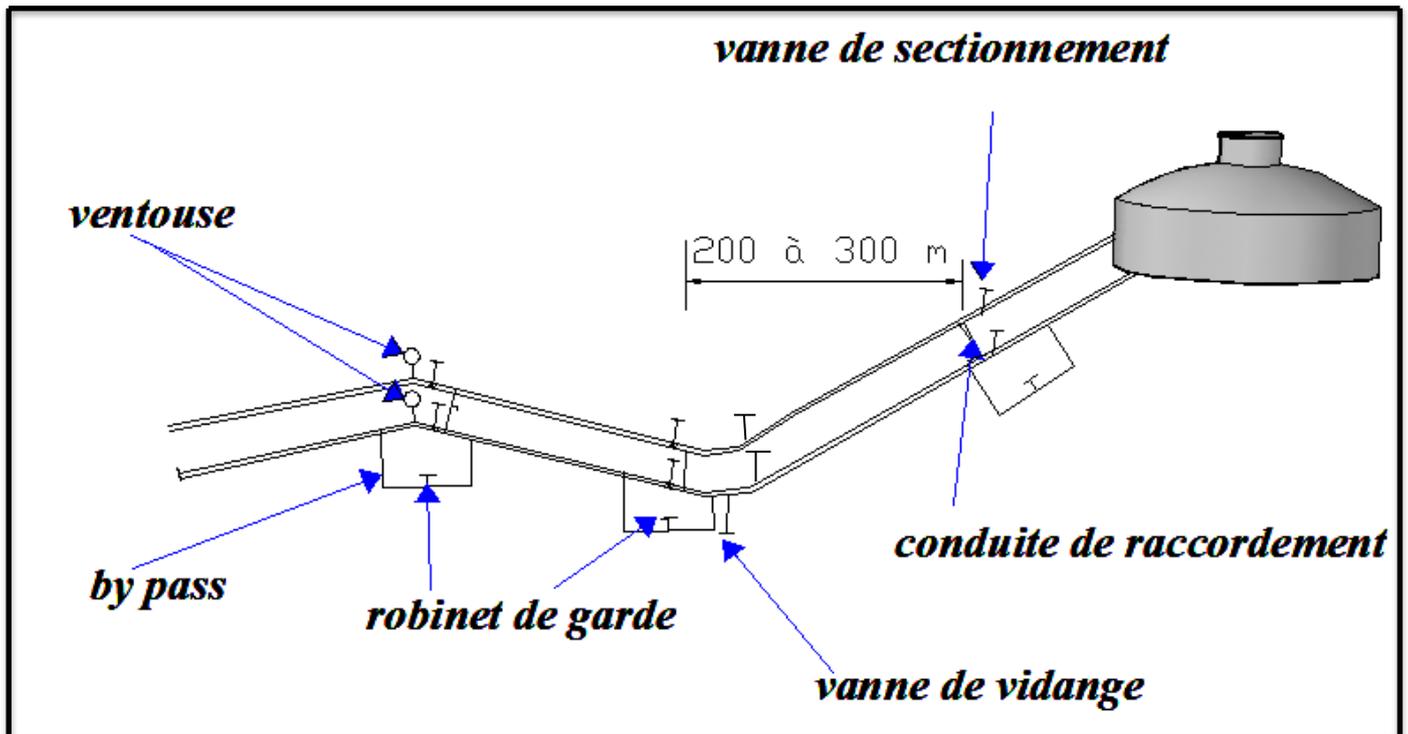


Figure V-9: équipement et accessoires de la conduite gravitaire.

**Conclusion [6] :**

Le dimensionnement de l'adduction en cours de ce chapitre a pris en considération, non seulement les détails technico-économiques de la partie de refoulement et le gain de l'énergie potentielle en dimensionnant les conduites gravitaires, mais aussi l'établissement des courbes caractéristiques des conduites qui seront utilisées par le gestionnaire de l'ouvrage.

## **CHAPITRE VI**

### **Dimensionnement du réseau de distribution (chef-lieu)**

## INTRODUCTION

Le réseau de distribution est un système de conduites interconnecté, d'une manière à assurer simultanément un éventuel débit d'extrémité et la distribution de l'eau, le long de leur parcours, aux abonnés par des nombreux branchements raccordés sur elles. Toute en assurant le débit maximal et la pression nécessaire chez les consommateurs pendant toute la journée. Ce chapitre sera l'objet de dimensionnement du réseau de distribution de la ville de Chabet

### VI-1. Choix du type de système d'AEP

Un système d'AEP est un ensemble des ouvrages qui permettent d'assurer l'alimentation en eau des habitants. Ces systèmes peuvent être classés selon les critères suivants :

#### VI-1-1. La vocation de l'agglomération

- *système d'AEP domestique* : est un système qui permet d'assurer l'alimentation en eau et sa potabilité pour les besoins domestiques.
- *système d'AEP industriel* : ce système est destiné à assurer les besoins en eau industriels, dans ce genre de système la qualité de l'eau n'est pas exigée.
- *système d'AEP pour l'incendie* : ce système est censé assurer le débit d'incendie.
- *système d'AEP unique* : ce système englobe les trois systèmes énumérés précédemment.

#### VI-1-2. La provenance du débit d'alimentation de réseau

Selon la manière dont le réseau de distribution est alimenté, on distingue deux types de système d'alimentation en eau potable.

- *système à contre réservoir* : le réseau est alimenté par la pompe et le château quel que soit la position de château.
- *système à réservoir de tête* : le réseau est alimenté uniquement par le château, ce dernier est alimenté par l'adduction.

Les critères du choix de type de système à mettre en place est tributaire de la topographie de terrain ainsi que la vocation de l'agglomération, dans notre cas, nous n'avons pas une agglomération à vocation industrielle, par ailleurs la topographie de la zone d'étude est accidentée, en conséquence le type de système unique et à réservoir de tête sera le type de système à projeter.

### VI-2. Choix du Type de réseau de distribution à projeter. [7]

Le choix de type de réseau doit être judicieux du fait qu'il existe les différents types suivants :

- Réseaux ramifiés ;
- Réseaux maillés ;
- Réseaux mixte (maillé et ramifié) ;
- Réseau étagé ;

Vue l'extension irrégulière de la ville de Chabét El Ameur qui présente des différences de niveau importantes constatées dans le plan de masse (voire la planche N<sup>0</sup>), on peut adopter une distribution étagée de tel manière à partager la ville en deux zones distinctes,

La première zone représente le POS4, ce dernier sera alimenté à partir du réservoir de stockage et de transit de Tizi-Elbir, tandis que la deuxième zone représente le reste de la ville et sera alimenté à partir du réservoir de chef-lieu, dans le but d'assurer la distribution dans toute l'agglomération, et de prévoir une sécurité partielle d'alimentation en cas d'avarie, on opte pour un réseau maillé,

### VI-3. Type du matériau des conduites.

Le matériau choisi pour les conduites du réseau de distribution est le PEHD dont les avantages sont énumérés dans le chapitre V.

### VI-4. Procédé du Calcul des débits

#### VI-4-1. Débits en route

La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_{pte} - Q_{conc} \quad (VI -1)$$

Avec  $Q_r$  : débit en route (l/s) ;  
 $Q_p$  : débit de pointe (l/s) ;  
 $Q_{conc}$  : débit concentré (l/s) ;

#### VI-4-2. Débit spécifique

Le débit spécifique se calcule par la formule ci-après:

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pte}}{\sum L} \quad (VI -2)$$

Avec  $\sum L$  = somme des longueurs du réseau, vaut 11070 m.

#### VI-4-3. Débits en route pour chaque tronçon

Les débits en route se calculent par la formule suivante

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \quad (VI -3)$$

Avec  $Q_{ri}$  : débit en route pour le tronçon  $i$  ;  
 $Q_{sp}$  : débit spécifique ;  
 $L_i$  : la longueur de tronçon  $i$  ;

#### VI-4-4. Les débits nodaux

Les débits nodaux se calculent par la formule suivante

$$Q_{nd} = 0,5 \sum Q_{ri} + Q_{conc} \quad (VI -4)$$

Avec  $\sum Q_{ri}$  = somme des débits des tronçons convergents au même nœud (l/s)  
 $Q_{conc}$  : débit concentré dans notre cas, dans notre cas est nul

**VI-5. Dimensionnement du réseau de distribution de la deuxième zone**

**VI-5-1. Application du procédé de calcul des débits pour la deuxième zone.**

Les résultats de calcul des débits sont représentés dans les tableaux suivants :

*Tableau VI-1. Calcul des débits nodaux en cas de pointe et cas de pointe plus incendie.*

N° des nœuds	N° de tronçon	L (m)	Qsp (l/s)	Qri (l/s)	cas de pointe		pinte+incendie	
					Qconc (l/s)	Qn (l/s)	Qconc (l/s)	Qn (l/s)
A	A-B	244	0.00722	1.76	0	4.17	0	4.17
	A-D	911	0.00722	6.58				
B	B-A	244	0.00722	1.76	0	5.01	0	5.01
	B-C	745	0.00722	5.38				
	B-E	400	0.00722	2.89				
C	C-B	745	0.00722	5.38	0	7.60	0	7.60
	C-E	450	0.00722	3.25				
	C-F	910	0.00722	6.57				
D	D-A	911	0.00722	6.58	0	7.26	0	7.26
	D-H	689	0.00722	4.97				
	D-I	410	0.00722	2.96				
E	E-C	450	0.00722	3.25	0	4.12	0	4.12
	E-F	290	0.00722	2.09				
	E-B	400	0.00722	2.89				
F	F-C	910	0.00722	6.57	0	6.25	0	6.25
	F-E	290	0.00722	2.09				
	F-H	200	0.00722	1.44				
	F-G	330	0.00722	2.38				
G	G-F	330	0.00722	2.38	0	7.04	0	7.04
	G-K	636	0.00722	4.59				
	G-J	337	0.00722	2.43				
	G-K,	648	0.00722	4.68				
H	H-I	252	0.00722	1.82	0	4.12	0	4.12
	H-F	200	0.00722	1.44				
	H-D	689	0.00722	4.97				
I	I-D	410	0.00722	2.96	0	5.87	0	5.87
	I-J	964	0.00722	6.96				
	I-H	252	0.00722	1.82				
J	J-K	850	0.00722	6.14	0	7.77	17	24.77
	J-I	964	0.00722	6.96				
	J-G	337	0.00722	2.43				
K	K-G	636	0.00722	4.59	0	7.70	0	7.70
	K-G	648	0.00722	4.68				
	K-J	850	0.00722	6.14				



#### VI-5-4. Détermination des diamètres les plus avantageux.

Étant donné, la ville de Chabet El Ameur est une agglomération à vocation agricole que le risque d'incendie est très faible, et dans le but d'éviter le surdimensionnement du réseau, on déterminera les diamètres avantageux dans le cas de pointe, en se basant sur les débits limites et vitesse limites.

*Tableau VI-2. Diamètres avantageux (zone deux).*

tronçon	Débit (l/s)	diamètre (mm)	vitesse (m/s)
RE—A	66.6	315	0.86
A—B	32	250	0.65
A—D	30.73	250	0.63
B—E	16.99	160	0.85
B—C	10	125	0.82
C—E	5	110	0.53
C—F	7.4	110	0.78
D—I	12.47	125	1.02
D—H	11	125	0.90
E—F	7.87	125	0.64
F—H	4.02	90	0.63
F—G	5	110	0.53
G—J	7	110	0.74
G—K	2.3	75	0.52
K—G	2.66	75	0.60
H—I	10.9	125	0.89
I—J	17.52	160	0.87

#### VI-5-5. Calcul des paramètres hydrauliques :

- **Évaluation des débits correctifs**

Après avoir réparti arbitrairement les débits à travers les tronçons, et la vérification des lois fondamentales de la méthode de hardy cross, les débits correctifs seront déterminés par la simulation du réseau à l'aide du Logiciel (WATERCAD), et les tableau suivants représente les résultats pour le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie.

Tableau VI-3. Caractéristiques des tronçons, cas de pointe et cas de pointe plus incendie (la 2<sup>ème</sup> zone)

N°du tronçon	Tronçon		diamètre mm	Cas de pointe			observations	Cas de pointe plus incendie			observations
	Du	Au		Débit l/s	P.D.C m	vitesse m/s		Débit l/s	P.D.C m	vitesse m/s	
RE-A	RE	A	315	66.9	0.74	0.86	suffisante	83.89	1.15	1.08	suffisante
A-B	A	B	250	33.41	0.5	0.68	suffisante	40.19	0.71	0.82	suffisante
B-E	B	E	180	20.98	1.78	0.82	suffisante	26.24	2.75	1.03	suffisante
E-C	E	C	110	4.17	1.11	0.48	suffisante	4.68	1.38	0.49	suffisante
C-B	C	B	125	7.43	2.89	0.61	suffisante	8.94	4.14	0.73	suffisante
A-D	A	D	250	29.31	1.44	0.6	suffisante	39.53	2.57	0.81	suffisante
D-H	D	H	110	7.38	5.1	0.78	suffisante	10.49	10.1	1.1	suffisante
H-I	H	I	125	6.95	0.86	0.57	suffisante	12.89	2.85	1.05	suffisante
E-F	E	F	125	12.69	3.18	1.03	suffisante	17.44	5.92	1.42	suffisante
F-H	F	H	90	3.68	1.08	0.58	suffisante	6.52	3.28	1.02	suffisante
F-C	F	C	110	4	2.07	0.42	acceptable	6.02	4.54	0.63	suffisante
D-I	D	I	125	14.66	5.96	1.19	suffisante	21.78	12.95	1.77	suffisante
G-J	G	J	110	5.43	1.38	0.57	suffisante	1.7	0.15	0.18	suffisante
G-K	G	K	75	2.58	4.45	0.58	suffisante	2.69	4.8	0.61	suffisante
K-G	K	G	75	2.56	4.45	0.58	suffisante	2.66	4.8	0.6	suffisante
K-J	K	J	75	2.56	5.83	0.58	suffisante	2.35	4.96	0.53	suffisante
F-G	F	G	90	6.75	5.79	1.06	suffisante	10.69	14.24	1.68	suffisante
I-J	I	J	180	15.76	2.47	0.62	suffisante	28.82	7.96	1.13	suffisante

Interprétation : la condition des vitesses (les vitesses doivent être comprises entre 0.5 et 1.5 m/s voire 2 dans le cas de pointe plus incendie) sont satisfaites.

• **Les pressions au sol :**

Pour que notre réseau soit réalisable, il faut qu'il assure la pression minimale en tous points de notre surface à alimenter.

En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 60 mètres de colonne d'eau c'est-à-dire de 1 à 6 bars.

Connaissant les cotes des extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti} \quad \text{(VI -5)}$$

Avec :  $P_{Si}$  = Pression au sol au point (i) ;

$C_{Pi}$  = Cote piézométrique au point (i)

$C_{Ti}$  = Cote terrain naturel au point (i) ;

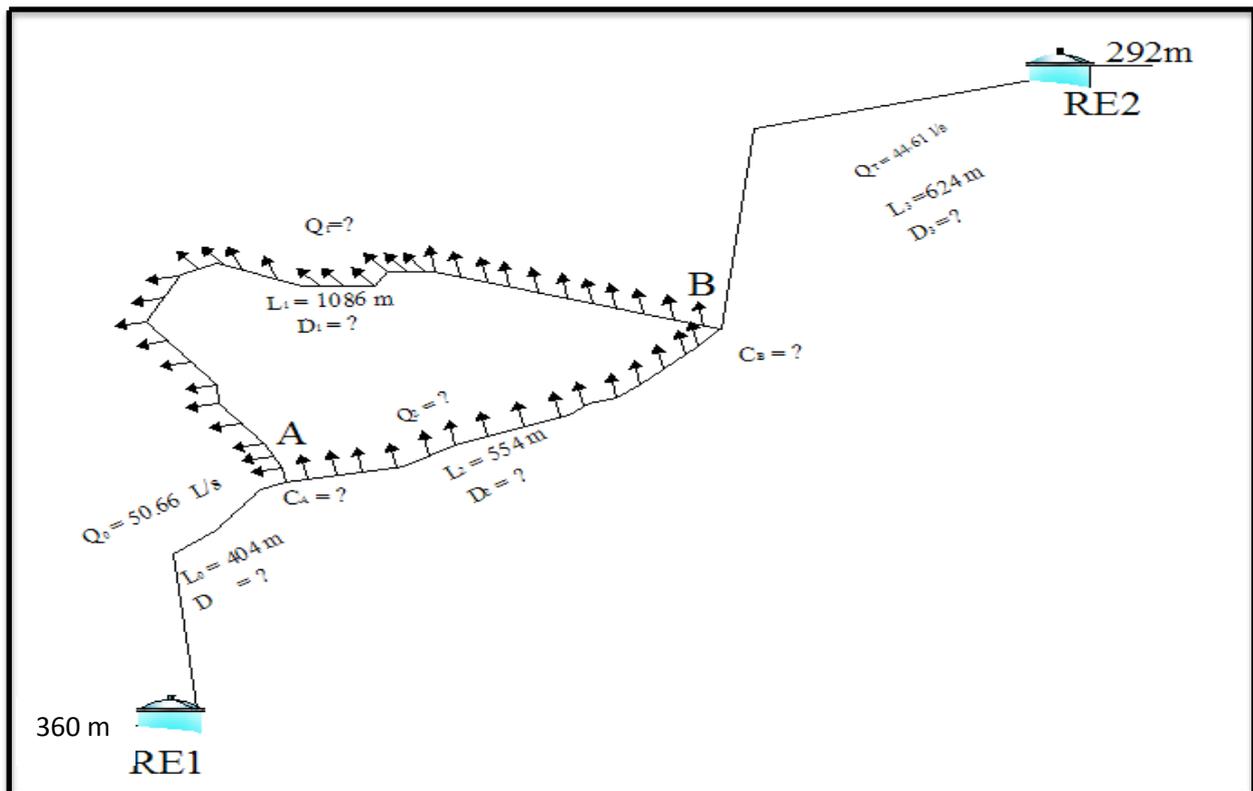
Le tableau suivant représente les pressions au sol ainsi que les pressions piézométriques dans chaque nœud.

Tableau VI-4. Pression de service, cas de pointe et cas de pointe plus incendie (la deuxième zone).

N° du noeud	cas de pointe				cas de pointe plus incendie		
	Débit	Cote du terrain naturel	Cote piézométrique	Pression	Débit	Cote piézométrique	Pression
	l/s	m	M	m	l/s	m	m
A	4.17	274	282.26	9.1	4.17	282.5	8.5
B	5.01	264	280.76	16.76	5.01	280.14	16.14
E	4.12	238	278.98	40.98	4.12	277.38	39.38
C	7.6	255	277.87	22.87	7.6	276	21
D	7.26	224	279.82	55.82	7.26	278.28	54.28
H	4.12	242	274.72	32.72	4.12	268.18	26.18
I	5.85	216	267.86	51.86	5.85	265.33	49.33
F	6.25	255	275.8	20.8	6.25	271.46	16.46
G	7.04	216	267.01	51.01	7.04	257.22	55.22
J	7.77	225	271.39	46.39	24.77	257.37	32.37
K	7.7	252	275.56	23.56	7.7	262.41	10.41

VI-6. Dimensionnement du réseau de distribution de la première zone.

Le réseau de distribution de cette partie, doit être dimensionné de telle manière à assurer simultanément l'alimentation du réseau de distribution de la première zone et le remplissage du réservoir terminal du chef-lieu, Tel qu'il est représenté dans la figure ci-après



FigureV-2. Réseau de la distribution de la première.

Étant donné, les cotes des réservoirs sont imposés, le dimensionnement du réseau se basera sur la détermination du gradient hydraulique moyen.

Le gradient moyen se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H_d}{\sum_{i=1}^4 L_i} \quad (\text{VI-5})$$

Avec  $I_{moy}$  : le gradient moyen ;

$\sum_{i=0}^3 L_i$  : La somme des longueurs formants les pertes de charge ;

$\Delta H_d$  : La charge disponible ;

On détermine par la suite les pertes de charge dans chaque tronçon à l'aide de la formule suivante.

$$\Delta H_i = I_{moy} \times Li \quad (\text{VI-6})$$

Avec  $\Delta H_i$  : perte de charge du tronçon i ;

$Li$  : Longueur du tronçon i ;

Et à l'aide de la formule approché, on déterminera les diamètres et les débits manquant.

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad (\text{VI-7})$$

Pour le cas des deux tronçons (A-B)<sub>1</sub> et (A-B)<sub>2</sub>, vue qu'ils ont le même point de ramification et d'unification, donc ils ont la même perte de charge.

Par ailleurs le débit spécifique se calcule par la formule suivante

$$q_s = \frac{Q_{\max,h}}{\sum L_i} \quad (\text{VI-8})$$

Avec  $q_s$  : débit spécifique ;

$$q_s = \frac{6.05}{1440} \Rightarrow q_s = 0.0042 \text{ l/s / ml}$$

Le tableau suivant représente les résultats des calculs

**Tableau VI-5.** Paramétré hydraulique du réseau de distribution de la deuxième zone

	<b>RE1-A</b>	<b>(A-B)1</b>	<b>(A-B)2</b>	<b>B-RE2</b>
<b>Longueur (m)</b>	405.00	1086.00	654.00	624.00
<b>Gradient (m/m)</b>	0,03215	0,03215	-	0,03215
<b><math>\Delta H</math> (m)</b>	13,02	34,912	34,92	20,06
<b>débit spécifique</b>	0.00	0.00420	0.00420	0.00
<b>Débits (l/s)</b>	50.66	23.92	24.71	44.61
<b>Diamètre (mm)</b>	0.14	110	0.9	0.132

Les diamètres normalisés pour chaque tronçon sont comme suit

$$D_1 < D_{\text{calculé}} < D_2$$

La longueur X ayant le diamètre  $D_1$  se calcule par la formule suivante :

$$X = \frac{\left[ \left( \frac{\Delta H * (D_1^m) * (D_2^m)}{K * Q^\beta} \right) - L * (D_1^m) \right]}{\left[ (D_2^m) - (D_1^m) \right]} \quad \text{(V-19)}$$

Le tableau suivant représente le calcul des diamètres normalisés.

**Tableau VI-6.** Diamètres normalisés

	<b>RE1-A</b>	<b>B-RE2</b>
<b>D1 (mm)</b>	125	125
<b>D2 (mm)</b>	160	160
<b>X (m)</b>	61.0	201.5
<b>L-x (m)</b>	344.0	422.5

Les pressions au sol dans les nœuds sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau VI-7.** Pression au sol.

<b>Nœud</b>	<b>Ps (m)</b>
<b>A</b>	20.81
<b>B</b>	10.89

### Conclusion.

Le choix du réseau de distribution étagé a abouti à des pressions au sol convenables notamment dans les zones basses de la ville de Chabet, par conséquent, les fuites seront diminuées dans le réseau.



## **CONCLUSION GENERALE**

## **Conclusion générale**

Au terme de ce travail, nous avons bel et bien conclu que le recours au système de production d'eau TAKSEBT (SPET) comme source d'alimentation en eau potable de la grande partie de la commune CHABET EL AMEUR est indispensable, étant donné que l'ancienne source ne pourra en aucun cas satisfaire les besoins en eau de cette localité, sachant que ces besoins ont été minutieusement estimés compte tenu des équipements à court, moyen et long terme,

Par ailleurs, la dégradation du réseau de distribution existant de chef-lieu due d'une part au vieillissement et d'autre part aux pressions trop élevées à cause des différences de niveau importantes, nous a intuitivement induit à proposer un réseau étagé comme nouveau réseau de distribution afin d'obtenir des pressions optimales et réduire ainsi les fuites dans ce réseau, les débits de dimensionnement de ce réseau sont calculés à l'horizon 2040 en prenant une dotation largement requise pour une population de l'envergure de la ville de Chabet el Ameur

Concernant la partie adduction dont le tracé (le long de la route et les pistes) facilitera sans aucun doute la gestion de toute l'infrastructure hydraulique en assurant un bon fonctionnement au moindre coût, par ailleurs le matériau de canalisation choisi est le PEHD vu que ce dernier est recommandé dans les terrains accidentés à l'image de celui de la zone d'étude,

En fin dans le but d'optimiser le coût et les frais de projet, des ouvrages existants ont été sauvegardés au cours de la présente étude,

La prise en compte de ces paramètres contribue bien entendu à l'amélioration de la qualité de vie de la population de cette localité,

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## ***BIBLIOGRAPHIE***

[1] : [http://fr.wikipedia.org/wiki/Chabet\\_el\\_Ameur](http://fr.wikipedia.org/wiki/Chabet_el_Ameur)

[2] : ESIER-Alimentation en Eau Potable-Par M<sup>R</sup> MOUNIR BOUSLIM – Page 10,62-64.

[3] : TRAITE DE BETON ARME – PAR M<sup>R</sup> A.GURRIN et R.C.LAVAURE – PAGE 5-10

Edition : DUNOD PARIS 1972

[4] : Technique de l'ingénieur-Adduction et distribution d'eau-pages

[5] : LES STATIONS DE POMPAGE D'EAU – 5<sup>eme</sup> Edition revue et corrigée

Edition : TECHNIQUE ET DOCUMENTATION - LAVOISIER,

[6] : Hydraulique générale et appliqué – par Mr MICHEL CARLIER – Page 175

Edition : EYROLLES 1972

[7] : LYONNAISE DES EAUX – Memento du Gestionnaire de l'Alimentation en eau et de

Et de l'Assainissement – Pages 228-231,

Edition : TECHNIQUE ET DOCUMENTATION - LAVOISIER, 1994

# **ANNEXES**

**ANNEXE N°1**  
Variation de la consommation

**Tableau N°9:** Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

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

**ANNEXE N°2:**  
*Calcul des courbes caractéristiques*

✓ *conduite gravitaire*

**1. Tronçon R 5000 m<sup>3</sup> - SP1**

$$R = \frac{K^* L_e}{D_{av}^m} = 516.79$$

Calcul de la courbe caractéristique de tronçon R 5000- SP1

Q	R	H
0	516.79	0.00000
0.01	516.79	0.05168
0.02	516.79	0.20672
0.03	516.79	0.46511
0.04	516.79	0.82686
0.05	516.79	1.29198
0.06	516.79	1.86044
0.07	516.79	2.53227
0.08	516.79	3.30746
0.09	516.79	4.18600
0.1	516.79	5.16790
0.11	516.79	6.25316

**2. Tronçon RT-R Tizi-ELbir.**

-conduite existante (fonte) :  $R = \frac{K^* L_e}{D_{av}^m} = 10896.06$

-conduite à projeter (PEHD) :  $R = \frac{K^* L_e}{D_{av}^m} = 11787.2082$

Q	fonte		PEHD	
	R	H	R	H
0	10896.0564	0	11787.2082	0
0.01	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.02	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.03	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.04	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.05	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.06	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.07	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.08	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.09	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.1	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082
0.11	10896.0564	1.08961	11787.2082	1.17872082

- La courbe caractéristique de la conduite résultante :

	PPEHD	FONTE	total
H	Q1	Q2	Q1+Q2
0	0	0	0
100	0.09580	0.09211	0.18791
200	0.13548	0.13026	0.26574
300	0.16593	0.15953	0.32547
400	0.19160	0.18421	0.37581
500	0.21422	0.20596	0.42017
600	0.23466	0.22562	0.46028
700	0.25346	0.24369	0.49716
800	0.27096	0.26052	0.53148

✓ *Calcul de la courbe caractéristique des conduite de refoulement*

N°	Q (m3/s)	la conduite R 5000 m3- SP1			la conduite R 5000 m3- SP1		
		Hg (m)	Dh	Hc= Hg+Dh	Hg (m)	DDh	Hc= Hg+Dh
0	0	149.16	0	149.16	146.5	0	146.5
1	0.1	149.16	10.5	159.6	146.5	10.49	156.99
2	0.2	149.16	41.9	191.1	146.5	41.94	188.44
3	0.3	149.16	94.4	243.5	146.5	94.37	240.87
4	0.4	149.16	167.8	316.9	146.5	167.76	314.26
5	0.5	149.16	262.1	411.3	146.5	262.13	408.63
6	0.6	149.16	377.5	526.6	146.5	377.47	523.97
7	0.7	149.16	513.8	662.9	146.5	513.78	660.28
8	0.8	149.16	671.1	820.2	146.5	671.06	817.56
9	0.9	149.16	849.3	998.5	146.5	849.31	995.81
10	1	149.16	1048.5	1197.7	146.5	1048.53	1195.03
11	1.1	149.16	1268.7	1417.9	146.5	1268.72	1415.22
12	1.2	149.16	1509.9	1659.0	146.5	1509.88	1656.38

# ANNEXE N°3: Les caractéristiques des pompes type KSB

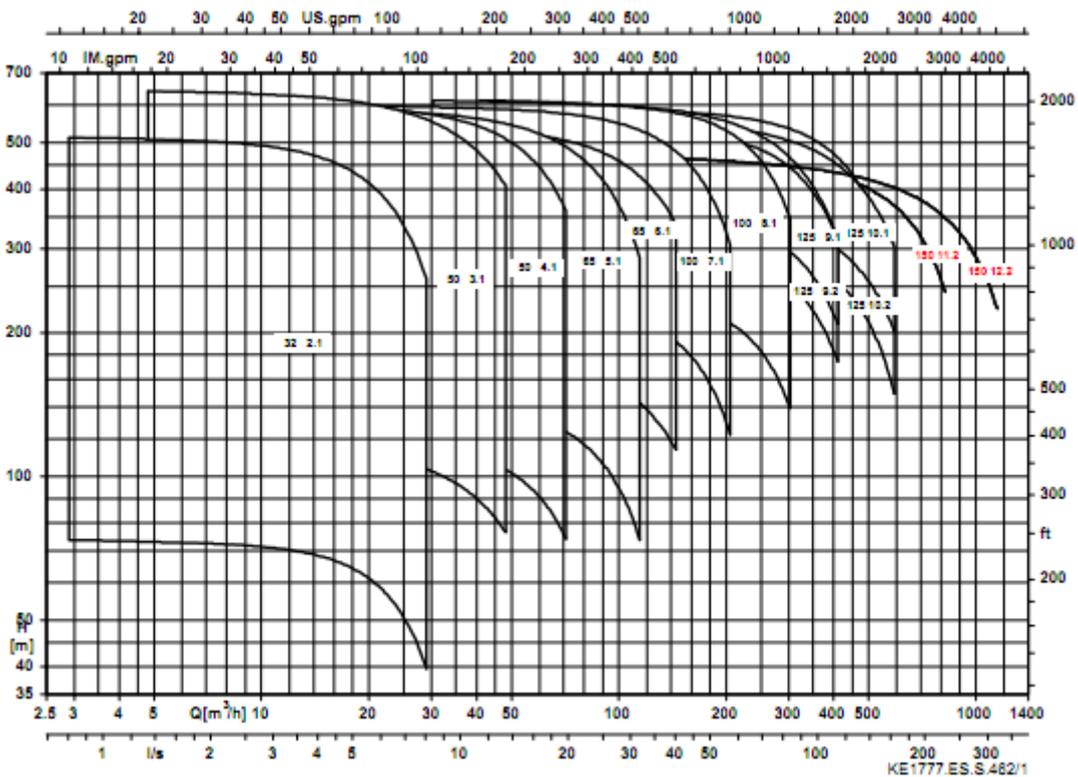
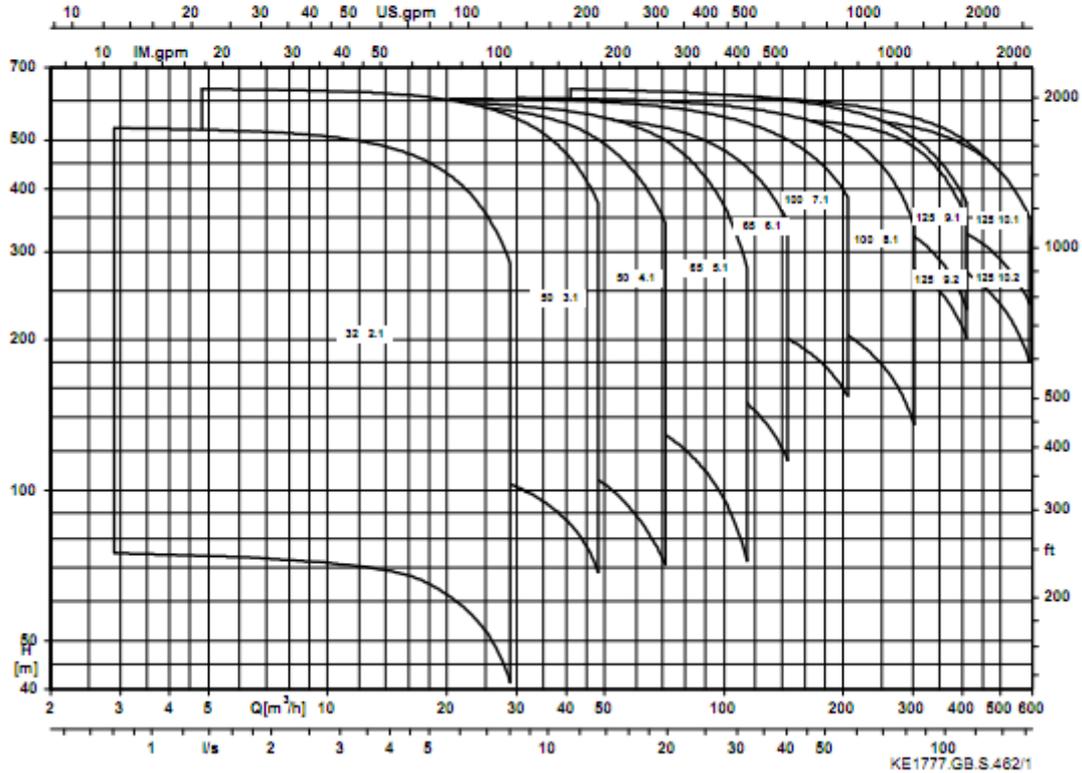


Multitec

Kennfelder / Selection charts / Réseau / Conjunto de curvas / Grafieken / Campi caratteristici

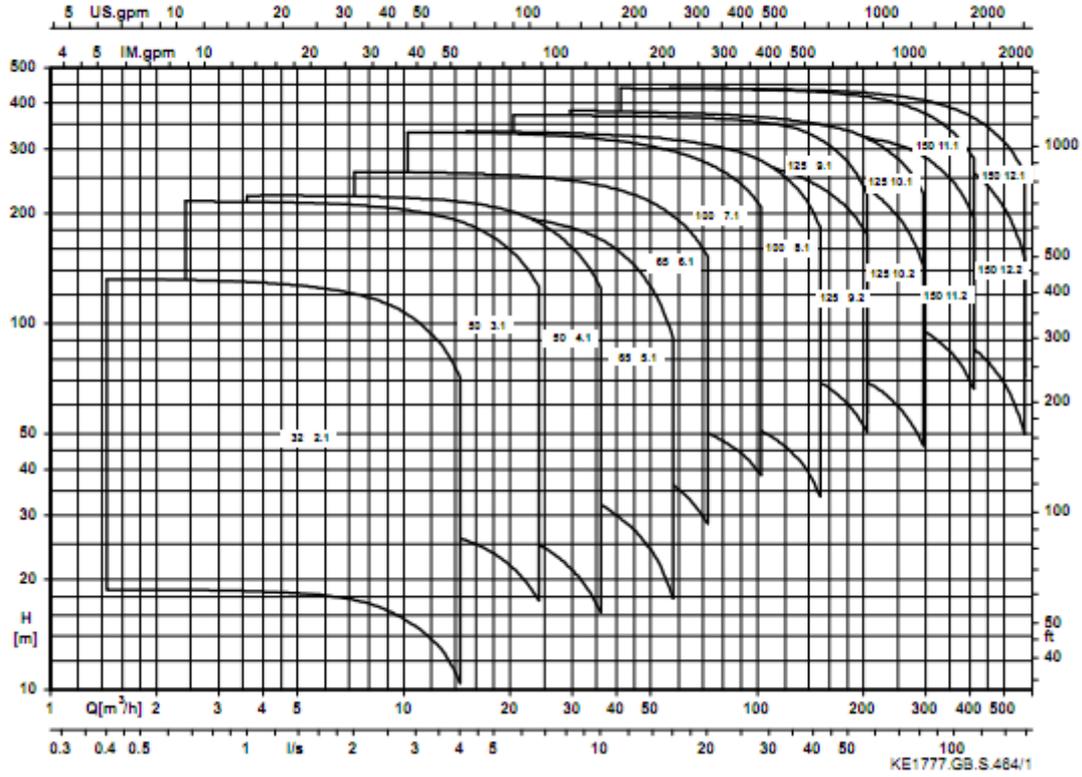
n = 3500 1/min

JL1040 (GG) / CC480K-GS (Bz)

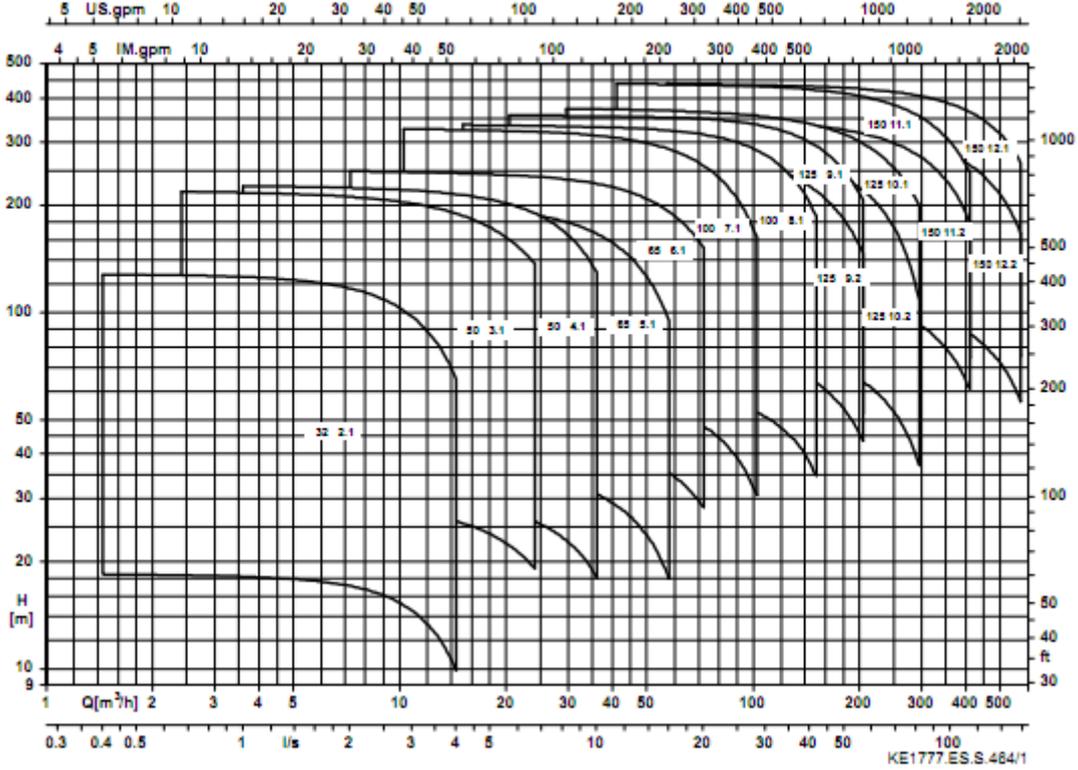


n = 1750 1/min

JL1040 (GG) / CC480K-GS (Bz)



1.4408



ANNEXE N°4  
Type du moteur électrique

# Moteurs asynchrones triphasés ouverts PLS Caractéristiques électriques

## E1 - Grilles de sélection

2  
pôles  
3000 min<sup>-1</sup>

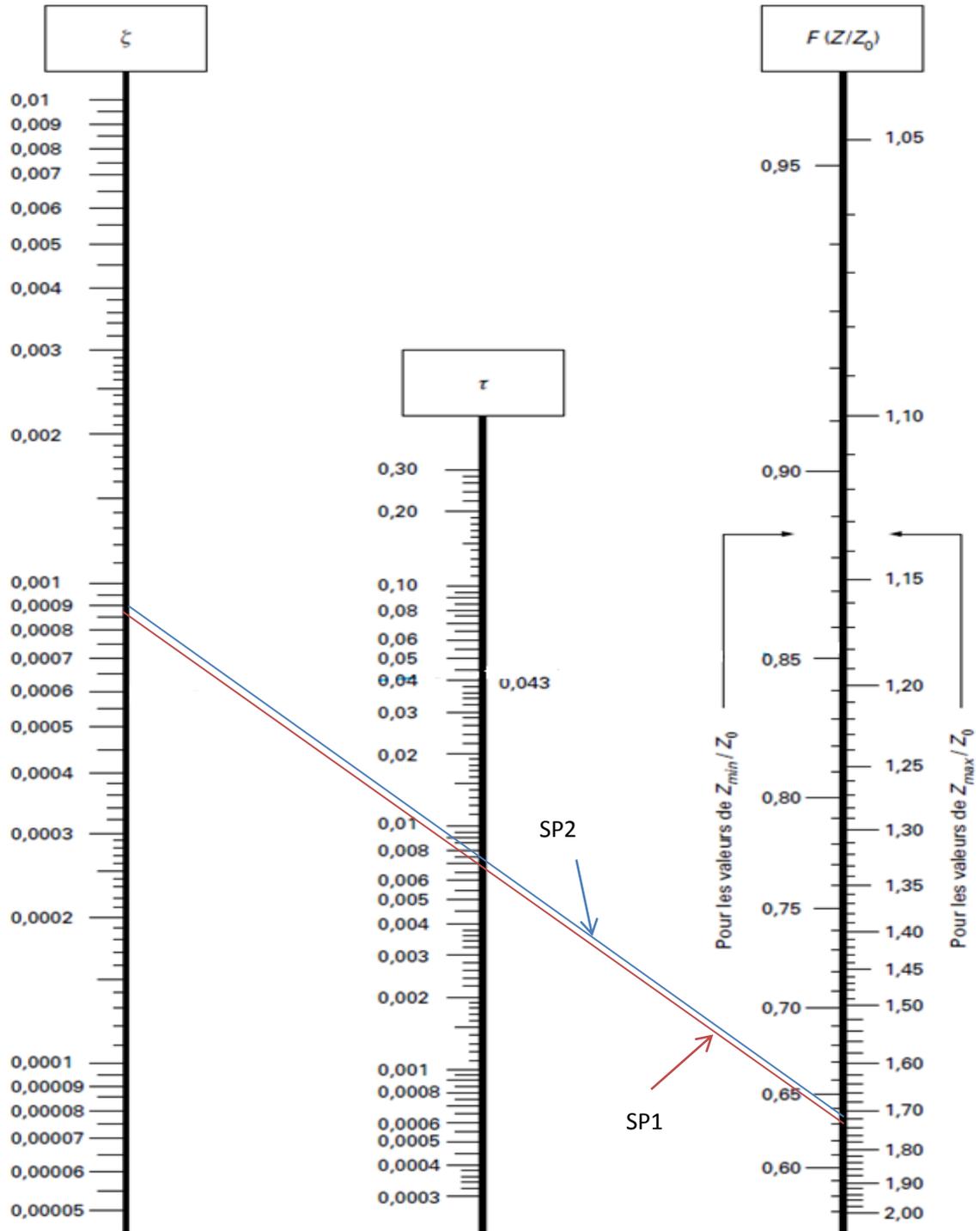
IP 23  
Cl. F - ΔT 80 K  
MULTI-TENSION

RÉSEAU Δ 230 / Y 400 V ou Δ 400 V 50 Hz

Type	*Puissance nominale à 50 Hz <i>P<sub>N</sub></i> kW	Vitesse nominale <i>N<sub>N</sub></i> min <sup>-1</sup>	Intensité nominale <i>I<sub>N</sub></i> (400 V) A	**Facteur de puissance Cos φ	*** Rendement η	Courant démarrage / Courant nominal <i>I<sub>D</sub></i> / <i>I<sub>N</sub></i>	Couple démarrage / Couple nominal <i>M<sub>D</sub></i> / <i>M<sub>N</sub></i>	Couple maximal / Couple nominal <i>M<sub>M</sub></i> / <i>M<sub>N</sub></i>	Moment d'inertie <i>J</i> kg.m <sup>2</sup>	Masse IM B3 kg
PLS 180 M	11	2875	22,5	0,83	86	6,8	2,6	2,5	0,0099	57
PLS 180 M	15	2860	30,3	0,84	85	6,5	2,3	2,3	0,0126	65
PLS 180 L	18,5	2934	35,1	0,85	89,5	6,7	2,6	2,9	0,037	80
PLS 180 L	22	2936	42	0,84	90	7,2	2,7	3	0,041	86
PLS 180 M	30	2936	57,2	0,84	90,1	7,5	2,6	3,3	0,054	102
PLS 180 L	37	2940	67,2	0,87	91,4	7,3	2,8	3,1	0,081	123
PLS 200 M	45	2950	83,1	0,85	92	7,3	2,2	3	0,102	170
PLS 200 LP	55	2950	96,9	0,88	93,1	7,7	2,8	3,2	0,140	185
PLS 226 MR	75	2945	134	0,87	92,9	7,6	2,8	3,1	0,17	240
PLS 250 8P	90	2960	163	0,85	93,8	7,4	2,4	3,1	0,40	325
PLS 250 MP	110	2960	196	0,86	94,2	7,7	2,5	3,3	0,44	350
PLS 280 MC	132	2958	232	0,87	94,6	7,8	2,5	3,5	0,48	455
PLS 316 8	160	2974	276	0,88	95	8,2	2,7	3,4	1,25	645
PLS 316 M	200	2974	341	0,89	95,2	8,3	2,8	3,4	1,42	705
PLS 316 L	250	2974	421	0,9	95,3	8,2	2,9	3,4	1,68	790
PLS 316 LD	280	2972	466	0,91	95,4	8	2,8	3,1	1,97	900
PLS 316 MG	280	2965	503	0,85	94,5	6,4	1,8	2,1	2,3	910
PLS 316 LD	315	2972	529	0,9	95,5	8,3	3,1	3,4	1,97	910
PLS 316 MG	315	2965	557	0,86	95	6,4	1,8	2,1	2,5	940
PLS 316 LG	355	2965	617	0,87	95,5	6,5	1,7	2	2,8	1030
PLS 316 LG	400	2965	695	0,87	95,5	7	1,9	2	3,1	1120
PLS 316 VLG	450	2975	778	0,87	96	7	1,9	2,1	3,5	1200
PLS 356 LA	500	2978	864	0,87	96	8,4	1,6	2,2	6,3	1700
PLS 356 LB	710	2978	1207	0,88	96,5	8,4	1,6	2,2	8	2050

ANNEXE N°5:

Volumed du reservoir anti-belier



$$\xi = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \xi F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[ \frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$

# ANNEXE N°6

## Les profils des tronçons du réseau de distribution

