

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction en eau potable de la ville de Mila et des localités avoisinantes à partir du Transfert Beni Haroun.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0020-12

APA Citation (APA توثيق):

Maziz, Brahim (2012). Etude de l'adduction en eau potable de la ville de Mila et des localités avoisinantes à partir du Transfert Beni Haroun[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'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 DE L'ADDUCTION EN EAU POTABLE DE
LA VILLE DE MILA ET DES LOCALITES
AVOISINANTES A PARTIR DU TRANSFERT
BENI HAROUN**

Présenté par :

M^r : MAZIZ. BRAHIM

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B. SALAH	M C.A	Président
M^r M.S BENHAFID	M A.A	Examineur
M^r A.HACHEMI	M A.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M A.A	Examinatrice
M^r M.BOUZIANE	M A.B	Examineur
M^r M.BACHIR CHERIF	M A.B	Promoteur

Juillet - 2012

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers : mon dieu après :

Ma mère : THARAHMOUNTE.

Mon père : DADA.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

Mes frères

Mes sœurs

A tous mes amies, de l'ensh et hors l'ensh

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.

Maziz brahim

Remerciement Remerciement

Je remercie tout d'abord mon Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.

Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à M.BACHIR-CHEKIF d'avoir accepté de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'elle a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.

Je remercie tout particulièrement mes parents et mes frères, pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma formation d'ingénieur d'Etat. Je les remercie très sincèrement, d'avoir tout fait pour que je réalise mon rêve de devenir ingénieur d'Etat en hydraulique.

Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH, et mon respect aux membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Enfin, je ne saurais pas oublier de remercier tout mes amis qui m'ont été d'un soutien que ce soit moral ou matériel, et qui ont contribué de près ou de loin à m'aider.

Merci.

Maziz brahim

ملخص

تهدف هذه المذكرة لدراسة ومعالجة مشاكل نقص المياه في ولاية ميلة التي تقع شرق الجزائر و من اجل الوصول إلى هذا المبتغي ارتأينا إلى تزويدها بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من قناة تحويل مياه سد بني هارون (ميلة) من خلال هذه الدراسة سوف نتعرف على كيفية انجاز هذا المشروع وعلى جميع المعدات والهيكل اللازمة لا نجاحه بغية تحقيق الاكتفاء الذاتي للسكان

Résumé

L'objectif de notre mémoire consiste à remédier au problème de manque d'eau à l'Est de L'Algérie et plus précisément la wilaya de MILA.

Pour ce faire, nous proposons d'alimenter cette zone à partir du barrage de BENI HAROUN.

A fin d'aboutir à notre objectif, il nous faut concevoir tous les ouvrages et les équipements nécessaires.

Abstract

The zone of study located at the East of Algeria, currently it sulfur the absence of drinking water

To feed this drinking water zone, one proposes this project which is of feeds the wilaya Mila starting from the control of the transfer of water of the stopping of BENI HAROUN

The goal of this study is to know how this fact the realization of this project and all the works and the equipment necessary.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION	1
I.1.situation géographique et topographique.....	1
I.2. situation climatologique.....	3
I.2.1. Températures	3
I.2.2 Pluviométrie	4
I.2.3. Humidité	4
I.3.4. sismicité	4
I.4 présentation de la source (barrage BENI Haroun)	5
I-5 Description du transfert de Ben Haroun	6

CHAPITRE II: CALCUL DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION	8
II.1. L'evaluation de la consommation moyenne journaliere	8
II.1.1. consommation domestique moyenne.....	8
II.1.2. Consommation industrielle, de commerce et administratives.....	10
II.2. Determination du debit maximal et minimal journalier	11
II.2.1. débit maximum journalier ($Q_{max j}$).....	11
II.2-2 débit minimum journalier : ($Q_{min j}$).....	12
II -3 Description des systèmes d'alimentation en eau existants.....	12
II-4: bilan ressource –besoins en eaux.....	13
CONCLUSION	14

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION	15
III.1.CHOIX DU TRACE	16
III-2-1 Adduction gravitaire	17
III-2-Adduction par refoulement.....	17
III-3 Etude de variantes	17
III-4 Etude des brises de charge.....	17
III-5 Méthodologie et hypothèses de calcul	18
❖ A-Adduction principale	18
III-5-1Calculs hydrauliques.....	18
III-5-2 Pertes de charge dans les conduites.....	18
III-5-3 Calcul de longueurs équivalentes	19
III-5-4 Calcul de la charge disponible	20
III-5-5 Calcul de diamètres de l'adduction principale	20
III-5-6 Normalisation diamètres avantageux	21

III-6-1 Calcul de diamètre économique partie refoulement	21
III-6-2 calculs de diamètre économique	22
III-6-2 Frais d'amortissement	22
III-6-3Frais d'exploitation	23
❖ B- Les adductions secondaires	27
III-7 calculs les adductions secondaires	27
III-7-1 Tronçon (1-GRAREME et Sidi MAROUANE) (1-11)	27
III-7-2 Tronçon (2-Mila) (2-12)	28
III-7-3 Tronçon (4-ZEGHIA) (4-13)	28
III-7-4 Tronçon (5-OUED ENDJA+AHMED RACHDI) (5-14)	29
III-7-5Tronçon (6-SP ₍₁₋₃₎) : tronçon (6-18) ROUACHED	29
III-7-6 Tronçon (7-TIBERGENT) : tronçon (7-20)	29
III-7-7 Tronçon (8-YAHIA Ben GACHA) : tronçon (8-21)	29
III-7-8 Tronçon par refoulement (18-ROUACHED) : tronçon (18-19)	29
• Puissance absorbée par la pompe	30
• Energie consommée par la pompe	31
• Frais d'exploitation	31
• Calcul des frais d'amortissement	31
CONCLUSION	33
III-8 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE REGIME TRANSITOIRE ET LA CORROSION	34
Introduction:	34
III-8-1 phénomène de coup de bélier	34
III-8-2 les risques produit par le coup de bélier	34
a)cas de surpression	34
b) cas de dépression	34
c) fatigue de la conduite	34
III-8-3 LE CALCUL DU COUP DE BELIER :	34
III-8-4La valeur numérique de coup de bélier	35
III-8-5LES MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS CONTRE LE COUP DE BELIER	37
III-9 LES RESERVOIRS D'AIR	38
III-9-1 Principe de fonctionnement	38
III-9.2. Méthodologie de calcul des réservoirs d'air	38
III-10-2 Installation du réservoir d'air	40
III-10-3 Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement	41
Conclusion	41
III-11 les accessoires de l'adduction	42
a)-Les vannes	42
1- vanne manuelle	42
2-vanne papillon	42
3-les venteuse	42
4-vanne de vidange	42
III-11-2construction des butés	42
Conclusion	42

CHAPITRE III: ETUDE DES RESERVOIRS

INTRODUCTION	42
IV.1. Equipements du réservoir.....	43
IV-2-1-Conduite d'arrivée ou d'alimentation	43
1-Par Le haut.....	43
2-Par Le bas.....	43
IV-2-2 Conduite de départ ou de distribution	43
a)Conduite de trop-plein	43
b) Conduite de vidange	44
IV-2-3 Conduite by-pass	44
IV -2-4 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	44
IV-3- Classification des réservoirs	45
IV-4 Calcul de volume des réservoirs projeté.....	46
IV-3 La méthode graphique	47
IV-5-1 Estimation de la capacité de la bache d'eau par la méthode analytique	47
IV-5-2Estimation de la capacité totale du réservoir(FARDJIOUA) par la méthode analytique	48
IV-6- Forme de réservoir	49
IV-6-1Estimation de la capacité totale du réservoir (GRAREM et Sidi MAROUAN)	50
IV-6-2Estimation de la capacité totale du réservoir(MILA).....	51
IV-6-3Estimation de la capacité totale du réservoir(ZEGHAIA).....	52
IV-6-4Estimation de la capacité totale du réservoir (OUED ENDJA-Ahmed RACHEDI)	53
IV-6-5Estimation de la capacité totale du réservoir(ROUACHED).....	54
IV-6-6Estimation de la capacité totale du réservoir(TIBERGUENT).....	55
IV-6-7 Estimation de la capacité totale du réservoir (YAHIA Ben GACHA).	56
CONCLUSION	57

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

INTRODUCTION	69
VI-1. CRITERES DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE.....	69
VI-2- CRITERES DU TYPE DE POMPE.....	69
VI-3-les déférentes installations des pompes.....	70
VI-4 Description de la station de pompage FERDJIOUA	71
VI-5 choix de la pompes (FARDJIOUA)	71
VI-6-Courbes caractéristiques des pompes	72
VI-7 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	74
VI-8 détermination le type de pompes à utilise (ROUACHED).....	77
VI-9-Courbes caractéristiques de la pompe(ROUACHED).....	78
VI-10 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	79
VI-11- La réalisation du réglage de débit et son rendement	80
VI-12Calage des pompes	85
CONCLUSION	89

CHAPITRE IX : TRAITEMENT DES EAUX POTABLES.

INTRODUCTION	59
V-1-Origine et qualité de l'eau brute	59
V-2-Localisation de la Station de AIN TINN	60

V-3 CARACTERISATION DE L'EAU POTABLE	61
a) Température.....	61
b) PH.....	61
c) Turbidité.....	61
d) Couleur.....	61
e)Odeur.....	61
f) Saveur.....	62
g)conductivité électrique.....	62
h) Taux alcalimétrique complet TAC.....	62
V-4 Procédés de traitement des eaux de surface	62
a) Coagulation	63
b) Flocculation.....	64
c) Mise en œuvre de la coagulation-flocculation	64
d)Le jar-test	64
e)Décantation	65
f) Filtration	65
g) Colmatage des filtres	65
h) Lavage des filtres	66
i) Désinfection	66
V-5Chaine de traitement classique	67
V-6 Réservoir de Stockage	68
CONCLUSION	68

CHAPITRE VIII: ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION	90
VII-2Travaux concernant l'adduction	90
a) Exécution des tranchées	90
b) Pose du lit de sable	90
c) Pose des conduites	90
d) Epreuve de joint et de la canalisation	90
e) Remblayage des tranchées	91
f) Nivellement et compactage	91
VII-2Choix des engins de terrassement	91
a)La niveleuse	91
b) La pelle et le chargeur ou la chargeuse	91
c)Les décapeuses	92
d) Les engins de transport des matériaux	92
e)Matériels de compactage	93
VII-3calcul du volume des déblais	93
CONCLUSION	96
CONCLUSION GÉNÉRALE	
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1: Points de raccordement des Localités.....	2
Tableau I -2: Températures moyennes, minimales et maximales mensuelles.....	4

CHAPITRE II: CALCUL DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau II-1 : estimation du nombre d'habitants.....	9
Tableau II-2: calculs des débits de chaque localité.....	10
Tableau II-3: taux en fonction du nombre d'habitant.....	10
Tableau II-4: Les besoins des autres types de consommateurs.....	11
Tableau II-5 les besoins totaux de projet.....	11
Tableau II-6: les différents débits consommations journalier max j, min j.....	12
Tableau II-7: Ressources en eau disponibles (existantes).....	13
Tableau II-08: Bilan hydrique des besoins en eaux.....	14

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau IV-1: Points de raccordement des communes	15
Tableau IV-2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.	19
Tableau IV-3: Calcul de longueur équivalent.....	20
Tableau IV-4: Les pressions aux nœuds de chaque piquage.	20
Tableau IV-5: Diamètres avantageux.....	21
Tableau IV.6. Normalisation des diamètres avantageux	21
Tableau IV.7.caractéristiques de tronçon d'adduction par refoulement.....	25
Tableau IV.8. Calcul de la hauteur manométrique du tronçon SP-FERDJIOUA.....	26
Tableau IV.9. Les frais d'exploitation.....	26
Tableau IV-10: les frais d'amortissement	26
Tableau IV-11: Bilan du tronçon SP-FERDJIOUA.....	26
Tableau IV-12: cotes terrain et piézométries.....	27
Tableau IV-13 caractéristiques de refoulement de SP2.....	29
Tableau IV-14: Calcul de la hauteur manométrique du tronçon SP2-ROUACHE.....	30
Tableau IV-15: les frais d'exploitation.....	31
Tableau IV-16:les frais d'amortissement	31
Tableau IV-17: Bilan du tronçon SP2-ROUACHED.....	32
Tableau IV-18: les diamètres des différents tançons	32
Tableau IV-19: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	38
Tableau IV-20: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	38
Tableau IV-21: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	39

CHAPITRE IV: ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV-1 : caractéristique de réservoir existant	42
Tableau IV-2 : Détermination de la capacité de bêche.....	48
Tableau IV-3 : Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation (FARJIOUA).	49
Tableau IV-4 Détermination de la capacité de réservoir (GRAREM et Sidi MAROUAN)	51
Tableau IV-5 : Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation(MILA).	52
Tableau IV-6 : Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation(ZEGHAIA).	53
Tableau IV-7 : Détermination de la capacité de réservoir (OUED ENDJA-Ahmed RACHEDI).....	54
Tableau IV-8 : Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation (ROUACHED).....	55
Tableau IV-9 : Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation (TIBERGUENT).....	56
Tableau IV-10:détermination de la capacité de réservoir (YAHIA Ben GACHA).....	57

CHAPITRE VI: ETUDE DU POMPAGE

Tableau VI-1 Caractéristique de tronçon (FARDJIOUA).....	71
Tableau VI-2: Résultats à partir de logiciel caprari.....	71
Tableau VI-3: Calcul de la courbe caractéristique de la conduite.....	74
Tableau VI-4: Caractéristique (ROUACHED).....	77
Tableau VI-5: Résultats à partir de logiciel caprari.....	78
Tableau VI-6 : Calcul de la courbe caractéristique de la conduite (ROUACHED).....	79
Tableau VI-7 : Calcul de la courbe proportionnalité(FARDJIOUA).....	82
Tableau VI-8 : Calcul de la courbe proportionnalité(ROUACHED).....	84
Tableau VI-9 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	86

CHAPITRE VII- Organisation de chantier

Tableau VII-1: Calcul le volume de déblai de l'adduction principal.....	94
Tableau VII-2: Prix en fonction de la nature de matériaux.....	94
Tableau VII-3: Volume de lit de sable.....	95
Tableau VII-4 : volume de la conduite.....	95
Tableau VII-5 prix total des travaux d'adduction.....	96
Tableau VII-6 prix des travaux génie civil.....	96

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I-1: Carte de situation de la zone d'étude	1
Figure I-2: schéma d'adduction projeté	2
Figure I-3-Plan de situation de la wilaya de Mila	3
Figure I-4- Carte sismique	5
Figure I-5 profil du terrain de transfert Ben Haroun	6
Figure I-6 la zone d'étude sur la carte de situation Algérie	7

Chapitre III: Etude de l'adduction

Figure III-1 schéma explicatif de l'adduction avec la brise de charge	16
Figure III-2 schéma de raccordement de l'anti bélier	40

Chapitre IV: Les réservoirs

Figure IV-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré	45
Figure : IV-3 vue de la conduite de départ	46

Chapitre V : Traitement des eaux

Figure-V-1 spectrophotomètre moderne	62
Figure V-2 le procédé de coagulation floculation	64
Figure V-3 filtre à sable	66
Figure V-4 laboratoire chimique de la station	67

Chapitre V: Etude du pompage

Figure VI-1 : Relation entre le débit et la forme de la roue	70
Figures VI-3 : courbes caractéristiques de la puissance et de rendement et de valeurs NPSH.....	73
Figure : VI-6point de fonctionnement de la pompe choisie.....	75
<i>Figure : VI-7 Courbe de NPSHr.....</i>	<i>76</i>
Figure VI-9 différents courbes de pompe(FERDJIOUA).....	77

Figure VI-10 différentes courbes caractéristiques de la pompe choisie.....	79
Figure VI-11 courbe caractéristique de la conduite.....	80
<i>Figure VI-12</i> Caractéristique de cavitation de la pompe.....	80
Figure VI-13 courbe de Proportionnalité.....	82
Figure VI-14 courbe de proportionnalité	85

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII-1-niveleuse	91
Figure VII-2-pelle hydraulique. Bulldozer, chargeur, décapeuse.....	92
<i>Figure VII-6</i> engin de transport, Compacteur lisse.....	93

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : profil en long de l'adduction (piquage N°9-FERDJIOUA)

Planche N° 2 : Profil en long de l'adduction (Piquage N°6-ROUACHED)

Planche N° 3 : Profil en long de l'adduction (AIN TINN-piquage N°1)

Planche N° 4 : situation de la zone d'étude (W .MILA)

Planche N° 5 : schéma synoptique de l'adduction

INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie, et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente la 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique et la pollution.

Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en

ALGERIE

A partir de l'année 2000, le pouvoir politique en Algérie a consenti des efforts gigantesques dans le domaine hydraulique, la raison essentielle étant le déficit chronique en eau, dans la majeure partie de notre pays.

Pour cela, des ouvrages hydrauliques d'envergure ont été lancés (barrages, forages, usine de dessalement des eaux de mer...)

Ces barrages sont reliés par des grandes conduites de centaines de kilomètres.

Ces conduites de transfert parcourues d'une wilaya à l'autre, les régions intermédiaires sont alimentées par des piquages le long de ce transfert, parmi elles la wilaya de MILA à partir du transfert BENI HAROUN vers le barrage OUTHMANIA.

Le piquage vers MILA est situé à une cote de 800NGA le plus haut point de la wilaya.

Alors notre étude commence par l'analyse de terrain (analyse de profil de terrain) et d'avoir les zones basses et les plus hautes, pour connaître la variation des pressions de l'adduction qui permet de projeter des brises de charge, après le calcul de dimensionnement se fait par les deux cas; gravitaire et refoulement, la partie gravitaire est calculée par la charge disponible (perte de charge) qui permet la détermination des diamètres avantageux, et une partie par pompage leur dimensionnement est basé sur l'étude technique et économique, par les frais d'exploitation et d'amortissement de l'adduction afin d'avoir un bon fonctionnement de notre adduction et une bonne répartition des débits et des charges et des vitesses.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**INTRODUCTION :**

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique ...

I-1-situation géographique et topographique :

Le système d'approvisionnement en eau potable de la wilaya de MILA et ses environs à partir d'un piquage de transfert BENI HAROUN vers le barrage de ATHMANIA, est situé au sud du barrage BENI HAROUN (figure 1), suivant les coordonnées:

- L'attitude $36^{\circ}25'$ et $36^{\circ}24'N$
- Longitude $5^{\circ}16'$ et $6^{\circ}17' E$
- Les altitudes NGA sont respectivement 675m et 790 m NGA.



ANBT (w. ALGER)

Figure I-1 Carte de situation de la zone d'étude

L'adduction est composée d'un axe principal joignant la station de traitement Ain TINN 800 NGA et la commune de FERDJIOUA 675, sur une longueur environ de 41 km. Plusieurs piquages, sur cette conduite, sont prévus pour alimenter les différents centres situés de part et d'autre, de l'axe principal.

Tableau I-1 : Points de raccordement des localités

Communes	Localisation des piquages	
	Points kilométriques (km)	Côte TN (m)
GRAREM GOUGA ET SIDI MAROUENE	7,25	670
MILA	8,45	665
ZERAIA	16,39	456
OUED ENDJA ET AHMED RACHIDI	24,233	410
ROUACHED	29,84	310
TIBERGUENT	34,68	408
FERDJIOUA	39,03	448,22

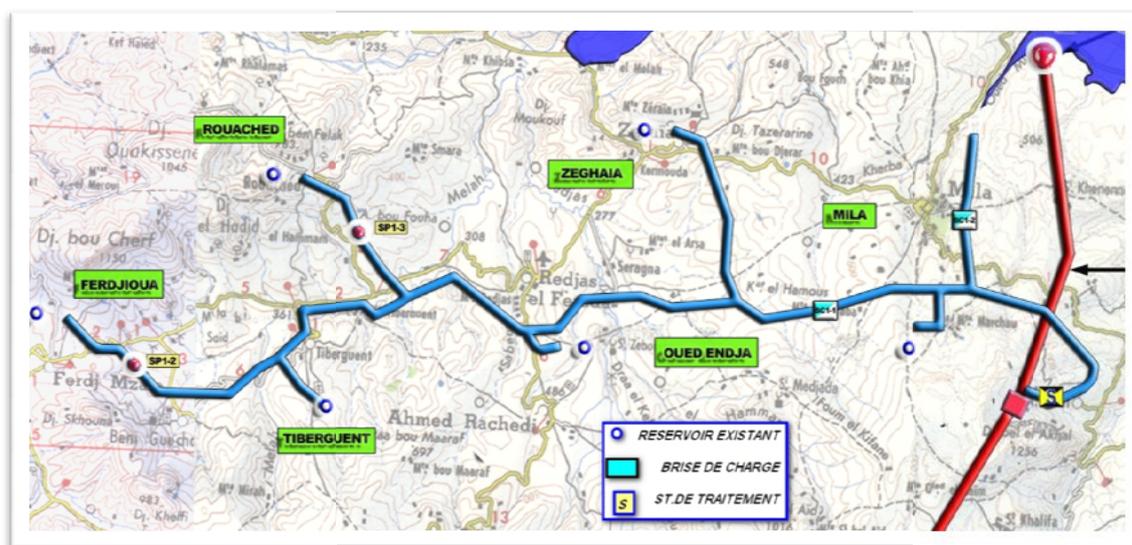


Figure I-2 schéma synoptique d'adduction

La zone à desservir est située au nord de la wilaya de Mila, qui est délimitée comme suit:

- L'Est par la wilaya de CONSTANTINE et OUM ELBOUGHY.
- Nord par la wilaya de JIJEL.
- Ouest par la wilaya de SETIF.
- Sud par les daïra BOUHATEM et CHALGHOUM Laid.



ATLAS 2006

Figure I-3-Plan de situation de la wilaya de Mila

I-2 situation climatologique :

Le climat est sec et chaud en été, humide, froid et gelé en hiver, Après la construction de barrage BENI HAROUN, l'humidité de la région a augmenté à cause des évaporations du barrage.

I-2.1 températures :

Les températures moyennes maximales et minimales pendant l'année sont indiquées sur le tableau suivant.

Tableau N°I-2 : Températures moyennes, minimales et maximales mensuelles

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T (°c) moy	7.1	8.6	10.6	13.1	16.8	25.3	25.3	25.5	15.7	22.8	17	11.9
T(°c) min	2.9	3.6	5.4	7.3	10.5	15.1	17.9	12.1	16.4	11.8	6.8	3.4
T(°c) max	11.3	13.3	15.8	18.9	23.1	28	32.8	32.8	29.2	22.7	17	12.1

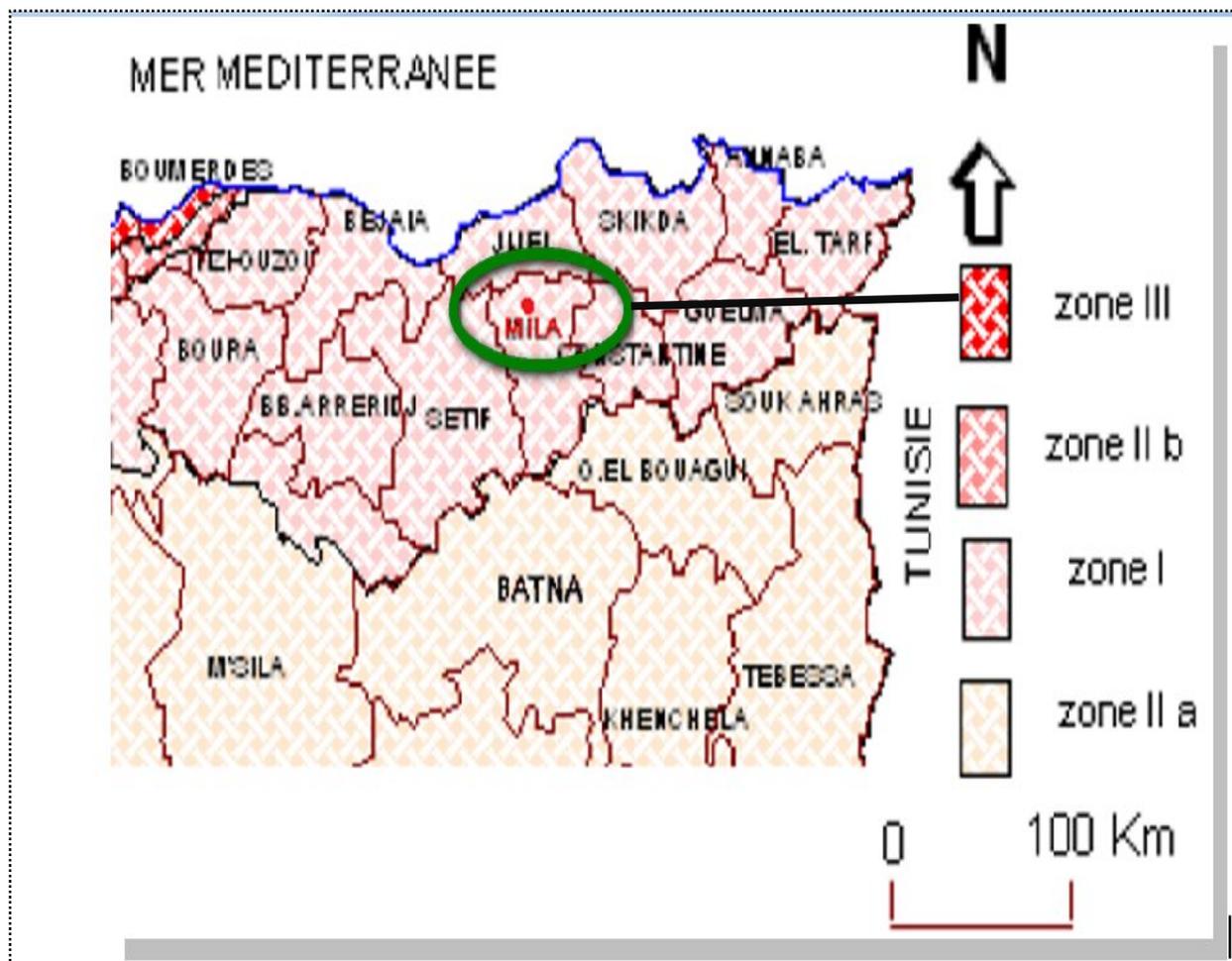
Source : ANRH.

I-2.2 pluviométrie : La pluviométrie moyenne annuelle sur l'ensemble de l'aire de l'étude et la partie occidentale, constituée par le sous-bassin de l'Oued ENDJA, se caractérise par un relief montagneux et des précipitations annuelles moyennes de 700 mm. La partie Orientale, constituée par le sous-bassin de l'Oued RHUMEL est caractérisée par un relief plus doux et des précipitations modérées (500 mm).

La pluviométrie moyenne de la zone d'étude est de 600mm.

I-2.3 humidité : L'humidité varie entre 50 % en août, à 70 % de novembre à mars.

I-3-4a sismicité : l'Algérie est découpée en quatre zones sismiques. D'après le découpage la wilaya de Mila se trouve dans la zone deux (2) c'est-à-dire une zone à moyenne sismicité.



ANBT (W .ALGER)

Figure I-4- Carte sismique

I-4 présentation de la source (barrage BENI HAROUN).

Le barrage de BENI Haroun, situé à une quarantaine de km au Nord de (CONSTANTINE), contrôle les eaux du bassin de l'oued KEBIR-RHUMEL. Il est le plus grand barrage du pays, le deuxième en Afrique, d'une capacité plus de 900 million de mètre cube, le seuil d'un niveau de remplissage de l'ordre de 945 millions de mètres cubes sur une capacité totale de 960 millions de mètres cubes, érigé dans la région bien arrosée du Tell oriental.

Au Sud de laquelle se situent de grands centres urbains:(CONSTANTINE, BATNA, KHENCHELA...) et de vastes terres irrigables (Hautes Plaines semi-arides), au plan morpho-géologique, le barrage et son système de transfert sont localisés dans une zone complexe qui engendre des contraintes d'implantation des ouvrages hydrauliques.

Le projet hydraulique de BENI Haroun revêt une envergure particulière en Algérie. Il fait partie du vaste programme de mobilisation des eaux de surface et de leur transfert, interbassins, en vue de pallier aux fortes inégalités hydrologiques.

Ce transfert de BENI Haroun vers le barrage de KOUDIET MEDEOUR (BATNA) est indiqué dans la figure suivante.

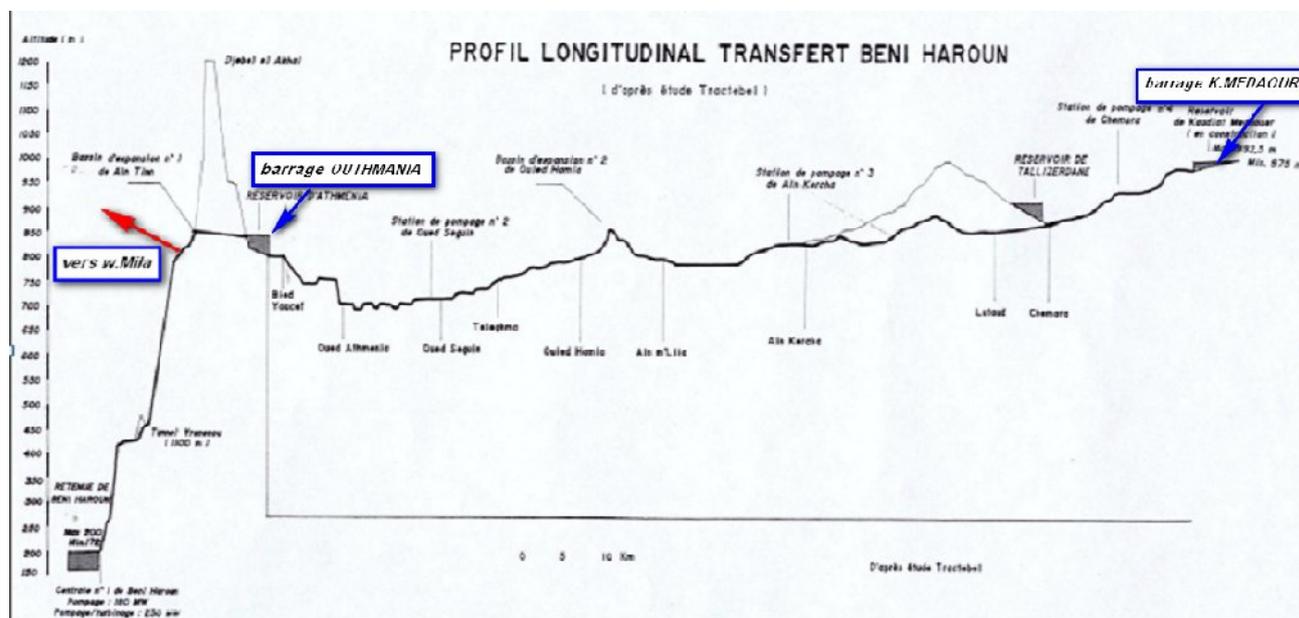


Fig. 6. Profil topographique longitudinal du système de transfert de Beni Haroun (d'après Tractebel, 1999 in Mebarki A., 2005)

Figure I-5 profil du terrain de transfert Ben Haroun

Ce grand transfert permet de satisfaire les eaux pour l'AEP et l'irrigation de l'Est de pays des wilayas BATNA, Oum ELBOUGHY, KHENCHLA, GALMA, et le sud de SETIF ...

I-5 Description du transfert de Ben Haroun.

Le système de transfert d'eau de Béni-Haroun comporte les ouvrages suivants :

- la retenue de Béni-Haroun (volume utile : 732 hm^3 , volume régulé : 435 hm^3).
- le réseau de transfert Béni-Haroun - O. ATHMANIA contient un piquage pour la wilaya de Mila.
- le barrage de Oued ATHMANIA (volume utile: 30 hm^3).
- le transfert, à partir du barrage Oued ATHMANIA vers le réservoir TALIZERDANE et KOUDIAT MEDAOUR.
- le barrage KOUDIAT MEDAOUR (volume utile: 65 hm^3).

Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que :

Notre zone d'étude s'apparente à la catégorie des régions montagneuses, qui est caractérisé par un climat chaud surtout durant la saison d'été.

C'est pourquoi pour le moyen et la longue tenue. Le recours à un transfert deviendra Impératif.

L'analyse des ressources superficielles montre qu'un excédant en eau dans le Barrage du Beni Haroun et qu'il serait possible d'envisagé un transfert à partir de cette retenue.

CHAPITRE II : CALCUL DES BESOINS EN EAU POTABLE**INTRODUCTION :**

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons

II.1. L'EVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE.**II-1-1- Consommation domestique moyenne:**

L'étude des besoins en eau est menée sur la base des recensements de la population effectué en Algérie, en 1987 et 1998, des données de production et de consommations antérieures, enregistrées dans les différentes localités concernées par le projet. Les données collectées recouvrent la période de 1998 à 2001.

L'évaluation des dotations unitaires antérieures est basée sur l'exploitation des données de la production et de la consommation par usage du nombre d'habitants

- de moins de 5000 habitants 33 à 140 l/j/hab
- de 5000 à 10000 habitants 65 à 170 l/j/hab
- de 10000 à 20000 habitants 82 à 205 l/j/hab
- de 20000 à 100000 habitants 115 à 265 l/j/hab

Le taux d'accroissement global de la population de la Wilaya de Mila, de 1987 à 1998 est de 2,5 %. Le taux d'accroissement moyen des centres concernés par le projet est de 2,9 % pendant la même période. Le développement économique et l'amélioration du niveau social des populations dans les prochaines années se traduiront probablement par une baisse du taux d'accroissement actuel. Celui-ci diminuera à 2,3 % à l'horizon 2012 pour se stabiliser autour de 2,0 % à l'horizon 2035.

$$P_n = P_0 (1 + t)^n \quad (II-1)$$

P_n : le nombre d'habitants à l'horizon 2035

P_0 : nombre d'habitants en 2012

t : le taux d'accroissement

n : la différence d'année entre 2012 et l'horizon 2035.

Tableau N°II-1 estimation du nombre d'habitants

Régions	1998	TAUX%	2012	TAUX%	2035
MILA	59 959	2,3	82435	2	129992
FERDJIOUA	40 441	2,3	55600	2	87676
OUED ENDJA	16 802	2,3	23100	2	36427
AHMED RACHEDI	14 489	2,3	19920	2	31412
TIBERGUENT	8 286	2,3	11392	2	17964
ROUACHED	25 399	2,3	34920	2	55065
GRAREM GOUGA	36 482	2,3	50157	2	79093
SIDI MEROUANE	20 018	2,3	27521	2	43399
ZEGHAIA	15 751	2,3	21655	2	34148
YAHIA BEN GUECHA	10 681	2,3	14684	2	23156
TOTAL	248 308		341389		538336

Calcul des débits :

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

Avec :

dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

(en fonction du nombre d'habitant)

N: nombre d'habitants

Le tableau ci-après donne le débit moyen journalier, pour chaque localité, calculé par la formule précédente.

Tableau N°II-2 calculs des débits moyens journaliers de chaque localité

Localité	Nombre d'hab 2012	Nombre d'hab 2035	Dot(l/j/h)	Débit (m ³ /j)Qmoy.j
MILA	82435	129992	225	29248,24
FERDJIOUA	55600	87676	150	13151,52
OUED ENDJA	23100	36427	150	5464,05
AHMED RACHEDI	19920	31412	150	4711,86
TIBERGUENT	11392	17964	150	2694,63
ROUACHED	34920	55065	150	8259,82
GRAREM GOUGA	50157	79093	150	11864,04
SIDI MEROUANE	27521	43399	150	6509,90
ZEGHAIA	21655	34148	150	5122,26
YAHIA BEN GUECHA	14684	23156	150	3473,48
TOTAL	341389	538336		90499,83

II -1-2 Consommation pour l'industrie, les commerces et les équipements administratifs :

Etant donné la fluctuation de la consommation industrielle antérieure enregistrée entre 1998 et 2008 et en absence de données fiables sur les volumes effectivement consommés par les établissements industrielles, il a été décidé d'adopter un taux par rapport au nombre d'habitant total, on a le tableau suivant qui représente les pourcentages à prendre en cas d'absence des données :

Tableau N°II-3 taux en fonction du nombre d'habitant

Type d'agglomération	Administration	Commerce	Industrie
Métropole régionale	20%	10%	10%
Agglomération urbaine	15%	8%	10%
Agglomération semi rurale	10%	5%	10%
Agglomération rurale	5%	3%	2%

En utilisant les données du tableau II-3, on représentera ci-après, les débits consommés, par ces types de consommateurs .

Tableau II-4 Les besoins des autres types de consommateurs

Régions	Débit (m ³ /j) Q moy.j	TYPE d'agglomération	Administration (15:10)% (m ³ /j)	Commerce (8:5)% (m ³ /j)	Industriel (10:5)% (m ³ /j)
MILA	29248,24	urbaine	4387,23	2339,85	2924,82
FERDJIOUA	13151,52	urbaine	1972,72	1052,12	1315,15
OUED ENDJA	5464,05	semi rurale	546,40	273,20	273,20
AHMED RACHEDI	4711,86	semi rurale	471,18	235,59	235,59
TIBERGUENT	2694,63	semi rurale	269,46	134,73	134,73
ROUACHED	8259,82	semi rurale	825,98	412,99	412,99
GRAREM GOUGA	11864,04	urbaine	1779,60	949,12	1186,40
SIDI MEROUANE	6509,91	semi rurale	650,99	325,49	325,49
ZEGHAIA	5122,27	semi rurale	512,22	256,11	256,11
YAHIA BEN GUECHA	3473,49	semi rurale	347,35	173,67	173,67
TOTAL (m³/j)(Qmoy.j)	90499,83		11763,17	6152,90	7238,18

Les besoins totaux, de notre projet, sont les suivants.

Tableau II-5 les besoins totaux du projet

Consommation domestique	consommation administratif	consommation commercial	consommation industriel	Total (m ³ /j) Qmoy.j
90499,83	11763,17	6152,91	7238,18	115654,09

Les résultats présentés dans le tableau (II-5) représentent la demande journalière en eau potable des différents consommateurs potentiels pour les agglomérations chef lieu dans l'aire d'étude et cela pour horizon d'étude (2035).

II.2. Détermination du débit maximal et minimal journalier.

II.2-1 débit maximum journalier ($Q_{\max j}$).

Il représente la plus grande consommation de la journée, le plus chargé de l'année, c.à.d. ou la consommation atteint le niveau haut dans le diagramme de consommation journalière.

Pendant une année on obtient cette valeur par la relation suivante :

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

Où

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalier, il est comprises entre 1,1 et 1,3
.il est inversement proportionnel à la taille de l'agglomération considérée.

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

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

II.2-2 débit minimum journalier : ($Q_{\min j}$).

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

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

$$Q_{\min j} = 0,9 * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II-4})$$

Alors :les résultats des différents débits max et min journalier, dans le tableau ci-après :

Tableau : II-6 les différentes débits de consommation journalier \max_j, \min_j

Régions	débit consommé (m ³ /j) $Q_{\text{moy } j}$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m ³ /j)
MILA	38900,16	1,3	50570,21	0,9	35010,14
FERDJIOUA	17491,52	1,3	22738,98	0,9	15742,37
OUED ENDJA	6556,87	1,3	8523,93	0,9	5901,17
AHMED RACHEDI	5654,23	1,3	7350,50	0,9	5088,81
TIBERGUENT	3233,56	1,3	4203,62	0,9	2910,19
ROUACHED	9911,79	1,3	12885,32	0,9	8920,60
GRAREM GOUGA	15779,18	1,3	20512,93	0,9	14201,25
SIDI MEROUANE	7811,89	1,3	10155,45	0,9	7030,69
ZEGHAIA	6146,72	1,3	7990,74	0,9	5532,04
YAHIA BEN GUECHA	4168,19	1,3	5418,64	0,9	3751,36
TOTAL	115654,09		150350,32		104088,68

II -3 DESCRIPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU EXISTANTS :

Il s'agit de présenter l'infrastructure d'alimentation en eau existante des centres concernés en précisant les principales composantes : forages, sources, puits, ouvrages de stockage et de régulation. Il s'agit aussi de présenter les ressources potentielles ainsi que les capacités de stockage disponibles.

Ces valeurs sont données dans le tableau suivant.

Tableau : II-7 Ressources en eau disponibles (existantes)

régions	Puits		Sources		Forages	
	Nombre	Débit (l/s)	Nombre	Débit (l/s)	Nombre	Débit (l/s)
Mila	2	35	9	17	6	108
FERDJIOUA	2	7	0	11	7	120
OUED ENDJA	1	10	4	25		
AHMED RACHEDI			27	17		
TIBERGUENT			7	2	1	20
ROUACHED	2	30	27	3	5	25
GRAREM GOUGA			2	30	1	8
SIDI MEROUANE			6	13	4	49
ZEGHAIA	1	4	3	1	2	10
YAHIA BEN GUECHA				5	1	13
S/TOTAL	8	86	85	123	27	353

Le bilan hydrique a été établi pour chaque localité en ne tenant compte que des forages et des ressources en eau mobilisables (barrages). Ces dernières sont représentées par les volumes d'eau traitée par les stations de traitement existantes. Les puits et les sources ne seront pas pris en compte, étant donné leur vulnérabilité face au déficit pluviométrique qui caractérise la région, d'autant plus que les gestionnaires des réseaux d'eau potable et les services techniques des communes confirment que ces points d'eau sont systématiquement asséchés pendant la saison estivale. Cette vulnérabilité est caractérisée par une baisse conséquente du niveau de la nappe et le tarissement des sources.

II-4 bilan ressource –besoins en eaux.

C'est la différence entre les besoins en eaux et la ressource disponible, c'est le débit de dimensionnement de l'adduction. Le bilan des ressources disponibles et des besoins en eau par localité ainsi que les apports nécessaires à mobiliser sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau II-8 Bilan hydrique

régions	Forages		Production en eaux existante	Besoins en eaux	bilan hydrique	
	Nombre	Débit (l/s)	Q(m ³ /j)	Qmaxj(m ³ /j)	Qmaxj(m ³ /j)	Qmaxj= (l/s)
Mila	6	108	9331,2	50570,21	41239,01	477,30
FERDJIOUA	7	120	10368	22738,98	12370,98	143,18
OUED ENDJA			0	8523,93	8523,93	98,65
AHMED RACHEDI			0	7350,50	7350,50	85,07
TIBERGUENT	1	20	1728	4203,62	2475,62	28,65
ROUACHED	5	25	2160	12885,32	10725,32	124,13
GRAREM GOUGA	1	8	691,2	20512,93	19821,73	229,41
SIDI MEROUANE	4	49	4233,6	10155,45	5921,85	68,53
ZEGHAIA	2	10	864	7990,74	7126,74	82,48
YAHIA BEN GUECHA	1	13	1123,2	5418,64	4295,44	49,7157832
S/TOTAL	27	353	30499,2	150350,32	119851,12	1387,16

La valeur finale de débit de dimensionnement de notre projet est de :

$$Q=119851,12(\text{m}^3/\text{j})$$

II-5 conclusion :

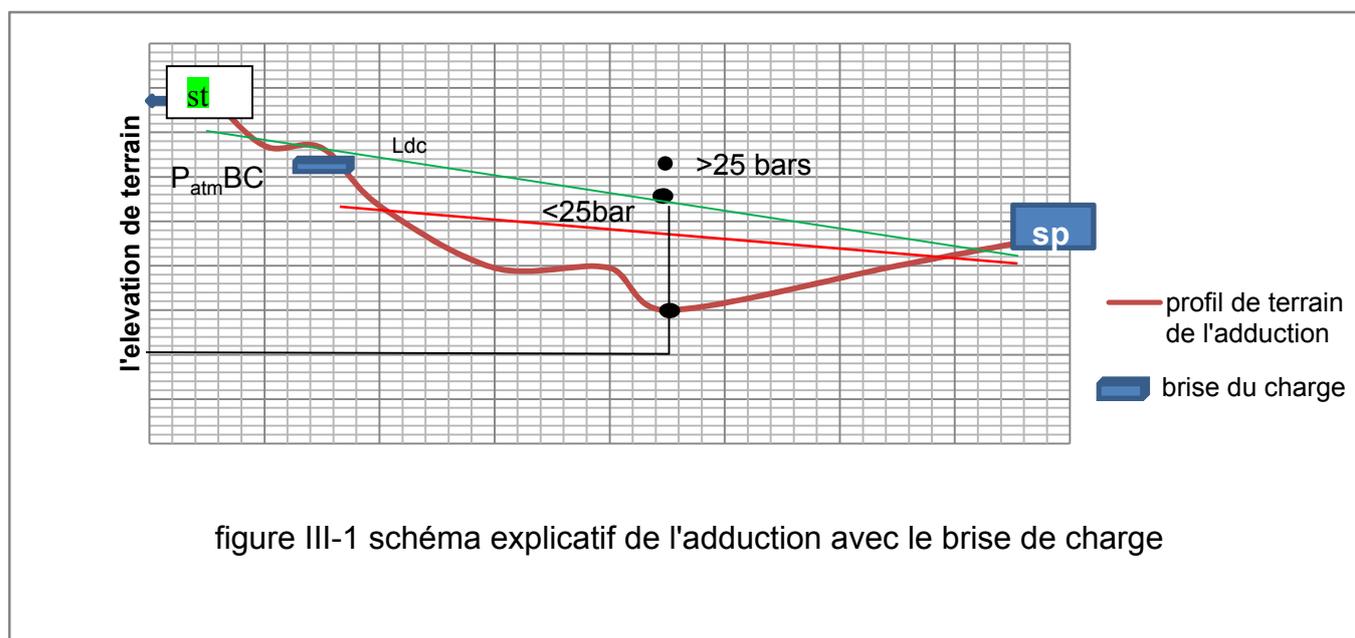
D'après les calculs effectués, on remarque qu'il ya un déficit d'eau important, car les débits d'exploitation des forages et des sources sont très faibles (30499,2m³/j), donc pour combler le déficit, pour l'horizon 2035, il est nécessaire de mobiliser de l'eau à partir du barrage Beni Haroun.

CHAPITRE III- ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction :

Le présent chapitre a pour objet de l'élaboration du schéma de l'adduction du Barrage aux réservoirs de distribution des centres urbains de la wilaya de Mila.

Les ouvrages hydrauliques tel que les réservoirs tampon, brises charge et stations de pompage seront projetés pour acheminer l'eau aux réservoirs des différents centres dans les meilleures conditions de pression et vitesse; en exploitant au maximum les conditions que présente le profil des tracés des différents tronçons.



Avant d'élaborer l'étude, on devra fixer des hypothèses ; qui sont :

III-1 le choix de tracé le choix ce fait selon les paramètres suivants.

Généralités

Le but de l'étude d'adduction en eau potable à partir du barrage de Beni Haroun est de trouver un palliatif au déficit en eau qu'enregistrent les centres urbains se trouvant dans la partie nord de la Wilaya de Mila, ainsi que son chef lieu de Wilaya.

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

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu

III-4 Etude des brises de charge Lors de la conception du réseau, la contrainte principale était de respecter une pression maximale admissible (PMA), inférieure ou égale à 25 bars (25 bars caractéristique de la conduite projeté d'après les essais ou laboratoire) au point le plus bas du réseau. Ainsi 1 brise charge a été projetées pour réduire la pression à des valeurs maximale de 25 bars. La pression maximale de fonctionnement (PMF) a été limitée également à 6 bars pour des raisons de sécurité liées à la résistance des tuyaux et l'altération des accessoires hydrauliques (vannes, ventouses, soupapes, débitmètre... et le type de terrain et ça stabilité).

III-5 Méthodologie et hypothèses de calcul :

❖ A-Adduction principal

III-5-1 Calculs hydrauliques : Le calcul hydraulique est effectué avec l'hypothèse d'un écoulement uniforme dans les adductions principales et secondaires selon un débit fictif continu uniformément répartie sur 24 heures. Le dimensionnement des diamètres de conduite est effectué à l'aide d'un modèle hydraulique (planche 5) dont la structure est composée par des nœuds qui représentent les ouvrages et les singularités et par des tronçons qui représentent les conduites assurant la connexion entre les ouvrages. Les résultats de calcul sont fournis sous forme de côtes piézométriques et pressions à chaque nœud et sous forme de vitesse d'écoulement, débits et pertes de charge linéaire pour chaque tronçon.

III-5-2 Pertes de charge dans les conduites : La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III-2})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

D_{av} : Diamètre avantageuse car on à cas gravitaire

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (\text{III-3})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau :

Tableau III-2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

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

Dans notre cas on utilise la fonte donc on prend $k'=0,00179$ et $m=5,3$ et $B=2$

Et pour les conduite PEHD on prend $k'=0,001052$ et $m=4,772$ et $B=2$

III-5-3 Calcul de longueurs équivalentes :

les longueurs sont calculés en tenant compte des pertes de charges linéaires et singulières avec, les pertes de charges singulières est de 15%des pertes de charge linéaires alors les résultats de longueurs tenant compte les pertes singuliers sont présenté dans le tableau suivant.

Tableau III-3 : Calcul de longueur équivalent

Nœud	Du nœud	Au nœud	Longueur	Longueur équivalent(m)=1,15Lg
			(m)	
A T	AIN TINN	1	7250	8337,5
1	1	2	1200	1380
2	2	3	2057	2365,55
3	3	4	5883	6765,45
4	4	5	7843	9019,45
5	5	6	5608	6449,2
6	6	7	4840	5566
7	7	8	4346	4997,9
(picage .FARDJIOUA) 8	8	9	2150	2472,5

III-5-4 Calcul de la charge disponible : le calcul de la charge disponible qui est par hypothèse la perte de charge

Les gradients des pertes de charge sont.

$$J1 = DH_1(Cp1 - Cp_{be}) / L_{eq(st-BE(SP\ ferdjioua))} = 0,0066$$

$$J2 = DH_2(Cp_{BC1} - Cp_{be}) / L_{eq(BC1-SP)} = 0,0057$$

$$J3 = DH_3(Cp_{BC2} - Cp_{be}) / L_{eq(BC2-SP)} = 0,0031$$

III-5-5 calcul de diamètres de l'adduction principale : d'après le gradient de perte de charge les résultats des diamètres avantageux dans les tableaux.

Tableau III-4 : Les pressions aux nœuds

CTN	Nœud	Du	Au	Longueur (m)	Longueur équivalent(m)=1,15Lg	Q (l/s)	j	DH(m)= j*Leq	CP NI (m)	pmce (m)
790	A T	A T	1	7250	8337,5	1387,17	0,0066	55,03	790	0
670	1	1	2	1200	1380	1089,21	0,0066	9,11	734,97	64,97
665	2	2	3	2057	2365,55	611,91	0,0066	15,61	725,86	60,86
693	(BC) 3	3	4	5883	6765,45	611,91	0,0057	38,56	693	0
600	4	4	5	7843	9019,45	529,43	0,0057	51,41	654,44	54,44
550	(BC) 5	5	6	5608	6449,2	345,69	0,0031	19,99	550	0
480	6	6	7	4840	5566	221,55	0,0031	17,25	530,01	50,01
450	7	7	8	4346	4997,9	192,9	0,0031	15,49	512,75	62,75
448	8	8	9	2150	2472,5	143,18	0,0031	7,66	497,26	49,26
490	(Sp)9								490	0

Remarque : les pressions sont < 6,5bar .alors notre brises de charge est dans le meilleur emplacement.

Tableau III-5 Diamètres avantageux (calculer)

Nœud	Du	Au	Longueur	L équivalent(m)	Q	DH	D Avantageuse
N°	N°	N°	(m)	1,15Lg	(l/s)	(m)	(mm)
A T	A T	1	7250	8337,5	1387,17	55,0	0,885
1	1	2	1200	1380	1089,21	9,1	0,801
2	2	3	2057	2365,55	611,91	15,6	0,650
3	3	4	5883	6765,45	611,91	38,6	0,668
4	4	5	7843	9019,45	529,43	51,4	0,601
5	5	6	5608	6449,2	345,69	20,0	0,502
6	6	7	4840	5566	221,55	17,3	0,424
7	7	8	4346	4997,9	192,9	15,5	0,400
8	8	9	2150	2472,5	143,18	7,7	0,353

III-5-6 Normalisation des diamètres avantageux : les diamètres calculés et les résultats avec des vitesses correspondantes dans ce tableau. Les matériaux utilisés sont la fonte et PEHD, talque PEHD PN16 commence de diamètre 20mm jusqu'à 630mm d'après l'annexe (III-1). Les résultats sont dans le tableau suivant.

Tableau III-6- Normalisation des diamètres avantageux

Du	Au	diamètre normalise (mm)	Q (l/s)	V m ² /s
AIN .T	1	900	1387,17	2,0
1	2	800	1089,21	2,0
2	(BC1) 3	700	611,91	1,6
(BC1) 3	4	700	611,91	1,6
4	5(BC2)	630	529,43	1,7
5(BC2)	6	500	345,69	1,8
6	7	500	221,55	1,8
7	8	400	192,9	1,5
8	9(SP)	400	143,18	1,5

III-6-1 Calcul de diamètre économique partie refoulement : d'après le calcul des diamètres gravitaires, on procède pour le calcul de diamètre économique, pour cela, on utilise les formules suivantes.

$$\text{Formule de BRESS} \quad D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{III-4})$$

$$\text{Formule de BONNIN} \quad D = \sqrt{Q} \quad (\text{III-5})$$

Q: débit en m³/s.

D : diamètre économique en m.

III-6-2 calculs du diamètre économique par la méthode des tableaux :

III-6-2 Frais d'amortissement : Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité(A) d'amortissement de la durée de vie de la conduite, Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{III-6})$$

P_{rc}: prix de la conduite en (DA),(prix de la canalisation en m.L.).

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III-7})$$

i-taux d'annuité (8%en Algérie)

n-nombre d'années d'amortissement (23ans)

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{23} - 1} + 0,08 = 0,096 = 9,6 \%$$

III-6-3Frais d'exploitation : Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (ΔH) engendrées dans la conduite, connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer la hauteur manométrique totale correspondant à la canalisation pour connaître la puissance absorbée par la pompe, donc les frais d'exploitations en néglige les pertes de charge à l'aspiration.

$$F_{ex} = E \times e \quad (\text{III-8})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh).

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ.4, 67DA/kw

- Calcul des pertes de charge : Pertes de charge linéaires : Elles sont calculées

$$\text{par la formule : } \Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

(III-9)

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

λ : coefficient de frottement.

Le coefficient λ est obtenu par les formules suit : $\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ (III-10)

(Formule de Nikuradzé)

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad \text{(III-11)}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

La rugosité absolue est déterminée d'après la formule suivante.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T \quad (\text{III-12})$$

D'où :

ε_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, de PEHD égale à 0,015 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT » (Annexe IV).

$\alpha = 0,03$ mm/an

T: temps de service, T=23 ans.

Alors, $\varepsilon = 0,015 + 0,03 * 23 = \mathbf{0,705\text{mm}}$.

- Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{III-13})$$

La somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ &\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l \end{aligned}$$

- Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III-14})$$

Hg: la hauteur géométrique entre le plan d'eau de la bêche et le trop plein de réservoir.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

- Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{Kwatt}) \quad (\text{III-15})$$

η : rendement de la pompe en (%) ($n= 75 \%$)

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2)

- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{III-16})$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

-Pour notre pompe ces caractéristiques sont dans le tableau ci-après.

Tableau III- 7-caractéristiques de tronçon d'adduction par refoulement

Tronçons	Q (l/s)	longueur (m)	hauteur géométrique(m)
STATION DE POMPAGE – FRDJIOUA	143,18	1900	185

Calcul de diamètre économique par la formule simplifié soit les deux :

La formule de BRESSE est utilisée dans le cas ou la longueur de la conduite de refoulement est inférieure à 1 Km. (petites projets).

Par contre dans le cas ou le débit et la longueur de refoulement est importantes on utilise la formule de BONNIN et comme la longueur est de 1900m

$D_{\text{eco}} = (0,143,18)^{1/2} = 0,378\text{mm}$ qui permet le choix de la gamme des diamètres

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique par la 3^{eme} méthode de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-8: Calcul de la HMT du tronçon SP-FERDJIOUA

DIOMETRE	Vitesse	ε / D	ln	λ	L	DH L	DHt	HMT
315	1,91	0,00263333	-5,939504	0,0256166	1900	39,355	45,26	230,26
400	2,17	0,001975	-6,227186	0,02370232	1900	26,97	31,02	216,03
500	1,59	0,00158	-6,450330	0,02236147	1900	10,96	12,60	197,60
630	1,59	0,00131667	-6,632652	0,02134862	1900	8,72	10,03	195,03
700	1,38	0,00112857	-6,786802	0,020545	1900	5,38	6,19	191,19
800	1,22	0,0009875	-6,920334	0,01988499	1900	3,60	4,14	189,14

1:calcul des Frais d'exploitation :

Tableau III-9-les frais d'exploitation

DIOMETRE	HMT(m)	Pabs(kw)	E(kw)	Fexp(DA)	e(DA/kw)
315	230,23	579,316098	4229007,52	19749465,1	4,67
400	216,03	543,486711	3967452,99	18528005,5	4,67
500	197,60	497,160735	3629273,36	16948706,6	4,67
630	195,03	490,678371	3581952,1	16727716,3	4,67
700	191,19	481,027762	3511502,66	16398717,4	4,67
800	189,14	475,869714	3473848,91	16222874,4	4,67

2 : Calcul des frais d'amortissement :

$$F_{\text{amot}} = p_{\text{rc}} * A \quad (\text{III-17})$$

Les résultats dans le tableau ci-après :

Tableau III-10-les frais d'amortissement

DIEMETRE	prix de ML(DA)	L(m)	prix (DA)	Frais (Amortissement)
315	5850	1900	11115000	1067040
400	9320	1900	17708000	1699968
500	14911	1900	28330900	2719766,4
630	23123,5	1900	43934650	4217726,4
700	27777,32	1900	52776908	5066583,17
800	31722,86	1900	60273434	5786249,66

Tableau III-11- Bilan du tronçon SP-FERDJIOUA

diamètres (mm)	Frais(Amort)	F exp(DA)	Bilan(DA)
315	1067040	19749465,1	20116505,1
400	1699968	18528005,5	20227973,5
500	2719766,4	16948706,6	20668473,0
630	4217726,4	16727716,3	20945442,7
700	5066583,17	16398717,4	21465300,6
800	5786249,66	16222874,4	22009124,1

Donc le diamètre économique est **315mm** avec une vitesse=1,9m /s

❖ **B- Les adductions secondaires :**

III-7 calculs les adductions secondaires : les adductions secondaires sont présentées dans la figure (I-2) chapitre I :

III-7-1 Tronçon (1-GRAREME et Sidi MAROUANE) (1-11) ce tronçon est caractérisé par une grande pente et un dénivelé entre le picage et le point de distributions très élevé

Le picage est situé à une cote CP de 734,97m et une distance de 7250m de la station de traitement Ain TINN ayant une longueur de 8500 m il arrive à une cote de 490m alors en implanté un brise de charge qui permet de réduire la pression dans la conduite à une pression nominale PN 6bar à une cote de 635m.

III-7-2 calcul de diamètre avantageux de la conduite (1-11)

On à les cote piézométrique correspondant à chaque piquage .

Tableau III-12 cotes terrain et piézométries

nœuds	CTN	CP	P (mce)
N°	(m)	(m)	(m)
Ain Tin	790	790	0
1	670	734,97	64,9725
2	665	725,86	60,8645
(BC)3	693	693	0
4	600	654,43	54,43693
5	550	550	0
6	480	530,007	50,00748
7	450	512,75	62,75288
8	448	497,25	49,25939
(sp)9	490	490	0

$$J_{1-11} = DH_{1-11} / L_{eq1-11} = 180 / 12750 = 0,01 \text{ m}$$

$$Dh_{1-BC3} = 0,01 * 6750 = 67,5 \text{ m}$$

$$CP_{BC3} = CT1 - DH = 602,5 \text{ m}$$

On à le débit égal à 297,96 (l/s)

$$Dh_{BC3-11} = 635 - 490 = 130 \text{ m} \quad \text{avec } 490 \text{ cote trop plain de réservoir projeté.}$$

On a un débit de 297,96(l/s)

$$D_{(1-BC3)} = \sqrt{(0,001052 * 6750 * 0,29796)} / 67,5 = 375 \text{ mm}$$

La vitesse de 2,37m/s très importante.

On implante un bassin d'expansion, avec une vanne régulatrice de pression pour avoir une pression atmosphérique a la sortie de piquage, qui permet de diminuer la pression à ce points, Alors :

Donc : on utilise une conduites de diamètre $D=500\text{mm}$, avec une vanne régulatrice de débit à l'entrée de brise de charge, la vitesse de l'écoulement sera donc égale $V=1,5\text{m/s}$.

Le diamètre normalise d'après l'annexe (III-1) égale $D= 500\text{mm}$

$D_{(BC3-11)} = \sqrt{(0,001052 * 6000 * 0,29796)/130} = 319 \text{ mm.}$: Même problème :

On utilise : Pour $D=500\text{mm}$ Alors $V=1,5 \text{ m/s}$,

$D_{(1-11)}=500\text{mm}$

Et on procède au vannage pour avoir le débit et d'évité l'écoulement à surface libre.

III-7-2 Tronçon (2-Mila) (2-12) :

Ce tronçon ayant une longueur de 438m de différence des cote piézométrie égale à

$$Dh_{2-12} = CP_2 - C_{TP12} = 725,86 - 707,75 = 18,11 \text{ m}$$

On a le débit égal à 477,30 (l/s)

$$D_{(2-12)} = \sqrt{(0,001052 * 438 * 0,47730)} / 18,11 = 435 \text{ mm}$$

Le diamètre normalise d'après l'annexe (III-1) égale

$$D_{(2-12)} = 500 \text{ mm}$$

III-7-3 Tronçon (4-ZEGHIA) (4-13) :

Ce tronçon ayant une longueur de 6665m de différence des cote piézométrie égale à

$$Dh_{4-13} = CP_4 - C_{TP13} = 654,44 - 478 = 176,44 \text{ m}$$

On a le débit égal à 82,48 (l/s)

$$D_{(4-13)} = \sqrt{(0,001052 * 6665 * 0,08248)} / 176,44 = 179,2 \text{ mm}$$

Le diamètre normalise d'après l'annexe (III-1) égale

$$D_{(4-13)} = 250 \text{ mm}$$

$$V = 1,68 \text{ m/s}$$

III-7-4 Tronçon (5-OUED ENDJA+AHMED RACHDI) (5-14):

Ce tronçon ayant une longueur équivalent de 935m de différence des cote piézométrie égale à

$$Dh_{5-14} = CP_5 - C_{TP14} = 550 - 530 = 20 \text{ m}$$

On a le débit égal à 183,735 (l/s)

$$D_{(5-14)} = \sqrt{(0,001052 * 935 * 0,183735)} / 20 = 262 \text{ mm}$$

Le diamètre normalise d'après l'annexe (III-1) égale

$$D_{(5-14)} = 315 \text{ mm}$$

III-7-5 Tronçon (6-SP₍₁₋₃₎) : tronçon (6-18) ROUACHED :

Ce tronçon ayant une longueur de 2550m de différence des cote piézométrie égale à

$$Dh_{6-SP} = CP_6 - C_{TP18} = 530 - 494 = 36 \text{ m}$$

On a le débit égal à 124,14 (l/s)

$$D_{(6-18)} = \sqrt{(0,001052 * 2550 * 0,12414)} / 36 = 242 \text{ mm} : \text{ Alors :}$$

Le diamètre normalise d'après l'annexe (III-1) égale

$$D_{(6-18)} = 315 \text{ mm}$$

Et on utilise vanne régulatrice pour avoir le débit demandé. $V = 1,59 \text{ m/s}$.

III-7-6 Tronçon (7-TIBERGENT) : tronçon (7-20) :

Ce tronçon ayant une longueur de 700m de différence des cote piézométrie égale à

$$D_{h_{7-20}} = CP_7 - C_{TP20} = 512,75 - 508 = 4,75 \text{ m}$$

On a le débit égal à 28,65 (l/s)

$$D_{(7-20)} = \sqrt{(0,001052 * 700 * 0,02865) / 4,75} = 160 \text{ mm}$$

Le diamètre normalise d'après l'annexe (III-1) égale

$$D_{(7-20)} = 160 \text{ mm}$$

La vitesse égale $V = 1,6 \text{ m/s}$

III-7-7 Tronçon (8-YAHIA Ben GACHA) : tronçon (8-21) :

Ce tronçon ayant une longueur équivalent de 350m de différence des cote piézométrie égale à

$$D_{h_{8-21}} = CP_7 - C_{TP20} = 497,26 - 489,85 = 7,41 \text{ m}$$

On a le débit égal à 49,72 (l/s)

$$D_{(8-21)} = \sqrt{(0,001052 * 350 * 0,04972) / 7,41} = 241,15 \text{ mm}$$

Le diamètre normalise d'après l'annexe (III-1) égale :

$$D_{(8-21)} = 250 \text{ mm}$$

La vitesse égale à $V = 1 \text{ m/s}$

III-7-8 Tronçon par refoulement (18-ROUACHED) : tronçon (18-19) :

Ce tronçon ayant des caractéristiques résumé dans le tableau.

Tableau III-13 caractéristiques de refoulement de SP2

Langueur(m)	Débit (l/s)	Hg (m)	C tp(BE) m	Ctp(R) m
2000	124,14	54,3	494	548,3

Utilise la formule de BONNIN car la longueur est de 2000m pour avoir une gamme des diamètres a choisie.

$$D_{eco} = (0,12414)^{1/2} = 0,352 \text{ m} \text{ qui nos permet de choisie une gamme des diamètres le}$$

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

Tableau III-14: Calcul de la HMT du tronçon SP2-ROUACHED

DIOMETRE	Vitesse	3/D	ln	λ	L	DH L	DHt	HMT
315	1,59375	0,00263333	5,939504	0,0256166	2000	21,0563882	24,2148465	78,5148465
400	0,98838	0,001975	6,227186	0,02370232	2000	5,90073433	6,78584448	61,0858445
500	0,63256	0,00158	-6,45033	0,02236147	2000	1,82417076	2,09779637	56,3977964
630	0,39844	0,00131667	6,632652	0,02134862	2000	0,54838077	0,63063789	54,9306379
700	0,32273	0,00112857	6,786802	0,020545	2000	0,31162415	0,35836777	54,6583678
800	0,24709	0,0009875	6,920334	0,01988499	2000	0,1547001	0,17790512	54,4779051

- Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{Kwatt})$$

η : rendement de la pompe en (%) ($n= 75 \%$)

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

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

- Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}]$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante

- Frais d'exploitation :

Tableau III-15-les frais d'exploitation

DIOMETRE	HMT(m)	Pabs(kw)	E(kw)	Fexp(DA)	e(DA/kw)
315	78,5148465	127,488576	930666,606	4346213,05	4,67

400	61,0858445	99,1882133	724073,957	3381425,38	4,67
500	56,3977964	91,5759895	668504,724	3121917,06	4,67
630	54,9306379	89,1936892	651113,931	3040702,06	4,67
700	54,6583678	88,7515903	647886,609	3025630,46	4,67
800	54,4779051	88,4585638	645747,516	3015640,9	4,67

- Calcul des frais d'amortissement :

$$F_{\text{amot}} = p_{\text{rc}} * A$$

Les résultats dans le tableau suivent :

Tableau III-16 les frais d'amortissement

DIOMETRE	prix de ML(DA)	L(m)	prix (DA)	Frais(Amort)
315	5850	1900	11115000	1067040
400	9320	1900	17708000	1699968
500	14911	1900	28330900	2719766,4
630	23123,5	1900	43934650	4217726,4
700	27777,32	1900	52776908	5066583,17
800	31722,86	1900	60273434	5786249,66

Tableau III-17- Bilan du tronçon SP2-ROUACHED

diamètres(mm)	Frais(Amort)	F exp(DA)	Bilan(DA)
315	1067040	4346213,05	5413253,05
400	1699968	3381425,38	5081393,38
500	2719766,4	3121917,06	5841683,46
630	4217726,4	3040702,06	7258428,46
700	5066583,17	3025630,46	8092213,63
800	5786249,66	3015640,9	8801890,56

Alors : le diamètre de l'adduction SP2 vers ROUACHED est de 400mm de type PEHD

Le dimensionnement des adductions secondaire est résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III-18 les diamètres des différents tronçons

Adduction	Diamètres
GRAREM-SIDI MAROUAN	500
MILA	500
ZEGHAIA	250
OUED-ENDJA, AHMED-RACHEDI	315
ROUACHED (6-SP2)	315
TIBERGINT	160
YAHIA BEN GACHA	250
SP2-ROUACHED	400

III-8 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE REGIME TRANSITOIRE ET LA CORROSION.

Introduction : Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre le régime transitoire et la Corrosion, cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte consterne les grands diamètres et PEHD pour les diamètres inferieure à 630mm, toute fois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

III-8-1 phénomène de coup de bélier :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

III-8-2 les risques produit par le coup de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

a)cas de surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et décollation des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture rapide d'une vanne. Si cette pression devient inférieur à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) fatigue de la conduite :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une

conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

III-8-3 LE CALCUL DU COUP DE BELIER :

Les hypothèses dans le calcul de coup de bélier :

- 1) Les paramètres de la conduite (diamètre, épaisseur) sont constants.
- 2) Le niveau de l'eau dans le réservoir est invariable.
- 3) La conduite d'arrivé vers le bas dans le réservoir.
- 4) L'eau supposée compressible mono phasique.
- 5) La conduite est enterrée

III-8-4 La valeur numérique de coup de bélier : Pour déterminer la vitesse de propagation de l'onde de surpression (dépression) ou la célérité « c », celle-ci fonction de fluide véhiculer et des caractéristiques de la conduite et de sol de recouvrement, selon la formule de **SALAH.B** :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad \text{(III-18)}$$

Cette formule est trouvée par monsieur **SALAH.B**, elle est plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installations.

Avec : C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 * 10^{11}$ pour l'acier.

$E_m = 3 * 10^9$ pour le PVC.

$E_m = 17 * 10^{10}$ pour la fonte ductile

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (acier et fonte), $\nu_m = 0,46$ (PVC)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

:

$$= \text{---} \quad (III-19)$$

Soit :

L : longueur de la conduite en mètre.

T : durée de l'aller et retour de l'onde en seconde.

C : la célérité (m/sec).

On fait la comparaison entre la durée de la surpression (dépression), et le temps de la manœuvre de fermeture normale de robinet de vanne t :

$t < T$ la fermeture est brutale

$t > T$ la fermeture est progressive

Si la manœuvre de fermeture en situation normale et brutale, le coup de bélier sera plus élevé et son calcul ne dépendra pas du temps de fermeture.

Si la manœuvre de fermeture normale est progressive, le coup de bélier sera moins élevé et son calcul dépendra effectivement du temps nécessaire à effectuer la manœuvre.

On détermine la valeur de coup de bélier selon les formules suivantes et pour les cas examinés :

- Formule de JOUKOSWSKI (manœuvre brutale)

$$= \text{---} \quad (III-20)$$

- Formule de MICHAUD –ALLIEVI (manœuvre lente)

$$= \text{---} \quad (III-21)$$

Avec :

V_0 : la vitesse initiale de l'eau dans la conduite (en régime permanent)

Remarque: pour les conduites de refoulement, le temps «t» signifie le temps mis par le groupe électropompe pour s'arrêter.

Par ailleurs, nous constatons que le coup de bélier est :

- Proportionnel à la vitesse de l'eau dans la conduite ;
- Proportionnel à la longueur de la conduite.

Il est donc possible, d'avoir, comme valeur maximale de la pression dans une conduite, exprimé en mètres colonne d'eau, si H_0 est la pression avant l'apparition du coup de bélier :

$$= \quad + \quad \text{---} \quad (\text{Cas de la surpression}) \quad (\text{III-22})$$

Est comme valeur minimale :

$$= \quad - \quad \text{---} \quad (\text{Cas de dépression}) \quad (\text{III-23})$$

Les maximum et minimum ci-dessus ont lieu, soit au droit du robinet de réglage (conduite gravitaire), soit au droit de la pompe (conduite de refoulement).

III-8-5 LES MOYENS DE PROTECTION DES INSTALLATIONS CONTRE LE COUP DE BELIER :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets de coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier devront donc pour effet :

- De limiter la surpression ;
- De limiter la dépression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- **Les volants d'inertie**, qui interviennent dans la protection contre les dépressions, elle est déconseillée grâce à leur encombrement.
- **Les soupapes de décharge**, qui interviennent dans la protection contre les surpressions, elle est aussi déconseillée, car elle conduit à des pertes d'eaux. (utilisé dans le domaine de l'irrigation).
- **Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre**, qui interviennent, à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

III-9 LES RESERVOIRS D'AIR :

III-9-1 Principe de fonctionnement : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

III-9.2. Méthodologie de calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air :

- 1) Calcul de la célérité on utilise la formule (III-1) de SALAH.B.
- 2) Calcul de la charge absolue en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10$$

H_g : étant la hauteur géométrique (m).

- 3) Calcul de La charge maximale absolue (au moment de retour de l'onde):

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ (voir annexe III-1)}$$

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

- En tenant compte de la sécurité le volume de réservoir est $U_{\max}+100L$.

Application :

Les données de base :

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

Tableau VI-19: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
FARDJIOUA	PEHD	315	0.0779	1,9	1900	185
ROUACHED	PEHD	400	0.126	0,98	2000	54,3

- **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 VI-20: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

N° de station	K (Pa)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	e _m (mm)	C (m/s)
	(*10 ⁹)					(*10 ⁸)	(*10 ⁹)		
FARDJIOUA	2.07	1000	0.315	0.3	0.33	2	3	28,6	1438,75
ROUACHED	2.07	1000	0.400	0.3	0.33	2	3	23,7	1438,75

- **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :**

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

Tableau VI-21: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.

N° de station	Z_0	Z_{max}	V_0	h_0	$\frac{h_0}{Z_0} * 10^{-4}$	$\frac{U_0}{L * S} * 10^{-3}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0	$U_{max+100L}$	Volume normalisé (l) (Litre)
	(m)	(m)	(m/s)					(m ³)	(L)	
FARDJIOU A	195	288,657	1.9	0.18 4	9,44	1.50	0,71	2,072	3018	3018
ROUACHE D	64,3	108,028	0,9 8	0.04 9	7,62	4.00	0,65	1,789	2852,3	2853

III-10-2 Installation du réservoir d'air :

Le réservoir d'air sera installé après le clapet (la pompe), à une distance « L » fonction du temps de fermeture de clapet et la célérité d'onde,

Elle est préférable de l'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. La figure ci-après montre comment raccordée un réservoir d'air avec un groupe de pompage.

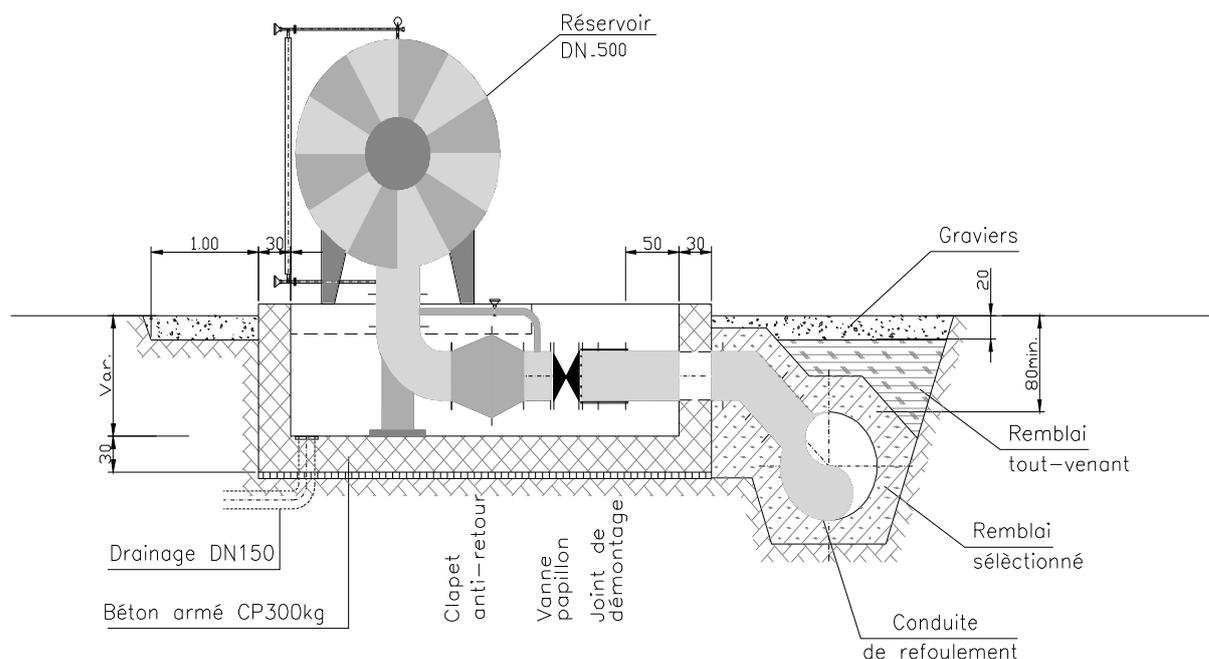


Figure III-2 schéma d'installation de l'anti bélier

III-10-3 Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement :

Le fait de raccorder la cloche à air sur le refoulement sans interposer d'organe de freinage entraînerait une succession d'oscillation qui ne serait pas, ou que très peu amorties.

Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué :

- Soit par un diaphragme,
- Soit par une tuyère ;
- Soit par un battant à clapet percé.

Dans notre cas on utilise des tuyères, parce qu'elle donne une plus grande perte de charge au retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller, dans le cas réservoir d'air-conduite. La tuyère fonctionnant au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA, permet, théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois plus grande au retour qu'à l'aller.

Conclusion : le coup de bélier reste un phénomène incontrôlable car le mouvement des eaux dans les conduites reste inconnu et variable, et dans certains cas le manœuvre il ne comprend pas le phénomène donc il fermer les vannes brusquement.

Et qui concerne les démarrages des pompes on opte à des pompes KSB ou CAPRARI avec un démarrage progressive, ce type de démarrage se fait par l'augmentation de débit en fonction du temps pour permet la stabilisation de l'écoulement, est aussi à l'arrêt de la pompe.

III-11-1 les accessoires de l'adduction : quand on parle sur les accessoires on s'intéresse sur les vannes de sectionnement, les ventouses, les vannes de vidange, les appareils de mesures (manomètre, vacuimètre, débit mètre, bipassé...) est tout ça sont dans un regard fermer.

Les vannes : sont installe sur le long de la conduite avec une distance entre elle, de 200 m et à chaque piquage on met des vannes avant et après le piquage et avec lui-même, ces vannes sont des différents types.

1-vanne manuelle : c'est une vanne de fermeture habituelle utilisé pour le sectionnement des conduites.

2-vanne papillon : c'est une vanne à sur vitesse fermeture rapide, utilisée à la sortie des réservoirs, ou à l'entre des bâches d'eau, car en cas d'une cassure de la conduite, cette vanne est ferme rapidement est conserver cette eau.

3-les ventouses : dans les points haut de la conduite d'adduction pour extraire l'air qui gêne l'écoulement, le principe de fonctionnement est d'extraire l'air qui en surpression ou dépression, non atmosphérique vers l'extérieur.

4-vanne murale : dans les bassins d'expansion permet de réglé le débit donnée par la conduite.

b)-bipasse : est utilisé dans chaque sectionnement des vannes pour remplir la conduite après ça réparation car en peut pas ouvrir la vanne et la conduite aval vide. et dans les réservoirs de distributions pour permet leur nettoyage sans arrêté l'écoulement.

c)-les appareils de mesure : pour vérifie et contrôler le fonctionnement de l'adduction et les groupes de pompage.

Remarque : L'emplacement de ces accessoires est représenté dans les planches et dans les profils en long, il faut mettre des plans d'implantation et les profils de l'adduction dans chaque mairie et daïra pour permet de suivre et de protéger cette adduction au cours des années d'amortissement pour être toujours en sécurité de ce projet et.

La vitesse d'écoulement de l'eau ne devrait pas dépasser 2 mètre par seconde pour limiter les pertes de charge, les coups de bélier, les bruits et vibrations gênants ainsi que l'érosion des conduites aux endroits les plus sensibles.

Il ne faut pas perdre de vue que lorsqu'on prélève de l'eau, la pression diminue en fonction de la longueur des tuyauteries. Prévoyez donc un diamètre suffisant pour vos conduites.

CHAPITRE -IV – ETUDE DES RESERVOIRS

IV-1-Introduction : Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau. Ils doivent être résistants, étanches tout en assurant :

- Une régularité dans le fonctionnement du pompage.
- Une régularité de la pression dans le réseau de distribution
- Le débit maximum demandé aux heures de pointe et les quantités d'eau nécessaires pour combattre efficacement les incendies.

Les caractéristiques des stockages existant (FERDJIOUA) sont dans le tableau ci-après.

Tableau VI -1 caractéristique de réservoir existant(FERDJIOUA)

N°	CT (cote terrain) m	CTP(m)	Capacité de stockage (m ³)
1	668.08	675,08	500

Comme il ya d'autres réservoirs qui sont dispersés selon les sources existantes et l'emplacement de ses agglomérations,

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés

En plus des critères de site et de gestion, les critères hydrauliques de fonctionnement sont aussi très importants, il faut en tenir compte. En effet, la pression maximale de service à respecter, ne doit pas dépasser P_N plus le H_{bi} (PMF) de la conduite car des pressions élevées provoquent des problèmes d'exploitation : usure rapide des organes de commande, de régulation, des joints d'étanchéité au niveau des raccordements par brides ou emboîtements. Ces phénomènes favorisent les pertes d'eau et fragilisent le fonctionnement du système.

- **Equipements du réservoir :**

Le réservoir doit être équipé par :

IV-2-1-Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

1-Par Le haut : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

2-Par Le bas: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier avec des équipements d'étanchéité correspondant

IV-2-2 Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifesterait dans la conduite.

a)Conduite de trop-plein :

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

b) Conduite de vidange :

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

IV-2-3 Conduite by-pass :

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

IV -2-4 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorçe grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

Schéma ci-après montre les différents équipements d'un réservoir :

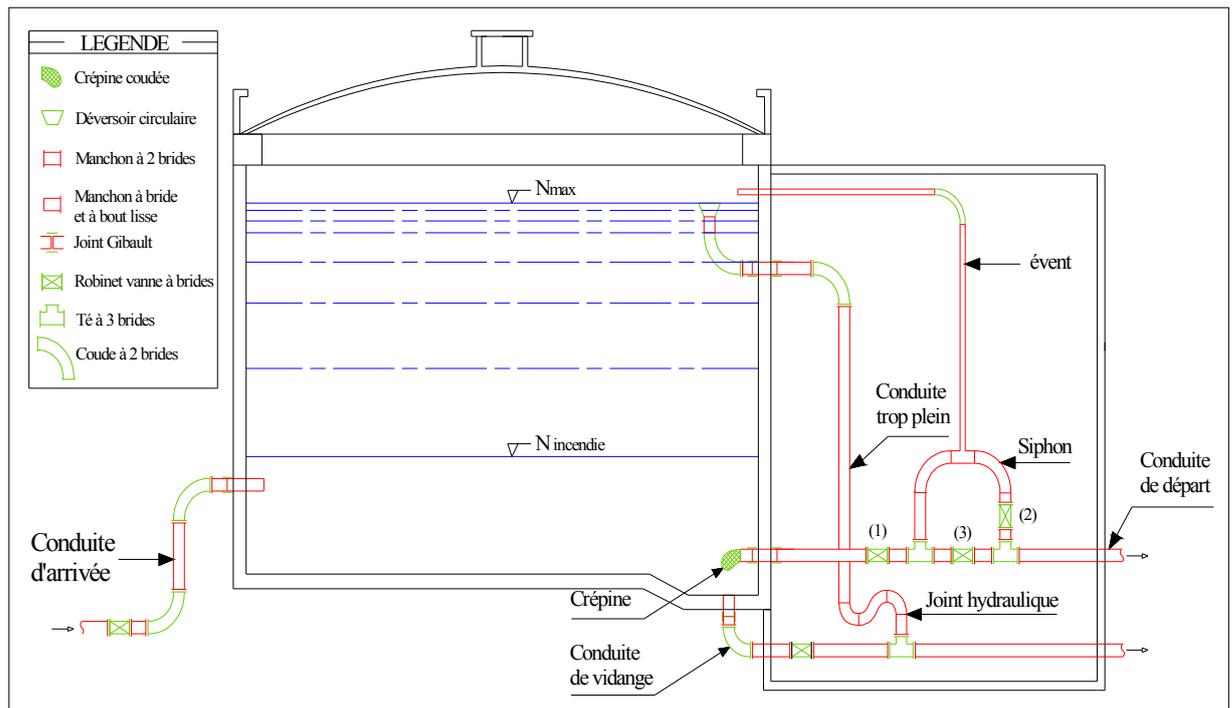


Figure IV -1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

IV-3- Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, et le type de sol d'après une étude géotechnique on distingue :

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

Que réalisé soit

- Enterrées : sol stable
- Semi-enterrés : moyennement stable
- Surélevé : la cote radier demandé

-sur sol : sol instable

D'après leurs formes :

- Circulaires : meilleur choix
- Rectangulaires : en fonction des moyens de construction
- Carrés

- Figure de la conduite de départ :

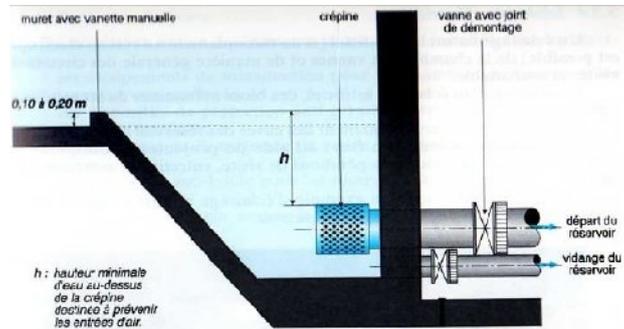


Figure : IV-3 conduite de départ

IV-4 Calcul de volume des réservoirs projeté :

Le volume de réservoir est calculé soit par la méthode graphique soit par la méthode analytique.

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation intégrale déduite à partir des coefficients de variation horaire de consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage.

$$R_{\max} = |V|^+ |V|^-$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * R_{\max}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VI-1})$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

IV-5 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 :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VI-2})$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

Q_{\max} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{VI-3})$$

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

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

IV-5-1 Estimation de la capacité de la bêche d'eau par la méthode analytique :

Les bèches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompages.

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

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

$Q_{\max,j}$: débit maximal journalier.

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$)

$$V_r = \frac{0,25 * 12370,75}{20} = 155\text{M}^3$$

$$V_t = 155 + 120 = 175\text{M}^3$$

IV-5-2 Estimation de la capacité totale du réservoir(FARDJIOUA) par la méthode analytique : comme on sait la variation de la consommation journalier on peut utilise la méthode analytique on choisie le pourcentage en fonction de nombre d'habitons, la localité de FERJIOUA est contient 87676 hab. entre 1000 et 50000 alors le calcul de volume de réservoir pour satisfaction des besoins est montre dans le tableau

Tableau VI-3 Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation (FERDJIOUA)

heurs	consomation%	Refoulement %	arrivée au reservoir	Départ du reservoir	Reste dans le réservoir		
1	1,5	0	-1,5	:	2	8,5	1,5
2	1,5	0	-1,5	:	0,5	7	3
3	1,5	0	-1,5	:	-1	5,5	4,5
4	1,5	0	-1,5	:	-2,5	4	6
5	2,5	5	2,5	:	0	6,5	8,5
6	3,5	5	:	-0,4	-0,4	6,1	12
7	4,5	5	0,5	:	0,1	6,6	16,5
8	5,5	5	:	-0,8	-0,7	5,8	22
9	6,25	5	:	-1,55	-2,25	4,25	28,25
10	6,25	5	:	-1,55	-3,8	2,7	34,5
11	6,25	5	:	-1,55	-5,35	1,15	40,75
12	6,25	5	:	-1,55	-6,9	-0,4	47
13	5	5	:	-0,3	-7,2	-0,7	52
14	5	5	:	-0,3	-7,5	-1	57
15	5,5	5	:	-0,8	-8,3	-1,8	62,5
16	6	5	:	-1,3	-9,6	-3,1	68,5
17	6	5	:	-1,3	-10,9	-4,4	74,5
18	5,5	5	:	-0,8	-11,7	-5,2	80
19	5	5	:	-0,3	-12	0	85
20	4,5	5	0,5	:	-11,5	0,5	89,5
21	4	5	1	:	-10,5	1,5	93,5
22	3	5	2	:	-8,5	3,5	96,5
23	2	5	3	:	0	6,5	98,5
24	1,5	5	3,5	:	3,5	10	100

Calcul de la capacité du réservoir de FERDJIOUA :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 + (3,5)}{100} * 12370,75 = \mathbf{1880 \text{ m}^3}$

La capacité totale sera : $V_t = 1880 + 120 = \mathbf{2000 \text{ m}^3}$

Le volume de réservoir projeté est de $V_n - V_{\text{exst}} : 2000 - 500 = \mathbf{1500 \text{ m}^3}$

La capacité normalisée sera : $V_n = \mathbf{1500 \text{ m}^3}$.

Normalisation de ce volume $V_{\text{projeté}} = \mathbf{1500 \text{ m}^3}$

IV-6- Forme de réservoir :

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque notre volume est inférieur à 10000 m^3 .

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité de l'agglomération importante peuvent présenter de hauteur d'eau comprise entre 7 et 10 m.

On prend une hauteur de 7 m

Alors la hauteur total de réservoir est de $0,5 + 10,5 = \mathbf{11 \text{ m}}$

IV-6-1 Estimation de la capacité totale du réservoir (GRAREM et Sidi MAROUAN) : comme on sait la variation de la consommation journalier on peut utilise la méthode analytique on choisie le pourcentage en fonction de nombre d'habitons, la localité de Mila est contient 122492 hab. > 100000 d'après Annexe (IV-1) la fraction horaire du débit maximum journalier en prend les pourcentages correspondants .le calcule de volume de réservoir pour satisfaction des besoins est montre dans le tableau :

Tableau VI-4 Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation (GRAREM et Sidi MAROUAN)

heurs	consommation%	Apport (gravitaire) %	arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Reste dans le réservoir	
1	3,35	4,17	0,82	:	1,29	1,87
2	3,25	4,17	0,92	:	2,21	2,79
3	3,3	4,17	0,87	:	3,08	3,66
4	3,2	4,17	0,97	:	4,05	4,63
5	3,25	4,17	0,92	:	4,97	5,55
6	3,4	4,17	:	-0,4	4,57	5,15
7	3,85	4,17	0,32	:	4,89	5,47
8	4,45	4,17	:	-0,8	4,09	4,67
9	5,2	4,17	:	-1,55	2,54	3,12
10	5,05	4,17	:	-1,55	0,99	1,57
11	4,85	4,17	:	-1,55	-0,56	0,02
12	4,6	4,17	:	-1,55	-2,11	-1,53
13	4,6	4,17	:	-0,3	-2,41	-1,83
14	4,55	4,17	:	-0,3	-2,71	-2,13
15	4,75	4,17	:	-0,8	-3,51	-2,93
16	4,7	4,17	:	-1,3	-4,81	-4,23
17	4,65	4,17	:	-1,3	-6,11	-5,53
18	4,35	4,17	:	-0,8	-6,91	-6,33
19	4,4	4,17	:	-0,3	-7,21	0
20	4,3	4,17	-0,13	:	-7,34	-0,13
21	4,3	4,17	-0,13	:	-7,47	-0,26
22	3,75	4,17	0,42	:	-7,05	0,16
23	3,75	4,17	0,42	:	0	0,58
24	3,7	4,17	0,47	:	0,47	1,05

Calcul de la capacité du réservoir de GRAREM et Sidi MAROUAN :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{4,97 + (7,47)}{100} * 25743,744 = 3202,52 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 3202,52 + 120 = 3323 \text{ m}^3$

Le volume de réservoir projeté est de $V_n - V_{\text{exst}} : 3202,52 - 1650 = 1552 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1600m^3$.

Normalisation de ce volume $V_{projeté}=1600m^3$

IV-6-2 Estimation de la capacité totale du réservoir(MILA) :

Comme la variation de la consommation journalier on peut utilise la méthode analytique on choisie le pourcentage en fonction de nombre d'habitons, la localité de Mila est contient 129992 hab. > 100000 d'après Annexe (IV-1) la fraction horaire du débit maximum journalier en prend les pourcentages correspondants .le calcule de volume de réservoir pour satisfaction des besoins est montre dans le tableau

Tableau VI-5 Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation(MILA)

Heurs	Consommation %	apport (gravitaire)%	arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Reste dans le réservoir	
1	3,35	4,17	0,82	:	1,29	1,87
2	3,25	4,17	0,92	:	2,21	2,79
3	3,3	4,17	0,87	:	3,08	3,66
4	3,2	4,17	0,97	:	4,05	4,63
5	3,25	4,17	0,92	:	4,97	5,55
6	3,4	4,17	:	-0,4	4,57	5,15
7	3,85	4,17	0,32	:	4,89	5,47
8	4,45	4,17	:	-0,8	4,09	4,67
9	5,2	4,17	:	-1,55	2,54	3,12
10	5,05	4,17	:	-1,55	0,99	1,57
11	4,85	4,17	:	-1,55	-0,56	0,02
12	4,6	4,17	:	-1,55	-2,11	-1,53
13	4,6	4,17	:	-0,3	-2,41	-1,83
14	4,55	4,17	:	-0,3	-2,71	-2,13
15	4,75	4,17	:	-0,8	-3,51	-2,93
16	4,7	4,17	:	-1,3	-4,81	-4,23
17	4,65	4,17	:	-1,3	-6,11	-5,53
18	4,35	4,17	:	-0,8	-6,91	-6,33
19	4,4	4,17	:	-0,3	-7,21	0
20	4,3	4,17	-0,13	:	-7,34	-0,13
21	4,3	4,17	-0,13	:	-7,47	-0,26
22	3,75	4,17	0,42	:	-7,05	0,16
23	3,75	4,17	0,42	:	0	0,58
24	3,7	4,17	0,47	:	0,47	1,05

Calcul de la capacité du réservoir de Mila :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{4,97 + (7,47)}{100} * 25743,744 = 3202,52 m^3$

La capacité totale sera : $V_t = 3202,52 + 120 = 3323m^3$

Le volume de réservoir projeté est de $V_n - V_{exst} : 3202,52 - 2 * 750 = 1823m^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2000m^3$.

Normalisation de ce volume $V_{projeté}=2000m^3$

IV-6-3 Estimation de la capacité totale du réservoir(ZEGHAIA) :

Comme la variation de la consommation journalier on peut utilise la méthode analytique on choisie le pourcentage en fonction de nombre d'habitons, la localité de Mila est contient 34148 hab entre 10000 et 50000 d'après Annexe (IV-1) la fraction horaire du débit maximum journalier en prend les pourcentages correspondants .le calcule de volume de réservoir pour satisfaction des besoins est montre dans le tableau :

Tableau VI-6 Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation(ZEGHAIA)

heurs	consommation%	Apport(gravitaire) %	arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Reste dans le réservoir	
1	1,5	4,17	2,67	:	5,34	8,52
2	1,5	4,17	2,67	:	8,01	11,19
3	1,5	4,17	2,67	:	10,68	13,86
4	1,5	4,17	2,67	:	13,35	16,53
5	2,5	4,17	1,67	:	15,02	18,2
6	3,5	4,17	:	-0,4	14,62	17,8
7	4,5	4,17	:	-0,33	14,29	17,47
8	5,5	4,17	:	-0,8	13,49	16,67
9	6,25	4,17	:	-1,55	11,94	15,12
10	6,25	4,17	:	-1,55	10,39	13,57
11	6,25	4,17	:	-1,55	8,84	12,02
12	6,25	4,17	:	-1,55	7,29	10,47
13	5	4,17	:	-0,3	6,99	10,17
14	5	4,17	:	-0,3	6,69	9,87
15	5,5	4,17	:	-0,8	5,89	9,07
16	6	4,17	:	-1,3	4,59	7,77
17	6	4,17	:	-1,3	3,29	6,47
18	5,5	4,17	:	-0,8	2,49	5,67
19	5	4,17	:	-0,3	2,19	0
20	4,5	4,17	:	-0,33	1,86	-0,33
21	4	4,17	0,17	:	2,03	-0,16
22	3	4,17	1,17	:	3,2	1,01
23	2	4,17	2,17	:	0	3,18
24	1,5	4,17	2,67	:	2,67	5,85

Calcul de la capacité du réservoir de ZEGHAIA :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{15,02}{100} * 7126,272 = 1070,38 m^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1070 + 120 = 1190m^3$

Le volume de réservoir projeté est de $V_n - V_{ext} : 1190 - 1000 = 190m^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 200m^3$.

Normalisation de ce volume $V_{projeté}=200m^3$

IV-6-4 Estimation de la capacité totale du réservoir (OUED ENDJA-Ahmed RACHEDI) :

Comme la variation de la consommation journalier on peut utilise la méthode analytique on choisie le pourcentage en fonction de nombre d'habitons, la localité de Mila est contient 67839 hab entre 50000 et 100000 d'après Annexe (IV-1) la fraction horaire du débit maximum journalier en prend les pourcentages correspondants.

Les deux réservoirs existant sont de capacité de 1500.

Le calcule de volume de réservoir pour satisfaction des besoins est montre dans le tableau :

Tableau VI-7 Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation (OUED ENDJA-Ahmed RACHEDI)

heurs	consommation%	Apport (gravitaire)%	arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Reste dans le réservoir	
1	3	4,17	1,17	:	2,04	0,32
2	3,2	4,17	0,97	:	3,01	1,29
3	2,5	4,17	1,67	:	4,68	2,96
4	2,6	4,17	1,57	:	6,25	4,53
5	3,5	4,17	0,67	:	6,92	5,2
6	4,1	4,17	:	-0,4	6,52	4,8
7	4,5	4,17	:	-0,33	6,19	4,47
8	4,9	4,17	:	-0,8	5,39	3,67
9	4,9	4,17	:	-1,55	3,84	2,12
10	4,6	4,17	:	-1,55	2,29	0,57
11	4,8	4,17	:	-1,55	0,74	-0,98
12	4,7	4,17	:	-1,55	-0,81	-2,53
13	4,4	4,17	:	-0,3	-1,11	-2,83
14	4,1	4,17	:	-0,3	-1,41	-3,13
15	4,2	4,17	:	-0,8	-2,21	-3,93
16	4,4	4,17	:	-1,3	-3,51	-5,23
17	4,3	4,17	:	-1,3	-4,81	-6,53
18	4,1	4,17	:	-0,8	-5,61	-7,33
19	4,5	4,17	:	-0,3	-5,91	0
20	4,5	4,17	:	-0,33	-6,24	-0,33
21	4,5	4,17	:	-0,33	-6,57	-0,66
22	4,8	4,17	:	-0,63	-7,2	-1,29
23	4,6	4,17	:	-0,43	0	-1,72
24	3,3	4,17	0,87	:	0,87	-0,85

Calcul de la capacité du réservoir de (OUED ENDJA-Ahmed RACHEDI):

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,92 + (7,2)}{100} * 15874,704 = 2241,5 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 2241,5 + 120 = 2361,5 \text{ m}^3$

Le volume de réservoir projeté est de $V_n - V_{\text{exst}} : 2361,5 - (1000 + 500) = 861,5 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

Normalisation de ce volume $V_{\text{projeté}} = 1000 \text{ m}^3$

IV-6-5 Estimation de la capacité totale du réservoir (ROUACHED) :

Comme la variation de la consommation journalier on peut utilise la méthode analytique on choisie le pourcentage en fonction de nombre d'habitons, la localité de Mila est contient 55065 hab entre 50000 et 100000 d'après Annexe (IV-1) la fraction horaire du débit maximum journalier en prend les pourcentages correspondants.

Le calcule de volume de réservoir pour satisfaction des besoins est montre dans le tableau :

Tableau VI-8 Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation (ROUACHED)

heurs	consomation%	Refoulement %	arrivée au reservoir	Départ du reservoir	Reste dans le réservoir		
1	3	0	-3	:	-1,3	0,3	1,5
2	3,2	0	-3,2	:	-4,5	-2,9	4,7
3	2,5	0	-2,5	:	-7	-5,4	7,2
4	2,6	0	-2,6	:	-9,6	-8	9,8
5	3,5	5	1,5	:	-8,1	-6,5	13,3
6	4,1	5	:	-0,4	-8,5	-6,9	17,4
7	4,5	5	0,5	:	-8	-6,4	21,9
8	4,9	5	:	-0,8	-8,8	-7,2	26,8
9	4,9	5	:	-1,55	-10,35	-8,75	31,7
10	4,6	5	:	-1,55	-11,9	-10,3	36,3
11	4,8	5	:	-1,55	-13,45	-11,85	41,1
12	4,7	5	:	-1,55	-15	-13,4	45,8
13	4,4	5	:	-0,3	-15,3	-13,7	50,2
14	4,1	5	:	-0,3	-15,6	-14	54,3
15	4,2	5	:	-0,8	-16,4	-14,8	58,5
16	4,4	5	:	-1,3	-17,7	-16,1	62,9
17	4,3	5	:	-1,3	-19	-17,4	67,2
18	4,1	5	:	-0,8	-19,8	-18,2	71,3
19	4,5	5	:	-0,3	-20,1	0	75,8
20	4,5	5	0,5	:	-19,6	0,5	80,3
21	4,5	5	0,5	:	-19,1	1	84,8
22	4,8	5	0,2	:	-18,9	1,2	89,6
23	4,6	5	0,4	:	0	1,6	94,2
24	3,3	5	1,7	:	1,7	3,3	97,5

Calcul de la capacité du réservoir de (ROUACHED):

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{3,3 + (18,2)}{100} * 10725,696 = 2306 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 2306,67 + 120 = 2426 \text{ m}^3$

Le volume de réservoir projeté est de $V_n - V_{\text{exst}} : 2426 - (500 + 500) = 1426 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1430 \text{ m}^3$.

Normalisation de ce volume $V_{\text{projeté}} = 1430 \text{ m}^3$.

IV-6-6 Estimation de la capacité totale du réservoir (TIBERGUENT) :

Comme la variation de la consommation journalier on peut utilise la méthode analytique on choisie le pourcentage en fonction de nombre d'habitons, la localité de Mila est contient 17964 hab entre 10000 et 50000 d'après Annexe (IV-1) la fraction horaire du débit maximum journalier en prend les pourcentages correspondants.

Le calcule de volume de réservoir pour satisfaction des besoins est montre dans le tableau :

Tableau VI-9 Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation (TIBERGUENT)

heurs	consommation%	Apport (gravitaire)%	arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Reste dans le réservoir	
1	1,5	4,17	2,67	:	5,34	8,52
2	1,5	4,17	2,67	:	8,01	11,19
3	1,5	4,17	2,67	:	10,68	13,86
4	1,5	4,17	2,67	:	13,35	16,53
5	2,5	4,17	1,67	:	15,02	18,2
6	3,5	4,17	:	-0,4	14,62	17,8
7	4,5	4,17	:	-0,33	14,29	17,47
8	5,5	4,17	:	-0,8	13,49	16,67
9	6,25	4,17	:	-1,55	11,94	15,12
10	6,25	4,17	:	-1,55	10,39	13,57
11	6,25	4,17	:	-1,55	8,84	12,02
12	6,25	4,17	:	-1,55	7,29	10,47
13	5	4,17	:	-0,3	6,99	10,17
14	5	4,17	:	-0,3	6,69	9,87
15	5,5	4,17	:	-0,8	5,89	9,07
16	6	4,17	:	-1,3	4,59	7,77
17	6	4,17	:	-1,3	3,29	6,47
18	5,5	4,17	:	-0,8	2,49	5,67
19	5	4,17	:	-0,3	2,19	0
20	4,5	4,17	:	-0,33	1,86	-0,33
21	4	4,17	0,17	:	2,03	-0,16
22	3	4,17	1,17	:	3,2	1,01
23	2	4,17	2,17	:	0	3,18
24	1,5	4,17	2,67	:	2,67	5,85

Calcul de la capacité du réservoir de (TIBERGUENT):

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{15,02}{100} * 2475,36 = 371,8 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 371,8 + 120 = 491,8 \text{ m}^3$

Le volume de réservoir projeté est de $V_n - V_{\text{exst}}: 490 - (2 * 500 + 300 + 175) = -983,2 \text{ m}^3$

Donc ne projeté pas un réservoir le volume arrivé est occupé par les réservoirs existants.

IV-6-7 Estimation de la capacité totale du réservoir (YAHIA Ben GACHA)

Comme la variation de la consommation journalier on peut utilise la méthode analytique on choisie le pourcentage en fonction de nombre d'habitons, la localité de Mila est contient 23156 hab entre 10000 et 50000 d'après Annexe (IV-1) la fraction horaire du débit maximum journalier en prend les pourcentages correspondants.

Le calcule de volume de réservoir pour satisfaction des besoins est montre dans le tableau :

Tableau VI-10 Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation (YAHIA Ben GACHA)

heurs	consommation%	Apport(gravitaire) %	arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Reste dans le réservoir	
1	1,5	4,17	2,67	:	5,34	8,52
2	1,5	4,17	2,67	:	8,01	11,19
3	1,5	4,17	2,67	:	10,68	13,86
4	1,5	4,17	2,67	:	13,35	16,53
5	2,5	4,17	1,67	:	15,02	18,2
6	3,5	4,17	:	-0,4	14,62	17,8
7	4,5	4,17	:	-0,33	14,29	17,47
8	5,5	4,17	:	-0,8	13,49	16,67
9	6,25	4,17	:	-1,55	11,94	15,12
10	6,25	4,17	:	-1,55	10,39	13,57
11	6,25	4,17	:	-1,55	8,84	12,02
12	6,25	4,17	:	-1,55	7,29	10,47
13	5	4,17	:	-0,3	6,99	10,17
14	5	4,17	:	-0,3	6,69	9,87
15	5,5	4,17	:	-0,8	5,89	9,07
16	6	4,17	:	-1,3	4,59	7,77
17	6	4,17	:	-1,3	3,29	6,47
18	5,5	4,17	:	-0,8	2,49	5,67
19	5	4,17	:	-0,3	2,19	0
20	4,5	4,17	:	-0,33	1,86	-0,33
21	4	4,17	0,17	:	2,03	-0,16
22	3	4,17	1,17	:	3,2	1,01
23	2	4,17	2,17	:	0	3,18
24	1,5	4,17	2,67	:	2,67	5,85

Calcul de la capacité du réservoir de (YAHIA Ben GACHA):

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{7 + (13,9)}{100} * 4295,8 = 4295,8 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 4295,8 + 120 = 4415,8 \text{ m}^3$

Le volume de réservoir projeté est de $V_n - V_{\text{exst}} : 4415,8 - (75 + 100 + 500 + 200) = 3540 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 3600 \text{ m}^3$.

Normalisation de ce volume $V_{\text{projeté}} = 3600 \text{ m}^3$

Conclusion :

les volumes de différents réservoirs sont calculés de telle façon à assurer le volume de distribution, Les baches de reprises sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe en eau des stations de pompes.

CHAPITRE V : TRAITEMENT DES EAUX

Introduction : L'eau est une des ressources les plus importantes de la planète.

L'alimentation en eau peut être limitée en quantité et en qualité. L'importance de la limitation du point de vue qualitatif est illustrée par le fait que 97 % de l'eau de la Terre est contenue dans des océans et à une teneur en sels d'approximativement 35 000 mg/l ce qui limite énormément l'utilisation de cette immense quantité d'eau comme source d'eau potable.

En réalité, l'eau douce et la pluie ne sont pas uniformément distribuées à la surface de la terre et c'est pour cette raison que plusieurs régions dans le monde font face actuellement à la sécheresse. En plus, l'humanité a pollué et continue à polluer certaines réserves d'eau douce à cause du manque de planification et des pratiques irresponsables contribuant ainsi au déficit global en eau potable.

V-1-Origin et qualité de l'eau brute :

Le barrage de Béni Haroun est alimenté par le bassin versant de l'Oued El KEBIR RHUMEL et ses affluents. Ce cours d'eau reçoit les effluents de l'agglomération de Constantine et d'autres centres urbains relativement importants. Pour suivre la qualité de l'eau d'Oued El KEBIR RHUMEL, quatre stations de mesures permanentes sont réparties comme suit :

- station n°100 315 située à l'amont du barrage Hammam GROUZ,
- station n° 100 403 située entre le barrage HAMMAM GROUZ et Constantine,
- station n°100 624 située à l'amont du barrage Béni Haroun dans l'Oued EL KEBIR RHUMEL.
- station 100 601 située à l'aval du barrage BENI Haroun.

Ces stations ont permis de disposer d'une dizaine d'années de mesures sur la qualité de l'eau véhiculée par l'Oued El KEBIR RHUMEL. Une synthèse de ces résultats est présentée relatifs aux stations de traitement AIN TINN en cours de préparation par dans le cadre de la présente étude. Ces analyses d'eau montrent que le traitement à mettre en place doit répondre à plusieurs exigences:

- une réduction normale de la turbidité et des matières en suspension,
- un enlèvement des matières organiques par une oxydation puissante,
- un traitement de l'ammonium,
- une désinfection fiable et efficace

V-2-Localisation de la Station d'AIN TINN :

L'eau brute est véhiculée gravitairement en amont immédiat du bassin d'expansion Ain TINN par piquage sur la conduite de refoulement de la station de pompage de Béni Haroun. Le bassin d'expansion d'Ain TINN est situé au piémont du Djebel AKRAL, sa côte minimale d'eau est de 800 m NGA.

La station de traitement sera implantée à la cote moyenne 790 m NGA au pied du massif Ain TINN à une distance d'environ 100 m à l'Est du bassin d'expansion.

Comme nous l'avons vu précédemment, les besoins en eau des communes de Mila pendant la journée la plus chargée. En tenant compte des pertes d'eau correspondant au lavage des filtres et à l'évacuation des boues dans la chaîne de traitement qui sont estimées à 5 %, le débit nominal de dimensionnement de l'installation.

La conduite d'amenée d'eau brute est dimensionnée pour transporter l'eau graviterment avec une perte de charge linéaire de 1,6 m/km et une vitesse de 1,53 m/s. Cette conduite sera de diamètre 1 000 mm et de longueur 100 m environ entre la chambre de vanne jusqu'à l'ouvrage de tête de la station de traitement. Elle sera équipée à l'arrivée d'un débitmètre et de sondes de pH, de turbidité et de température.

Un ouvrage de régulation est nécessaire en tête de la station de traitement pour régler le débit d'alimentation en eau brute à la valeur choisie par l'exploitant et cela quelle que soit la charge hydraulique amont. La régulation sera assurée par un obturateur à disque sous capot.

Le site de la station de traitement est caractérisé par une légère pente permettant un écoulement gravitaire entre les différents ouvrages et également une distribution gravitaire vers l'adduction.

L'eau traitée sera stockée dans un réservoir de 26 000 m³ (6 heures de production) qui sera calé à la côte 790 m. ouvrage de départ de notre adduction.

Par ailleurs et étant donné qu'au niveau du réservoir d'expansion de Ain TINN aucun volume de stockage n'est prévu initialement, ainsi l'arrêt de la station de pompage d'eau brute à partir du barrage Béni Haroun entraîne immédiatement l'arrêt de la station de traitement. Afin de pallier à ce problème et assurer une autonomie minimale à cette dernière, une réserve d'eau brute est prévue à l'amont immédiat de la station de traitement.

La réserve d'eau brute projetée doit assurer une autonomie de la station de traitement de 6 heures, pendant la journée la plus chargée, ainsi la station de

traitement continuera à fonctionner pendant 10 heures après l'arrêt du pompage d'eau brute.

Ce volume de stockage d'eau brute nous paraît suffisant étant donné que nous disposons d'une réserve d'eau traitée à l'aval immédiat de la station de traitement et que chaque commune dispose de ses propres réserves.

En plus des mesures indiqués ci-dessus et afin d'assurer une sécurité absolue de la continuité de fonctionnement du système, il serait préférable d'établir, avec l'organisme qui sera chargé de la gestion de la station de pompage d'eau brute de Béni Haroun, un programme de pompage minimum garantie pour les besoins de l'eau potable quelle que soit la demande en eau des autres usagers (irrigation, transfert...).

V-3 CARACTERISATION DE L'EAU POTABLE : Les principales caractéristiques d'une eau potable sont les suivantes :

a) Température : Il est important de connaître la température d'une eau puisque les équilibres physiques et chimiques en solution aqueuse en dépendent: la solubilité des sels et surtout des gaz, la dissociation des sels dissous et par là même la conductivité électrique, le pH. L'eau distribuée ne doit pas dépasser **25°C** au delà, les risques de contaminations bactériennes et virales augmentent. et la température de l'eau 20°C

b) PH : L'eau peut être soit acide, soit neutre, soit alcaline mais pour une eau potable, on considère les valeurs comprises entre 7 et 8,5 comme acceptable et comme limites extrêmes les valeurs **6,5** et **9**. Dans notre station de traitement l'eau arrive est de PH=7,6 est une eau de barrage.

c) Turbidité : La turbidité est due à la présence de matières en suspension (argiles, plancton, débris organiques...) et les matières colloïdale Elle est mesurée à l'aide d'un turbidimètre. Les unités généralement utilisées sont :

Unité JTU (Jackson Turbidity Unit)

Unité FTU (Formazine Turbidity Unit)

Unité NTU (Nephelometric Turbidity Unit)

L'eau potable ne doit pas dépasser **5 NTU**. D'après le chimiste de l'laboratoire de la station de traitement l'eau qui arrive c'est de grand turbidité est facile pour le traitement physicochimique. Dans notre st l'eau arrivée est de 3,72NTU

d) Couleur : La couleur de l'eau peut provenir de substances minérales comme le fer ou le manganèse et/ou de substances organiques. Les substances organiques comprennent généralement des algues, des protozoaires et des produits naturels provenant de la décomposition de la végétation (substances humiques, tanins, lignine). Il ne faut pas confondre couleur et turbidité.

e) Odeur : Dans l'eau, diverses molécules sont responsables des odeurs. Elles proviennent essentiellement de la dégradation des composés azotés ou soufrés :

amines, ammoniacale. Mais la molécule qui pose le plus de problème est généralement l'hydrogène sulfuré (H_2S), qui possède une odeur caractéristique d'œuf pourri.

f) Saveur : La saveur de l'eau est due à de nombreuses molécules et ne révèle pas si l'eau est polluée ou non mais c'est l'une des principales préoccupations formulées par les utilisateurs à l'égard de l'eau qui leur est fournie.

g) conductivité électrique : La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1cm^2 de surface et séparées l'une de l'autre de 1cm . Etroitement liée à la concentration des substances dissoutes et à leur nature, elle varie de quelques $\mu\text{S}/\text{cm}$ à environ $3000\mu\text{S}/\text{cm}$. Une eau de bonne qualité a, à une température de 20°C , une conductivité inférieure ou égale à $400\ \mu\text{S}/\text{cm}$.

h) Taux alcalimétrique complet TAC : Le taux alcalimétrique complet traduit l'alcalinité d'une eau. Il permet de connaître la quantité d'hydroxydes, de carbonates ou d'hydrogénocarbonates. La connaissance de la valeur de ce paramètre est essentielle pour l'étude de l'agressivité d'une eau. Le TAC est exprimé en degrés français ($^\circ\text{F}$) ou en milliéquivalent par litre avec la correspondance suivante :

$1^\circ\text{F} = 0,2\ \text{m}\acute{\text{e}}\text{q}/\text{l}$. Le TAC d'une eau potable ne doit pas être inférieur à **$2,5^\circ\text{F}$** .

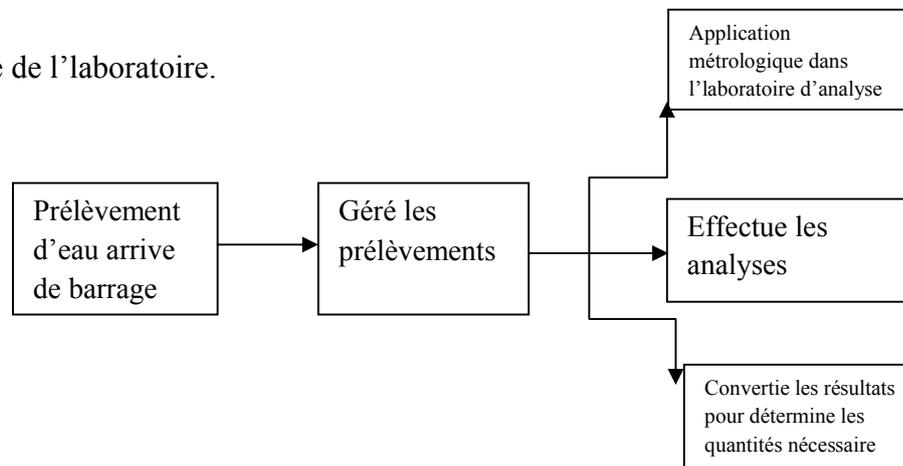
Et dans cette station de traitement ils ont appelé à un appareil qui mesure les différents éléments toxiques dans l'eau et qui s'appelle spectrophotomètre qui mesure la quantité des différents éléments avec les ondes photo lumière qui permet pour les chimistes de minimiser le travail traditionnel et de donner un bon rendement



Figure-V-1 spectrophotomètre moderne

V-4 Procès de traitement des eaux de surface : comme il s'agit d'une eau d'un barrage et les eaux de barrage contiennent toujours beaucoup d'éléments et des matières organiques à cause de ruissellement qui vient de grands bassins versants

La procédure de l'laboratoire.



Les procédés de traitement : Les étapes de traitement physico-chimique d'une eau brute sont les suivantes :

- | | |
|--|----------------|
| 1-le prétraitement : dégrillage, dessablage. | 5-décantation |
| 2-peroxydation | 6-filtration |
| 3-coagulation | 7-désinfection |
| 4-floculation | |

On parle seulement sur quelque étape essentielle dans le traitement.

a)Coagulation : La coagulation est le phénomène de déstabilisation des particules colloïdales, consistant en la neutralisation de leurs charges électriques, par addition de réactifs chimiques appelés coagulants, généralement des sels métalliques (de fer et d'aluminium). Elle permet de supprimer les répulsions inter colloïdales : Les cations métalliques se lient aux colloïdes et les neutralisent, ce qui permet la rencontre de ces derniers.

Les coagulants utilisés :

Les principaux coagulants utilisés pour déstabiliser les particules colloïdales et pour produire un floc sont :

- Le sulfate d'aluminium $Al_2(SO_4)_3$;
- L'aluminate de sodium $NaAlO_2$;

- Le chlorure d'aluminium AlCl_3 ;
- Le chlorure ferrique FeCl_3 ;
- Le sulfate ferrique $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$;
- Le sulfate ferreux FeSO_4 ;
- Le sulfate de cuivre CuSO_4 ;
- La chaux $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

b) Floculation : Après avoir été déstabilisées par le coagulant, les particules colloïdales s'agglomèrent lorsqu'elles entrent en contact. C'est le phénomène de floculation. L'agglomération des colloïdes est favorisée soit par floculation péri-cinétique définie comme étant la différence de vitesse des particules appelé mouvement brownien soit par floculation ortho cinétique qui est une agitation mécanique de l'eau.

c) Mise en œuvre de la coagulation-floculation: Deux paramètres doivent être pris en considération lors du dimensionnement d'un traitement de coagulation-floculation : la quantité des réactifs à ajouter et la vitesse d'agitation du milieu réactionnel. Ces paramètres sont à déterminer en fonction de l'eau traitée.

d) Le jar-test : La détermination de ces grandeurs au laboratoire est réalisée par un appareil appelé jar-test, il consiste en une rangée de béciers alignés sous un appareillage qui permet de les agiter tous à la même vitesse. Les différents béciers ayant reçu une dose différente de réactif et à la fin de l'expérience, on détermine quels sont les couples quantité de réactif / vitesse et temps d'agitation qui permettent d'obtenir l'eau la plus limpide, les floes les plus gros et les mieux décantés.

Concernant la vitesse d'agitation, on sait que la coagulation nécessite une vitesse d'agitation plutôt rapide afin de permettre la rencontre des colloïdes et des cations métalliques alors que la floculation une vitesse relativement faible afin de favoriser l'agrégation des colloïdes sans détruire les floes déjà formés.

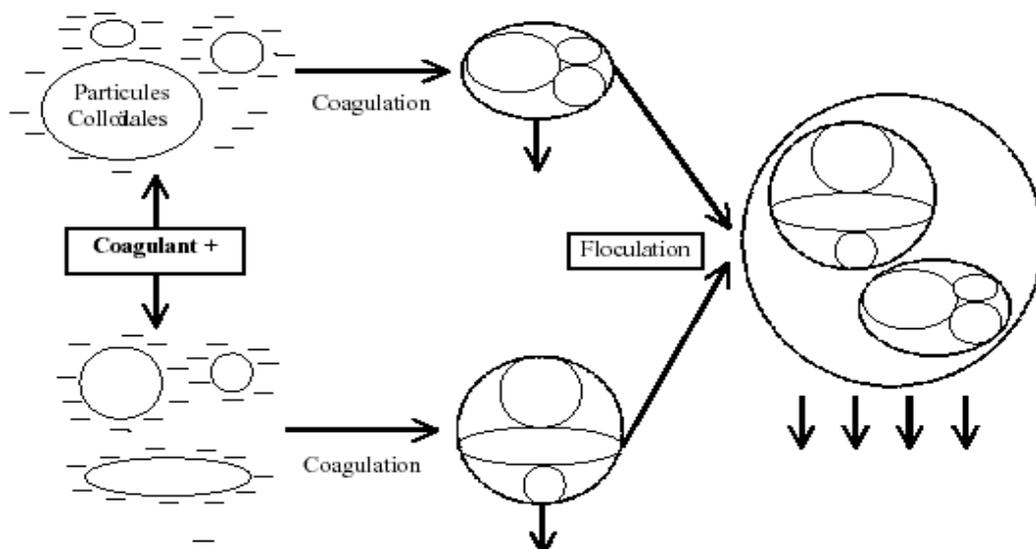


Figure V-2 la procède de coagulation floculation

e) Décantation : La décantation est un procédé de séparation des matières en suspension et des colloïdes rassemblés en floc suite à l'étape de coagulation-floculation. Si la densité de ces floes est supérieure à celle de l'eau, ceux-ci décantent grâce à la force de gravité. Dans le cas contraire, les particules flottent à la surface de l'eau.

Toute particule présente dans l'eau est soumise à trois forces : la force de pesanteur qui permet la chute de cette particule et la force de frottement due à la traînée du fluide qui s'oppose au mouvement de chute et poussée d'Archimède.

Stokes a établi une loi qui permet de calculer la vitesse de chute d'une particule dans l'eau :

$$v = \frac{g \cdot d^2 \cdot (\rho_p - \rho_{eau})}{18 \cdot \mu} \quad (V-1)$$

avec

g : accélération gravitationnelle

v_p : vitesse de chute de la particule

ρ_p : masse volumique de la particule

ρ_{eau} : masse volumique de l'eau

d : diamètre apparent de la particule

μ : viscosité dynamique de l'eau

L'équation de STOCKS décrit à la particule sphérique ayant un diamètre situé entre 0,1 et 0,001 mm, dans un régime laminaire ($R < 1$).

f) Filtration : La filtration est un procédé qui permet de clarifier une eau contenant des solides en suspension en la faisant passer à travers un milieu poreux ou média filtrant constitué d'un matériau granulaire. La filtration, généralement précédée des traitements de coagulation-floculation et de décantation, permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la turbidité et certains goûts et odeurs. Les matériaux utilisés pour la filtration doivent être composés de granulés inertes non adhérents les uns aux autres, insolubles, inattaquables ni par l'eau filtrée ni par les solides retenus et résistants aux phases de lavage.

g) Colmatage des filtres : L'écoulement de l'eau à travers un média filtrant entraîne une perte d'énergie, due au frottement des particules de sable et des substances

contenues dans l'eau, elle est mesurée par la perte de charge ou chute de pression, que subit l'eau.

Quand le lit est propre, la perte de charge est liée à la perméabilité du lit filtrant selon la loi de Darcy :

$$Q = \frac{K \cdot A \cdot \Delta H}{L} \quad (V-2)$$

Q : Débit de l'eau,

A : Aire de la couche filtrante,

ΔH : Chute de la pression à travers la couche filtrante,

L : Epaisseur de la couche filtrante,

K : Coefficient de perméabilité.

h) Lavage des filtres : Lorsque la perte de charge ou la turbidité de l'eau atteignent des valeurs maximales, on procède au lavage des filtres en injectant de l'eau par le fond, le milieu filtrant prend alors de l'expansion et libère les particules arrêtées par le filtre. Ces particules, moins denses que les grains de sable, sont aisément entraînées vers les goulottes de lavage. Il est important de rappeler que si l'eau de lavage est injectée brusquement dans un filtre, la couche de sable peut être soulevée au-dessus de la couche de gravier, ce qui provoque le déplacement de ce dernier.

Le cycle de lavage est le suivant :

- soufflage par injection d'air et d'eau, d'une durée de 10 à 12 minutes.
- Rinçage à l'eau à grande débit, jusqu'à ce que l'eau évacuée à l'égout soit claire.
- Débit d'eau de lavage en soufflage 7 à 15 m³/h.m².
- Débit d'air de lavage 50 à 60 m³/h.m².
- Débit d'eau de rinçage 15 m³/h.m².

Désinfection : La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes pathogènes, les bactéries et les germes présents dans l'eau. En potabilisation des eaux, la désinfection est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore Cl_2 , le dioxyde de chlore ClO_2 , l'ozone O_3 , et dans certains cas par un procédé physique comme le rayonnement Ultra Violet.

Le chlore est ajouté dans plusieurs phases de ces étapes en fonction de la quantité restante dans l'eau car le chlore disparaît par réaction avec la lumière de soleil dans le décanteur et les réactions avec la matière organique alors la chloration reste en fonction de cette quantité tel que 0,3 ppm.

Nouveau système révolutionnaire de désinfection de l'eau par production d'hypochlorite de sodium à faible niveau de sel grâce à l'électrolyse :

V-5 chaîne de traitement classique : est la plus facile méthode de traitement et la plus utilisée en Algérie, La transformation d'une eau de surface en une eau propre à la consommation fait appel à un ensemble de procédés de traitement extrêmement divers qu'il faut assembler dans un ordre déterminé afin de fournir un produit fini conforme aux normes de potabilité.



Figure V-4 laboratoire chimique de la station

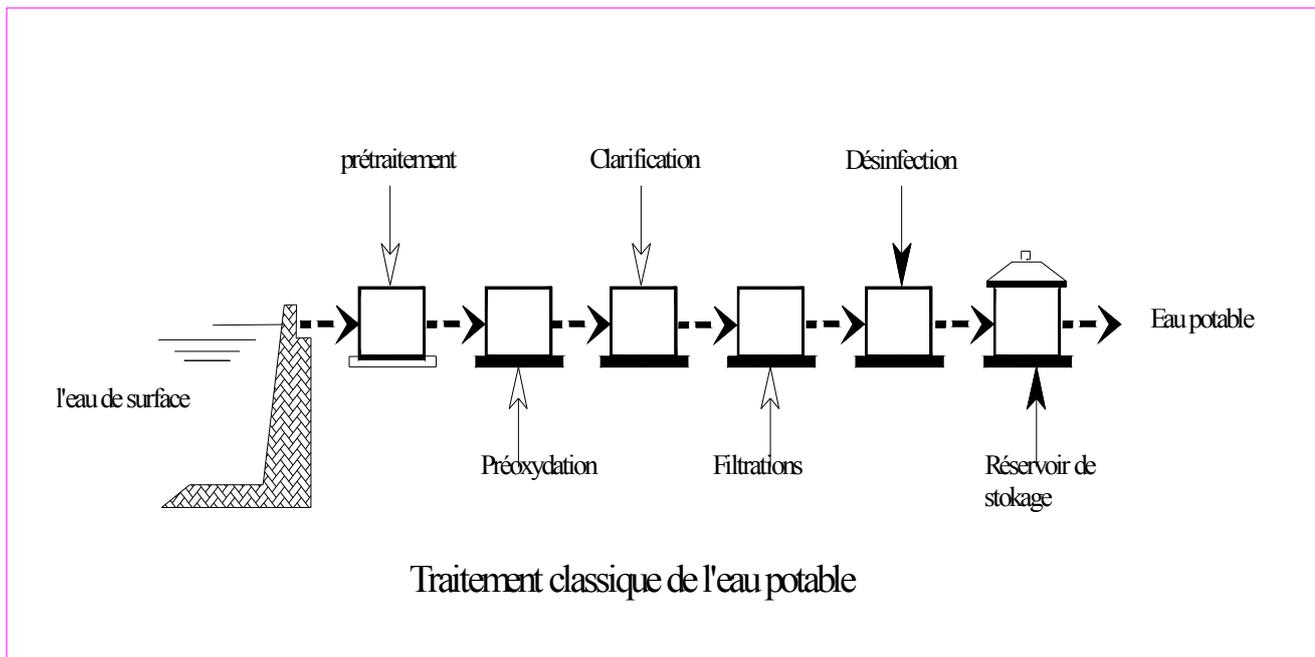


Figure V-5 chaîne de traitement classique

V-6 Réservoir de Stockage :

- ◆ t_s le temps de séjour qui égale à 24 h.
 - ◆ V : le volume de réservoir $V = \frac{Q_{FIL}}{t_s}$ en (m^3).
 - ◆ Hauteur de réservoir, H_{max} en fonction de volume
 - ◆ Donc on calcule la longueur, et largeur tel que $L= 2l$.
- Le volume de réservoir est de $26000m^3$

Conclusion : le traitement des eaux est indispensable et avec le développement il ya des stations mobiles qui on peut le met dans l'importe quelle place et sont des petites installations qui permet de produit une eau potable dans les normes.

VI- Etude de la Station de pompage

Introduction : Le pompage de l'eau est apparu comme une nécessité depuis l'antiquité. Dans un projet de transport et de distribution d'eau, il est souvent nécessaire de recourir à des systèmes de pompage lorsque le terrain ne permet pas un écoulement naturel par gravitation ou dans le cas où la dénivellée disponible n'aboutit pas au débit souhaité. Les pompes sont des machines qui transmettent de l'énergie à un fluide, généralement en vue de son déplacement d'un point bas à un point haut ou pour compenser les pertes de charge engendrées le long de son parcours. De types très variés, leur technologie s'est beaucoup développée à la fin du XIXe siècle avec l'apparition des turbomachines, et plus particulièrement, des pompes centrifuges. De nos jours, les pompes centrifuges sont les plus fréquemment utilisées. Couplées à des moteurs électriques de plus en plus performants, elles constituent des groupes d'un très bon rendement, légers, peu encombrants, peu coûteux et assurent le refoulement pour des hauteurs et débits importants.

Au cours de ce chapitre, nous allons étudier la conception des stations de pompage et de ses différents composants hydrauliques, en s'intéressant particulièrement aux groupes de pompage.

VI-1. CRITERES DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE :

- Eviter les zones instables (sismiques et inondables),
- Il faut respecter les normes de distances (la distance minimale entre aéroport et une station de pompage est de 30 km),

Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

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

VI-2-CRITERES DU CHOIX DU TYPE DE POMPE : Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimal ;
- Etre fabriquée en séries.
- Devient répondre à la construction de bâtiment la plus économiques.
- On opte pour les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB qui sont fabriquées en série.

- Le choix de ce type de pompe à cause de leur disponibilité dans le marché algérienne, leur expérience dans la fabrication des pompes et vannes, et surtout de leurs avantages techniques et mécaniques.

VI-3-les différentes installations des pompes :

- Installations en parallèles : les débits s'ajout en fonction de nombre des pompes qui refoule à une même hauteur
- Installation en série : les charge HMT s'ajout avec même débit de refoulement

Types de pompe

On distingue deux catégories principales de pompes

Les pompes volumétriques : basé sur le transfert régulier de volumes liquides, le débit engendré est indépendant de la pression de travail. Elles sont utilisées essentiellement pour des liquides de fortes viscosités.

Les turbopompes : constituent un système ouvert et en équilibre où le fluide n'est jamais enfermé dans un volume totalement clos. La pression est générée soit par l'action de forces centrifuges, soit par la conversion en pression de l'énergie cinétique

Communiquée au fluide.

Suite aux progrès réalisés dans l'élaboration des moteurs électriques, les turbopompes ont vu un développement très rapide et constituent des groupes peu encombrants, légers, économiques et d'un excellent rendement.

On s'intéressera par la suite aux turbopompes, plus adaptées à notre projet.

Suivant le type de roue, on distingue trois catégories de turbopompes :

~ Pompes axiales (hélices) : employées pour des faibles hauteurs et grands débits.

~ Pompes centrifuges : couvrent un domaine d'utilisation beaucoup plus important que les autres pompes. Elles peuvent atteindre des hauteurs manométriques d'environ 100 fois supérieures à celles réalisables par des pompes à hélices. Pompes hélico-centrifuges.

En résumé, l'eau entre par le centre de la roue et en sort radialement dans le cas d'une pompe centrifuge, ou parallèlement à l'axe pour les pompes à hélices (figure 1)

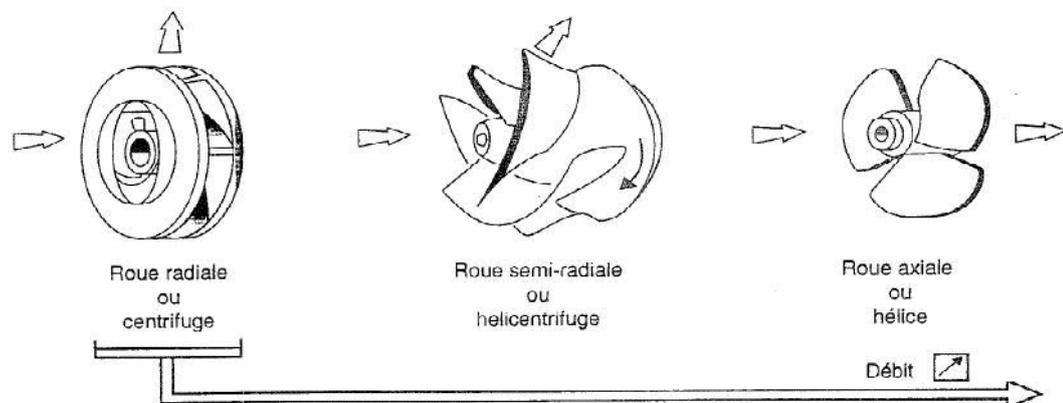


Figure VI-1 : Relation entre le débit et la forme de la roue

VI-4 Description de la station de pompage FERDJIOUA :

La station de pompage est implantée à la sortie ouest de la commune YAHIA Ben GUECHA en bordure de la route reliant celle-ci à FERDJIOUA à la côte 490NGA. Elle assure le refoulement d'un débit de 143,18 l/s vers un réservoir de capacité 2000m³ situé à la côte 675,08 m grâce à une conduite de diamètre 315 mm et de 1900 m de longueur. La bêche d'aspiration de la station de pompage est alimentée gravitairement à partir de la conduite d'adduction principale. La régulation du niveau de la bêche d'aspiration est assurée par un robinet à flotteur installé dans la bêche. Le fonctionnement des groupes de pompage est asservi au niveau du réservoir de refoulement grâce à une ligne pilote.

VI-5 choix de pompes (FARDJIOUA) :

On utilise le logiciel Caprari pumpTutor pour déterminer le type de pompe les résultats sont les suivantes :

Tableau VI-1 caractéristique géométrique de tronçon (FARDJIOUA)

Hg(m)	Q(l/s)	Diamètre (mm)
185m	143,18	315

Tableau VI-2 résultats à partir de logiciel caprari

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	143,18	230,25	-	-	-	-	-	-	-
2	72,54	230,25	PM 150/ 8 A	236	78,9	1450	250	2,56	250
3	46,94	230,25	PM 125/ 10 A	233	74,8	1450	160	2,42	220
5	29,03	230,25	PM 100/ 4 C	237	76,6	2900	110	3,37	190

A partir du tableau on déduit que la variante de cinq (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Donc ces cinq pompes sont installées en parallèle avec deux pompes en secoure

Le nombre des pompe installée dans l'usine de pompage FERDJIOUA est 7 pompes en parallèle 5en fonction 2en secoure .

VI-6-Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristique d'une pompe permet à comprendre comment choisie la pompe convenable pour l'importe quelle installation d'un usine de pompage, et de déterminé le point de fonctionnement permet aussi de choisie le type de la pompe et le mode de réglage des pompe, soit par changement de vitesse, au rognage ...

Les courbes caractéristiques de la pompe $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta-Q]$, $[(NPSH)r - Q]$.
Sont retirées à partir de logiciel CAPRARI et sont Représentées par les figure suivante : ces figure pour montrer comment on à choisie la pompe.

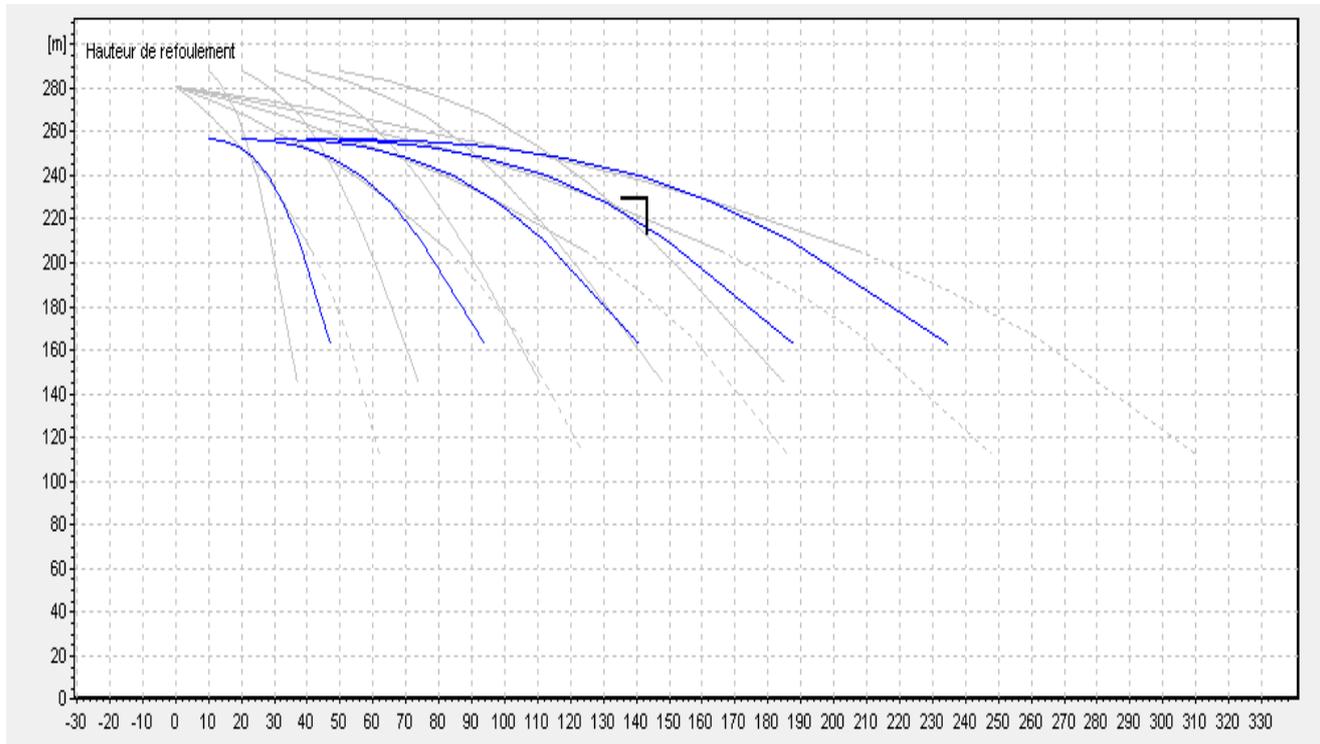
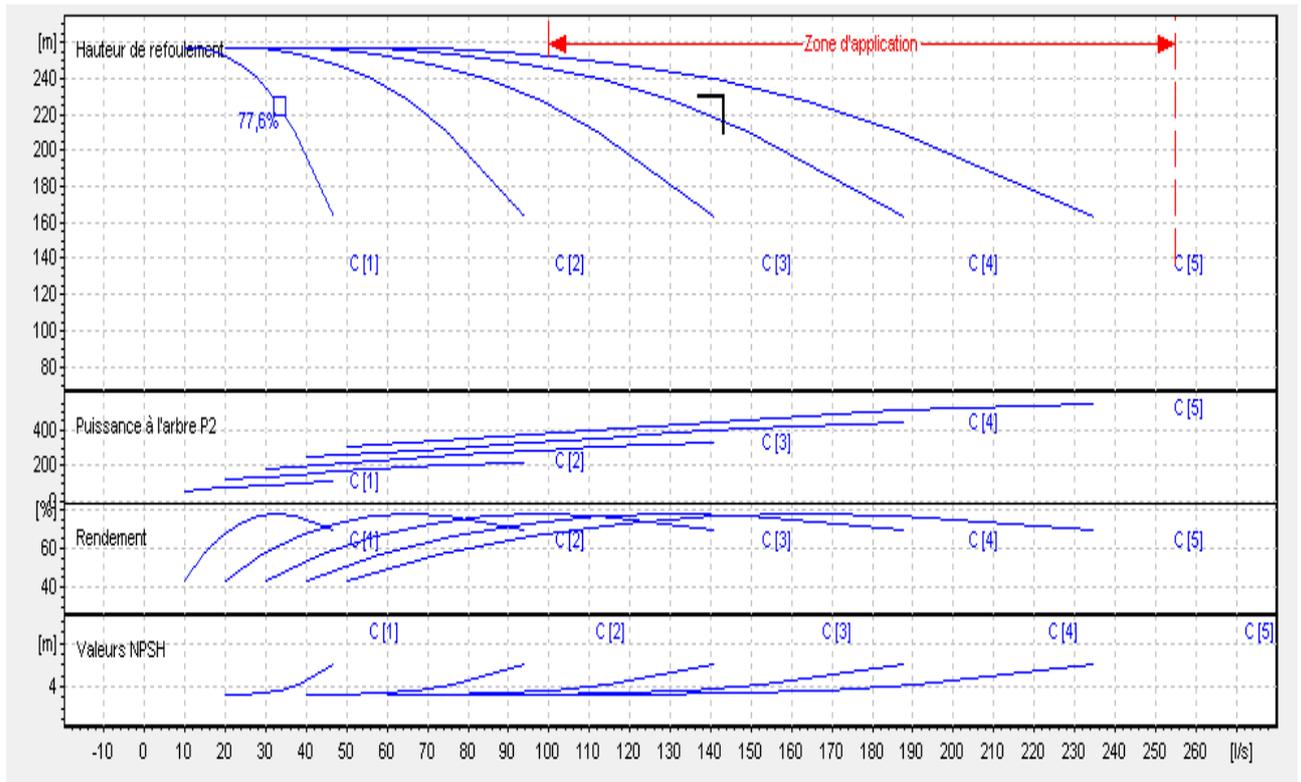


Figure VI-2 : courbe caractéristique de la pompe



Figures VI-3 : courbes caractéristiques de puissance et de rendement et de valeurs NPSH

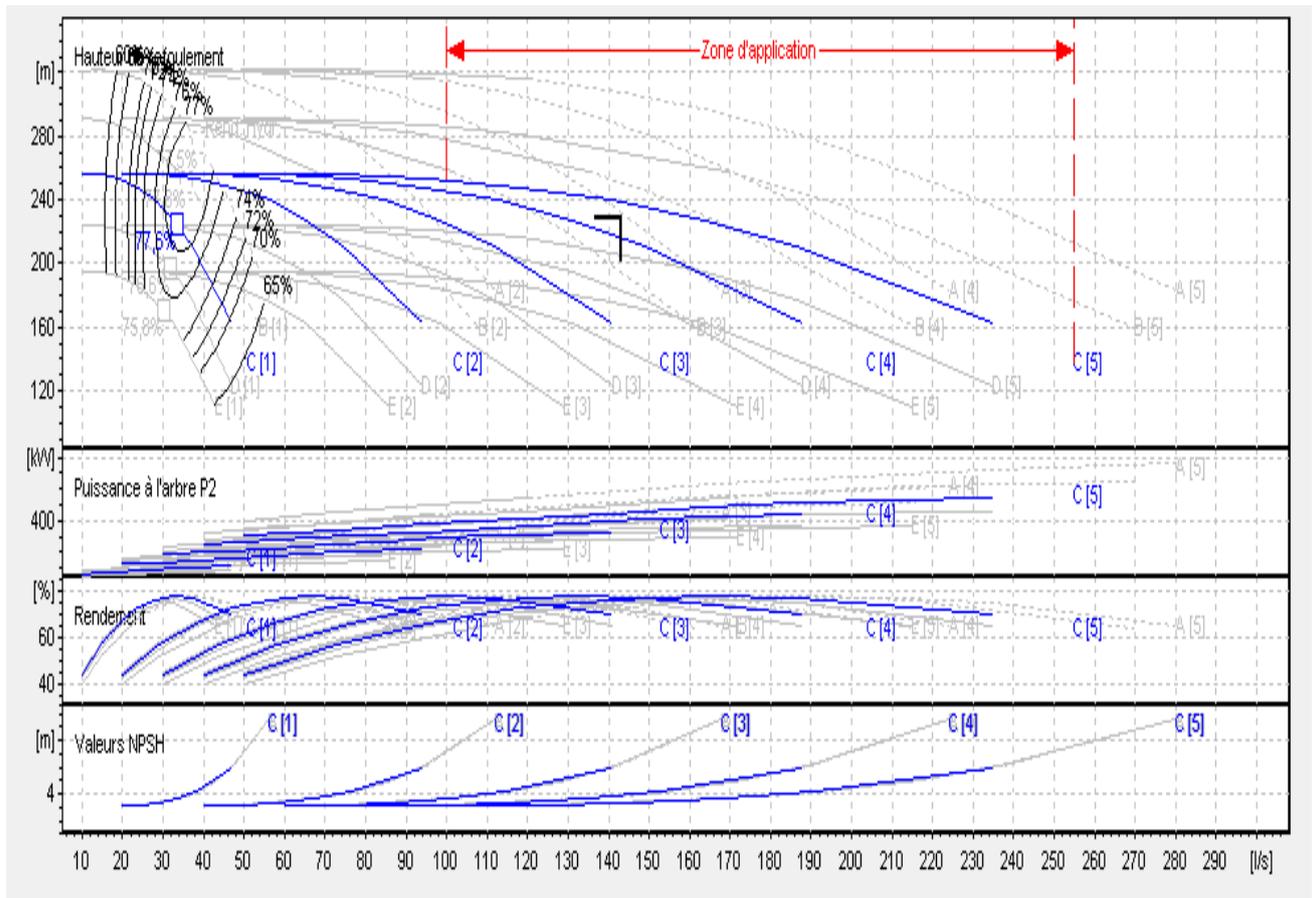


Figure VI-4 courbes de récapitulation des différentes caractéristiques de la pompe utilisée

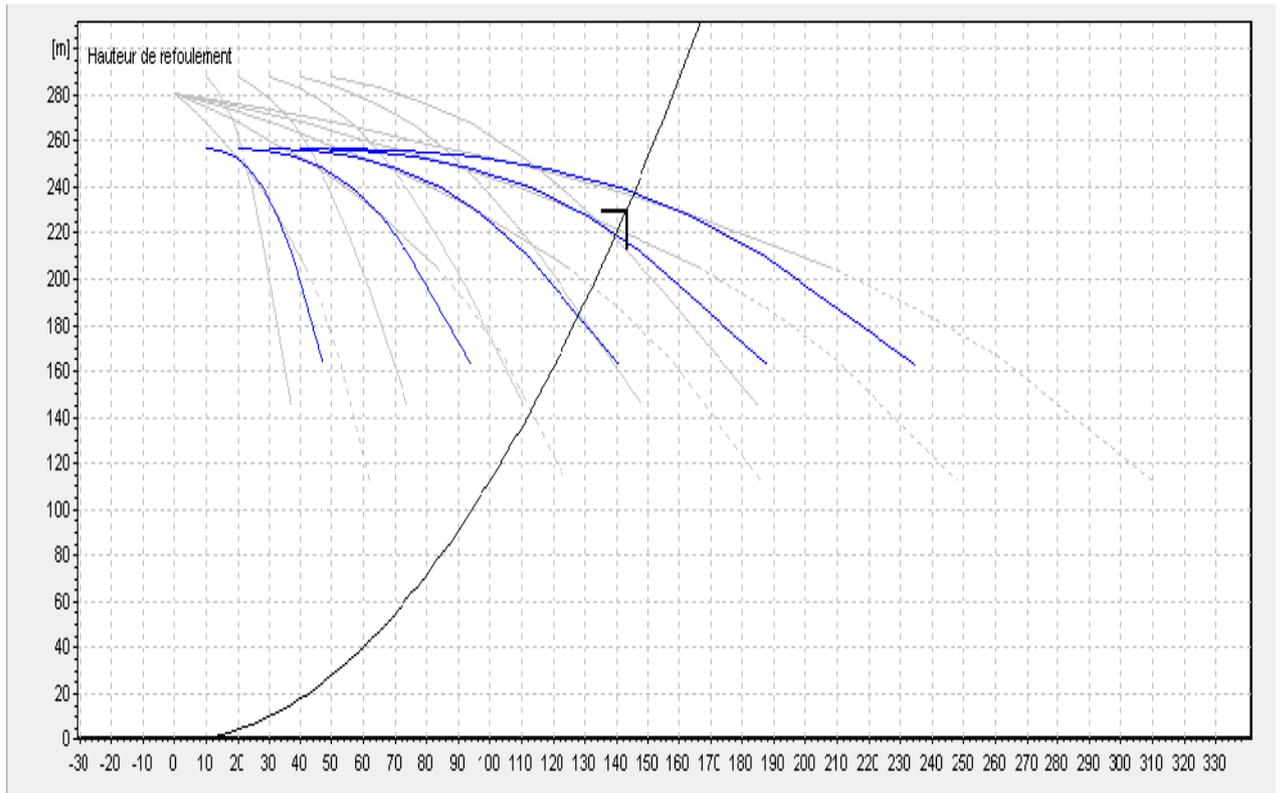


Figure : VI-5 courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (courbe d'installation)

VI-7 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

La courbe caractéristique de la conduite a été déterminé à partir de calcul de diamètre économique, le tableau ci-après montrer le calcul de courbe de la conduite.

Tableau VI-3 calcul de la courbe caractéristique de la conduite

5Q(m ³ /s)	Q(m ³ /h)	Hg (m)	Lref(m)	Dec(mm)	λ	HL (m)	Ht(m)	Hc m
0	0	185	1900	300	0,0270	0	0	185
25	5	185	1900	300	0,0270	0,04	0,046	185,00
200	40	185	1900	300	0,0270	0,21531	0,247605	185,25
300	60	185	1900	300	0,0270	0,48445	0,557112	185,56
500	100	185	1900	300	0,0270	1,34568	1,547534	186,55
650	130	185	1900	300	0,0270	2,2742	2,615332	187,62
750	150	185	1900	300	0,0270	3,02778	3,481951	188,48

1000	200	185	1900	300	0,0270	5,38273	6,190136	191,19
1500	300	185	1900	300	0,0270	12,1111	13,92781	198,93
2000	400	185	1900	300	0,0270	21,5309	24,76054	209,76
2500	500	185	1900	300	0,0270	33,642	38,68835	223,69
2750	550	185	1900	300	0,0270	40,7069	46,8129	231,81
3000	600	185	1900	300	0,0270	48,4445	55,71122	240,71

La courbe représentative de la conduite en fonction de débit présente dans la figure suivante.

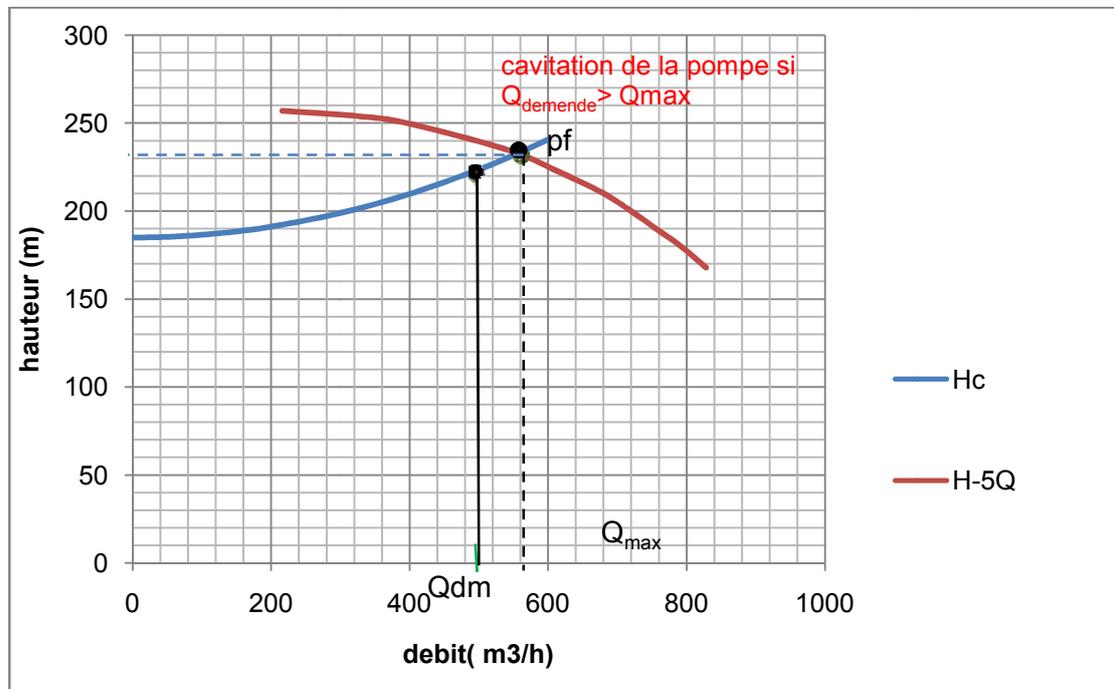


Figure : VI-6 point de fonctionnement de la pompe choisie

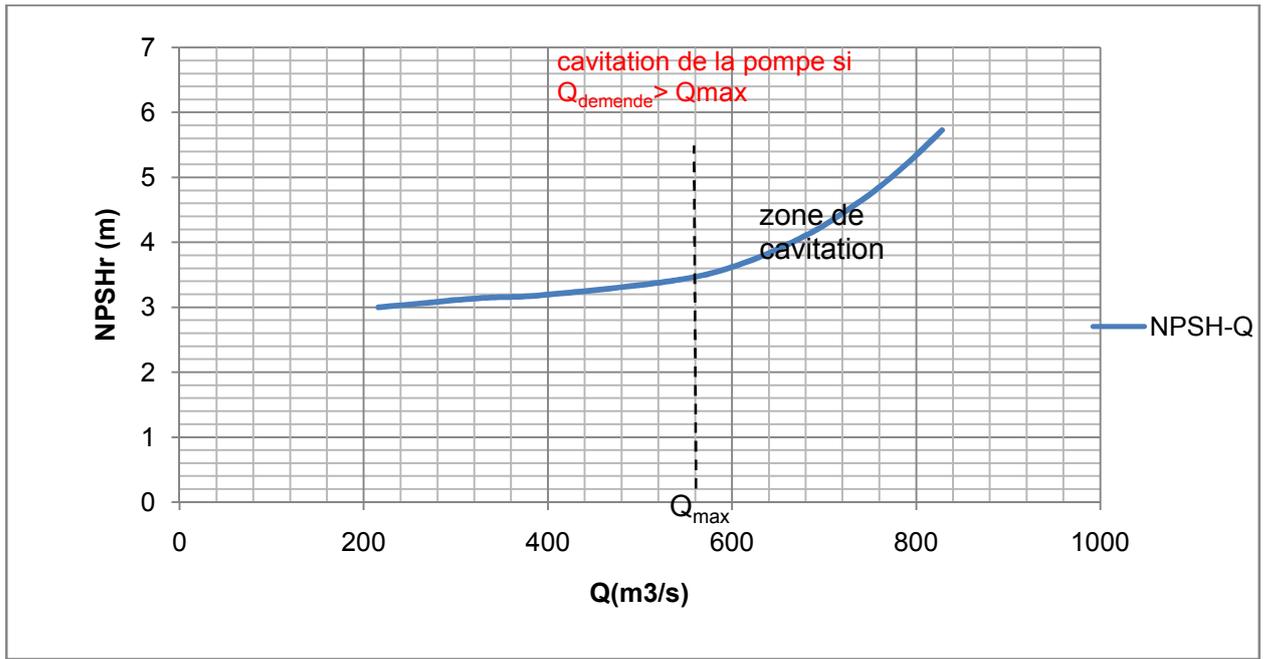


Figure : VI-7 Courbe de NPSHr

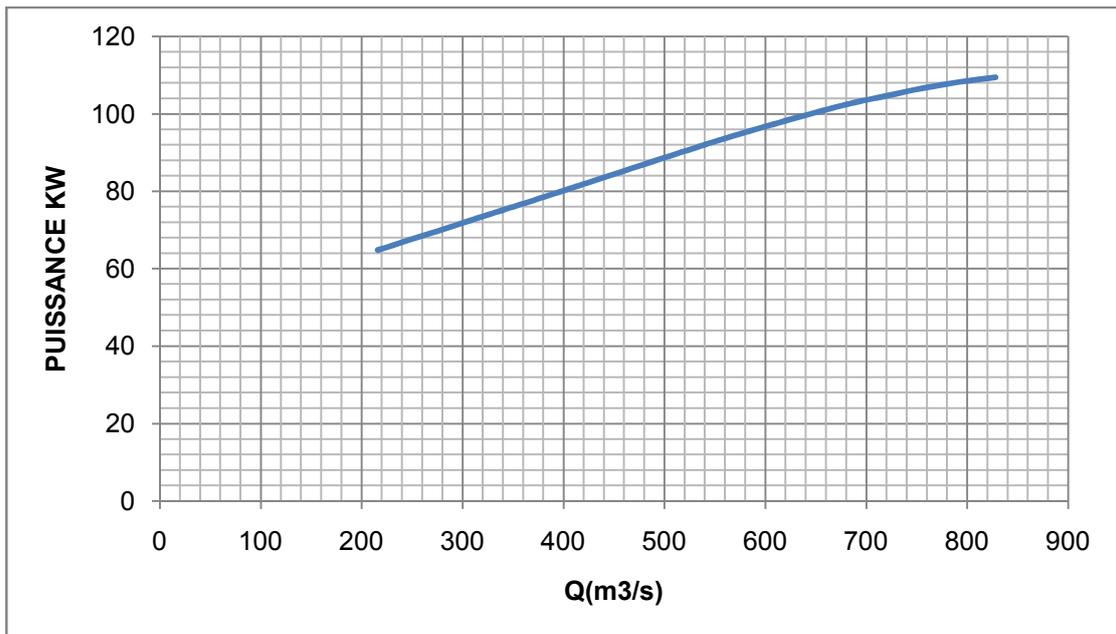


Figure : VI-8 courbe de la puissance de la pompe

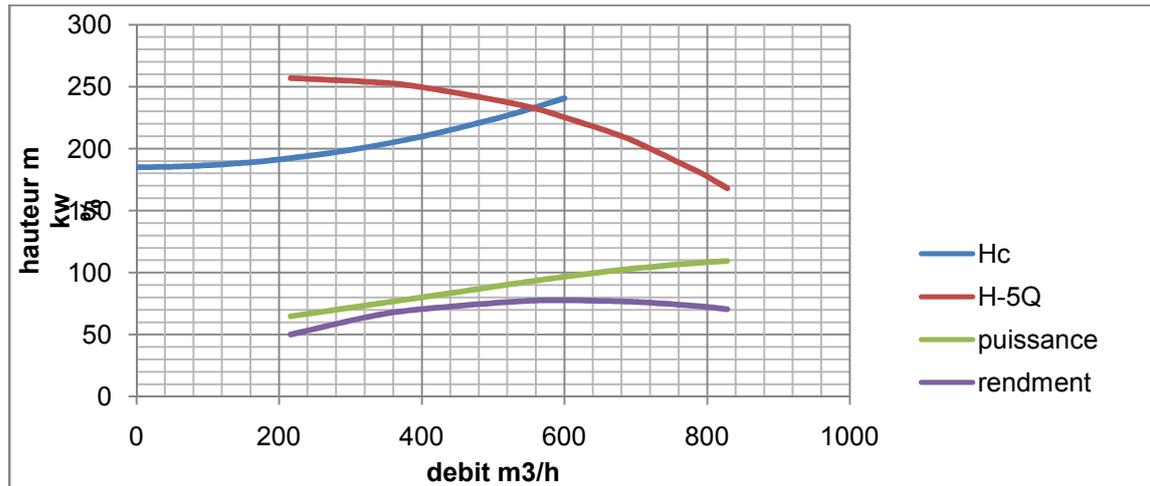


Figure VI-9 différents courbes de pompe(FERDJIOUA)

Quand deux ou plusieurs pompes identiques fonctionnent en parallèle, toujours, une pompe a des meilleures performances. La caractéristique NPSHR (hauteur d'aspiration requis) croît simultanément avec le débit, pendant que la caractéristique NPSHA (charge disponible) décroît en même temps avec la croissance du débit

Donc, il en résulte la condition qu'une pompe n'entre pas dans un régime de cavitation.

Où $K=1,15 \dots 1,3$ - coefficient de sûreté. À la pompe qui produit le plus grand débit apparaîtra le danger du phénomène de cavitation. Le fonctionnement en parallèle demande que le débit minimum établi par toutes les pompes soit satisfait.

VI-8 détermination le type et nombre de pompes à utilise (ROUACHED) :

On utilise le logiciel Caprari pumpTutor pour détermine le type de pompe les résultats sont les suivantes :

Tableau VI-4 caractéristique géométrique(ROUACHED)

Langueur(m)	Débit (l/s)	Hg (m)	HMT
2000	124,14	54,3	61,08

Tableau VI-5 résultats d'après caprari

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	124,14	61,08	MEC-AZRBH 2/125B	61,4	75,9	2900	102	6,23	240
3	41,38	61,08	MEC-AZ 3/80D	62	68,3	2900	110	5,87	180
5	24,83	61,08	MEC-AZ 3/65C	64,6	74,8	2920	116	4,78	160

On choisie la première colonne d'après les critères de choix de nombres des pompes.

VI-9-Courbes caractéristiques de la pompe(ROUACHED) :

Les courbes caractéristique d'une pompe permet à comprendre comment choisie la pompe convenable pour l'importe quelle installation d'un usine de pompage, et de déterminé le point de fonctionnement permet aussi de choisie le type de pompe et le mode de réglage des pompe soit par changement de vitesse, au rognage ...

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs} - Q], [η -Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par les figure suivante :

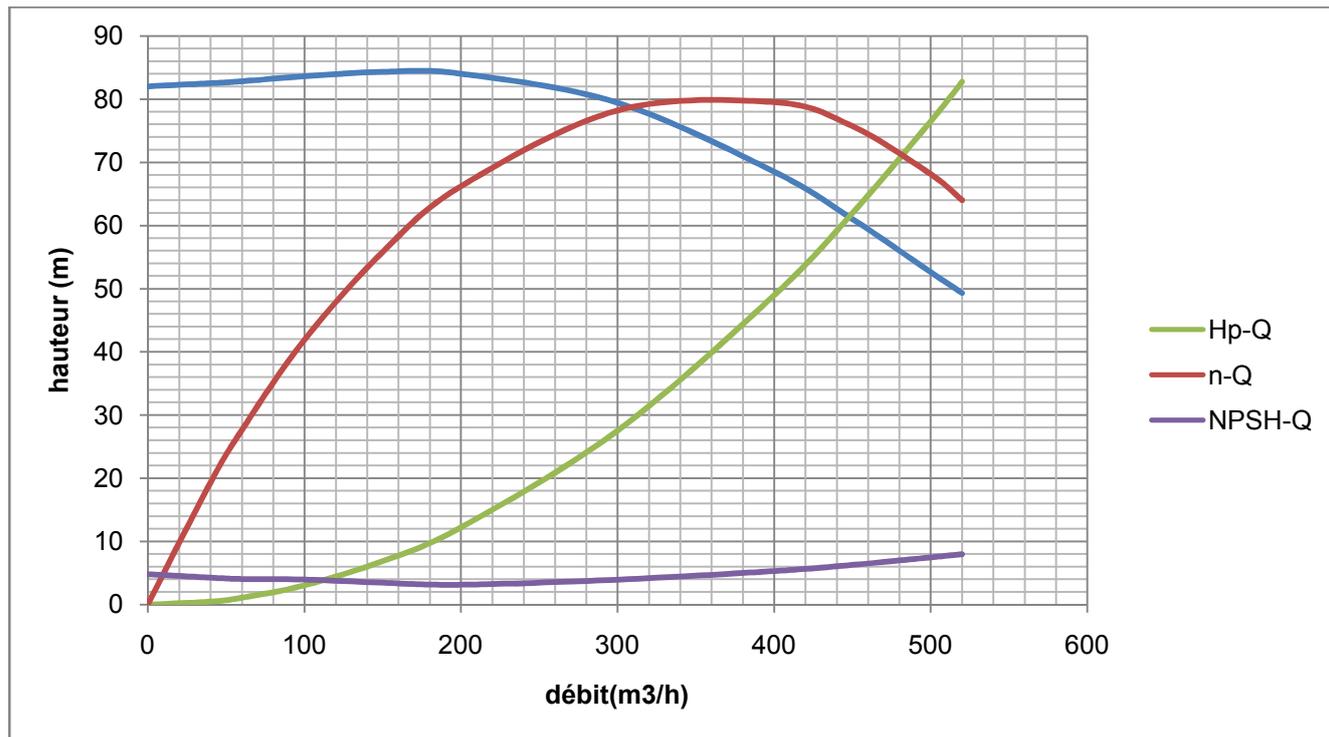


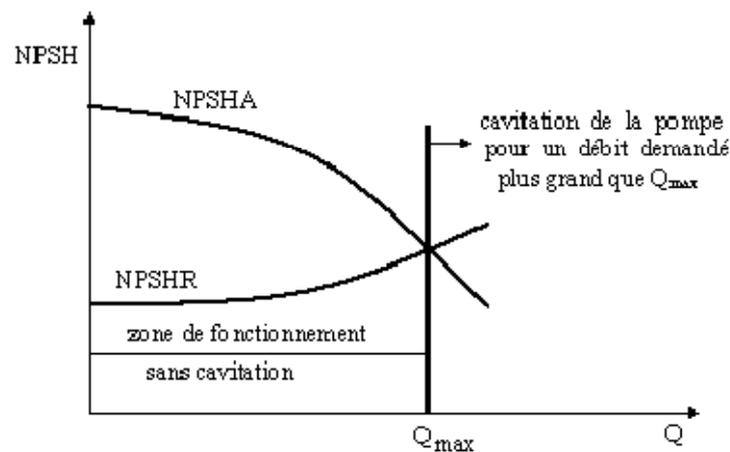
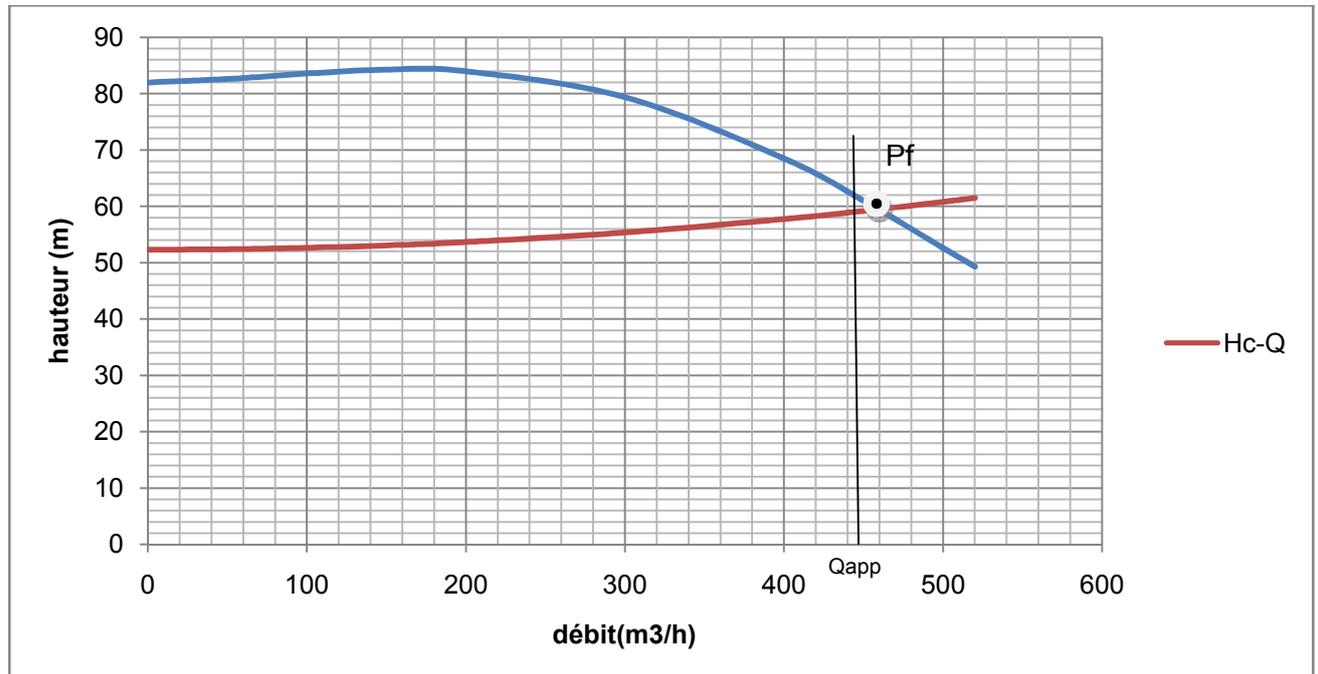
Figure VI-10 différentes courbes caractéristiques de la pompe choisie

VI-10 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement : La courbe caractéristique de la conduite a été déterminé à partir de calcul de diamètre économique le tableau ci-après montrer le calcul de courbe de la conduite.

Tableau VI-6 calcul de la courbe caractéristique de la conduite (ROUACHED)

Q(m³/h)	Hg (m)	L ref	Décon	λ	DHL (m)	Ht(m)	Hc m
0	52,3	2000	400	0,024	0	0	52,3
0,01	52,3	2000	400	0,024	0,047	0,05	52,35
0,02	52,3	2000	400	0,024	0,106	0,12	52,42
0,03	52,3	2000	400	0,024	0,295	0,34	52,64
0,04	52,3	2000	400	0,024	0,665	0,76	53,06
0,06	52,3	2000	400	0,024	1,182	1,36	53,66
0,08	52,3	2000	400	0,024	2,659	3,06	55,36
0,11	52,3	2000	400	0,024	4,727	5,44	57,74
0,13	52,3	2000	400	0,024	5,983	6,88	59,18
0,14	52,3	2000	400	0,024	7,386	8,49	60,79
0,14	52,3	2000	400	0,024	7,989	9,19	61,49

La courbe représentative de la conduite en fonction de débit présente dans la figure suivante.



VI-11- La réalisation du réglage de débit et son rendement. ..

Lorsqu'on admet à faire dimensionner une station de pompage ainsi que le réseau de distribution pour une agglomération on tombe toujours dans un cas des deux :

Cas du débit donné par la pompe est supérieur à la demande de l'agglomération. (Cas excellent)

Cas du débit donné par la pompe est inférieur à la demande de l'agglomération.

1/ Débit pompé > Débit demandé :

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

- 1- Réglage qualitatif : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.
- 2- Réglage quantitatif : (ou bien le vannage) c'est à dire nous fermons un peu le robinet vanne de refoulement.
- 3- Rognage : On rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.
- 4- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes.
- 5- Diminution des heures de pompage.
- 6- Changement complètement du type de la pompe.

2/ Débit pompé < Débit demandé :

Dans ce cas la, il faut faire soit :

- 1- Mode de réglage qualitatif.
- 2- Mode de réglage avec diminution du temps de fonctionnement.

Mode de réglage rognage (diminution de quelque mm le diamètre D_2).

Pour notre pompe P(FARDJIOUA) : qui tourne avec $n=2900$ tr/min donne un débit $Q_{pf}=155,55$ L/s et le débit demandé c'est $Q_d=143,18$ L/s, on a donc : $Q_{pf} > Q_{demande}$

Donc on ait dans le 2^{ème} cas

a) Réglage qualitatif :

On garde les mêmes dimensions et on change le nombre de tours (on change la vitesse de rotation).

$$\frac{Q}{Q_{app}} = \frac{n}{n_{app}} \quad \text{ainsique} \quad \frac{H}{H_{app}} = \left(\frac{n}{n_{app}} \right)^2 \quad \text{Et On a :}$$

$$\left(\frac{Q}{Q_{app}} \right)^2 = \frac{H}{H_{app}} \quad \Rightarrow \quad H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \cdot Q^2$$

$$\text{On pose que } \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = a \quad \text{donc : } H = a Q^2$$

$H = a \cdot Q^2$; s'appelle la courbe de proportionnalité.

On fait tracer cette courbe par le passage de calcul des valeurs de H en

$$\text{fonction de } Q : a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{230,25}{515,448^2} = 0,867 \cdot 10^{-5}$$

Le tableau suivant nous donne le vrai point de fonctionnement de la pompe et son rendement.

Tableau VI-7 calcul de la courbe de proportionnalité

Q ² (m3/s)	a	H(m)
0	0,00086662	0
25	0,00086662	0,02166555
1600	0,00086662	1,3865952
3600	0,00086662	3,1198392
10000	0,00086662	8,66622
16900	0,00086662	14,6459118
22500	0,00086662	19,498995
40000	0,00086662	34,66488
90000	0,00086662	77,99598
160000	0,00086662	138,65952
250000	0,00086662	216,6555
302500	0,00086662	262,153155
360000	0,00086662	311,98392

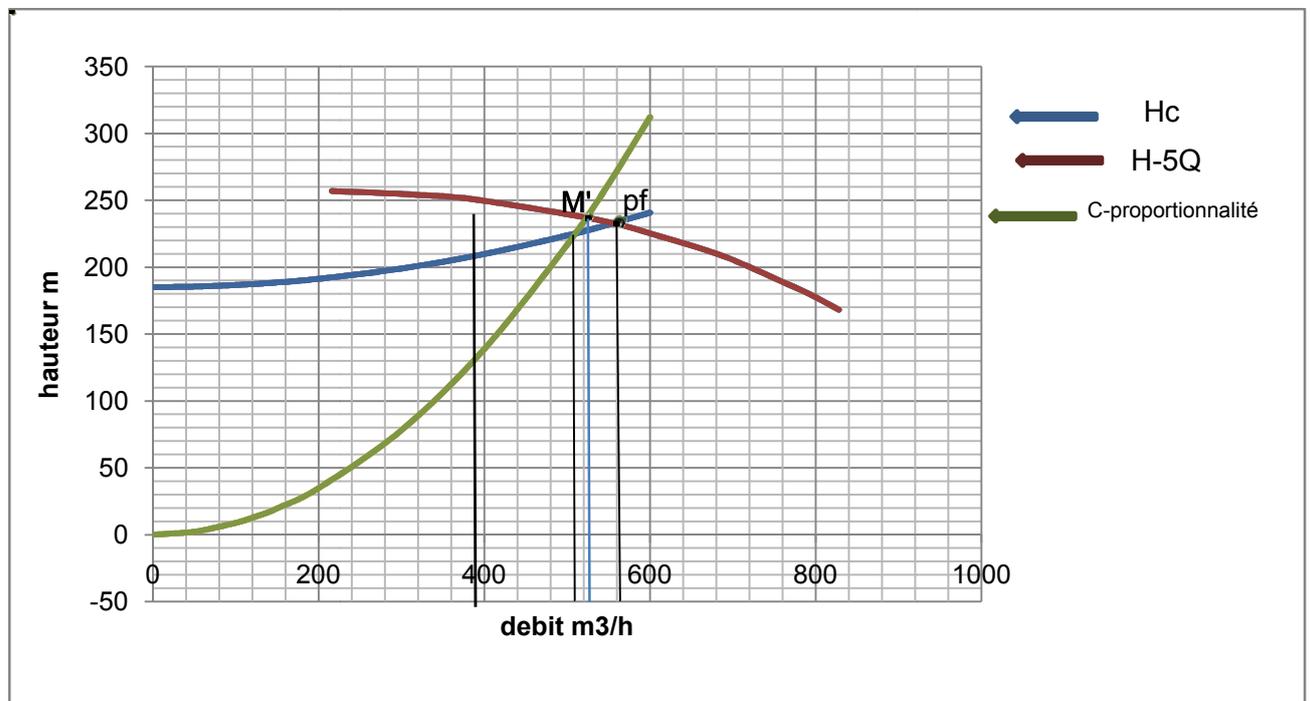


Figure VI-13 courbe de proportionnalité

La nouvelle vitesse de rotation $n = N \frac{H_{app}}{H} = 2782 \text{ tr/min}$

$$n = N \frac{Q_{app}}{Q} = 3079 \text{ tr/min}$$

On prend la valeur min donc la nouvelle vitesse est $n = 2782 \text{ tr/min}$

b) Réglage par vannage : fermeteur progressive de la vanne pour crée une perte de charge singulière supplémentaire au niveau de la vanne H_v

Avant vannage $H_c = H_g + \sum h$

Après vannage $H_c = H_g + \sum h + H_{vannage}$

Le rendement après vannage ça sera :

$$\eta_{ap, van} = \eta_{av, van} * \frac{H_{avant, vannage}}{H_{après, vannage}}$$

$\eta_{ap, van}$: Rendement après le vannage (%) ;

$\eta_{av, van}$: Rendement avant le vannage (%) ;

$H_{avant vannage}$: la hauteur manométrique avant vannage (m) ;

$H_{près vannage}$: la hauteur manométrique après vannage, avec :

$$H_{après vannage} = H_{avant vannage} + h_v$$

h_v : perte de charge engendré par la fermeture de la vanne de refoulement,

$$\begin{aligned} h_v &= H'_c - H_{avant, vannage} \\ &= 240 - 237 = 3 \text{ m} \end{aligned}$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit demandé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_p en (m).

$$\eta_{ap, van} = 76,6 * \frac{237}{240} = 65,64 \%$$

La chute de rendement $76,5 - 65,64 = 10,86 \%$

La puissance absorbée après vannage

$$P = 230 * 9,81 * 0,143 * 0,6564 = 98,3 \text{ kW}$$

d

donc la chute de la puissance $= 110 - 98,3 = 11,7 \text{ kW}$

On fait tracer cette courbe par le passage de calcul des valeurs de H en

fonction de Q :
$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{61,08}{124,14^2} = 0,396 \cdot 10^{-5}$$

Le tableau suivant nous donne le vrai point de fonctionnement de la pompe et son rendement.

Tableau VI-8 calcul de la courbe de proportionnalité

Q ² (m ³ /s)	a	H(m)
0	0,00031	0
40	0,00031	0,4896
60	0,00031	1,1016
100	0,00031	3,06
150	0,00031	6,885
200	0,00031	12,24
300	0,00031	27,54
400	0,00031	48,96
450	0,00031	61,965
500	0,00031	76,5
520	0,00031	82,7424

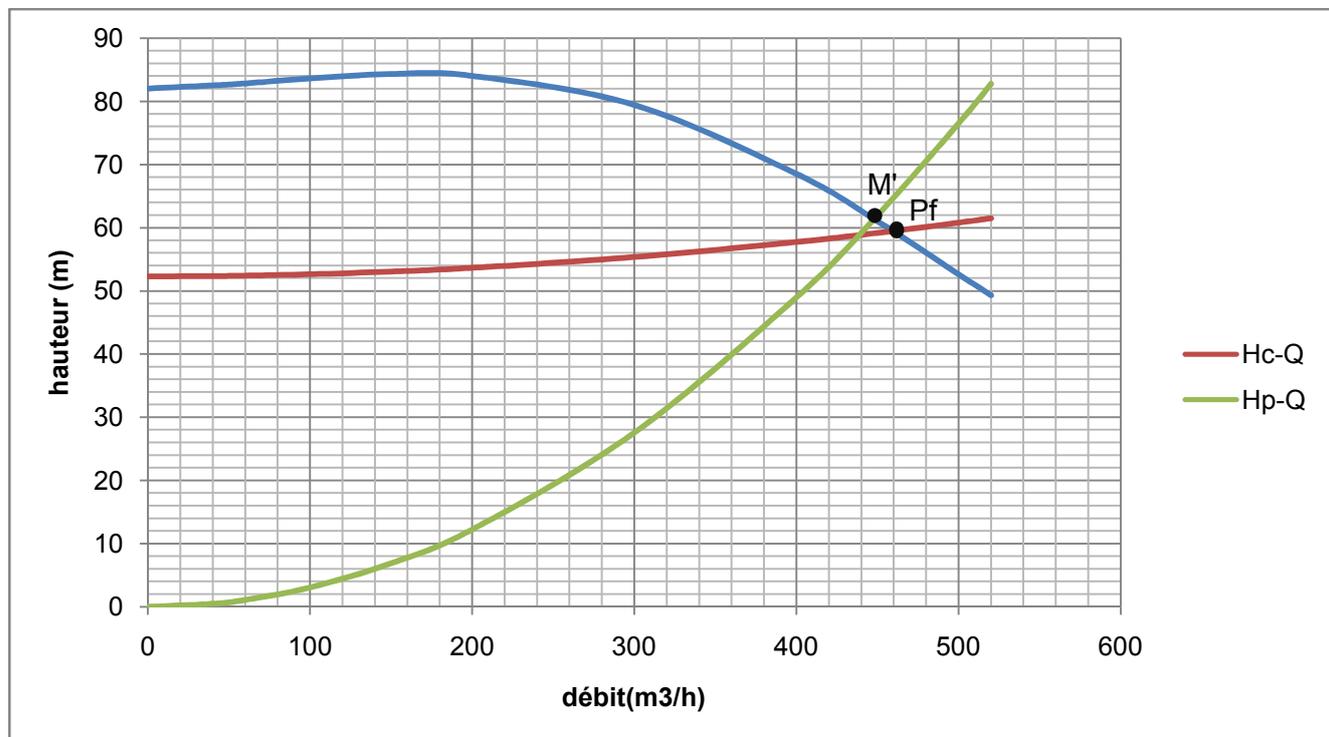


Figure VI-14 courbe de proportionnalité

La nouvelle vitesse de rotation $n = N \frac{H_{app}}{H} = 2854 \text{ tr/min}$

$$n = N \frac{Q_{app}}{Q} = 2869 \text{ tr/min}$$

On prend la valeur min donc la nouvelle vitesse est : $n = 2869 \text{ tr/min}$

VI-12 Calage des pompes :

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R$$

$(NPSH)_R$: Charge nette d'aspiration requise, elle est donnée par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_R + r \quad (\text{V-16})$$

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

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

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_R + r - P_{at} + h_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (\text{VI-17})$$

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (\text{VI-18})$$

Avec : H : altitude de la station.

h_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau VI-9: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (VI-19)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la

Conduite d'aspiration moyennant la formule IV-17 (chapitre IV).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V-20)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration principale ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration secondaire ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V-21)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

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

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V-22)$$

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

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration, donné en première approximation :

$$D_a = (1,2 - 1,5) * d_a \quad (\text{mm}) \quad (V-23)$$

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

➤ **Calage de la pompe (ROUACHED)**

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration afin d'éviter la cavitation.

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} h_{asp}^{adm} + r \quad (V-24)$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_R + h_{inc} \quad (V-25)$$

C_p : côte du radier de réservoir (mNGA) ;

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

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

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6,23$ m Tableau(VI-12)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 305,7 \Rightarrow P_{at} = 9,91$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * da$
 $da = 100$ mm (annexe V-2-B)

Donc : $D_a = 1,25 * 180 \Rightarrow D_a = 225$ (mm)

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 145}{3,14 * 0,225^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1$ (m/s)

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{0,001735 * 2 * 145^2}{(0,225)^{5,3} * (3600)^2} = 0,015m \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,015m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,015 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,018m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 6,23 + 0,3 - 9,91 + 0,24 + \frac{1^2}{2 * 9,81} + 0,018 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 3,07$$
 m

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 305,7 + 3,07 \Rightarrow \nabla_{\min} = 308,77 \text{ mNGA}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{\text{axe}} = 308,77 - (-3,07) + 0,3 \Rightarrow$
- $\nabla_{\text{axe}} = 312,14 \text{ m}$

➤ **Calage de la pompe (FARDJIOUA) :**

- La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 3,37 \text{ m}$ Tableau(VI-12)
- La pression atmosphérique : $P_{\text{at}} = 10,33 - 0,00139 * 490 \Rightarrow P_{\text{at}} = 9,65 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * da$
 $da = 190 \text{ mm}$

Donc : $D_a = 1,25 * 190 \Rightarrow D_a = 237,5 (\text{mm})$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 143,18}{3,14 * 0,2375^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,9 (\text{m/s})$

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

$$\Delta h_p^{\text{lin}} = \frac{0,001735 \times 2 \times 143,18^2}{(0,2375)^{5,3} \times (3600)^2} = 0,011 \text{ m} \Rightarrow \Delta h_p^{\text{lin}} = 0,011 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{\text{asp}} = 1,15 * 0,011 \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}} = 0,011 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 3,37 + 0,3 - 9,65 + 0,24 + \frac{0,9^2}{2 * 9,81} + 0,011 \Rightarrow h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = - 5,59 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 490 + 5,59 \Rightarrow \nabla_{\min} = 495,59 \text{ mNGA}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{\text{axe}} = 495,59 - (-5,59) + 0,3 \Rightarrow$
- $\nabla_{\text{axe}} = 500 \text{ m}$

CONCLUSION :

Après le choix des pompes et leur nombre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes, tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage et de bonne disposition des pompes.

CHAPITRE VII- Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer le cout et le volume des travaux qui permet de déterminé la méthode la plus convenable et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

Les différents travaux à réaliser pour un projet de réseau d'adduction de l'eau potable sont :

- La projection d'une conduite d'adduction : de la station de traitement d'Ain TINN jusqu'à la daïra de FARJIOUA.
- La constriction de deux stations de pompage sur la cote 449m NGA pour refoulé l'eau à FARJIOUA et sur 494,41NGA pour refoulé l'eau à ROUACHED.
- la construction de la station de traitement : détermination les couts d'implantation et excavation.

-la construction des réservoirs projetés : les prix de l'excavation et réalisation
Les prix unitaires sont établis sur la base des consultations de fournisseurs Algériens et étrangers et des marchés de travaux et fournitures de tuyaux et d'équipements qui sont réalisés avec les différents organismes publics (ANBT, ...). Les prix sont actualisés aux conditions économiques.

VII-1 Travaux concernant l'adduction :

Les taches et les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction qui reliait Ain TINN avec FERDJIUOA sont :

a) Exécution des tranchées :

Opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations de la terre et de la roche avec des machines de terrassement. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à coté de la tranchée pour faciliter le remblai, la tranchée doit être de 0,6D m de deux cotés de la conduite. L'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) Pose du lit de sable :

Opération pour bute à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15 à 20cm dans notre cas qui permet le drainage des eaux au fond de la conduite pour diminuer le contact eau conduite qui augmente la corrosion.

c) Pose des conduites :

La descente des conduites dans le tranché, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage (belle) avec un câble dur et solide, dans le fond du tranché. On vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites et d'assurer une bonne résistance.

d) Epreuve de joint et de la canalisation :

On l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de supérieur de 1bar et on augmente jusqu'à avoir une pression nominal de la conduite .fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement et à partir de ça on déterminé la pression supporté par les joints.

e) Remblayage des tranchées :

Enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation si de bonne qualité si non on ramenée des quantités de remblai spécial à des zone d'empreinte plus proche pour sécurisé bien notre conduite.

f) Nivellement et compactage :

Nivellement pour implanté la station de pompage et la station de traitement, qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et d'éviter le tassement par la suite et pour la conduite il suffit que le nivellement.

VII-2Choix des engins de terrassement :

Les engins de terrassement pour réalisé ce projet sont de différentes qualités et comme suit :

a)La niveleuse :

La première opération pour la construction du bâtiment de la station de pompage c'est le découpage de terre végétale sur des faibles profondeurs.

Dans ce cas nous allons utiliser la niveleuse automotrice.

Les niveleuses qui entretiennent les pistes du chantier en nivelant le sol avec Leur lame. Elles participent également aux réglages des différentes couches des Plates-formes routières ou ferroviaires et peuvent être équipées de système GPS ou de système 3D afin d'obtenir une précision des couches de l'ordre du centimètre.

b) La pelle et le chargeur ou la chargeuse :

Les engins de chargement de matériaux :

Les pelles, dont le poids peut atteindre 100 tonnes, sont équipées d'un godet d'une

Capacité maximale de 6 m³, et les chargeuses, qui, grâce à leur godet frontal,

Soulèvent, transportent et déchargent des matériaux sur de courtes distances.

Rapides et mobiles, elles sont fréquemment utilisées dans les carrières.

c) Les décapeuses : Les décapeuses automotrices, qui raclent le sol à l'aide d'un bulldozer pousseur et emmènent les matériaux directement vers les zones de remblais.

Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail

Comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ; et aussi temps de remise en position de déblais.

d) Les engins de transport des matériaux : Les camions rigides, dont la capacité de la benne peut atteindre 35 tonnes.

Les camions articulés, pouvant circuler sur des terrains accidentés

Les camions routiers, pour les transports plus longs.

e) Matériels de compactage : Après les travaux de réalisation des semelles et les demi-poteaux il faut faire le remblayage de la fouille et le bien compacté. Même chose pour le remblayage des cases entre les longrines, donc on a besoin d'un engin de compactage au niveau de réalisation de station de pompage. Et puisque la station de pompage elle besoins pour fine les terrassements un compacteur.

VII-3 calcul du volume des conduites :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VII.1})$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.2})$$

Tableau VII-1 Calcul le volume de déblai des conduites d'adduction

D (mm)	L (m)	B(m)	H(m)	S (m)	V (m3)
900	7250	2,1	2	4,2	30450
800	1200	2	2	4	4800
700	2057	1,9	1,8	3,42	7034,94
700	5883	1,9	1,8	3,42	20119,86
630	7843	1,9	1,8	3,42	26823,06
500	5608	1,8	1,8	3,24	18169,92
400	4840	1,7	1,7	2,89	13987,6
400	4346	1,7	1,7	2,89	12559,94
315	2150	1,6	1,6	2,56	5504
315	1900	1,5	1,6	2,4	4560
250	350	1,5	1,6	2,4	840
160	700	1	1,6	1,6	1120
315	2550	1,5	1,6	2,4	6120
400	2000	1,7	1,7	2,89	5780
315	935	1,5	1,5	2,25	2103,75
250	6665	1	1,5	1,5	9997,5
500	438	1,8	1,8	3,24	1419,12
500	4500	1,8	1,8	3,24	14580
500	4000	1,8	1,8	3,24	12960

Volume total $V_t=198929,69 \text{ m}^3$

Tableau VII-2 prix en fonction de la nature de matériaux

Nature de terrain	Prix unitaire (DA/m3)
Terrain meuble	250
Terrain semi-rocheux	1200
Terrain rocheux	2800
Sable	2000
Remblais	150

Comme la longueur du l'adduction est très longue en peut pas savoirs le type des sols, alors par convention en prend la moyen des prix= 4250 DA/m^3

Alors le prix total de déblai = $198929,69 \text{ m}^3 * 4250 \text{ DA/m}^3 = 845451183 \text{ DA}$

Lit de sable $V_s = b * e * L$

(VII-4)

Tableau VII-3 Volume de lit de sable

D (mm)	L (m)	B(m)	e(m)	V (m3)
900	7250	2,1	0,2	3045
800	1200	2	0,2	480
700	2057	1,9	0,2	781,66
700	5883	1,9	0,2	2235,54
630	7843	1,9	0,2	2980,34
500	5608	1,8	0,2	2018,88
400	4840	1,7	0,2	1645,6
400	4346	1,7	0,2	1477,64
315	2150	1,6	0,2	688
315	1900	1,5	0,2	570
250	350	1,5	0,2	105
160	700	1	0,2	140
315	2550	1,5	0,2	765
400	2000	1,7	0,2	680
315	935	1,5	0,2	280,5
250	6665	1	0,2	1333
500	438	1,8	0,2	157,68
500	4500	1,8	0,2	1620
500	4000	1,8	0,2	1440
total m3				22443,84

Le prix = $V_{\text{sable}} \times \text{prix (u)} = 22443,84 \times 2000 = 44887680 \text{ DA}$ $P_{\text{sable}} = 44887680 \text{ DA}$

Calcul le prix de remblai

Volume de remblai = $V \text{ déblai} - V \text{ conduite} - V_{\text{lit(s)}}$

Tableau VII-4 volume de la conduite

D (mm)	L (m)	S (m ²)	V (conduite)m3
900	7250	0,63585	4609,9125
800	1200	0,5024	602,88
700	2057	0,38465	791,22505
700	5883	0,38465	2262,89595
630	7843	0,3115665	2443,61606
500	5608	0,19625	1100,57
400	4840	0,1256	607,904
400	4346	0,1256	545,8576
315	2150	0,07789163	167,4669938
315	1900	0,07789163	147,9940875
250	350	0,0490625	17,171875
160	700	0,020096	14,0672
315	2550	0,07789163	198,6236438
400	2000	0,1256	251,2
315	935	0,07789163	72,82866938
250	6665	0,0490625	327,0015625
500	438	0,19625	85,9575
500	4500	0,19625	883,125
500	4000	0,19625	785
total m3			15915,298

$$V_{\text{remblai}} = 198929,69 - 15915,298 - 22443,84 = 160570,55 \text{ m}^3$$

$$\text{Le prix de remblai} = 160570,55 * 150 = 24085582,5 \text{ DA}$$

$$P_{\text{remblai}} = 24085582,5 \text{ DA}$$

Tableau VII-5 prix total des travaux d'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité(DA)
1	Déblais	DA	845451183
2	Lit de sable	DA	44887680
4	Remblais	DA	24085582,5
		Prix total des travaux de l'adduction	914424445,5

Et pour les travaux génie civile sont résumé dans le tableau

Tableau VII-6 prix des travaux génie civile et les équipements des ouvrages construire

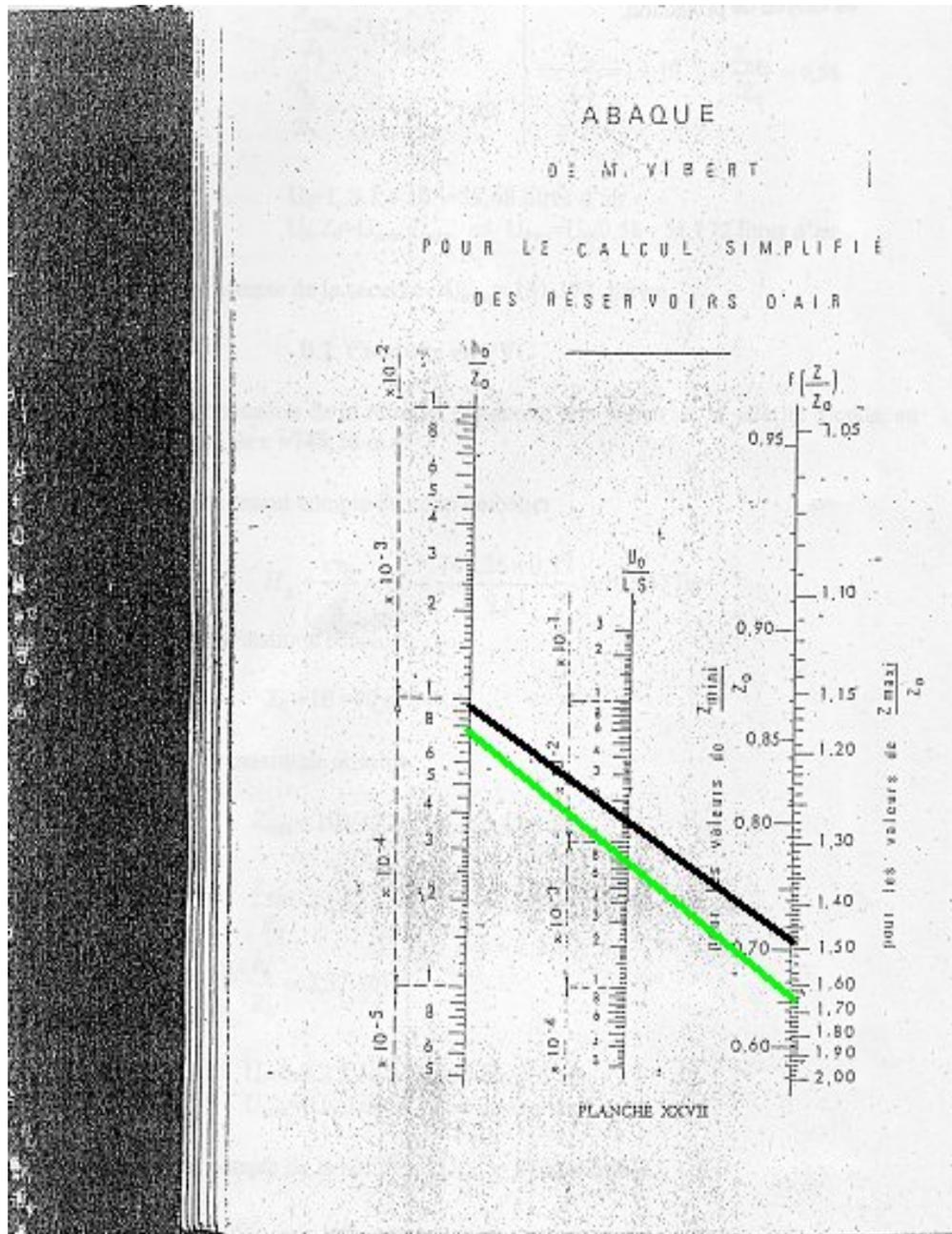
Description du prix	Total DA
GENERALITES	30 590 000
Génie civil réservoirs et brise charge	165 518 300
Equipements réservoirs et brise charge	29 444 288
TOTAL RESERVOIRS ET BRISE CHARGE	194 962 588
Station de traitement	1 844 387 248
Génie civil stations de pompage	12 279 170
Equipements stations de pompage	64 989 879
Electrification	11 236 320
TOTAL STATIONS DE POMPAGE	1932892617
Le transport	2 160 768
TOTAL	2 160 605 973

Conclusion : les prix qui a été établi sont des prix de quelque taches de projet d'un prix =3 075 030 418,50DA et tous cette argent suite à la politique des eaux en Algérie qui consiste d'abattre le manque d'eau et de le satisferei pour l'horizon future car nous avons dans un monde très besoins à cette matière la très sensible pour la vie.

Références Bibliographiques

- [1] M.CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles.Paris
1972. P 289.
- [2] B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH. Blida, 1993
P 11, 27, 29,31, 35, 36, 37,128.
- [3] A. DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris.1977
P 237, 260,267, 275,280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [4] H. GODART « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I.
1995, P 10, 16, 18, 25.
- [5] M. MEUNIER « les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous
pression » édition dunod, paris.1950. P77.
- [6] CAPRARI « pompes multicellulaires à haute pression ».

Anexe : Abaque vibert



la fraction horaire du débit maximum journalier.

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



GROUPE K-PLAST

FABRICATION DE TUBES PVC et PE



UNITE TUBE

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)

Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	-			PE80
13003	Ø25	-	38,28	42,45	PE80
13006	Ø32	-	48,35	56,57	PE80
13009	Ø40	2.0	64,6	75,58	PE80
13012	Ø50	2.4	98,25	114,95	PE80
13015	Ø63	3.0	160,25	187,49	PE80
13018	Ø75	3.6	225,21	253,49	PE80
13022	Ø90	4.3	296,03	346,35	PE100
13025	Ø110	4.0	357,86	418,70	PE100
13040	Ø125	-	473,08	553,50	PE100
13050	Ø160	5.8	770,85	801,89	PE100
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17	PE100
13056	Ø250	9.1	1 950,00	2 281,5	PE100
13042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6	PE100
3039	Ø400	14.5	5 134,24	6 007,06	PE100
3051	Ø500	19.1	6 938,13	8 117,61	PE100
3052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
Code	Diam Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513000	Ø20		29,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
P3513013	Ø50	3.7	135,26	158,25	PE80
P3513016	Ø63	4.7	209,69	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5.6	300,50	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7.4	660,13	772,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43	PE100
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47	PE100
P3513038	Ø400	23.7	6 698,74	7 837,53	PE100
P3513049	Ø500	29.7	10 152,51	11 878,44	PE100
P3513048	Ø630	37.4	15 738,79	18 414,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
01	Ø20	2.3	32,18	37,66	PE80
05	Ø25	2.8	50,85	59,49	PE80
08	Ø32	3.6	78,51	91,86	PE80
11	Ø40	4.5	120,95	141,51	PE80
14	Ø50	5.6	188,28	220,29	PE80
17	Ø63	7.1	297,95	348,60	PE80
20	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
24	Ø90	8.2	510,71	597,53	PE100
27	Ø110	10.0	757,19	885,91	PE100
29	Ø125	11.4	967,90	1 132,44	PE100
32	Ø160	14.6	1 560,00	1 825,20	PE100
34	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24	PE100
35	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,55	PE100
36	Ø315	28.6	5 850,00	6 844,50	PE100
37	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40	PE100
38	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87	PE100
39	Ø630	57.2	23 123,50	27 054,50	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
Code	Diam Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47	PE100
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20	PE100
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,84	PE100
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40	PE100
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70	PE100
P3513109	Ø110	12.3	948,86	1 110,17	PE100
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22	PE100
P3513111	Ø160	17.9	1 947,59	2 278,68	PE100
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39	PE100
P3513113	Ø250	27.9	4 846,33	5 670,21	PE100
P3513114	Ø315	35.2	7 585,88	8 875,48	PE100
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 188,74	PE100
P3513084	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,56	PE100
	Ø630	-			PE100

* Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ML.
 * Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
 * Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ML.

Industriel setif TEL: 036 92 41 12 / 93 01 80 FAX : 036 93 58 60

SARL K-PLAST
 Transformation de Plastique
 Cité du 1^{er} Novembre 1954
 Bougara SETIF 6
 Un "K" à retenir...

HICHEM FELKAOU: 05.61.60.00.27