

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 du systeme d'adduction pour les agglomerations de
Chadia, Bouhlel et Gheriana a partir du barrage El Agrem (w.
Jijel) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-17

APA Citation (توثيق APA):

Boumar, Ahmed (2017). Etude du systeme d'adduction pour les agglomerations de
Chadia, Bouhlel et Gheriana a partir du barrage El Agrem (w. Jijel)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AEP

THEME

**ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION POUR LES
AGGLOMERATIONS DE CHADIA, BOUHLEL ET GHERIANA
A PARTIR DU BARRAGE EL-AGREM (W.JIJEL)**

Présenté Par :

Mr : BOUNAR AHMED

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} . MEDDI Hind	M.C.A	Président
Mr. DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
Mr. HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Examineur
M ^{me} . SALHI Chahrazed	M.A.A	Examineur
Mr. KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Promoteur

Juin - 2017

Remerciements

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Mes chers parents, mes frères et ma sœur pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

Ma promotrice M^r O.KHODJET-KESBA pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

Mes remerciements vont également à :

Mr. B. SALAH, Mr. A.AMMARI, M^{me} O.MOKRANE

M^{me} L.KADI, Mr. S.HANNICHE, Mr. L. YAICHE

J'adresse également mes sincères remerciements à :

M^{me}. H.MEDDI qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury : - Mr. DERNOUNI.Y

-Mr. HACHEMI.A

- M^{me}. SALHI.C

qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Dédicace

A la suite de cette étape de ma vie j'aimerais porter une pensée et me rappeler de ces personnes qui ont partagé avec moi les bons moments de ma vie mais surtout les mauvais. Ces personnes qui m'ont aidé et soutenus sans conditions, qui m'ont aimé et crus en moi et à qui mon bonheur et ma joie reviennent de droit.

Je dédie ce modeste travail :

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

A mon frères et ma Sœurs KARIM et RIMA qui m'ont soutenu et aidé de manière tant physique que morale

A DJALILE et RATYLE

A tous mes amis sans exception et spécialement à Adel, Ismail, Tarek, Mohamed, Omar, Ahmed, Nacer, Hichem, Walid, Rostom et Mouetez.

BOUNAR Ahmed

ملخص :

يهدف هذا المشروع لتزويد منطقة شادية، بوهلال و غريانة بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من محطة تطهير المياه القادمة من سد العقرم المتواجد بولاية جيجل حيث تعرف هاته المنطقة حاليا نقصا كبيرا في المياه الصالحة للشرب وهذا النقص راجع إلى قلة الموارد المائية و تطور الحياة المعيشية . يدخل هذا المشروع في نطاق المشاريع المبرمجة من طرف الدولة الجزائرية للحفاظ على الثروة المائية, هذه الدراسة تتطرق إلى تحديد أبعاد الأنابيب, حجم الخزانات, محطات الضخ, ووضع وسيلة لحماية أنابيب الدفع خاصة من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية و تحديد طريقة انجاز المشروع مع تبين مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé :

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable des agglomérations de CHADDIA, BOUHLEL et GHERIANA à partir de la station de traitement d'EL-AGREM Wilaya de JIJEL. Ce projet rentre dans le cadre des grands projets consentis par l'état Algérien pour valoriser la ressource hydrique et approvisionner les populations surtout que la région concernée recense un manque accrue d'eau potable, et ce en raison de l'explosion démographique et de l'amélioration du niveau de vie. Cette étude consiste à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

Abstract:

The purpose of our project is to supply the city of CHADDIA, BOUHLEL and GHERIANA with drinking water from the EL-AGREM's treatment station of the JIJEL city. This area suffers from a lack of drinking water due to the important demographic explosion as well as to the development of the living standards. This project comes within the framework of major projects initiated by the Algerian state in order to protect the water resources. This study consists on dimensioning the adduction system (including the storage tanks, and the pumping station), protect our conduits against the water hammer and implement an action plan for the execution of the project.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1. Historique de la région.....	2
I.2 Situation topographique	3
I.3.Situation climatique	3
I.3.1. Température	4
I.3.2. Humidité de l'air	4
I.3.3. Vent.....	5
I.3.4.Précipitations :	5
II.1.Situation géologique	6
II.2. Sismique	6
III. Densité de végétation	7
IV. Pentes	8
V. Situation hydraulique	9
Conclusion.....	10

Chapitre II : Qualité et traitement de l'eau

Introduction	10
II.1 La source.....	10
II.2 caractéristiques du barrage EL-AGREM.....	10
II.3 La station de traitement d'El Agrem	11
II.3.1 Equipement de la station et procédé de traitement	11
III. Normes de potabilité	17
III.1 Définition d'une norme:	17
III.2. Réglementation:	17
IV. Qualité de l'eau	18
Conclusion.....	18

Chapitre III : Estimation des besoins

Introduction :	19
I.1. Projection du développement démographique	19
I.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude	19
I.3. Estimation des besoins en eau potable	20
I.3.1 Estimation des besoins domestiques journalière	22
I.3.2 Estimation des besoins moyens administratifs	22
I.3.3 Besoins culturels et sportifs actuels	22
I.3.4 Estimation des besoins moyens scolaires	23
I.3.5 Besoins sanitaires	23
I.3.5 les besoins en eau pur les différents usages	23
I.4 Estimation des pertes et le gaspillage	24
I.5 Les besoins totaux	24
II Etude de variation des débits	24
II.1. Variation de la consommation journalière	24
II.1.1. Variation de la consommation maximale journalière	24
II.1.2 .Variation de la Consommation minimale journalière	25
II.2 .Variation de la consommation horaire	26
Conclusion	33

Chapitre IV : Etude d'adduction

Introduction	34
I.1. Type d'adduction	34
I.1. 1. Adduction gravitaire	34
I.1.2. Adduction par refoulement	34
I.1.3. Adduction mixte	35
I.2. Type d'écoulement	35
I.3 Critères du choix du tracé de l'adduction	35
I.4. Choix du matériau de la conduite	36
II.1. Calcul hydraulique, cas de refoulement	38
II.2. Hauteur manométrique totale	39
II.3. Puissance de pompage	40

II.4. Energie consommée par le pompage	40
II.6. Frais d'amortissement.....	41
II.7. Frais d'exploitation	42
III. Cas gravitaire.....	42
IV.1 Etude des variants	44
IV.2 Proposition des variantes	44
IV.8 Calcul des paramètres hydrauliques.....	45
IV.8.1.1 Tronçon SP –SR1	45
IV.8.1.2 Tronçon SR1 –R500 Bouhlel.....	47
IV.8.2.1 Tronçon SP –SR1	48
IV.8.2.2 Tronçon SR1 –R500 Bouhlel.....	50
IV.8.3Partie II R 500 Bouhlel- R Gheriana.....	51
IV.8.3.2 Tronçon SR2 – R Gheriana.....	53
IV.8.4.1 Tronçon R500 Bouhlel – SR2.....	55
IV.8.4.2 Tronçon SR2 –R500 Gheriana.....	56
IV.8.5 comparaison entre les variantes	58
IV.8.5.1 Partie I.....	58
IV.8.5.2 Partie II.....	58
V. Dimensionnement d'adduction gravitaire R.BOUHLEL-R.CHADIA	59
Conclusion.....	60

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction	61
I. Définition	61
I.1. Type de pompe.....	61
I.2 Les pompes centrifuges.....	61
I.3. pompes volumétriques	62
I.4. Turbopompes	63
I.5. Disposition et installation d'une pompe centrifuge.....	63
I.6. Pompe installée en charge.....	63
I.7. Pompe installée en aspiration.....	64
I.8. Choix du type de la pompe	64
I.9 Choix du nombre de pompe.....	65

I.10. Choix de l'emplacement de la station de pompage	65
I.11. Couplage des pompes	65
I.12. Couplage en parallèle.....	66
I.13 Couplage en série.....	66
I.14 Courbes caractéristiques des pompes.....	67
I.15. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	67
I.16 Point de fonctionnement des pompes	68
I.17. Modes de réglage	69
I.18. Cavitation.....	69
I.19. Calage des pompes Centrifuges	71
V.13.2. Côte de la pompe.....	72
II. Moteur d'entraînement	73
II.2 Type de moteur.....	73
II.3. Choix du moteur	73
II.6.La puissance du moteur	74
III. Application sur les stations de pompage de la zone :.....	74
III.1 Pour la station de pompage de Chaddia	74
III.2. Pour la station de reprise 01	84
III.3. Pour la station SP2	90
III.4. Pour la station SP2	95
IV. Equipements auxiliaire.....	100
Conclusion.....	101

Chapitre VI : Protection des conduites

Introduction	102
I. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	102
I.1. Définition	102
I.2. Cause du coupe de bélier	102
I.3. Risques dus aux coups de bélier	102
I.3.1. Risque de forte pression.....	102
I.3.2. Risque de pression négative.....	103
I.3.3. Fatigues des conduites	103

I.4. Moyens de protection contre le coup de bélier	103
I.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier	106
I.6. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier.....	109
II. Calcul des réservoirs d'air	110
II.1 Application de la methode de VIBERT	111
II.2.Utilisation d'un catalogue de BERGERON	113
II.3. Installation du réservoir d'air	116
III. Coupe de bélier dans les conduites gravitaire :	117
III.1.Protection de la conduite gravitaire R.Bouhele – R.Chadia :.....	119
IV. Protection des conduites contre la corrosion.....	120
Conclusion.....	122

Chapitre VII : Etude de stockage

Introduction	123
I.1. Définition d'un réservoir	123
I.2. Fonction générale des réservoirs.....	123
I.3. Avantages des réservoirs.....	124
I.4. Classification des réservoirs	124
I.5. Choix du type de réservoir.....	125
I.6. Emplacement des réservoirs	126
I.7. Equipement d'un réservoir	126
I.8. Capacité d'un réservoir.....	129
II. dimensionnement des réservoirs.....	130
III. Interprétation des résultats	133
IV. Entretien des réservoirs.....	133
V. Hygiène et sécurité	134
Conclusion.....	134

Chapitre VIII : gestion du projet

Introduction	135
I. Organisation du chantier	135
I.1. Différents travaux à entreprendre	135
I.1.1. Travaux concernant l'adduction	135
I.1.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	135
I.1.3. Travaux concernant les réservoirs	136
I.2. Choix des engins de terrassement	136
I.2. Pose de canalisation	136
I.2.1. Les actions reçues par les conduites	136
II. Pièces spéciales.....	142
III. Estimation quantitative et financière du projet	146
III.1. Estimation quantitative.....	146
III.1.1. Pour les stations de pompage	146
V. Planification des travaux	150
VI. Protection et sécurité du travail (hygiène et sécurité)	154
VI.1. Les causes principales.....	154
VI.2. Prévention	154
Conclusion.....	154

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Coordonnées des stations d'El-Agrem et de Texenna.	4
Tableau I.2 : Moyennes mensuelles des températures (°C) pour la période (2000-2014).....	4
Tableau I.3 : Vents mensuels interannuels dans la zone du projet :.....	5
Tableau I.4 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (en millimètre).	5
Tableau I.5 : Classes de pente dans la région de JIJEL.....	8

Chapitre II : Qualité et traitement de l'eau

Tableau II.1 : Caractéristiques du barrage EL-AGREM Jijel	10
Tableau II.2 : Constitution du lit granulaire	15

Chapitre III : Estimation des besoins

Tableau 1 : Evaluation de la population des agglomérations.	20
Tableau 2 : Typologie des agglomérations selon le nombre d'habitants.....	20

Tableau 3 : Dotation unitaire moyenne journalière	21
Tableau 4 : besoins moyens domestiques	22
Tableau 5 : Estimation des besoins moyens administratifs.....	22
Tableau 6: Estimation des besoins moyen culturels et sportifs.....	22
Tableau 7 : Estimation des besoins moyens scolaires.....	23
Tableau 8 : Estimation des besoins moyens sanitaires.....	23
Tableau 9 Les besoins des agglomérations	23
Tableau 10 Les besoins totaux	24
Tableau 11. Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$ et $Q_{max,j}$:	25
Tableau 12 : variation de la consommation horaire en pourcentage et en fonction du nombre d'habitant	27
Tableau 13 Variation horaire de Chadia	28
Tableau II.14 Variation horaire de Bouhelel.....	30
Tableau 14 Variation horaire de Gheriana	32

Chapitre IV : Etude d'adduction

Tableau .1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	41
Tableau IV.2 : détails sur les variantes :	45
Tableau IV.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP-SR1.....	45
Tableau VI.4 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP-SR1.....	46
Tableau VI.5 : Bilan pour le tronçon SP-SR1	46
Tableau IV.6 : Calcul de la HMT pour le tronçon SR1-S500 Bouhlel	47
Tableau VI.7 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR1-R500 Bouhlel	47
Tableau IV.8 : Bilan total du tronçon SR1- R500 Bouhlel	47
Tableau IV.9 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP-SR1.....	48
Tableau VI.10 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP –SR1.	49
Tableau IV.11 : Bilan total du tronçon SP-SR1	49
Tableau IV.12 : Calcul de la HMT pour le Tronçon SR1 –R500 Bouhlel.....	50
Tableau VI.13 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le Tronçon SR1 –R500 Bouhlel	50
Tableau IV.14 : Bilan total du Tronçon SR1 –R500 Bouhlel	50
Tableau IV.15 : Calcul de la HMT pour le Tronçon R500 Bouhlel –SR2.....	52

Tableau VI.16 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le Tronçon R500 Bouhlel –SR2	52
Tableau IV.17 : Bilan total du Tronçon R500 Bouhlel – SR2	52
Tableau IV.18 : Calcul de la HMT pour le Tronçon SR2 - R Gheriana	53
Tableau VI.19 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le Tronçon SR2 –R Gheriana	54
Tableau IV.21 : Calcul de la HMT pour le tronçon R500 Bouhlel – SR2.....	55
Tableau IV.23 : Bilan total du tronçon R500 Bouhlel – SR2	56
Tableau IV.24 : Calcul de la HMT pour le tronçon SR2 –R Gheriana	57
Tableau VI.25 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le SR2 –R Gheriana	57
Tableau IV.26 : Bilan total du tronçon SR2 –R Gheriana	57
Tableau IV.27 : comparaison entre les deux variantes de la première partie.....	58
Tableau IV.28 : comparaison entre les deux variantes de la première partie.....	59

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau .v1 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P	74
Tableau V.2 : Caractéristiques de la première station de pompage SP1	74
Tableau V.4 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1	75
Tableau V.6 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP	77
Tableau V.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	79
Tableau V.6 : Caractéristiques de la première station de REPRISE SR1	84
Tableau V.7 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SR1 .	84
Tableau V.8 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SR1	85
Tableau V.9 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SR1	86
Tableau V.10 : Caractéristiques de la Deuxième station de pompage SP2.....	90
Tableau V.11: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SR1	90
Tableau V.12 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1	91
Tableau V.13: Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP	92
Tableau V.14 : Caractéristiques de la station de reprise SR2	95
Tableau V.15 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SR295	
Tableau V.16 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SR2.....	96
Tableau V.17 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SR2.....	97

Chapitre VI : protection des conduites

Tableau VI.1 : Comparaison entre les différents moyens de lutte contre le coup de bélier.....	105
Tableau VI.2 : caractéristiques d'adduction.....	112
Tableau VI.3:Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement	112
Tableau VI.4:Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	113
Tableau VI .5 : volume du réservoir anti bélier donnés par le catalogue de Bergeron	116
Chapitre VII : Etude de stockage	
TableauVI.1 : Fonctions d'un réservoir.....	124
Tableau IV.2 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existantes.....	130
Tableau VI.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouhelel	131
Tableau VI.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Gheriana.....	132
Tableau VII .4 : Tableau récapitulatif des résultats.....	133
Chapitre VIII : Gestion du projet	
Tableau VIII.1 : Profondeurs et couleurs des grillages	140
Tableau VIII.2 : Distances entre les différents réseaux	141
Tableau VIII.3 : Calcul des volumes pour les stations de pompage	146
Tableau VIII.4 : Calcul des volumes pour l'adduction.....	147
Tableau VIII.5 : Devis estimatif des travaux	147
Tableau VIII.6 : Devis estimatif de la pose des conduites	148
Tableau VIII.7 : Devis estimatif des pompes et réservoirs anti-bélier.....	148
Tableau VIII.8 : Devis estimatif des réservoirs.....	148
Tableau VIII.9 : Devis estimatif des accessoires	148
Tableau VIII.10 : Travaux pour les stations de pompage	149
Tableau VIII.11 : Travaux pour l'adduction.....	150
Tableau VIII.12 : Travaux pour les réservoirs	151

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure 1 : Plan communal de la wilaya de JIJEL.....	3
---	---

Figure I.2 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel	5
Figure I.3 : Carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes Wilayas.....	7
Figure I.4 : Carte des densités du couvert végétale.....	7
Figure I.5 : Carte des pentes de la région de JIJEL.....	8

Chapitre II : Qualité et traitement de l'eau

Figure II.1 Vu aérienne du barrage EL-AGREM.....	11
Figure II.2 : Appareillage de mesure d'eau brute.....	11
Figure II.3 : Cascade d'aération	12
Figure II.4 : Bassin de coagulation.....	12
Figure II.5 : Processus de coagulation floculation.....	13
Figure II.6 : Clarifloculateurs.....	14
Figure II.7:Schéma d'un épaisseur.....	14
Figure II .8 : Jar test	16

Chapitre III : Estimation des besoins

Figure III.1 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de Chadia .29	
Figure III.2 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération de Chadia.....	29
Figure III.3 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de Bouhelel31	
Figure III.4 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération de Bouhelel	31
Figure III.5 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de Gheriana33	
Figure III.6 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération de Gheriana	33

Chapitre IV : Etude d'adduction

Figure IV.1 : Type d'adduction	34
Figure 2 : Schéma d'une adduction par refoulement	38
Figure 3 : Schéma d'une adduction gravitaire	43
Figure IV.4 : Bilan total du tronçon SP- SR1	46
Figure IV.5 : Bilan total du tronçon SR1- R500 Bouhlel	48
Figure IV.6 : Bilan total du tronçon SP-SR1	49

Figure IV.7 : Bilan total du Tronçon SR1 –R500 Bouhlel	51
Figure IV.8 : Bilan total du Tronçon R500 Bouhlel – SR2.....	53
Figure IV.9 : Bilan total du Tronçon SR2 –R Gheriana.....	54
Figure IV.10 : Bilan total du tronçon R500 Bouhlel – SR2.....	56
Figure IV.11 : Bilan total du tronçon SR2– R Gheriana.....	57

Chapitre V : Etude de pompage

Figure V .1 : Constitution d'une pompe centrifuge	62
Figure V.2 : Schéma d'une pompe volumétrique	62
Figure V.3: Pompe centrifuge Figure V. 4: Pompe axiale	
Figure V.5:Pompe hélicocentrifuge	63
Figure V.6 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge	64
Figure V.7 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration	64
Figure V.8: Couplage de deux pompes en parallèle.....	66
Figure V.9 : Couplage de deux pompes en série.....	67
Figure V.10: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement	68
Figure V.11 : phénomène de cavitation	70
Figure V.12: Graphe représentatif de la plage de fonctionnement	71
Figure V.13 : Calage de la pompe en charge.	72
Figure V.14 : Calage de la pompe aspiration.	72
Figure V.15 : Dimensions de la pompe PM100/2A	76
Figure V.16 : Dimensions de la pompe PM100/2A	76
Figure V.17 : Courbes caractéristiques de la pompe PM100/2A.....	77
Figure V.18 : Schéma de la butée	81
Figure V.19 : équipements en aval.....	81
Figure V.20 : Dimensions de la pompe PM100/2A.....	85
Figure V.21 : Dimensions de la pompe PM100/2A.....	86
Figure V.22 : Courbes caractéristiques de la pompe PM100/2A.....	87
Figure V.23 : dimensions de la pompe PM100/2B	91
Figure V.25 : Courbes caractéristiques de la pompe PM100/2B	92
Figure V.27 : Dimensions de la pompe PM100/4D	97
Figure V.28 : Courbes caractéristiques de la pompe PM 100/4 D.....	98

Chapitre VI : Protection des conduites

Figure VI.1 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement	104
Figure VI.2 : Cheminée d'équilibre	104
Figure VI.3 : Soupape de décharge	105
Figure VI.4 : Schéma de la première phase du coup de bélier	107
Figure VI.5 : Schéma de la deuxième phase du coup de bélier	107
Figure VI.6 : Schéma de la troisième phase du coup de bélier	108
Figure VI.7 : Schéma de la quatrième phase du coup de bélier	109
Figure VI.8 : Schéma des quatre phases du coup de bélier	109
Figure VI.9 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier	110
Figure VI.10: variation de la pression Pour la première station de pompage	114
Figure VI.11: variation de la pression Pour la première station de pompage	114
Figure VI.12 : variation de la pression Pour la première station de pompage	115
Figure VI.13: variation de la pression Pour la première station de pompage	115
Figure VI.14 : Installation du réservoir d'air	116
Figure IV.15 : Etape d'un cycle de variation de pression.	118

Chapitre VII : Etude de stockage

Figure VII.1 : Conduite de distribution	127
---	-----

Chapitre VIII : Gestion du projet

Figure VIII.2 : pose en galerie	139
Figure VIII.3 : Robinet vanne à opercule	141
Figure VIII.4 : Robinets vanne papillon	142
Figure VIII.5 : Clapet anti-retour	142
Figure VIII.6 : crépines	143
Figure VIII.7 : Diagramme de GANTT de l'adduction	151
Figure VIII.8 : Diagramme de GANTT des réservoirs	152
Figure VIII.9 : Diagramme de GANTT des stations de pompage	152

Liste des planches

Planche N°1 : Tracé de la variante a partir du plan de masse.

Planche N°2 : profil en log station de pompage –R.BOUHLEL.

Planche N°3 : profil en long R.BOUHLEL-R.CHADIA.

Planche N°4 : profil en long R.BOUHLEL-R.GHERIANA.

Planche N°5 : Plan de la station de pompage.

Planche N°6 : Planche des accessoires.

Liste des Annexes

Annexe I : Normes et analyse

Annexe I.1 Paramètres avec valeurs indicatives

Annexe I.2 Paramètres microbiologiques

Annexe I.3 Paramètres avec valeurs limites

Annexe I.4 : Analyse physico-chimique de l'eau brute du barrage EL-AGREM

Annexe I.5 : Analyse physico-chimique de l'eau traitée a la sortie de la station de traitement d'EL-AGREM

Annexe 2 : prix

Annexe 2.1 : Prix du ML des conduites en PEHD selon CHIALI Pour les Tubes en polyéthylène de gamme PN 16

Annexe 3 : abaque et Catalogue

Annexe 3.1 : abaque de VIBERT

Annexe 3.2 : Catalogue HYDROFORT CHARLATTE pour les réservoirs d'air

Annexe 04

Annexe 04 : Dimensions des pompes

Nomenclature

A : Frais d'amortissement (DA).
a : Fraction horaire du débit maximum journalier.
a : Célérité d'onde (m/s).
ADE : Algérienne des eaux
APC : Assemblé populaire communal
C : Capacité de portée du pont roulant (kg).
DRE : Direction des ressources hydrique
dot : Dotation journalière (l/j/hab.).
D : Diamètre (m).
E : Energie consommée pendant une année (Kwh).
H : Hauteur utile optimale d'eau (m).
Hp : Hauteur de la pompe (m).
Hs : Hauteur du socle (m).
Hr : Hauteur de réserve (m).
H0 : Pression minimal (m).
Happ : Hauteur manométrique appelée (m).
i : Taux d'annuités
K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
Kmax,j : Coefficient d'irrégularité maximum journalier .
K : Coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe.
Kmin,,j : Coefficient d'irrégularité minimum journalier .
n : Durée de l'amortissement de la conduite,
N : Nombre de consommateurs (hab).
Nm : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn).
Np : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).
PNE : Plan national de l'eau.
Pmoy : Précipitations moyennes annuelles (mm).
P : Puissance de pompage (Kw)
Pm : Puissance du moteur (watt)
PDAU : plan directeur d'architecture et d'urbanisme
POS : plan d'occupation du sol
Qperte : Débit des pertes.
Qdom : Débit domestique.
 $Q_{moy j}$: Consommation moyenne journalière (m^3 /j).
 $Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier(m^3/j).
 $Q_{min,j}$: Débit de consommation minimum journalier (m^3/j).
 $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).
Qapp : Débit demandé ou débit appelé..
Re : Nombre de Reynolds
Sf : Surface d'une seule fenêtre (m^2).
SP1 : Station de pompage n° 1.

SR2 : Station de reprise n° 1.
SP2 : Station de pompage n° 2.
SR2 : Station de reprise n° 2.
 T_{moy} : Températures moyennes mensuelles (c°).
 T_{max} : températures maximales mensuelles (c°).
 T_{min} : Températures minimales mensuelles (c°).
 t : Temps de pompage par jour (h).
 T_f : Temps de fonctionnement de la pompe
 T_v : Tension de vapeur d'eau (m.c.e).
 U_0 : Volume d'air comprimé (m³).
 V_t : Volume total du réservoir (m³).
 V_{inc} : Volume d'incendie (m³).
 V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
 V_1 : Variante 1.
 V_2 : Variante 2.
 η_p : Rendement de la pompe
 η_{acc} : Rendement de l'accouplement,
 η_m : Rendement du moteur,
 ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).
 $s \Delta H$: Pertes de charge singulières (m).
 $t \Delta H$: Perte de charge totale (m).
 $\min \nabla$: Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA).
 λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.
 ε : Rugosité absolue de la conduite.
 δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.
 ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$.

Introduction générale

Introduction générale

Pour beaucoup de peuples, l'eau est synonyme de vie et de fécondité. Sur terre, les 97.5 % de l'eau sont salés et se trouvent dans les océans. Seuls 2.5 % sont de l'eau douce, soit environ 35.2 Km³. Sur cette quantité d'eau 68.7 % se trouvent dans les glaciers, 30.1 % dans les nappes phréatiques, 0.8 % dans le permafrost et 0.4 % en surface et dans l'atmosphère, au final, moins de 1 % de l'eau sur terre est de l'eau douce et liquide.

Banale au point d'être méprisée dans nos sociétés, et de servir aux meilleurs comme aux pires usages. L'eau reste encore une substance extraordinaire, nous ne rendons pas compte de l'importance que revête cette ressource, jusqu'au jour où elle vient à manquer. Que ce soit pour nos besoins quotidiens, l'exploitation industrielles ou en des lieux où la sécheresse sévit, alors qu'on la gaspille dans les pays occidentaux, ailleurs elle peut s'avérer plus précieuse que l'or ou le pétrole.

Au temps présent, l'Algérie a fait de la protection et de la restauration de la ressource en eau une préoccupation majeure, et ce afin de parvenir à un bon état d'approvisionnement et de parer au problème d'insuffisance d'eau, et de demande croissante. En raison de la balance déficitaire qui particularise l'Algérie et qui se base essentiellement sur la réserve atmosphérique, et devant une telle situation de surexploitation des nappes et de mal répartition des eaux de précipitation, le pays s'engage dans un vaste programme de réalisation d'ouvrages hydrotechniques de stockage en vue de mobiliser les apports hydriques, et de permettre aux nappes de se recharger.

Dans ce mémoire de fin d'études, nous allons présenter l'étude d'adduction en eau potable des agglomération CHADIA, BOUHLEL et GHERIANA à partir du barrage EL-EGREM, ce projet est de moyenne ampleur, mais il s'inscrit tout de même dans le cadre de l'approvisionnement des populations lancé par le gouvernement Algérien.

Cette étude comportera quatre phases définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste en la collecte des données nécessaires pour avoir une bonne connaissance de l'aire d'étude.
- Une présentation de la source et de la qualité de l'eau.
- Une estimation des besoins en eau permettant le calcul du déficit pour lequel nous dimensionnerons notre adduction.
- Une étude de conception du système de transfert proprement dit.
- Une étude de conception des systèmes annexes : réservoir, station de pompage, anti bélier avec calcul de coût, de durée et un inventaire des moyens à utiliser.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons donner une description généralisée de la zone d'étude, de manière à aborder les aspects géographiques, géologiques, topographiques, et climatiques ainsi que la situation hydraulique et la démographie de la région, ce qui nous permettra de mener à bien notre travail.

I.1. Historique de la région

Pour les historiens, JIJEL d'aujourd'hui est l'incarnation d'IGILGILI d'hier. L'histoire de cette dernière remonte à plus de 2.000 ans, l'origine de son nom est jusqu'à présent occulte, en berbère « JIJEL » est tiré de « IGHIL-IGHIL », qui veut dire de colline en colline, par contre en se référant à l'Antiquité romaine il est tiré de « IGILGILI » suppléant de « JILJIL » qui veut dire cercle de pierres sur lesquelles la cité a été construite pour fuir les envahissements nordistes.

Entretenu dès l'antiquité par la mansuétude de son climat, c'est grâce en effet à ses immenses plages de sable fin, à la richesse de son site que JIJEL a attiré, au cours des siècles, tous les peuples expansionnistes de la Méditerranée. Enclavée entre la chaîne des Babors et la mer, ce pâté montagneux au relief escarpé fortement boisé compris entre l'oued Sahel à l'ouest et le massif de COLLO à l'Est, la mer méditerranée au Nord et l'amas de montagnes de la chaîne des Babors au Sud, se distingue par une position géographique très privilégiée, qui lui confère un intérêt stratégique indéniable pour l'exploitation de ses abondantes richesses et le contrôle des voies maritimes, cette ville a connu plusieurs ères et a été colonisée à maintes reprises.

La région de JIJEL est cataloguée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie. Elle est caractérisée par un climat méditerranéen typique, soit pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été. Elle possède un potentiel agricole intéressant, caractérisé par une superficie agricole utile de 44 mille ha de haute valeur agronomique avec un périmètre irrigable de 10 mille ha. Elle dispose aussi d'un patrimoine forestier occupant 48% du territoire de la wilaya, soit 115 mille ha dominés par le chêne liège avec un maquis de bruyère et une végétation dense de plantes médicinales. [1]



Figure I.1 : Plan communal de la wilaya de JIJEL (source : APC JIJEL)

I.2 Situation topographique

La topographie joue un rôle important sur la conception de tout système hydraulique, ou son schéma peut varier d'un terrain à l'autre. Notre zone d'étude repose sur un sol montagneux accidenté, où le terrain prend une légère variation d'altitude progressivement du Nord vers le Sud, tel que, la partie la plus basse est située au niveau de la station de traitement avec une altitude de 50 m. La partie culminante est située au niveau de l'agglomération de Ghariana avec une cote de 540 m dont le relief reliant les deux parties est accidenté mais il respecte une uniformité de pente dirigée de Nord vers le Sud, on remarque que l'agglomération Chadia se trouve à une altitude moyenne de 130 m.

I.3. Situation climatique :

La zone d'étude fait partie des zones méditerranéennes et caractérisée par un climat humide pluvieux en hiver, et relativement chaud en été, cependant on peut dire que les neiges ne font que de rares apparitions sur les reliefs, ainsi que les brouillards et les gelées blanches au dessus d'environ 500 m d'altitude.

Il faut noter que les données suivantes sont obtenues de la station pluviométrique du barrage El-Agram pour la région de Chadia, et de la station météorologique de Texenna ce qui concerne Ghariana (série 2001-2011), qui ont les coordonnées suivantes

Tableau I.1 : Coordonnées des stations d'El-Agrem et de Texenna.

Station	Code	Coordonnée géographique
El-Agrem	03 03 03	Longitude : 05° 50' 11" Latitude : 36° 44' 06"
Texenna	030302	X : 776,2 Y : 377,85 Z : 700 m

I.3.1. Température

La mesure des températures a été effectuée à partir de la station climatologique de référence du barrage d'El AGREM, le tableau ci-après récapitule les enregistrements des températures prises sur une période de 14 ans de 2000 à 2014

Tableau I.2 : Moyennes mensuelles des températures (°C) pour la période (2000-2014).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T_{moy}	11.43	11.85	13.6	16.21	19.17	23.24	26.4	26.4	23.57	21.04	16.09	13
T_{max}	20.05	21.4	25.6	28.07	30.86	35.6	39.24	39.5	35.82	33.45	26.9	22.12
T_{min}	3.58	4.66	3.95	7.21	10.04	14.16	17.42	17.19	15.5	12.34	8.48	5.05

Source : ANRH JIJEL

La température moyenne annuelle mesurée est de 18.4 °C.

Rappelons que le nord d'Algérie et tout particulièrement notre région d'étude est sujette au sirocco en provenance du Sahara, les maxima absolus de température sont de 40 à 45°C et sont dus à ce phénomène. Paradoxalement les jours de gelée peuvent avoir des températures pouvant atteindre les 2°C.

Les siroccos peuvent durer jusqu'à vingt (20) jours pendant toute l'année, tandis que les jours froids de gelée où il neige peuvent durer jusqu'à dix (10) jours au maximum

I.3.2. Humidité de l'air

L'humidité moyenne sur l'année marquée dans la station de référence est de 65%. L'humidité mensuelle varie très peu d'un mois à un autre autour de la valeur annuelle. L'hygrométrie peut descendre au-dessous de 15% pendant les jours de sirocco et atteint 100% les jours de brouillard.

I.3.3. Vent

Les vents dominants sur la cote sont de secteur nord, leurs vitesses moyennes mensuelles à deux mètres du sol est proche de 3.6 km/h sans grande variation d'un mois à un autre.

Tableau I.3 : Vents mensuels interannuels dans la zone du projet :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
V _{moy} (Km /H)	3.1	3,43	3,88	5,98	5,55	5,13	4,22	2,88	2,38	2,13	2,18	2,38

(Source ANRH JIJEL)

I.3.4. Précipitations :

La zone d'étude est l'une des régions les plus arrosées d'Algérie, elle reçoit des pluies abondantes, cette région a reçu une moyenne de pluie annuelle de 1010 mm, exceptionnellement un maximum de 264,4 mm et un minimum de pluie de 5,2, ce qui nous permet de dire que la région est caractérisée par un réservoir atmosphérique important.

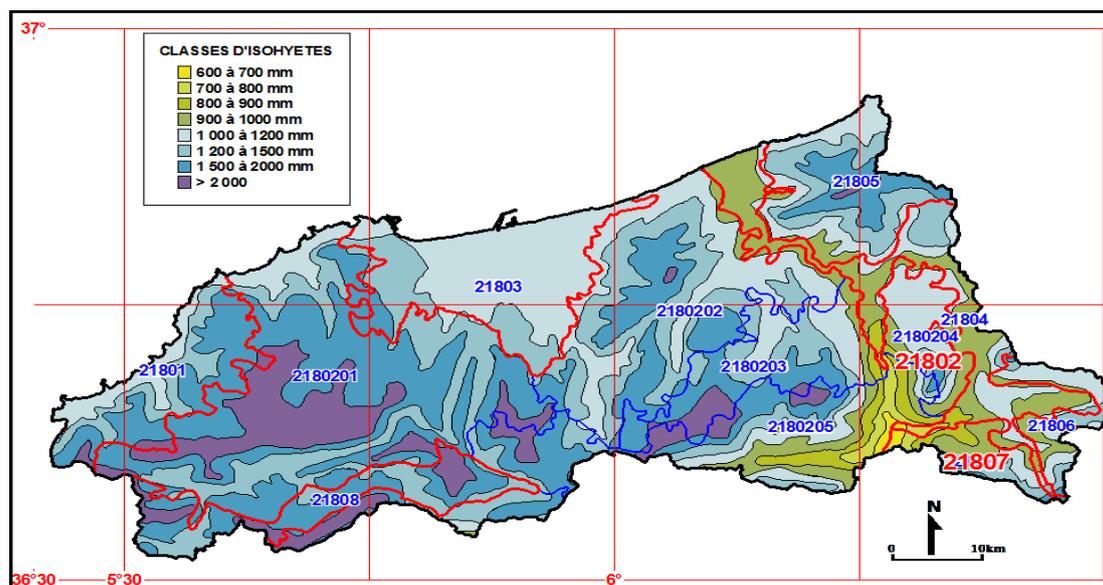


Figure I.2 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel. (Source ANRH JIJEL)

II.1. Situation géologique

D'après les données des sondages réalisés par le laboratoire AICHE GEO-SOL au niveau du site étudié, les différentes formations géologiques de site sont constituées essentiellement par les dépôts de Néogène du Moi-Plio-Quaternaire pour la région de Chadia et Kaous, et les formations des terrasses anciennes pliocènes et les formations Olistostromiques d'âge Aquitano-Serravalien ce qui concerne la région de Ghariana.

- **Formations de Néogène du Moi-Plio-Quaternaire** : leur disposition structurale est la suivante de haut vers le bas :
 - Une couche de couverture de limons sableux à argileux ou sable limoneux renfermant parfois des blocs d'épaisseur variable de 0,5 à 1,5 m.
 - Une couche d'argile sableuse d'épaisseur de 1 à 4 m.
- **Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle** : reposant en discordance sur les formations du socle Kabyle, elles sont représentées essentiellement par des grès en petits bancs, glauconieux et ferrugineux, alternant avec des argiles et des marnes vertes.

Les formations d'olistostromes : elles sont représentées par des blocs de flyschs grès Albien de Guerrouch.

II.2. Sismique

Le règlement parasismique Algérien (version 2003) établi récemment suite au tremblement de terre du 31/05/2003 survenu à Boumerdes, segmente le territoire national en cinq (05) zones de sismicité croissante définies comme suit:

- Zone 0: sismicité négligeable ;
- Zone I: sismicité faible ;
- Zone (II a - II b): sismicité moyenne ;
- Zone III: sismicité élevée.

La carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes Wilayas est représenté sur la **Figure I.3**.



Figure I.3 : Carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes Wilayas.

III. Densité de végétation

La zone concernée par l'étude est considérée parmi les régions les plus gâtées par le couvert végétal surtout le chêne liège, elle possède aussi un maquis de bruyère et une végétation dense de plantes médicinales.

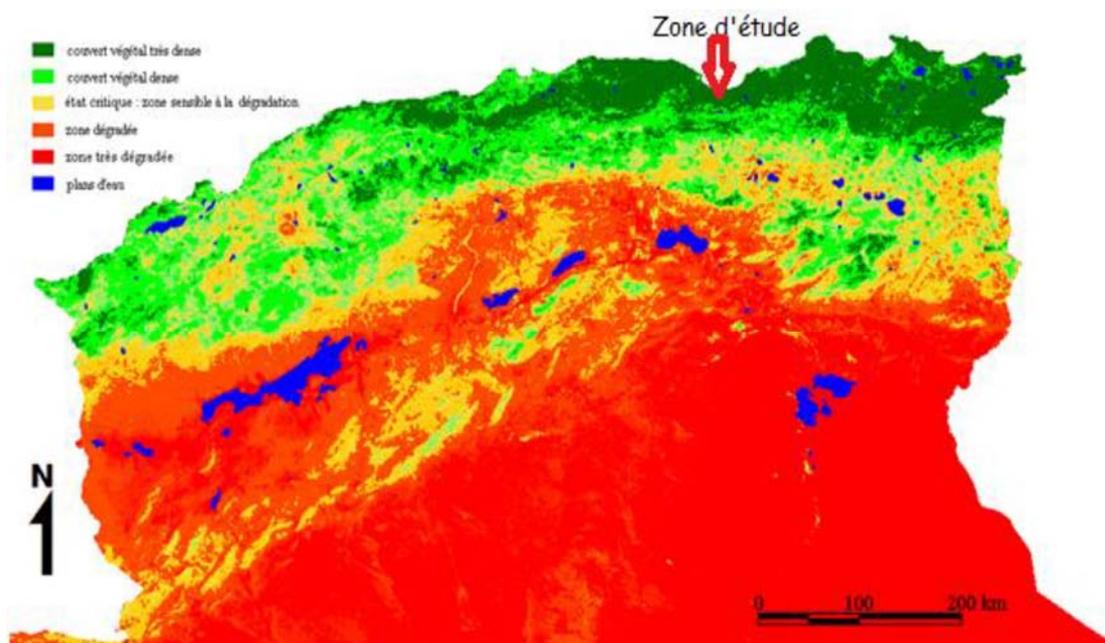


Figure I.4 : Carte des densités du couvert végétale (Source APC JIJEL)

Notre zone d'étude est dotée d'une pente importante de l'ordre de 12.5 à 25 % ce qui donne une idée sur le type d'adduction que nous allons projeter dans les prochains chapitres.

La Wilaya de JIJEL a été découpée en zones d'égale pente par les autorités compétentes, le tableau ci-après résume les différentes classes d'inclinaison :

Tableau I.5 : Classes de pente dans la région de JIJEL.

Classes	Pente	Superficie	% de Superficie
Classe I	0 à 3 %	11000 Ha	4,65%
Classe II	3 à 12.5 %	33.501 Ha	14.16%
Classe III	12.5 à 25 %	192.055 Ha	26 .05 %
Classe IV	> à 25 %	130.541 Ha	55.14 %

Source (APC JIJEL)

V. Situation hydraulique

La ressource hydrique ou ressource en eau comprend, au sens large, toutes les eaux accessibles, c'est-à-dire utiles et disponibles pour l'Homme et les écosystèmes, à différents points du cycle de l'eau. Cette ressource d'un côté est indispensable à la vie et à la plupart des activités humaines, mais d'un autre, elle est limitée en quantité et en qualité, localement menacée ou très dégradée par la pollution, la sur exploitation et la rareté. La wilaya de Jijel dispose d'un des plus grand réservoirs du pays, mais subit malheureusement la mauvaise gestion, le gaspillage en plus la pollution menace cette source en eau :

- **Source souterraine**

La wilaya de Jijel en général était totalement alimentée à partir de trois champs de captage permettaient l'exploitation des nappes alluviales de oued Nil, oued EL-Mancha et oued Djenjen qu'ils sont fortement exploitées. En plus, certains forages situés en aval de ces oueds sont désaffectés du fait que les nappes sont partiellement polluées à cause de l'activité agricole, sans oublier la dégradation de la qualité d'eau qui était facilement suspecté par les habitants de la Wilaya.

Les forages occupant l'alimentation de la région Chadia et Kaous sont eux de Oued EL-Mancha M7 et M8, le débit total est de 30 l/s est refoulé vers les deux réservoirs R2×1000 et R500 m³ à l'aide d'une conduite DN 250 en font. D'un autre côté la ville de Texenna est alimentée par des ressources naturelles à son tour elle assure l'alimentation de Ghariana grâce à une conduit DN125 en PVC attache les deux réservoirs R1250 et R500.

Conclusion

Dans ce présent chapitre, nous avons illustré les différentes données caractéristiques du projet pour la reconnaissance du terrain du point de vue géographique, topographique, géologique, sismique et climatologique qui auront pour but de nous aider à entamer les différents volets du projet.

Chapitre II : Qualité et traitement des eaux

Introduction

Dans ce chapitre nous donnera un aperçu sur la qualité de notre eau commençant par la source suivi par sa chaîne de traitement ainsi sa fiche d'analyse.

II.1 La source

La ressource en eau potable que nous projetons d'utiliser sera prise de la station de traitement de CHADIA qui est conçue pour traiter l'eau du barrage EL-AGREM.

II.2 caractéristiques du barrage EL-AGREM

Les travaux de construction du barrage ont débutés en 1986(en déblais et enrochement) et sa mise en eau en 2004.

Tableau II.1 : Caractéristiques du barrage EL-AGREM Jijel

Caractéristiques	Unités	
Capacité	Mm ³	33,90
Capacité dernier levé (2004)	Mm ³	33,04
Pluviométrie inter annuelle moyenne	mm	1 225
Apport moyen annuel	hm ³	23,00
Envasement annuel	Mm ³ /an	0,10
Surface du bassin versant	km ²	39,50
Crue de projet estimé : T = 1000 ans	m ³ /s	450
Crue des travaux : T = 20 ans	m ³ /s	250
Hauteur	m	64
Longueur	m	395
Côte retenue Normale (R.N)	mNGA	139
Côte Plus Hautes Eaux (P.H.E)	mNGA	141,50
Déversoir à seuil libre	m ³ /s	142,0

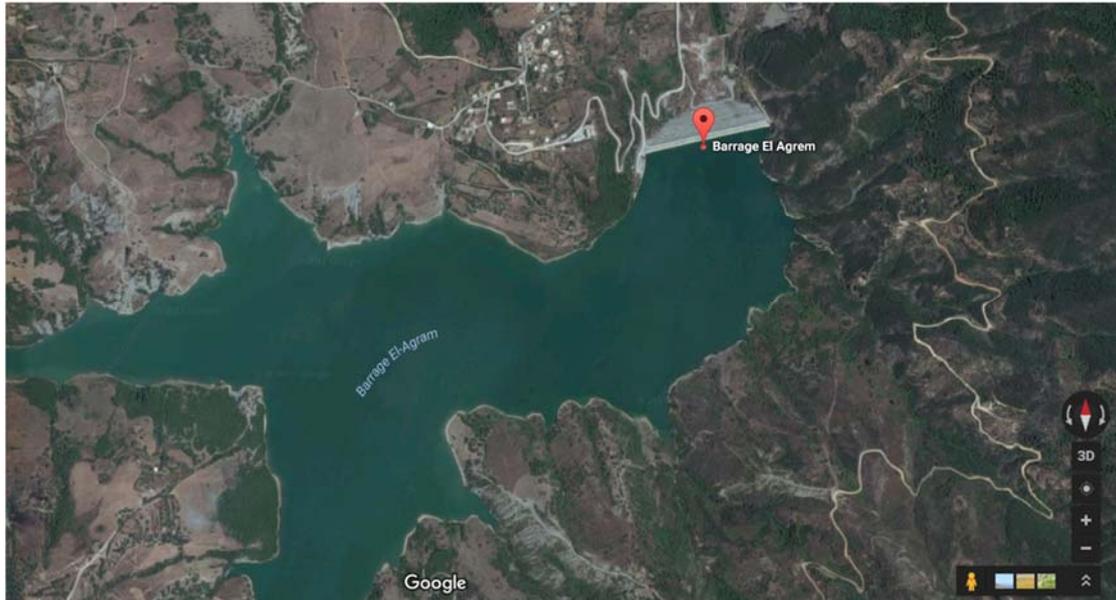


Figure II.1 Vu aérienne du barrage EL-AGREM

II.3 La station de traitement d'El Agrem

La station de traitement d'eau potable « Chadia » est située dans le nord-ouest du barrage El Agrem à environ 2 Km, elle est alimentée par deux conduites de DN 900 gravitairement. Son rôle est d'assurer la potabilité de l'eau.

II.3.1 Equipement de la station et procédé de traitement

- ❖ **La bache d'entrée :** contient des vannes automatiques et manuelles, des débitmètres. Où on procède la pré-chloration.



Figure II.2 : Appareillage de mesure d'eau brute

- ❖ **Bassin d'aération** : L'eau brute coule par gravité des dégrilleurs vers le bassin d'aération, où elle subit une oxydation du fer et du manganèse, et s'enrichie à la fois en oxygène dissous. le bassin a une capacité de 4.47 m^3 .



Figure II.3 : Cascade d'aération

- ❖ **Bassin de coagulation** : La coagulation consiste à ajouter à l'eau un électrolyte permettant de neutraliser les charges négatives qui sont à l'origine du maintien en suspension stable. On utilise généralement des sels d'un métal trivalent, Fe_3^+ ou Al_3^+ . Sa capacité est de 7.84 m^3 .



Figure II.4 : Bassin de coagulation

- ❖ **bassin de floculation** : est équipée d'agitateurs qui tournent à faible vitesse pour ne pas briser les flocons qui ont été formés dans le bassin de coagulation, et augmenter leurs tailles aussi bien que leurs poids. Ainsi les flocs seront aptes à se déposer en un temps moindre avoisinant les 30 minutes. Les bassins de floculation ont une capacité de 17 m³.

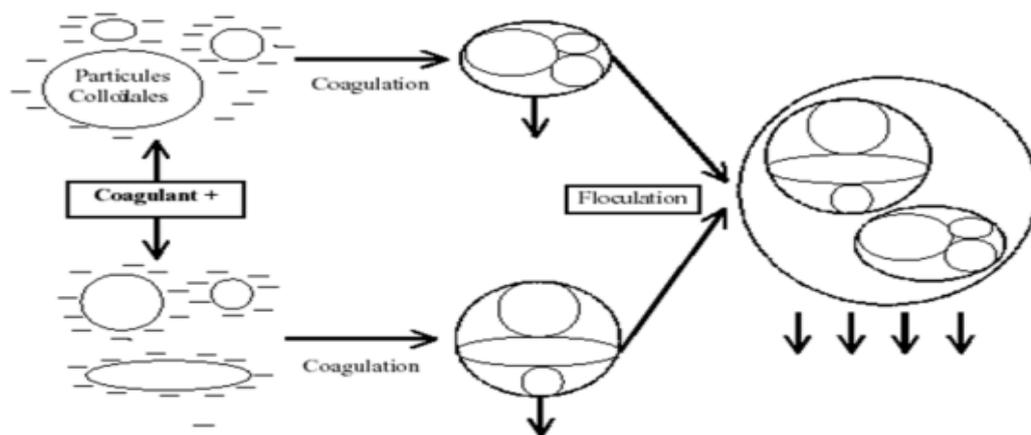


Figure II.5 : Processus de coagulation-floculation

❖ Clarifloculateurs

La clarification-floculation est un procédé physico-chimique permettant l'élimination de particules en suspension de très petit diamètre. Les clarifloculateurs sont composés de :

- **Zone de floculation** : Située juste autour de la colonne centrale. Elle est équipée d'agitateurs qui tournent à faible vitesse pour ne pas briser les flocons qui ont été formés dans le bassin de coagulation, et augmenter leurs tailles aussi bien que leurs poids. Ainsi les flocs seront aptes à se déposer en un temps moindre avoisinant les 30 minutes.

Mais ces agitateurs sont suffisamment rapides pour assurer le grossissement progressif des flocs et éviter une sédimentation précoce (décantation).

L'ajout de floculant provoque une accélération de l'agglomération des particules colloïdales. Le floculant ajouté à la station de El-AGREM est le polymère polyacrylamide, qui joue en quelques sortes le rôle de colle entre les colloïdes.

- **Zone de clarification** : Située juste autour de la zone de floculation. L'eau floculée passe à la zone de clarification à travers les ouvertures inférieures de la paroi qui sépare les deux zones. Cela prolonge le chemin d'écoulement de l'eau, forçant par conséquent les floccs qui ont été formés précédemment dans zone de floculation à décanter. La zone de clarification est équipée d'un pont racler pour réunir la boue décantée dans le caniveau de collecte de boue.

Le clarifloculateurs est équipé d'un dispositif de raclage de boue de fond, afin d'assurer la circulation régulière et sans turbulence de la boue en question, cette dernière est transférée au moyen de vannes télescopiques qui permettent une aspiration des boues par différence de niveau vers un puisard de stockage puis vers les épaisseurs de boue.

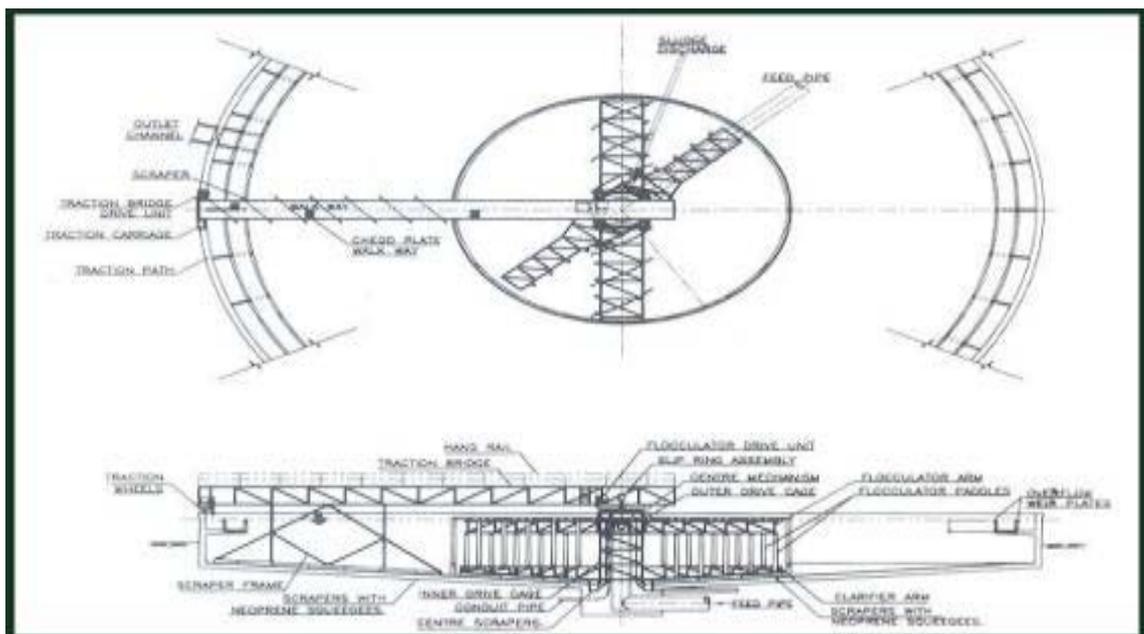


Figure II.6 : Clarifloculateurs

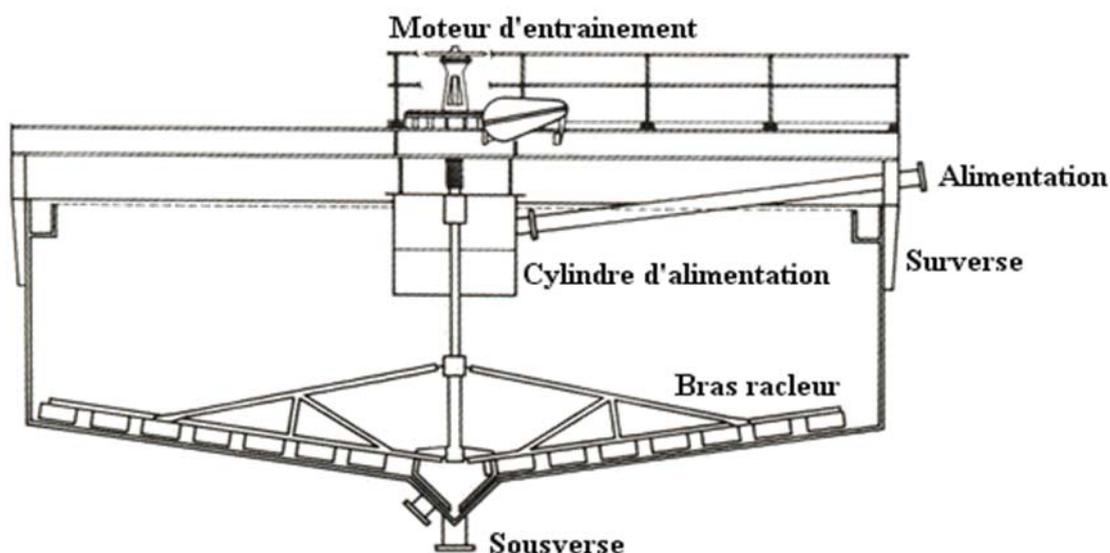


Figure II.7:Schéma d'un épaisseur

- ❖ **La filtration gravitaire :** La filtration est une technique de séparation d'un mélange solide-liquide à travers un milieu poreux « filtre » qui retient les particules solides et laisse passer le liquide « filtrat ». Dans le cas de la station d'El Agrem, filtration est dite sur lit granulaire, son fonctionnement consiste à laisser passer l'eau à filtrer à travers un lit constitué de matériaux granulaire, en retenant les matières en suspension dans les espaces inter-granulaires. La hauteur du lit granulaire est de 1000 mm. Répartie dans l'ordre ascendant comme suit :

Tableau II.2 : Constitution du lit granulaire

<i>Matériau</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Granulométrie (mm)</i>
Anthracite	20	0.5 -2
Sable	50	0.8-1.2
Gravillon	10	3- 6
	10	6- 9
	10	9 -12

Après un certain temps de fonctionnement, les filtres se colmatent ce qui nécessite un lavage.

Le lavage d'un filtre se fait séparément à l'air et à l'eau comme suit :

- Réduire la hauteur d'eau au-dessus des médias jusqu'à 0.20 m

- Installation du coussin d'air pendant 3 minutes avec un débit de soufflage de 50 m³/h par m² de couche filtrante.
- Injection d'eau et d'air pour une période de 5 minutes, en utilisant une seule pompe de lavage.
- Injection d'eau seule jusqu'à avoir une eau claire sortant au dessus des filtre, pour une période arrivant à 7 minutes, en utilisant deux pompes de lavage à un débit d'environ 25 m³/m²/h.

Le lavage prend approximativement 15 minutes.

- ❖ **La désinfection** : La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes de type pathogènes.
Dans cette phase la station utilise l'hypochlorite de sodium ou de calcium pour assurer la désinfection et avoir un taux de chlore résiduel suffisant durant la distribution.

Remarque

La station procède une adsorption sur charbon actif en poudre (CAP) pour améliorer les paramètres organoleptique (couleur, odeur et gout).

❖ Laboratoire de traitement

La station dispose d'un laboratoire physico-chimique, il assure des analyses et des essais chimiques en continu sur des échantillons pour le traitement d'eau brute. Les paramètres suivants sont déterminés chaque jour :

- La turbidité et les matières en suspension.
- La pollution microbienne ; qui devrait subir une post et pré-chloration afin d'atteindre les normes autorisées d'une eau potable.

Les différentes expériences effectuées dans le laboratoire sont programmées selon le planning suivant :

- a) mesures effectuées trois fois par jour et qui sont :
 - La turbidité.
 - Le PH.
 - La conductivité.
 - Le chlore.
- b) expériences réalisés de façon hebdomadaire et qui sont :
 - Le jar test : il sert à estimer la dose optimale de coagulant (sulfate d'alumine et de polymère).



Figure II .8 : Jar test

- Volumétrie qui nous permet de faire une comparaison entre l'eau brute et l'eau traité par des essais de types : dosage de chlorure, titre alcalimétrique et titre alcalimétrique complet).
 - Résidu sec : estimation de la quantité de matière en suspension.
- c) Mesure faite chaque quinze jour :
- Paramètres indésirables.

III. Normes de potabilité

III.1 Définition d'une norme:

C'est la concentration maximale admissible (ou valeur obligatoire) concernant les différents paramètres de pollution (physico chimique et microbiologique) des eaux destinées à la consommation humaine. Au-delà de cette valeur on voit un effet néfaste sur la santé humaine.

III.2. Réglementation:

Le but de la réglementation est l'étude de la relation « qualité des eaux – état de santé du consommateur » en vue de déterminer la norme. (Ensemble des normes)

On distingue plusieurs réglementations:

- Organisation mondiale de la santé (OMS).
- Conseil Européen de l'Eau (CEE).

Chaque organisation fixe des normes microbiologique et physico-chimique.
Les normes de potabilité Algérienne sont représentées dans **ANNEXE 1**.

IV. Qualité de l'eau

a) L'eau brute :

Vu que le barrage d'EL-AGREM est encore jeune (mise en eau en 2004) et d'après les analyses physico-chimiques (Annexe I.4) la qualité de l'eau brute est relativement bonne.

b) L'eau traitée :

D'après les résultats des analyses physico-chimiques (Annexe I.5) on voit que la qualité de notre eau soumise à les normes de potabilité est que notre chaîne de traitement est efficace.

Conclusion

Dans ce présent chapitre, nous avons donné un aperçu sur notre source, la chaîne de traitement de notre station ainsi les normes de potabilité et la qualité de l'eau, pour préserver la santé humaine et notre réseau d'AEP.

Chapitre III :

Estimation des besoins en eau

Introduction :

L'estimation des besoins en eau potable d'une agglomération, nous impose de trancher sur une norme fixée pour chaque catégorie de consommation. Cette norme unitaire dite dotation est définie comme étant la quantité d'eau allouée à chaque catégorie de consommateurs.

L'objectif de ce chapitre est de faire une estimation des besoins en eau de la zone d'étude, cette estimation prendra en compte l'accroissement de la population jusqu'à l'horizon arrêté et aussi la dotation allouée à chaque catégorie de consommateur.

I.1. Projection du développement démographique

L'étude de la démographie est une étude quantitative et qualitative de l'âge des populations et de leurs dynamiques, à partir de caractéristiques telles que la natalité, la fécondité, la mortalité, la nuptialité et la migration. Le démographe analyse les variations de ces phénomènes dans le temps et dans l'espace, en fonction des contextes socio-économiques et culturels.

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, la détermination de la croissance démographique aura des répercussions sur l'estimation et la satisfaction des besoins de la population en eau potable, et aussi sur le dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques.

Selon les deux derniers recensements nationaux de la population, à savoir celui de 1998 et 2008, la population de la Wilaya de JIJEL s'est accrue de 4.66 %.

I.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude

. Dans chaque étude démographique on est obligé de prendre en considération la croissance dans les horizons futurs, pour assurer le bon fonctionnement de ses ouvrages, et la satisfaction des besoins dans les années prochaines, on utilisant la formule suivante pour l'estimation de nombre d'habitant sur un horizon d'étude.

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n \dots \dots (1)$$

P_n : population à l'horizon voulue.

P_0 : population de l'année actuelle ou de référence.

τ : Taux d'accroissement de la population.

n : nombre d'année déparent l'année de référence de l'horizon voulue.

Avec l'amélioration des conditions de vie (culture, développement socio-économiques etc..) la population des agglomérations concerné par la présente étude airon tendances à se stabilise, pour l'horizon projeté avec un taux d'accroissement de 2.5%.

Le tableau ci-dessous représente l'évaluation de la population à partir du dernier recensement (2008) jusqu'au 2045.

Tableau III.1 : Evaluation de la population des agglomérations.

Agglomérations	2008	2016	2030	2045
CHADIA	3307	4030	5695	8249
BOUHELEL	1907	2324	3284	4757
GHERIANA	3200	3899	5510	7981
Total	8414	10253	14489	20987

(Source APC Kaous)

Au vu des données et résultats consignés dans les **tableaux 1** ci-dessus, la population à long terme pour laquelle il faudra assurer une alimentation en eau potable s'élèvera à 20987 habitants.

Selon le plan national de l'eau actualisé en 2014 par SOFRECO, notre agglomération dont le nombre d'habitants s'élève à 20987habitants, sera considérée comme étant une zone urbaine d'après le tableau 2 ci-après

Tableau III.2 : Typologie des agglomérations selon le nombre d'habitants

Typologie agglomérations strates de population	
Désignation	Caractéristique
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE) :	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	Villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit " supérieur " :	100.000 < pop. < 300.000 habitants
L'urbain	20.000 < pop. < 100.000 habitants
Semi urbain	5.000 < pop. < 20.000 habitants
Semi rural	3.000 < pop. < 5.000 habitants
Rural aggloméré	600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants
Rural épars	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

(Source : PNE)

I.3. Estimation des besoins en eau potable

La consommation en eau potable dans une agglomération, varie en fonction des catégories de consommateurs. Il est donc inéluctable d'effectuer un recensement de toutes les catégories des consommateurs auxquelles nous avons à faire au niveau de l'agglomération et se fléchir à leurs besoins qui sont les :

- Besoins domestiques.
- Besoins administratifs.
- Besoins scolaires.

- Besoins sanitaires.
- Besoins culturels et sportifs.

Pour répondre à ces besoins de consommation, le plan national de l'eau de 2014, préconise des dotations moyennes allouées aux habitants selon leur nombre au sein de l'agglomération. Le tableau ci-après récapitule les dotations en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III.3 : Dotation unitaire moyenne journalière

Nombre d'habitants	Demande en eau
> 50 000 habitants	180 l/j/hab.
De 20 000 à 50 000 habitants	160 l/j/hab.
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab.
< 10 000 habitants	85 l/j/hab.

(Source : Plan National de l'eau)

Les besoins domestiques journaliers de la région d'étude, sont donnés par la relation

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

Q : debit moyen journalier en (m³/j).

Dot : la dotation en (l/j/hab).

N : nombre d'habitants.

I.3.1 Estimation des besoins domestiques journalière

Les besoins domestiques sont résumés par le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : besoins moyens domestiques

Agglomérations	dotation	Habitation 2045	Débit moy.j m ³ /j
CHADIA	160	8249	1319.84
BOUHELEL	160	4757	761.12
GHERIANA	160	7981	1276.96

I.3.2 Estimation des besoins moyens administratifs

Le tableau suivant présente les différent besoins administratifs

Tableau III.5 : Estimation des besoins moyens administratifs.

Agglomération	Equipements	Effectifs (empl.)	Dotation (l/j/empl.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Chadia	Gendarmerie	15	15	0,225
	Agence postale	10	15	0,15
	Garde communal	10	15	0,15
			Total	0,525
Ghariana	Les impôts	9	15	0,135
	Gendarmerie	20	15	0,3
	Agence postale	10	15	0,15
	Sureté nationale	15	15	0,225
	Garde communal	15	15	0,225
			total	1.035

I.3.3 Besoins culturels et sportifs actuels

Tableau III.6: Estimation des besoins moyen culturels et sportifs

Equipement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/hab.)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Mosquées	2	1000	15	15
Maison de jeunes	1	300	15	4.5
Stade	1	500	10	5
			Total	24.5

I.3.4 Estimation des besoins moyens scolaires

Les besoins scolaires des agglomérations sont présentés par le tableau suivant :

Tableau III.7 : Estimation des besoins moyens scolaires.

Agglomération	Equipements	Nombre	Effectifs (élève)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Chadia	Ecole	2	750	10	7,5
	CEM	1	860	10	8,6
				Total	16,1
Bouhleb	Ecole	1	350	10	3,5
Totale					3,5
Ghariana	Ecole	3	1330	10	13,3
	CEM	1	1440	10	14,4
	Lycée	1	660	10	6,6
	Centre de formation	1	400	10	4
				Total	38,3

I.3.5 Besoins sanitaires

Tableau III.8 : Estimation des besoins moyens sanitaires.

Agglomération	Equipements	Nombre	Effectifs (élève)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Chadia	Annexe de santé	1	25	400	10
	Polyclinique	1	30	400	12
				Total	22
Bouhleb	Centre de santé	1	35	400	14
				Totale	14
Ghariana	Centre de santé	1	20	400	8
	polyclinique	1	30	400	12
				Total	20

I.3.5 les besoins en eau pur les différents usages

Le tableau suivant résume les différents besoins pour les agglomérations

Tableau III.9 Les besoins des agglomérations

	Chadia (m ³ /j)	Bouheleb (m ³ /j)	Gheriana(m ³ /j)
Besoins domestiques	1319.84	761.12	1276.96
Besoins administratifs	1.035	-	0.525
Besoins scolaires	16,1	3,5	38,3
Besoins culturels	7.5	5	12
Besoins sanitaires	22	14	20
Total	1366.5	783.62	1347.79

I.4 Estimation des pertes et le gaspillage

Les pertes sont un volume d'eau, une consommation obligatoire inévitable du réseau. Selon le plan national de l'eau édition 2014, le rendement des réseaux et ouvrages de traitement combinés doit être pris égal à 90 % en Algérie, soit un pourcentage de pertes de 10 %.

Le gaspillage est considéré comme un type de consommation, il dépend des habitudes de la population, et estimer à 10%.

Donc les pertes et le gaspillage sont estimés à 20% du débit moyen journalier.

I.5 Les besoins totaux

Les besoins totaux de différentes agglomérations sont :

Tableau III.10 Les besoins totaux

Agglomérations	Chadia	Bouhelel	Gheriana
Q (m ³ /j)	1639.8	940.35	1617.35
Total	4197.5 (m³/j)		

II Etude de variation des débits

Les débits qu'utilisent les différentes catégories de consommateurs sont soumis à une variation temporelle :

- Des variations horaires qui dépendent de l'heure de la journée quand la consommation est maximale.
- Des variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante.
- Des variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville.
- Des variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée.

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé par les consommateurs sera déterminé en affectant au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité, ce qui nous permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

II.1.Variation de la consommation journalière

II.1.1.Variation de la consommation maximale journalière

Une fois la consommation moyenne journalière définie, nous pouvons souligner un rapport qui pourra nous attester de combien de fois la consommation maximale dépassera la consommation moyenne. Ce ratio est annoncé sous le terme de coefficient d'irrégularité maximum journalier $K_{max,j}$ qui est:

$$K_{max,j} = \frac{\text{consommation maximale journaliere}}{\text{consommation moyenne journaliere}}$$

$$\text{C'est-à-dire } Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(3)$$

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

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/s)

Avec :

$K_{\max,j}$ coefficient d'irrégularité journalière maximum [1,1- 1,3]

Pour notre cas nous prendrons : **$K_{\max,j}=1.3$** .

D'où : $Q_{\max,j}=1.3*Q_{\text{moy},j}$

II.1.2 .Variation de la Consommation minimale journalière

Nous pouvons aussi mettre en évidence le rapport indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne, et qui est nommé coefficient d'irrégularité minimum journalier $K_{\min,j}$ qui est

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(4)$$

Avec :

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière

(m^3/s) $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/s)

Avec :

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

Pour notre cas nous prendrons : **$K_{\min,j}=0,9$**

D'où : $Q_{\min,j}=0.9*Q_{\text{moy},j}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le **tableau 11**.

Tableau III.11. Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min,j}$; $Q_{\text{moy},j}$ et $Q_{\max,j}$:

Agglomération	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
Chadia	1639.8	0.9	1475.82	1.3	2131.74
Bouhelel	940.35	0.9	846.32	1.3	1222.45
Gheriana	1617.35	0.9	1455.62	1.3	2102.55
total	4197.5	0.9	3777.75	1.3	5456.75

II.2 .Variation de la consommation horaire

Le débit moyen journalier de l'agglomération, subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires dans une même journée.

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire (m^3/h)

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

La variation du débit durant la journée est en relation directe avec le nombre d'habitant, le tableau suivant présente la variation de consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

Tableau III.12 : variation de la consommation horaire en pourcentage et en fonction du nombre d'habitant

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	10000 <	10001 à 50000	50001 à 10000	< 100000	
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	4.20	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%

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = C * Q_{\max,j} / 100 \dots\dots (m^3/h) \dots\dots(6)$$

Avec :

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

C : pourcentage horaire.

Tableau III.13 Variation horaire de Chadia

Heurs	Consommation totale $Q_{\max,j} = 2131,74 \text{ m}^3/j$		courbe de consommation cumulée	
	%	m^3/h	% cumulé	Q cumulé
0-1	1	21,32	1	21,32
01-2	1	21,32	2	42,63
02-3	1	21,32	3	63,95
03-4	1	21,32	4	85,27
04-05	2	42,63	6	127,90
05-06	3	63,95	9	191,86
06-07	5	106,59	14	298,44
07-08	6,5	138,56	20,5	437,01
08-09	6,5	138,56	27	575,57
09-10	5,5	117,25	32,5	692,82
10-11	4,5	95,93	37	788,74
11-12	5,5	117,25	42,5	905,99
12-13	7	149,22	49,5	1055,21
13-14	7	149,22	56,5	1204,43
14-15	5,5	117,25	62	1321,68
15-16	4,5	95,93	66,5	1417,61
16-17	5	106,59	71,5	1524,19
17-18	6,5	138,56	78	1662,76
18-19	6,5	138,56	84,5	1801,32
19-20	5	106,59	89,5	1907,91
20-21	4,5	95,93	94	2003,84
21-22	3	63,95	97	2067,79
22-23	2	42,63	99	2110,42
23-24	1	21,32	100	2131,74
Totale	100	2131,74		

Le débit maximum horaire est égal à $149.22 \text{ m}^3/h$ soit **41.45 l/s**.

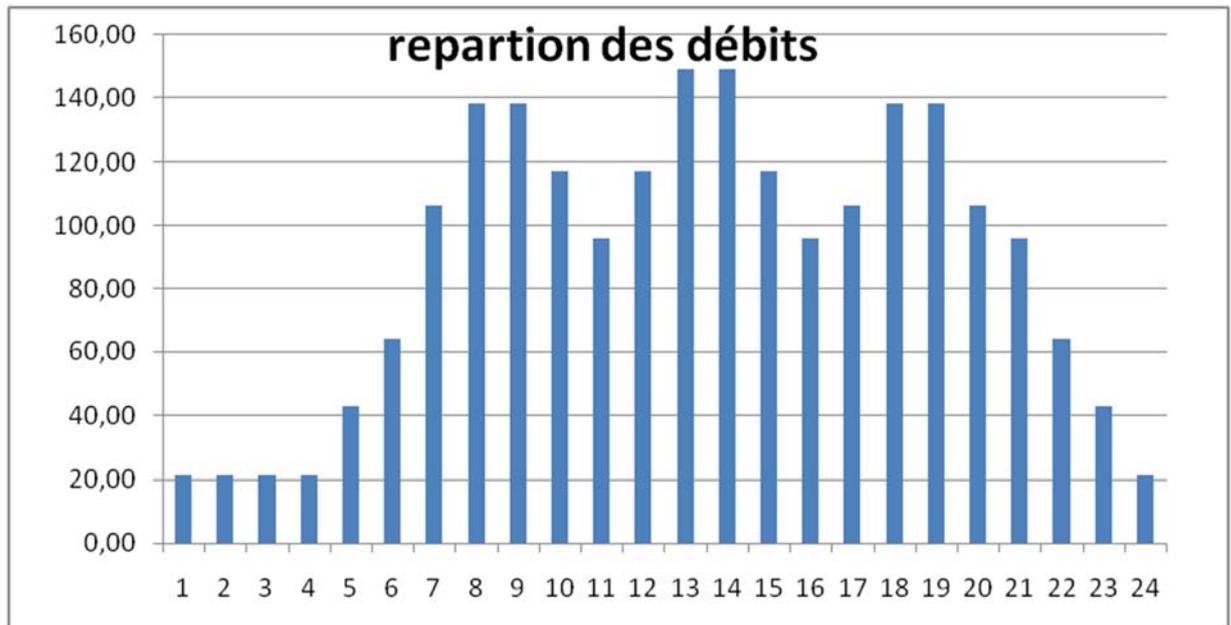


Figure III.1 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de Chadia

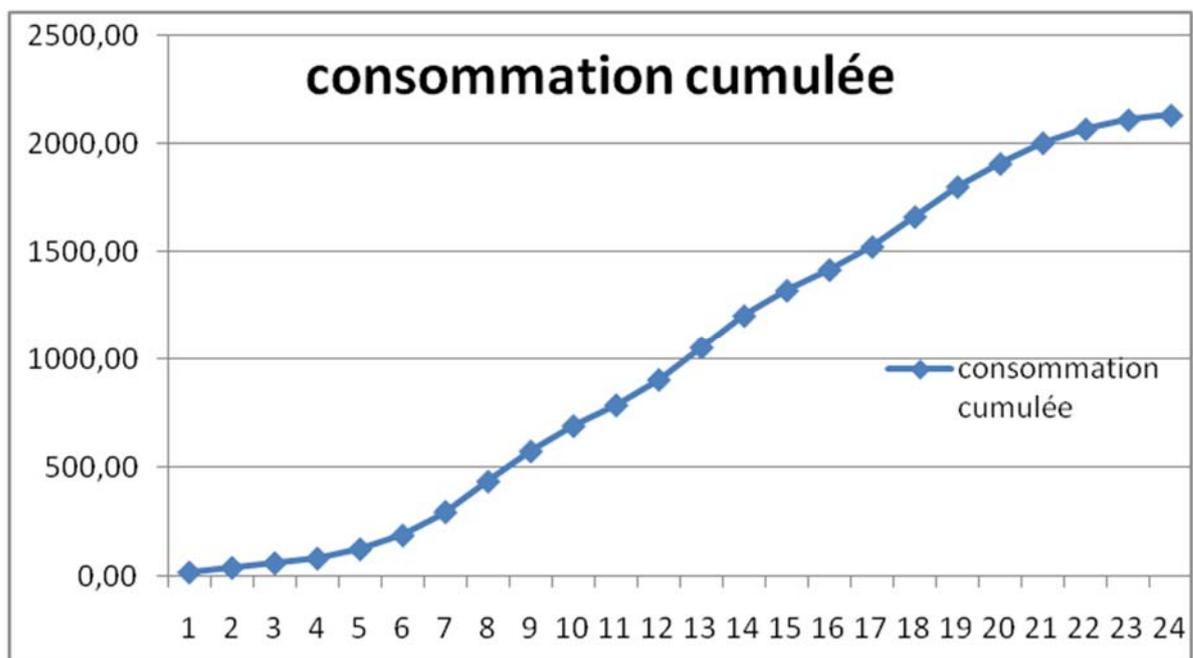


Figure III.2 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération de Chadia

Tableau II.14 Variation horaire de Bouhelel

Heurs	Consommation totale $Q_{\max,j} = 1222,45 \text{ m}^3/\text{j}$		courbe de consommation cumulée	
	%	Q h	% cumulé	Q cumulé
0-1	0,75	9,17	0,75	9,17
01-02	0,75	9,17	1,5	18,34
02-03	1	12,22	2,5	30,56
03-04	1	12,22	3,5	42,79
04-05	3	36,67	6,5	79,46
05-06	5,5	67,23	12	146,69
06-07	5,5	67,23	17,5	213,93
07-08	5,5	67,23	23	281,16
08-09	3,5	42,79	26,5	323,95
09-10	3,5	42,79	30	366,74
10-11	6	73,35	36	440,08
11-12	8,5	103,91	44,5	543,99
12-13	8,5	103,91	53	647,90
13-14	6	73,35	59	721,25
14-15	5	61,12	64	782,37
15-16	5	61,12	69	843,49
16-17	3,5	42,79	72,5	886,28
17-18	3,5	42,79	76	929,06
18-19	6	73,35	82	1002,41
19-20	6	73,35	88	1075,76
20-21	6	73,35	94	1149,10
21-22	3	36,67	97	1185,78
22-23	2	24,45	99	1210,23
23-24	1	12,22	100	1222,45
Totale	100	1222,45		

Le débit maximum horaire est égal à **103,91m³/h** ou bien **28.86 l/s**.

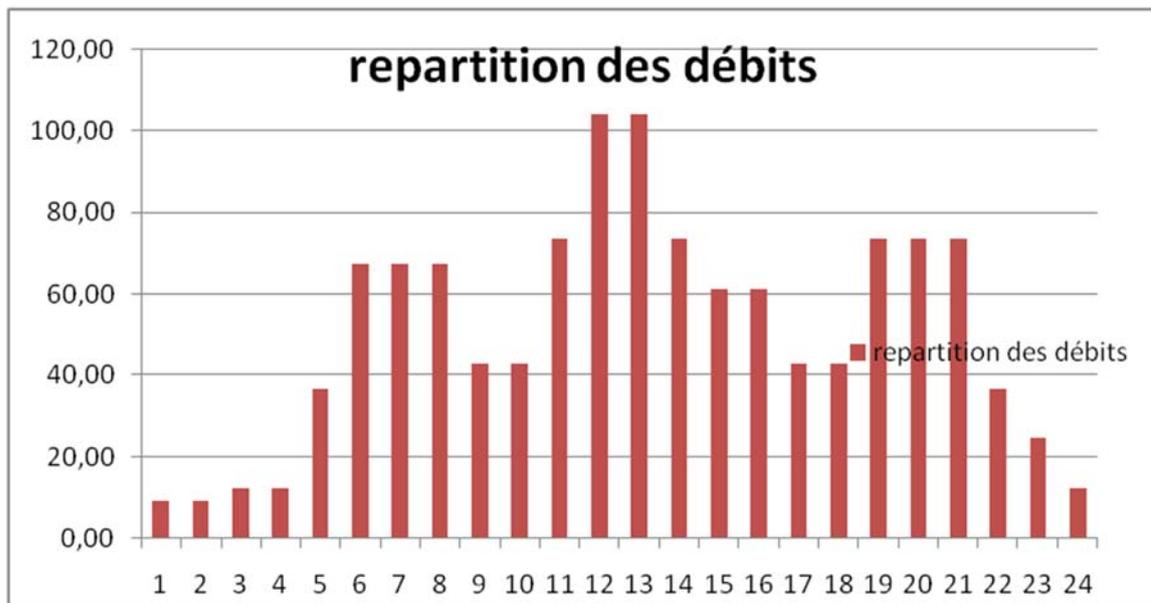


Figure III.3 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de Bouhelel

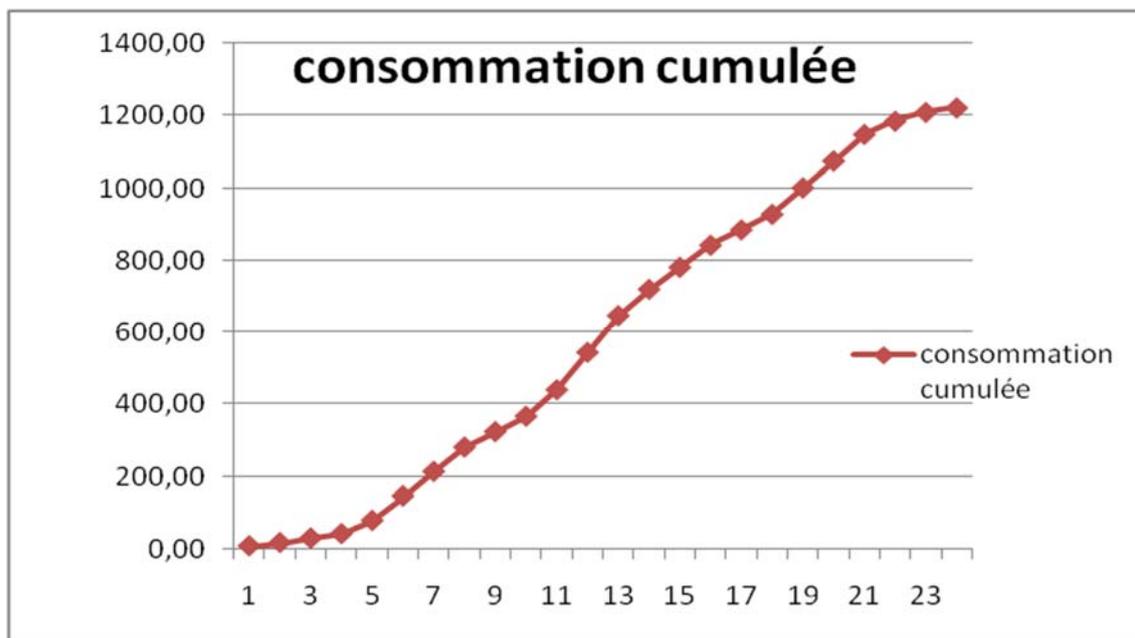


Figure III.4 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération de Bouhelel

Tableau III.15 Variation horaire de Gheriana

Heurs	Consommation totale $Q_{\max,j} = 2102,55 \text{m}^3/\text{j}$		courbe de consommation cumulée	
	%	Q h	% cumulé	Q cumulé
0-1	1	21,03	1	21,03
01-févr	1	21,03	2	42,05
02-mars	1	21,03	3	63,08
03-avr	1	21,03	4	84,10
04-mai	2	42,05	6	126,15
05-juin	3	63,08	9	189,23
06-juil	5	105,13	14	294,36
07-août	6,5	136,67	20,5	431,02
08-sept	6,5	136,67	27	567,69
09-oct	5,5	115,64	32,5	683,33
10-nov	4,5	94,61	37	777,94
11-déc	5,5	115,64	42,5	893,58
déc-13	7	147,18	49,5	1040,76
13-14	7	147,18	56,5	1187,94
14-15	5,5	115,64	62	1303,58
15-16	4,5	94,61	66,5	1398,20
16-17	5	105,13	71,5	1503,32
17-18	6,5	136,67	78	1639,99
18-19	6,5	136,67	84,5	1776,65
19-20	5	105,13	89,5	1881,78
20-21	4,5	94,61	94	1976,40
21-22	3	63,08	97	2039,47
22-23	2	42,05	99	2081,52
23-24	1	21,03	100	2102,55
Totale	100	2102,55		

Le débit maximum horaire est égal à **147.18/h** ou bien **40.88 l/s**.

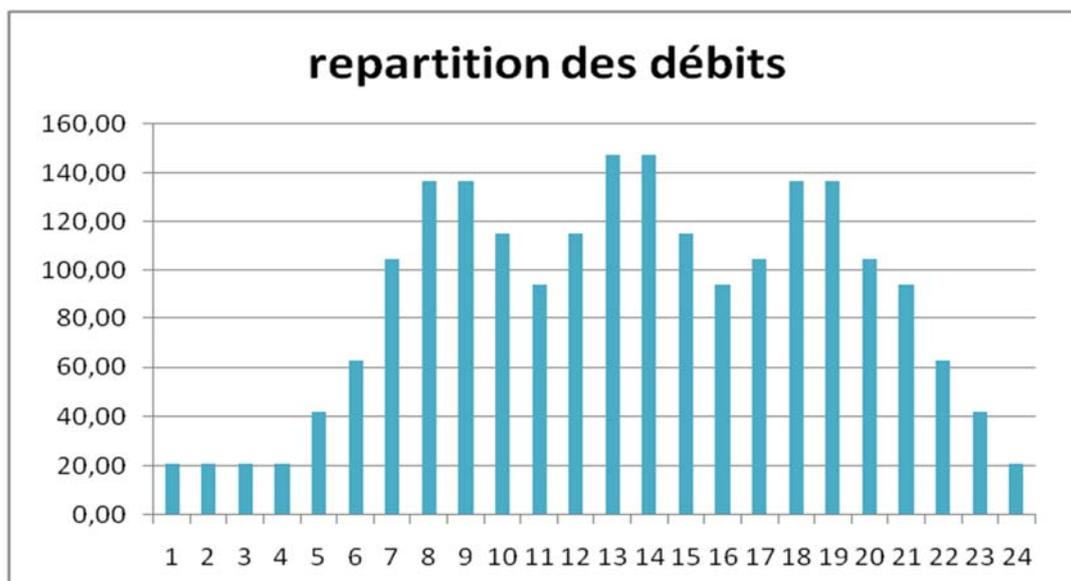


Figure III.5 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération de Gheriana

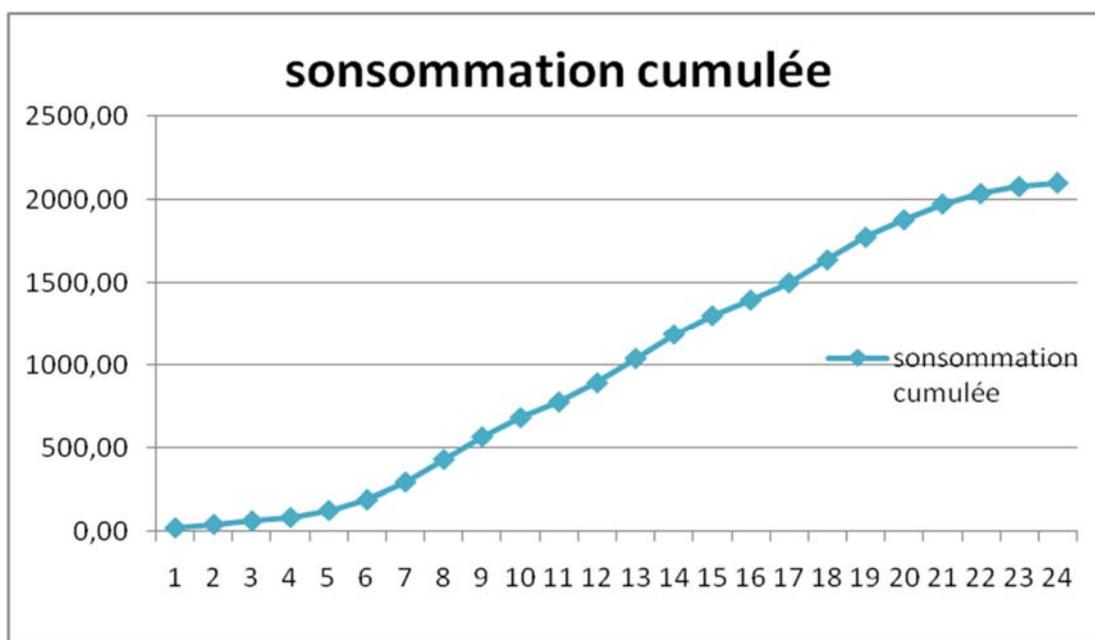


Figure III.6 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération de Gheriana

Conclusion

Dans ce présent chapitre, nous avons pu évaluer la quantité d'eau à mobiliser pour satisfaire les besoins futurs de nos agglomérations, les besoins sont estimés à 5456.75 m³/j à l'horizon de 2045.

Dans le but d'acheminer cette quantité d'eau vers les consommateurs, il est inéluctable de dimensionner les ouvrages de stockage qui seront l'objet de notre prochain chapitre.

Chapitre IV : Etude d'adduction

Introduction

On définit par adduction des eaux, l'acheminement des eaux brutes ou traitées des zones de captage, stations de traitement ou source aux différentes zones d'utilisation.

Nous aborderons dans ce présent chapitre l'étude de conception du système d'adduction avec une proposition de variantes qui seront étudiées de manière technico-économique afin d'en choisir la plus adaptée. Après quoi, nous entamerons le calcul des différents éléments qui la constituent.

I.1. Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, les canalisations d'amener ou adductions peuvent être classées en trois catégories :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte. [2]

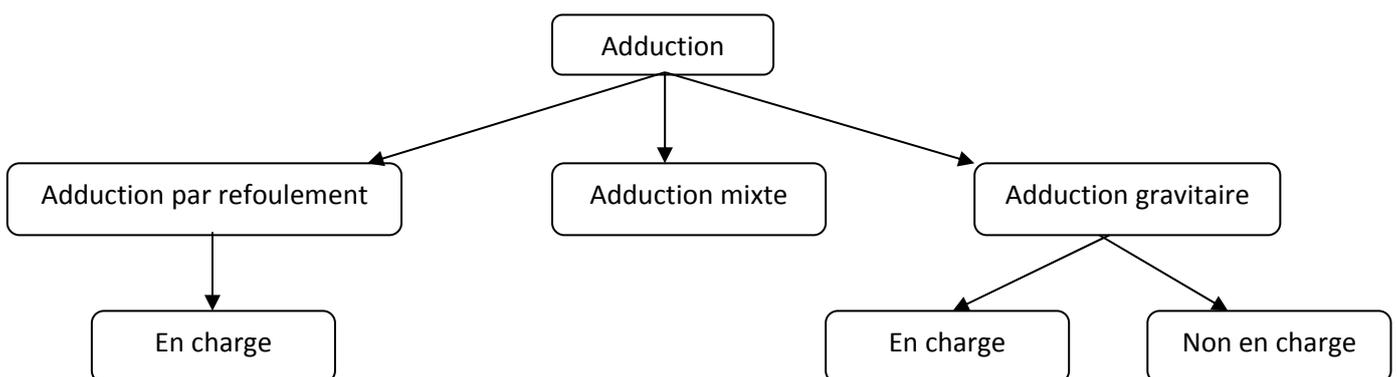


Figure IV.1 : Type d'adduction

I.1.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement dont le point de départ se trouve à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle peut être en charge ou non en charge.

I.1.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression et en charge à l'aide des machines hydro-électriques dont le point de départ se trouve à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

I.1.3. Adduction mixte

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

I.2. Type d'écoulement

Dans les adductions destinées pour le transport des eaux potables, nous distinguons deux types d'écoulement :

a) Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement dont la pression est inférieure à la pression atmosphérique, nous le rencontrons dans le cas des adductions gravitaires telles que les canaux à ciel ouvert ou les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

b) Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement que nous rencontrons dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement [2]

I.3 Critères du choix du tracé de l'adduction

Le tracé d'une adduction ne se fait pas de façon Aléatoire, mais plutôt, repose sur des critères pour avoir un tracé optimum contribuant à l'étude technique de dimensionnement et qui sont :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication d'ouvrages coûteux ou fragiles tel que la traversés des rivières et des routes, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée de massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible lors de la construction en évitant les points hauts.
- Avoir un tracé en bordure de routes et chemins permettant:
 - Des travaux de terrassement et d'approvisionnement en conduites souvent moins onéreux.
 - Un accès facile aux regards contenant les appareils de robinetterie
- A un terrain accidenté ou à une suite de points hauts, entraînant une accumulation d'air, en éviter les contre-pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir

une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.

- Si le tracé se trouve confronté à ces points, des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

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.

I.4. Choix du matériau de la conduite

Le choix de la nature et du type de matériau de la conduite à projeter représente un volet très important dans une étude d'adduction, ce choix prend en compte des critères techniques et économiques surtout lorsqu'il s'agit de conduites enterrées.

- Techniquement parlant, ce choix est tributaire de plusieurs exigences, nous pouvons citer :
 - Adaptation de la conduite aux terrains de pose et surtout aux plus insolites.
 - Résistance de la conduite aux pressions, aux attaques chimiques, à la corrosion et aux charges mobiles.
 - Les conduites doivent avoir une bonne étanchéité.
 - Facilité de manœuvre de la conduite et l'aisance d'entretien et de mise en service.
- Economiquement parlant, ce choix est tributaire :
 - De la disponibilité du produit sur le marché local et en quantité suffisante.
 - Du prix unitaire, de la fourniture et du transport.

Dans le domaine d'alimentation en eau potable, une multitude de types de conduites sont utilisés, nous pouvons citer:

- Les conduites en fonte.
- Les conduites en acier.
- Les conduites en matière plastique (PVC, PEHD).

a) La Fonte

La fonte est un alliage de fer et de carbone, dont la proportion varie entre 2,2 à 4 %. La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée, une très faible quantité de magnésium dont la présence au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous une forme sphéroïdale ou bien de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

b) Acier

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 %. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est l'acier doux soudable. Les longueurs courantes varient entre 6 à 16 m suivant les diamètres.

Ces tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage à chaud sous soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminages jusqu'à un diamètre de 400 mm, soit à partir d'une tôle mise en forme à la machine et soudés longitudinalement à l'arc électrique à partir du diamètre 350 mm, soit encore à partir des bandes enrôlées en hélice et soudées sur le bord à l'arc électrique du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600 mm.

d) Conduites en plastique

La matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesques molécules dites macromolécules, obtenues par voie synthétique et qui ont été transformées plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leurs compositions.

Les tubes en matière plastique ont une grande importance dans presque tous les domaines de l'industrie et particulièrement dans le domaine de l'hydraulique. Ils sont favorisés par les utilisateurs tant en alimentation rurale, notamment, pour la desserte des écarts, qu'en alimentation urbaine.

e) Conduites en PVC

Le PVC ou poly chlorure de vinyle est un dérivé de l'éthylène, le monomère est le chlorure vinyle de formule CH_2CHCl . La matière première est une poudre blanche. Le point de fusion se situe à 150°C, mais le produit se ramollit à 75°C.

Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels (acier, fonte). Les longueurs de ces conduites varient de 4 à 6 m.

f) Conduites en polyéthylène

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

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

II.1. Calcul hydraulique, cas de refoulement

Economiquement parlant, la station de pompage et la conduite de refoulement sont destinées à élever un certain débit à une hauteur géométrique déterminée, il existe une infinité de solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de la conduite de refoulement et donc aux pertes de charge générées qui majorent la puissance d'élevation théorique.

Si nous tenons compte, d'une part de l'investissement des conduites qui croît avec le diamètre et d'autre part du coût proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe celle de l'énergie théorique d'élevation ainsi qu'une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, nous pouvons déterminer un diamètre optimal du point de vue économique.

Ce diamètre est alors donné par les dépenses totales d'investissement et d'exploitation minimales.

BONIN et BRESSE ont proposés les approches ci-après donnant ainsi un diamètre économique mais non normalisé en mètre d'une seule conduite refoulant un débit Q en (m³/s).

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

$$D_{ec} = 1.5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots \text{(Relation de BRESSE)} \quad \text{(IV.2)}$$

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m).

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

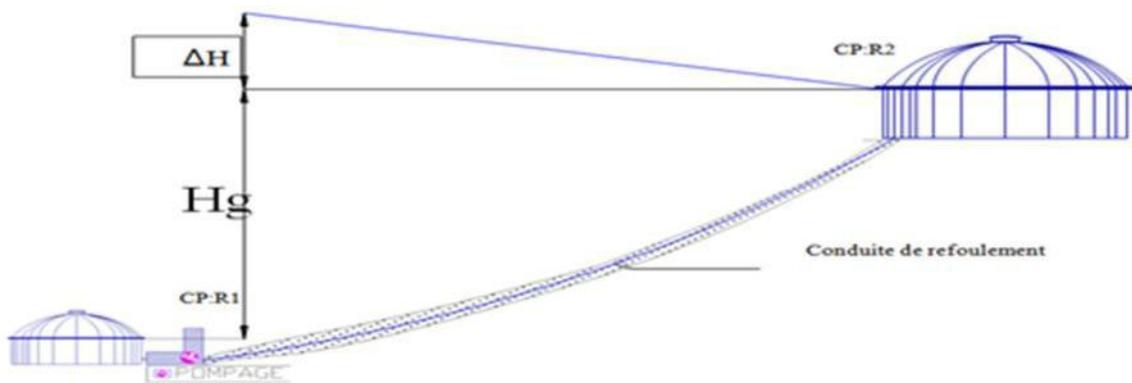


Figure IV.2 : Schéma d'une adduction par refoulement

II.2. Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

H_g : différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m)

$\sum \Delta h$: la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta H = 1,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots(4)$$

ΔH_l : Etant les pertes de charge linéaires (m).

Les pertes de charge linéaire sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach

$$\Delta H = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots\dots\dots (5)$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) = 9.81 m/s^2 .

Q : Débit à refouler (m^3/s).

L : longueur géométrique de la conduite (m).

D : diamètre de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

Avec :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots \text{(Formule de nikuradzé)} \quad (6)$$

$$\frac{1}{\lambda} = -2 * \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots \text{(formule de colebrook)} \quad (7)$$

ε : la rugosité de la paroi de la conduite

- pour le PEHD $\varepsilon = 0.01$ mm

- pour la fonte ductile $\varepsilon = 0.03$ mm

Re : nombre de Reynolds.

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \dots (8)$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2} \dots (9)$$

t: température de l'eau en degré.

à t= 20°C: $\nu = 0.01$ Stocks = 10^{-6} m²/s.

II.3. Puissance de pompage

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

P : puissance absorbée par la pompe (Kw).

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

Hmt : Hauteur manométrique totale (m).

Q : Débit à refouler (m³/s).

η : rendement de la station de pompage.

II.4. Energie consommée par le pompage

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

E : énergie consommée pendant une année (Kwh).

P : puissance de pompage (Kw).

t : temps de pompage par jour (h).

II.5. Dépense annuelle de l'énergie

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

$$K = \delta * E \dots (IV.12)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour selon le **tableau 1**

Tableau .1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06 à 17 h	11	1.615
Heures de pointes	17 à 21 h	4	7.267
Heures creuses	21 à 06 h	9	0,853

(Source Sonelgaz)

Compte tenu de la variation journalière des tarifs du KWh, Nous recommandons un régime de fonctionnement de pompage de 20h/24, soit un arrêt de quatre heures identifiées comme celles de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est la plus chère à savoir entre 17 et 21h. Le pompage s'effectuera donc de 21h à 17h.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage sera égal à :

$$\delta = \frac{1.615*11 + 0,853*9}{20} \Rightarrow \delta = 1.2721 \text{ DA}$$

II.6. Frais d'amortissement

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots \dots \text{(IV.13)}$$

Avec :

A : Frais d'amortissement (DA).

i : Taux d'annuité ; i = 8 %.

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 25 ans.

II.7. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (H_g), nous pouvons déterminer les hauteurs manométriques totales correspondantes à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Nous pouvons dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

Le choix du diamètre

Après avoir déterminé les frais d'amortissement et d'exploitation, nous pourrions établir le bilan total et nous aurons ainsi une courbe d'optimisation, le choix se tiendra sur le diamètre dont le prix total sera le plus faible.

III. Cas gravitaire

Dans le cas d'un système gravitaire en charge, le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable.

Une faible vitesse favorisera les dépôts dans la conduite, qui peuvent être parfois très difficiles à évacuer, et l'air s'acheminera difficilement vers les points hauts.

D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation :

Augmentation de la valeur du coup de bélier, risque de cavitation et nuisances sonores et enfin risque important de fuites.

Il est très rare d'avoir un diamètre normalisé après calcul d'une conduite gravitaire, nous serons donc obligés de remplacer cette conduite unique par deux conduites en série de diamètres D_1 et D_2 avec $D_1 < D < D_2$.

La détermination du diamètre le plus avantageux sera comme suit :

Connaissant les cotes des plans d'eau des points de départ et de point d'arrivée

C_{p1} et C_{p2} . En appliquant l'équation de la charge totale au point de départ, nous aurons :

$$C_{p1} = Z_1$$

En appliquant l'équation de la charge totale au point d'arriver, nous aurons :

$$C_{p2} = Z_2$$

$$H_d = Z_1 - Z_2 = C_{p1} - C_{p2}$$

avec $C_{p1} > C_{p2}$; représente la charge disponible

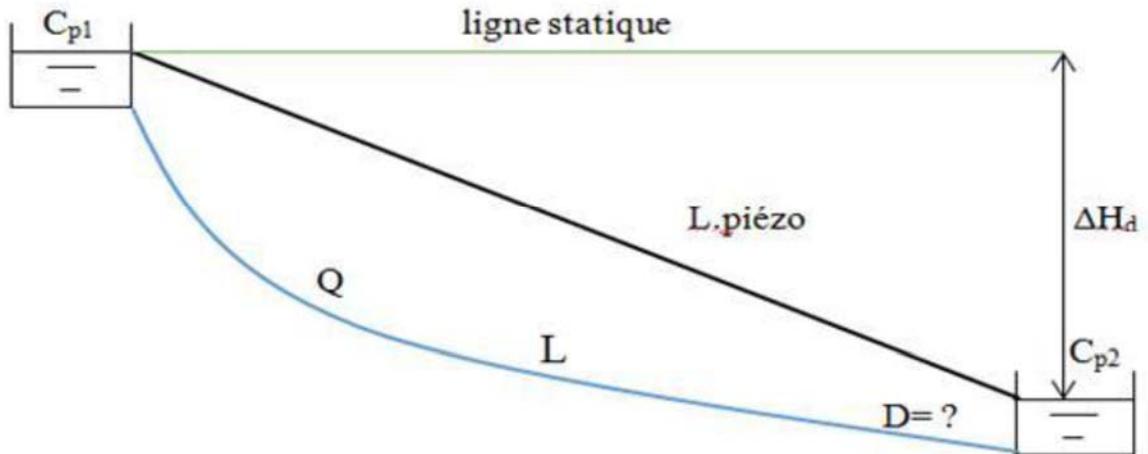


Figure IV.3 : Schéma d'une adduction gravitaire

Pour pouvoir calculer le diamètre avantageux il faudra accepter une hypothèse qui dit que nous devons supposer que la charge disponible soit égale à la perte de charge.

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

$$\Delta H = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D^m} \dots\dots (14)$$

ΔH : Perte de charge totale (m).

Les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H^{lin}_p \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

K' : Coefficient de perte de charge.

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).

$$L_e = L_g + L_{e\varepsilon} \dots\dots\dots(15)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/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.

Nous pourrions déduire donc le diamètre calculé avantageux de la conduite gravitaire qui est :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L e * Q^\beta}{\Delta H t}} \dots\dots (16)$$

IV.1 Etude des variants

La position et l'étude des variantes a pour but le choix du tracé le plus économique et le choix de l'emplacement adéquat de la station de pompage, on respectant les conditions techniques.

IV.2 Proposition des variantes

La station de pompage (cote 55 m) refoule la totalité du débit vers le réservoir existant de Bouhlel, CHADIA est alimenté gravitairement à partir du réservoir de Bouhlel. On projet une station de pompage au niveau du réservoir de Bouhlel (cote 291 m) qui refoule vers le réservoir de Gheriana (cote 575 m).

Dans notre projet on propose une canalisation de CHIALI en PEHD, les prix du ML sont représentés en (**Annexe II**).

On propose deux variant pour l'emplacement des stations de reprise

Partie I SP – R 500 Bouhlel

Pour cette partie on propose deux variantes :

IV7.1 Variante 01

La première partie en refoulement [SP1 – Bouhlel] la cote la station de reprise est de 175 m.

IV7.1 Variante 02

La première partie en refoulement [SP1 – Bouhlel] la cote la station de reprise est de 215m.

Partie II R500 Bouhlel – R Gheriana

Pour cette partie aussi on propose deux variantes:

IV7.1 Variante 01

La deuxième partie en refoulement [SP2 – Gheriana] la station reprise a une cote de 390m.

IV7.1 Variante 02

La deuxième partie en refoulement [SP2 – Gheriana] la station reprise a une cote de 420 m.

Le tableau suivant résume les détails des variantes

Tableau IV.2 : détails sur les variantes :

Variante 01	Cotes (m)	Variante 01	Cotes (m)
SP1	55	SP1	55
SR1	175	SR1	215
R- Bouhlel	291	R- Bouhlel	291
SR2	390	SR2	420
R-Gheriana	575	R-Gheriana	575

IV.8 Calcul des paramètres hydrauliques

On calcul le débit d'exploitation qui doit être refoulé par la pompe.

IV.8.1 Partie I SP – R 500 Bouhlel

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

t = 20 h

$$Q_{\text{max},j} = 5456.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp}} = \frac{5456.75}{20 \cdot 3600} = 0.075 \text{ m}^3/\text{s.}$$

a) Variante 01 :

Dans cette variante la station de reprise a une cote de **175 m**

IV.8.1.1 Tronçon SP –SR1

La longueur de la conduite de refoulement de 1970 m véhicule le débit total, le diamètre calculé par la formule de BONIN est :

$$\text{Dec} = \mathbf{0,276 \text{ m}}$$

Tableau IV.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP-SR1

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)	λ colbrook	Nombre de reynolds	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	14,6	5,58	0,0135	722840,14	1970	356,16	120	476,16
200	18,2	3,56	0,01370	577918,64	1970	117,78	120	237,78
250	22,7	2,28	0,0140	462108,94	1970	39,28	120	159,28
315	28,6	1,44	0,0144	366747,44	1970	12,71	120	132,71
400	36,3	0,89	0,0149	288782,80	1970	3,98	120	123,98
500	45,4	0,57	0,0154	231054,47	1970	1,35	120	121,35

Tableau IV.4 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP-SR1

Dext (mm)	L (m)	prix ml (DA)	Anuité %	Hmt (m)	P (KW)	E (kwh)	Famorti (DA)	Fexpl (DA)
160	1970	1786,51	9,37	476,16	437,92	3196805,10	329770,09	4066655,77
200	1970	2805,48	9,37	237,78	218,68	1596366,84	517860,75	2030738,26
250	1970	4340,56	9,37	159,28	146,49	1069361,13	801219,63	1360334,30
315	1970	6881,37	9,37	132,71	122,05	891001,00	1270225,21	1133442,38
400	1970	11116,05	9,37	123,98	114,03	832383,72	2051900,55	1058875,34
500	1970	17335,76	9,37	121,35	111,61	814734,11	3199990,60	1036423,26

Tableau IV.5 : Bilan pour le tronçon SP-SR1

Dext (mm)	F amorti (DA)	F exploitation (DA)	Bilan (DA)
160	329770,09	4066655,77	4396425,87
200	517860,75	2030738,26	2548599,01
250	801219,63	1360334,30	2161553,93
315	1270225,21	1133442,38	2403667,58
400	2051900,55	1058875,34	3110775,89
500	3199990,60	1036423,26	4236413,86

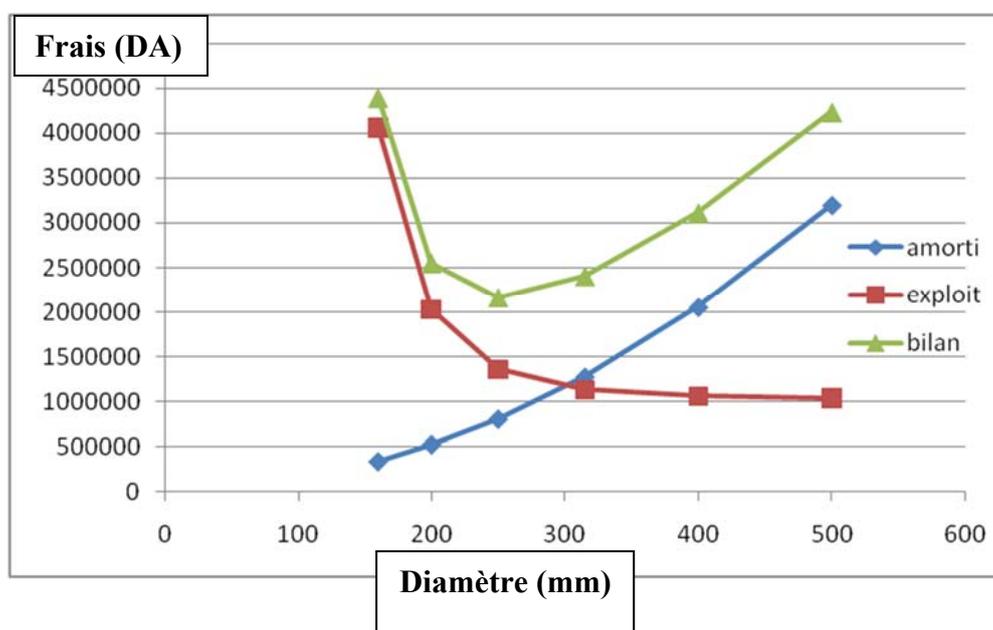


Figure IV.4 : Bilan total du tronçon SP- SR1

Le bilan nous donne un diamètre économique de 250 mm avec une vitesse de 2,28 m/s
 Qui est un peu élevé alors on prend le diamètre 315 mm qui nous donne une vitesse d'ordre de 1,44 m/s.

IV.8.1.2 Tronçon SR1 –R500 Bouhleb

La longueur de la conduite de refoulement de 2531 m véhicule le débit total.

Tableau IV.6 : Calcul de la HMT pour le tronçon SR1-S500 Bouhleb

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)	λ colbrook	Re	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	14,6	5,58	0,0135	722840,14	2531	457,58	116	573,58
200	18,2	3,57	0,01370	577918,65	2531	151,32	116	267,32
250	22,7	2,28	0,0140	462108,95	2531	50,47	116	166,47
315	28,6	1,44	0,0144	366747,44	2531	16,33	116	132,33
400	36,3	0,89	0,0149	288782,81	2531	5,12	116	121,12
500	45,4	0,57	0,0154	231054,47	2531	1,74	116	117,74

Tableau IV.7 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SR1-R500 Bouhleb

Dext (mm)	L (m)	prix ml DA	Anuité %	Hmt (m)	P (KW)	E (KWH)	F amorti (DA)	Fexploitation (DA)
160	2531	1 786,51	9,37	573,58	527,518397	3850884,3	423679,243	4898709,91
200	2531	2 805,48	9,37	267,32	245,847496	1794686,72	665332,768	2283020,97
250	2531	4 340,56	9,37	166,47	153,096542	1117604,76	1029384,2	1421705,01
315	2531	6 881,37	9,37	132,33	121,705854	888452,735	1631949,24	1130200,72
400	2531	11 116,05	9,37	121,12	111,389441	813142,921	2636223,5	1034399,11
500	2531	17 335,76	9,37	117,74	108,283178	790467,197	4111256,96	1005553,32

Tableau IV.8 : Bilan total du tronçon SR1- R500 Bouhleb

Dext (mm)	Famorti (DA)	F exploitation (DA)	Bilan (DA)
160	423679,243	4898709,91	5322389,16
200	665332,768	2283020,97	2948353,74
250	1029384,2	1421705,01	2451089,22
315	1631949,24	1130200,72	2762149,96
400	2636223,5	1034399,11	3670622,61
500	4111256,96	1005553,32	5116810,28

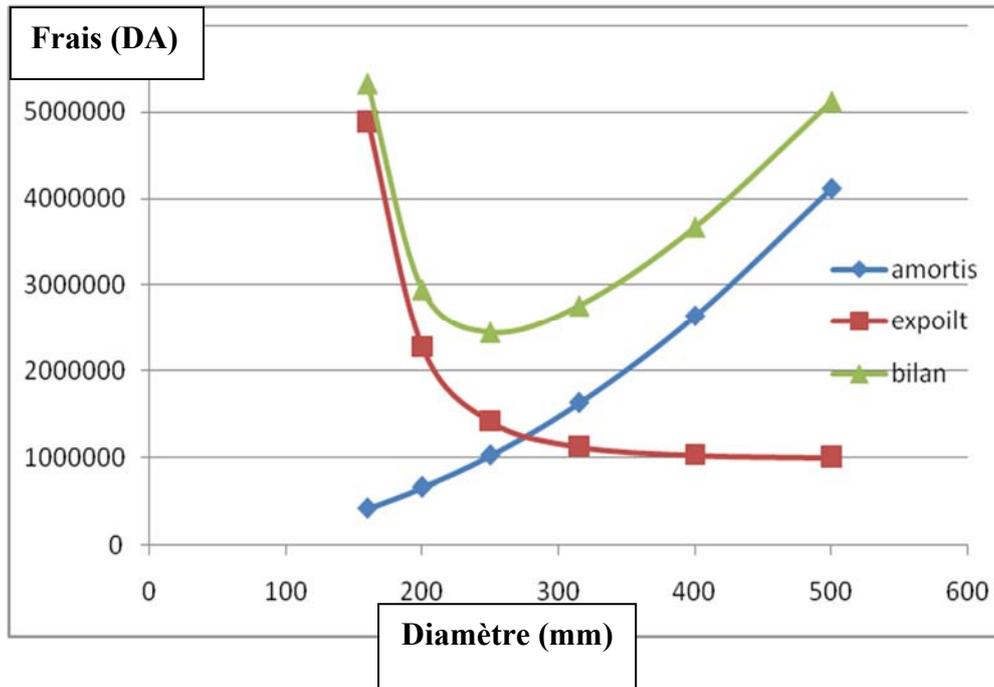


Figure IV.5 : Bilan total du tronçon SR1- R500 Bouhlel

Nous allons prendre un diamètre de 315 mm offrant une vitesse de 1.44 m/s.

b) Variante 02 :

La station de reprise a une cote de **215 m**

IV.8.2.1 Tronçon SP –SR1

La longueur de la conduite de refoulement de 2500 m véhicule le débit total

Tableau IV.9 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP-SR1

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)	λ colbrook	Re	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	14,6	5,58	0,01354	722840,14	2500	451,980	160	611,98
200	18,2	3,57	0,01370	577918,65	2500	149,463	160	309,46
250	22,7	2,28	0,01398	462108,95	2500	49,848	160	209,85
315	28,6	1,44	0,01437	366747,44	2500	16,134	160	176,13
400	36,3	0,89	0,01487	288782,81	2500	5,054	160	165,05
500	45,4	0,57	0,01542	231054,47	2500	1,718	160	161,72

Tableau IV.10 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP –SR1

Dext (mm)	L (m)	prix ml (DA)	Anuité %	Hmt (m)	P (kw)	E (Kwh)	F amorti (DA)	F exploitation (DA)
160	2500	1 786,51	9,37	611,98	562,83	4108660,55	418489,97	5226627,08
200	2500	2 805,48	9,37	309,46	284,61	2077647,53	657183,69	2642975,42
250	2500	4 340,56	9,37	209,85	192,99	1408858,56	1016776,18	1792208,97
315	2500	6 881,37	9,37	176,13	161,99	1182513,21	1611960,92	1504275,06
400	2500	11 116,05	9,37	165,05	151,80	1108125,8	2603934,71	1409646,84
500	2500	17 335,76	9,37	161,72	148,73	1085727,82	4060901,78	1381154,35

Tableau IV.11 : Bilan total du tronçon SP-SR1

Dext (mm)	F amorti (DA)	F exploitation (DA)	Bilan (DA)
160	418489,97	5226627,08	5645117,05
200	657183,69	2642975,42	3300159,11
250	1016776,18	1792208,97	2808985,15
315	1611960,92	1504275,06	3116235,98
400	2603934,71	1409646,84	4013581,55
500	4060901,78	1381154,35	5442056,13

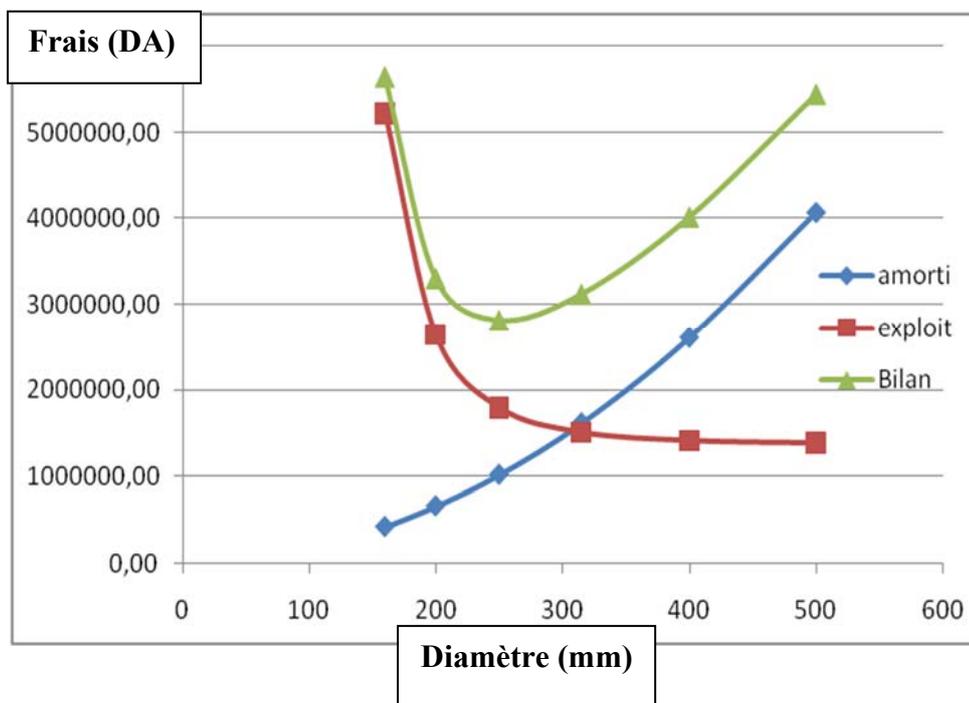


Figure IV.6 : Bilan total du tronçon SP-SR1

Nous allons prendre un diamètre de 315 mm offrant une vitesse de 1.44 m/s.

IV.8.2.2 Tronçon SR1 –R500 Bouhleb

La longueur de la conduite de refoulement de 1967 m véhicule le débit total

Tableau IV.12 : Calcul de la HMT pour le Tronçon SR1 –R500 Bouhleb

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)	λ colbrook	Re	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	14,6	5,58	0,01354	722840,14	1967	451,980	160	611,98
200	18,2	3,57	0,01370	577918,65	1967	149,463	160	309,46
250	22,7	2,28	0,01398	462108,95	1967	49,848	160	209,85
315	28,6	1,44	0,01437	366747,44	1967	16,134	160	176,13
400	36,3	0,89	0,01487	288782,81	1967	5,054	160	165,05
500	45,4	0,57	0,01542	231054,47	1967	1,718	160	161,72

Tableau IV.13 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le Tronçon SR1 –R500 Bouhleb

Dext (mm)	L (m)	prix ml	Anuité %	Hmt (m)	P (KW)	E (Kwh)	F amorti (DA)	Fexploitation (DA)
160	1967	1 786,51	9,37	611,98	562,83	4108660,55	329267,906	5226627,08
200	1967	2 805,48	9,37	309,46	284,61	2077647,53	517072,127	2642975,42
250	1967	4 340,56	9,37	209,85	192,99	1408858,56	799999,498	1792208,97
315	1967	6 881,37	9,37	176,13	161,99	1182513,21	1268290,85	1504275,06
400	1967	11 116,05	9,37	165,05	151,80	1108125,8	2048775,83	1409646,84
500	1967	17 335,76	9,37	161,72	148,73	1085727,82	3195117,52	1381154,35

Tableau IV.14 : Bilan total du Tronçon SR1 –R500 Bouhleb

Dext (mm)	F amorti (DA)	Fexploitation (DA)	Bilan (DA)
160	329267,906	5226627,08	5555894,99
200	517072,127	2642975,42	3160047,55
250	799999,498	1792208,97	2592208,47
315	1268290,85	1504275,06	2772565,91
400	2048775,83	1409646,84	3458422,67
500	3195117,52	1381154,35	4576271,87

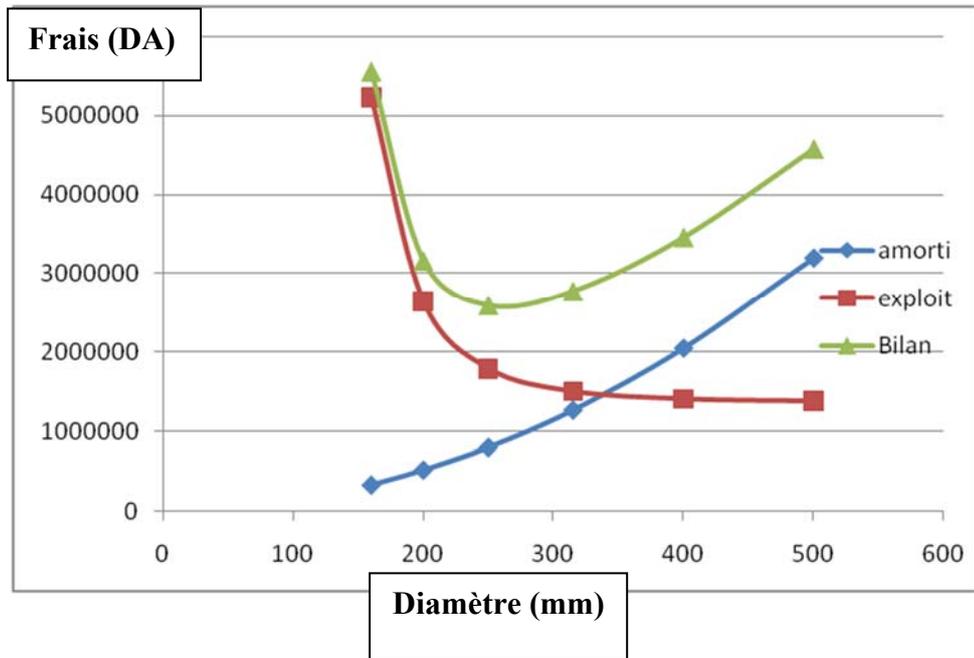


Figure IV.7 : Bilan total du Tronçon SR1 –R500 Bouhlel

Nous allons prendre un diamètre de 315 mm offrant une vitesse de 1.44 m/s.

IV.8.3Partie II R 500 Bouhlel- R Gheriana

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t \cdot 3600}$$

t = 20 h ;

Q_{max,j} = 2102,55 m³/j ;

A.N: $Q_{exp} = \frac{2102,55}{20 \cdot 3600} = 0,029 \text{ m}^3/\text{s}$

a) Variante 01 :

La station de reprise se situe à une cote de 390 m

IV.8.3.1 Tronçon R500 Bouhlel – SR2

La longueur de la conduite de refoulement de 2986 m véhicule le débit de 0,029 l/s, le diamètre calculé par la formule de BONIN est :

Dec = 0,170 m

Tableau IV.15 : Calcul de la HMT pour le Tronçon R500 Bouhlel –SR2

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Re	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	11,4	3,54	0,01503	357713,93	2986	307,776	99	406,78
160	14,6	2,16	0,01538	279498,19	2986	91,702	99	190,70
200	18,2	1,38	0,01582	223461,88	2986	30,805	99	129,81
250	22,7	0,88	0,01635	178682,13	2986	10,410	99	109,41
315	28,6	0,56	0,01700	141809,01	2986	3,407	99	102,41
400	36,3	0,34	0,01776	111662,69	2986	1,077	99	100,08

Tableau IV.16 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le Tronçon R500 Bouhlel –SR2

Dext (mm)	L (m)	prix ml (DA)	Anuité %	Hmt (m)	P Kw	E (Kwh)	Famorti (DA)	Fexploitation (DA)
125	2986	1 093,08	9,37	406,78	144,65	1055978,6	305830,9	1343310,41
160	2986	1 786,51	9,37	190,70	67,82	495057,1	499844,4	629762,11
200	2986	2 805,48	9,37	129,81	46,16	336970,5	784940,2	428660,18
250	2986	4 340,56	9,37	109,41	38,91	284025,5	1214437,5	361308,89
315	2986	6 881,37	9,37	102,41	36,42	265846,0	1925326,1	338182,73
400	2986	11 116,05	9,37	100,08	35,59	259798,0	3110139,6	330489,04

Tableau IV.17 : Bilan total du Tronçon R500 Bouhlel – SR2

Dext (mm)	F amorti (DA)	F exploitation (DA)	Bilan (DA)
125	305830,9	1343310,41	1649141,29
160	499844,4	629762,11	1129606,53
200	784940,2	428660,18	1213600,38
250	1214437,5	361308,89	1575746,36
315	1925326,1	338182,73	2263508,86
400	3110139,6	330489,04	3440628,66

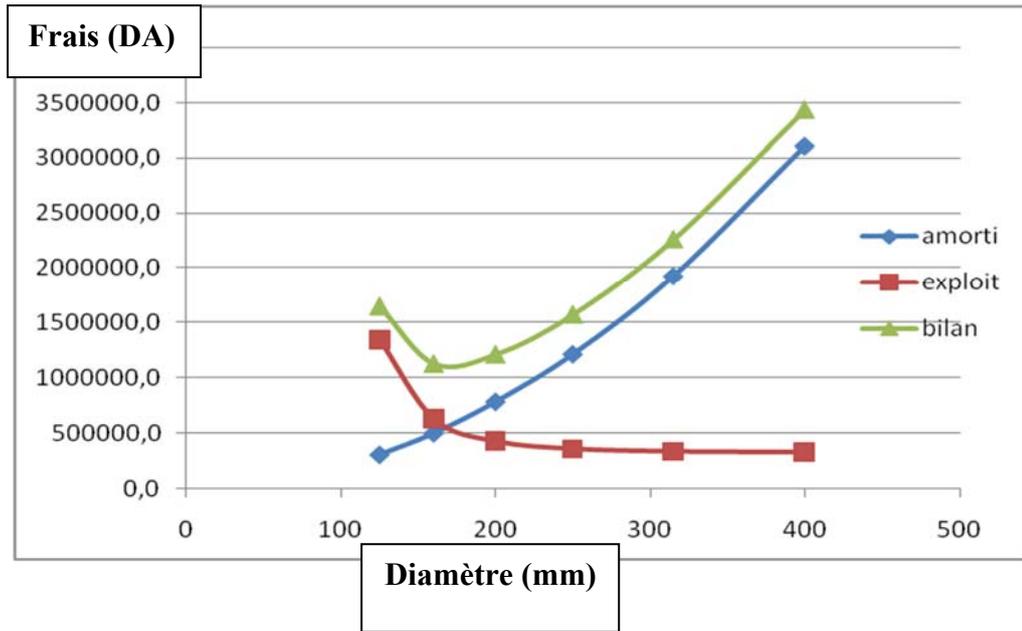


Figure IV.8 : Bilan total du Tronçon R500 Bouhlel – SR2

Nous allons prendre un diamètre de 200 mm offrant une vitesse de 1.38 m/s.

IV.8.3.2 Tronçon SR2 – R Gheriana

La longueur de la conduite de refoulement de 2660 m véhicule le débit de 0,029 l/s

Tableau IV.18 : Calcul de la HMT pour le Tronçon SR2 - R Gheriana

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Re	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	11,4	3,54	0,01503	357713,93	2660	274,17	185	459,17
160	14,6	2,16	0,01538	279498,19	2660	81,69	185	266,69
200	18,2	1,38	0,01582	223461,88	2660	27,44	185	212,44
250	22,8	0,88	0,01635	178856,96	2660	9,32	185	194,32
315	28,6	0,56	0,01700	141809,01	2660	3,04	185	188,04
400	36,3	0,34	0,01776	111662,69	2660	0,96	185	185,96

Tableau VI.19 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le Tronçon SR2 –R Gheriana

Dext (mm)	L (m)	prix ml (DA)	Anuité %	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Famorti (DA)	Fexploitation (DA)
125	2660	1 093,08	9,37	459,17	163,29	1192002,86	272441,45	1516346,84
160	2660	1 786,51	9,37	266,69	94,84	692320,58	445273,33	880701,00
200	2660	2 805,48	9,37	212,44	75,55	551493,29	699243,45	701554,61
250	2660	4 340,56	9,37	194,32	69,10	504442,90	1081849,86	641701,81
315	2660	6 881,37	9,37	188,04	66,87	488133,91	1715126,42	620955,14
400	2660	11 116,05	9,37	185,96	66,13	482746,18	2770586,53	614101,42

Tableau IV.20 : Bilan total du Tronçon SR2 –R Gheriana

Dext (mm)	F amorti (DA)	F exploitation (DA)	Bilan (DA)
125	272441,45	1516346,84	1788788,29
160	445273,33	880701,00	1325974,33
200	699243,45	701554,61	1400798,06
250	1081849,86	641701,81	1723551,67
315	1715126,42	620955,14	2336081,56
400	2770586,53	614101,42	3384687,95

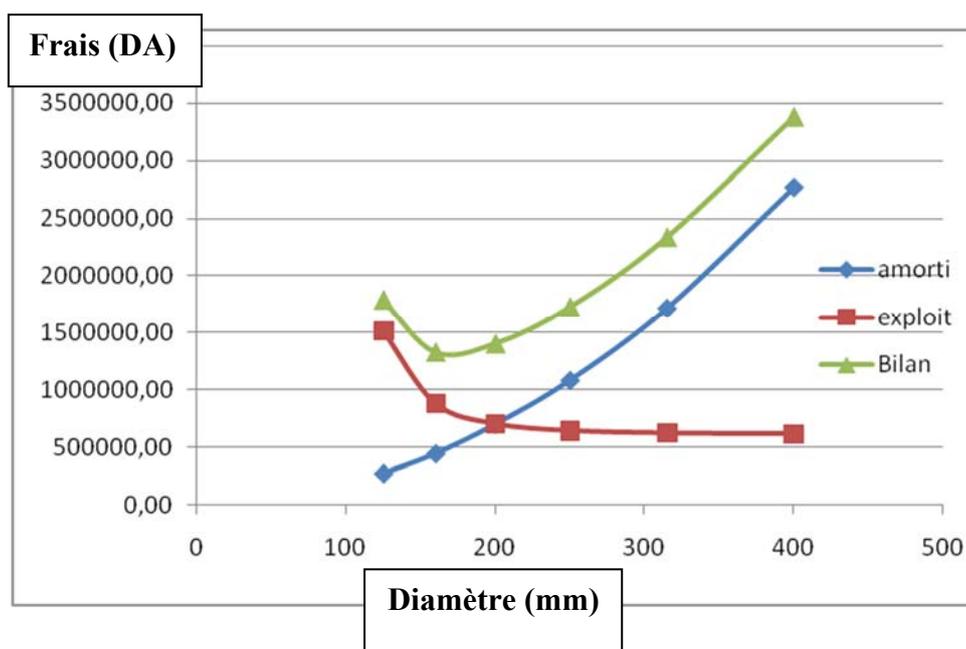


Figure IV.9 : Bilan total du Tronçon SR2 –R Gheriana

Nous allons prendre un diamètre de 200mm offrant une vitesse de 1.38 m/s

b) Variante 02 :

La cote de la station de reprise est se 420 m

IV.8.4.1 Tronçon R500 Bouhleb – SR2

La longueur de la conduite de refoulement est de 3772 m véhicule le débit de 0,029 l/s

Tableau IV.21 : Calcul de la HMT pour le tronçon R500 Bouhleb – SR2

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)	λ colbrook	Re	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	11,4	3,54	0,01503	357713,93	3772	388,79	129	517,79
160	14,6	2,16	0,01538	279498,19	3772	115,84	129	244,84
200	18,2	1,38	0,01582	223461,88	3772	38,91	129	167,91
250	22,7	0,88	0,01635	178682,13	3772	13,15	129	142,15
315	28,6	0,56	0,01700	141809,01	3772	4,30	129	133,30
400	36,3	0,34	0,01776	111662,69	3772	1,36	129	130,36

Tableau IV.22 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon R500 Bouhleb – SR2

Dext (mm)	L (m)	prix ml (DA)	Anuité (%)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Famorti (DA)	Fexploitation (DA)
125	3772	1 093,08	9,37	517,79	184,13	1344171,32	386334,26	1709920,34
160	3772	1 786,51	9,37	244,84	87,07	635599,30	631417,66	808545,87
200	3772	2 805,48	9,37	167,91	59,71	435899,85	991558,75	554508,20
250	3772	4 340,56	9,37	142,15	50,55	369018,26	1534111,90	469428,13
315	3772	6 881,37	9,37	133,30	47,40	346053,39	2432126,64	440214,51
400	3772	11 116,05	9,37	130,36	46,36	338413,35	3928816,69	430495,63

Tableau IV.23 : Bilan total du tronçon R500 Bouhleb – SR2

Dext (mm)	F amorti (DA)	F exploitation (DA)	Bilan (DA)
125	386334,26	1709920,34	2096254,6
160	631417,66	808545,87	1439963,53
200	991558,75	554508,20	1546066,95
250	1534111,90	469428,13	2003540,03
315	2432126,64	440214,51	2872341,15
400	3928816,69	430495,63	4359312,32

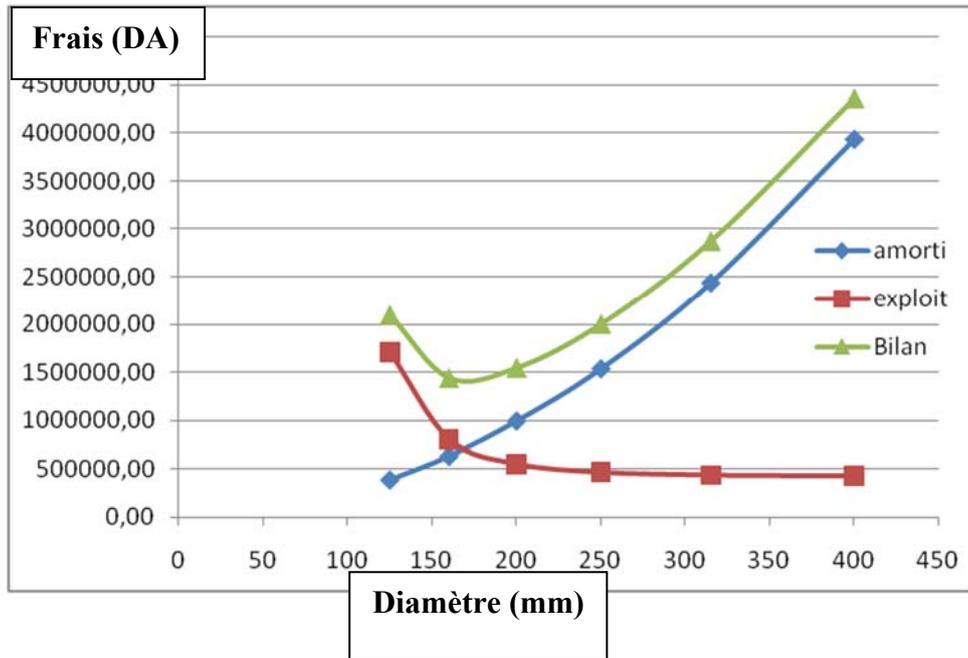


Figure IV.10 : Bilan total du tronçon R500 Bouhlel – SR2

Nous allons prendre un diamètre de 200 mm offrant une vitesse de 1.38 m/s.

IV.8.4.2 Tronçon SR2 –R500 Gheriana

La longueur de la conduite de refoulement est de 1850 m véhicule le débit de 0,029 l/s

Tableau IV.24 : Calcul de la HMT pour le tronçon SR2 –R Gheriana

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)	λ colbrook	Re	L (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	11,4	3,54	0,01503	357713,93	1850	190,68	155	345,69
160	14,6	2,16	0,01538	279498,19	1850	56,81	155	211,81
200	18,2	1,38	0,01582	223461,88	1850	19,09	155	174,09
250	22,8	0,88	0,01635	178856,96	1850	6,48	155	161,48
315	28,6	0,56	0,01700	141809,01	1850	2,11	155	157,11
400	36,3	0,34	0,01776	111662,69	1850	0,67	155	155,67

Tableau IV.25 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le SR2 –R Gheriana

Dext (mm)	L (m)	prix ml (D)	Anuité (%)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F amorti (DA)	Fexploitation (DA)
125	1850	1 093,08	9,37	345,69	122,93	897388,38	189479,95	1141567,76
160	1850	1 786,51	9,37	211,81	75,32	549864,98	309682,58	699483,24
200	1850	2 805,48	9,37	174,09	61,91	451921,19	486315,93	574888,95
250	1850	4 340,56	9,37	161,48A	57,42	419198,18	752414,37	533262,00
315	1850	6 881,37	9,37	157,11	55,87	407855,46	1192851,08	518832,93
400	1850	11 116,05	9,37	155,67	55,36	404108,36	1926911,69	514066,24

Tableau IV.26 : Bilan total du tronçon SR2 –R Gheriana

Dext (mm)	F amorti (DA)	F exploitation (DA)	Bilan (DA)
125	189479,95	1141567,76	1331047,71
160	309682,58	699483,24	1009165,82
200	486315,93	574888,95	1061204,88
250	752414,37	533262,00	1285676,38
315	1192851,08	518832,93	1711684,01
400	1926911,69	514066,24	2440977,93

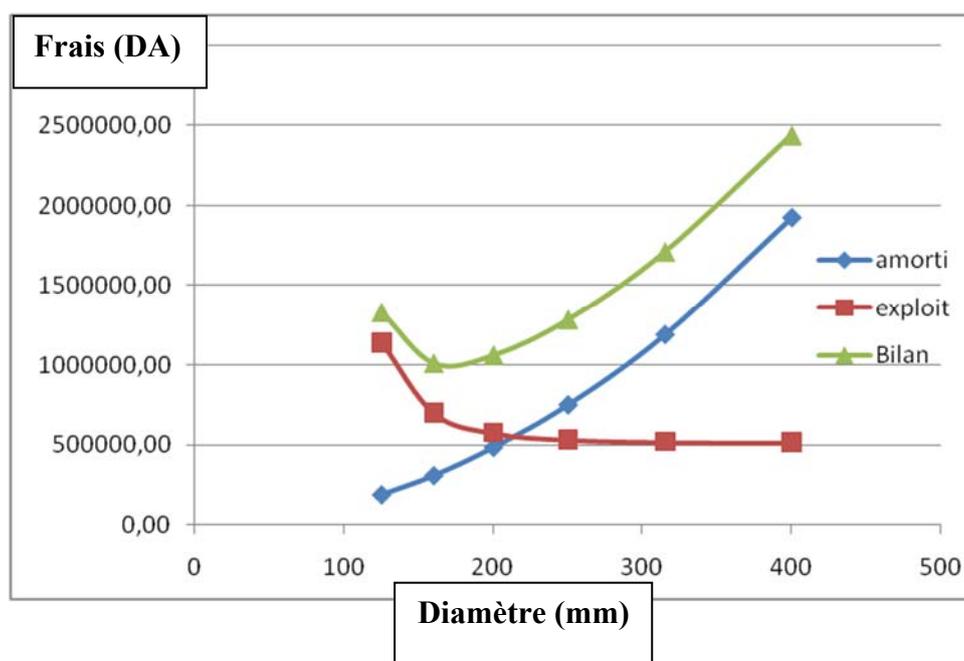


Figure IV.11 : Bilan total du tronçon SR2– R Gheriana

Nous allons prendre un diamètre de 200 mm offrant une vitesse de 1.38 m/s.

IV.8.5 comparaison entre les variantes

Les résultats des bilans sont présentés dans les tableaux suivants

IV.8.5.1 Partie I

Tableau IV.27 : comparaison entre les deux variantes de la première partie

Variante 01 cote SR 1 à 175 m		
Tronçon	Bilan (DA)	Bilan total (DA)
Tronçon SP – R500 Bouhlel	2403667,58	5165817,54
Tronçon R500 Bouhlel- SR1	2762149,96	
Variante 02 cote SR1 à 215 m		
Tronçon	Bilan (DA)	Bilan total (DA)
Tronçon SP – R500 Bouhlel	3116235,98	5888801,89
Tronçon R500 Bouhlel- SR1	2772565,91	

Interprétation

On va prendre la variante la plus économique (variante 01) avec une cote de **SR1** de 175 m et un diamètre de 315 mm pour les deux tronçons (**SP-SR1**) et (**SR1-R500 Bouhlel**) avec une vitesse d'écoulement d'ordre de 1,44 m/s.

IV.8.5.2 Partie II

Tableau IV.28 : comparaison entre les deux variantes de la première partie

Variante 01 cote SR 2 à 390 m		
Tronçon	Bilan (DA)	Bilan total (DA)
Tronçon R500 Bouhlel –SR2	1213600,38	2614398,44
Tronçon SR2- R Gheriana	1400798,06	
Variante 02 cote SR 2 à 420 m		
Tronçon	Bilan (DA)	Bilan total (DA)
Tronçon R500 Bouhlel –SR2	2003540,03	3289216,41
Tronçon SR2- R Gheriana	1285676,38	

Interprétation

La variante retenue la première avec une cote de SR2 de 390 m et un diamètre des tronçons (R500 Bouhlel-SR2) et (SR2- R Gheriana) de 200 mm et vitesse d'écoulement de 1,38 m/s.

V. Dimensionnement d'adduction gravitaire R.BOUHLEL-R.CHADIA

Ce tronçon s'étale sur une longueur de 1719 m, et véhicule un débit de l'ordre de 28,63 l/s il relie les deux réservoirs de Chadia et Bouhlel avec une différence d'altitude de 36,5 m. Donc le dimensionnement de ce tronçon consiste à déterminer un diamètre avantageux tel que :

$$h_d = C_r - C_{TP}$$

$$h_d = 289 - 252,5 = 36,5 \text{ m.}$$

C_r : la cote du radier du réservoir de Bouhlel.

C_{TP} : cote de trop plein du réservoir de Chadia.

On se base sur l'hypothèse dite que la perte de charge égale à la charge disponible dans un écoulement gravitaire, donc on peut écrire que :

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

$$h_d = \Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}.$$

Données de calcul :

$$\Delta h_t = 40.15 \text{ m}$$

$$Q = 0.0246 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1719 \text{ m.}$$

$$K' = 0.00105.$$

$$m = 4.774$$

$$\beta = 2$$

Alors le diamètre avantageux est égal à $D_{av} = 110 \text{ mm}$ et une épaisseur $e = 6.6 \text{ mm}$ qui nous donne une vitesse de $V = 1.87 \text{ m/s}$.

Conclusion

L'analyse des résultats de l'étude d'adduction effectuée sur la région de CHADIA et GHERIANA Wilaya de JIJEL, a été réalisée en intégrant deux approches :

- Une approche technique qui nous a permis de faire une petite synthèse où l'ensemble des paramètres hydrauliques, vitesse, pression et pertes de charge ont été vérifiés.
- Une approche économétrique qui nous a permis de déterminer les facteurs influents sur le coût du projet.

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit :

❖ Pour la première adduction

La première variante en PEHD a été adoptée, elle prend en compte deux tronçons SP1- SR1 et SR1-R BOUHLEL ayant des longueurs de 1970 et 2531 m respectivement et des diamètres de 315mm, tout en ayant des vitesses acceptables et l'ordre de 1.44m/s.

❖ Pour la deuxième adduction

La première variante en PEHD a été adoptée, elle prend en compte deux tronçons R BOUHLEL- SR2 et SR2-R-GHERIANA ayant des longueurs de 2986 et 2660 m respectivement et des diamètres de 200 mm, tout en ayant des vitesses acceptables et l'ordre de 1.38m/s.

❖ Pour la partie gravitaire

L'adduction a une longueur de 1719 m, un diamètre de 110 mm et une vitesse acceptable de 1.87 m/s.

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction

Dès l'antiquité, il y avait toujours eu le problème d'acheminement de l'eau d'un point bas vers un point d'altitude plus élevé, avec le temps l'homme a su dompter la science et utiliser la technologie de son temps pour faire face à ce problème, d'où l'utilisation de machine à caractère hydraulique permettant la transformation de l'énergie électrique ou mécanique en énergies potentielles pour élever la quantité d'eau voulue à la hauteur requise.

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

Cette étude comprendra le dimensionnement des pompes et le choix des moteurs qui vont avec, ainsi que le réglage et le calage de chaque pompe.

I. Définition

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression.

I.1. Type de pompe

Il existe une multitude de types de pompes, leur choix est tributaire du débit à refouler et de la hauteur manométrique totale d'élévation, ce choix se fait à l'aide de catalogue formalisés ou numérisés donnant le type de pompe pouvant assurer le débit et la hauteur manométrique totale d'élévation a nous donc de choisir celle offrant un meilleur rendement. Nous dénombrons trois (03) grandes familles de pompes :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

I.2 Les pompes centrifuges

Elles sont munies d'une turbine ou rotor, immergé dans le liquide. Le liquide pénètre dans la pompe par un orifice situé à proximité de l'axe du rotor. Ce dernier, chasse le liquide sous haute pression vers les extrémités des aubes fixes. Le rotor donne une vitesse relativement importante au liquide. Cette énergie cinétique est convertie en force de pression dans la partie fixe de la pompe ou diffuseur. Dans les pompes à haute pression, de nombreux rotors peuvent être montés en séries et les diffuseurs successifs peuvent être munis d'ailettes, afin de réduire progressivement la vitesse du liquide. Dans les pompes à faible pression, le diffuseur est souvent un conduit en spirale, la volute, qui réduit efficacement la vitesse. Le rotor doit être amorcé avant de pouvoir fonctionner : il doit être rempli de liquide lorsque la pompe est lancée. Nous pouvons réaliser cela en plaçant un

clapet de retenue dans le tuyau d'aspiration. Ce clapet retient le liquide dans la pompe lorsque le rotor est à l'arrêt. S'il n'y a pas de clapet, la pompe doit être amorcée par un apport extérieur du liquide, par décharge à partir d'un réservoir. Une pompe centrifuge est souvent munie d'une valve placée dans le tuyau d'évacuation pour contrôler le débit et la pression.

Constitution d'une pompe centrifuge

Les organes essentiels d'une pompe centrifuge sont les suivants :

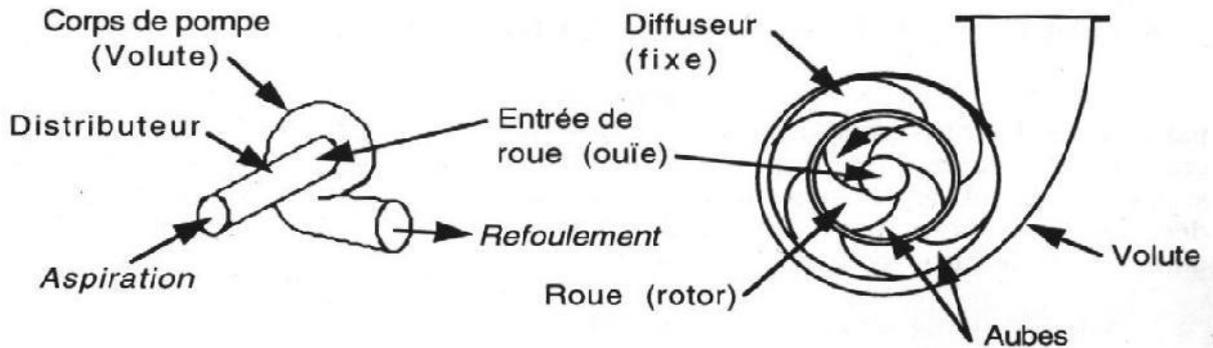


Figure V.1 : Constitution d'une pompe centrifuge.

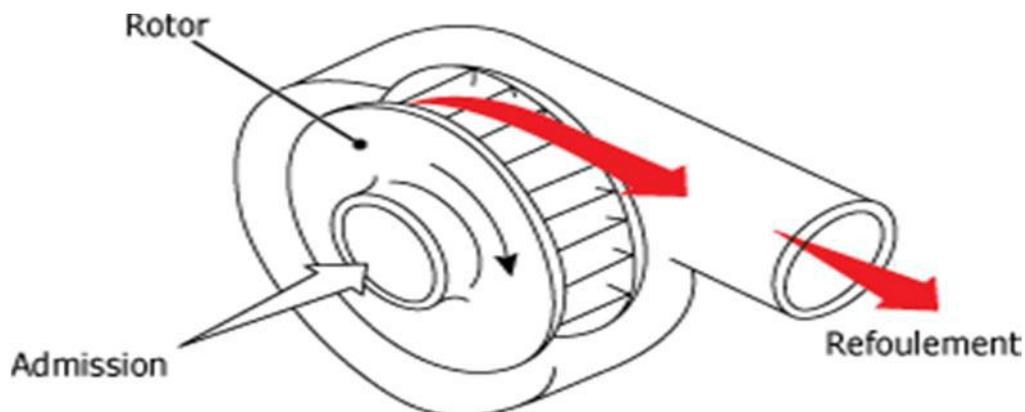
I.3. pompes volumétriques

Pour les pompes volumétriques l'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide. L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

Une pompe volumétrique se compose d'un corps de pompe parfaitement clos à l'intérieur duquel se déplace un élément mobile rigoureusement ajusté. Leur fonctionnement repose sur les principes suivants:

- Exécution d'un mouvement cyclique
- Pendant un cycle, un volume déterminé de liquide pénètre dans un compartiment avant d'être refoulé à la fin.

Ce mouvement permet le déplacement du liquide entre l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement.



FigureV .2 : Schéma d'une pompe volumétrique

I.4. Turbopompes

Dans les turbopompes, une roue munie d'aubes ou d'ailettes animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbopompes se subdivisent en :

- Pompe centrifuge (**Figure 3**) ;
- Pompe axiale (**Figure 4**) ;
- Pompe hélico-centrifuge (**Figure 5**).

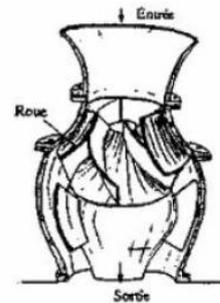
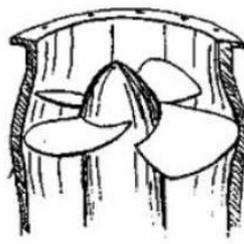
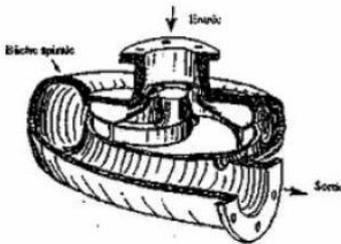


Figure V.3: Pompe centrifuge

Figure V.4: Pompe axiale

Figure V.5: Pompe hélicocentrifuge

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges parce qu'elles ont :

- Un bon rendement.
- La simplicité de leur installation et leur fonctionnement.
- Un Coût réduit.
- Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle.
- Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

I.5. Disposition et installation d'une pompe centrifuge

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge dépend de la ressource et des caractéristiques du site où elle est installée. Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des trois dispositions ci-après :

- Disposition avec pompe en charge ;
- Disposition avec pompe en aspiration ;
- Disposition avec pompe en siphon ;

I.6. Pompe installée en charge

C'est la disposition la plus souhaitable si elle est possible, le plan d'eau d'aspiration est supérieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement nous installerons deux manomètres une à l'aspiration et l'autre au refoulement, nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les stations de pompage en aval d'un barrage , dans les stations de reprise en aval d'un réservoir en béton etc. l'amorçage des pompes est sans problème, c'est-à-dire que l'eau entre spontanément dans la pompe sans difficulté.

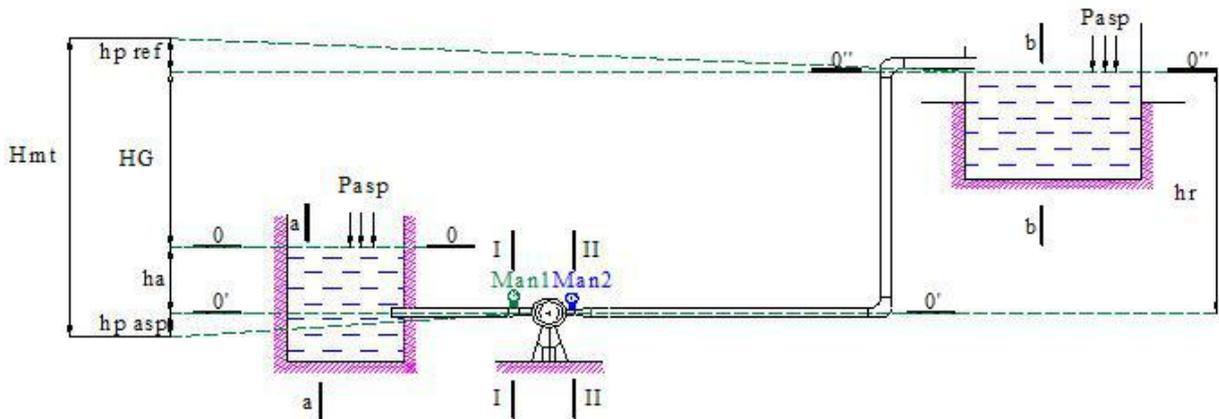


Figure V.6 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge

I.7. Pompe installée en aspiration

Dans ce disposition, le plan d'eau d'aspiration est inférieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement, nous installerons un vacuomètre à l'aspiration et un manomètre au refoulement, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide), les pompes doivent avoir une faible NPSHr. Nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les puits, dans les rivières etc.

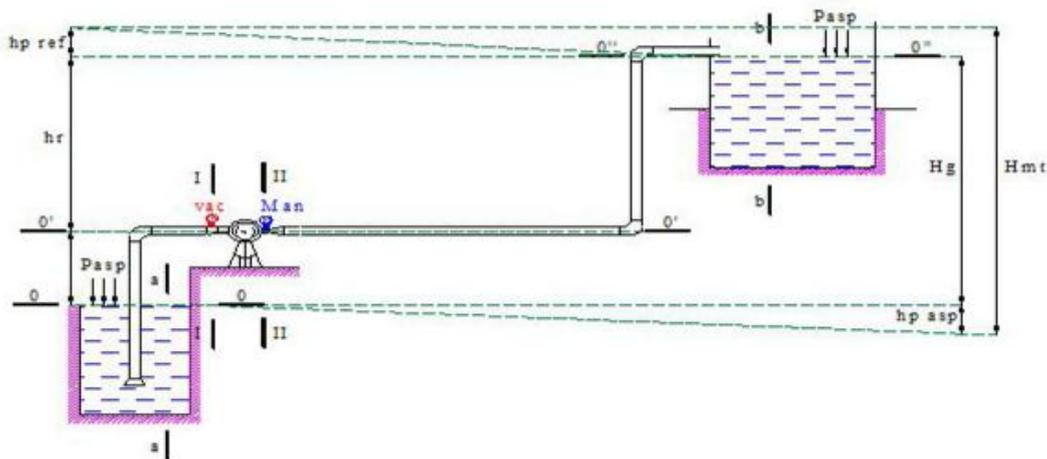


Figure V.7 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration

I.8. Choix du type de la pompe

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Anti-cavitationnelle.
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée (de préférable).

I.9 Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH)_r minimal.

I.10. Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - Prévoir l'accès à tous les ouvrages.
 - Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier.
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5m.
 - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

I.11. Couplage des pompes

Dans le cas où la pompe placée dans la station de pompage ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu, nous ferons appel au couplage des pompes. Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fournie par une seule pompe est insuffisant.

I.12. Couplage en parallèle

Dans ce cas :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

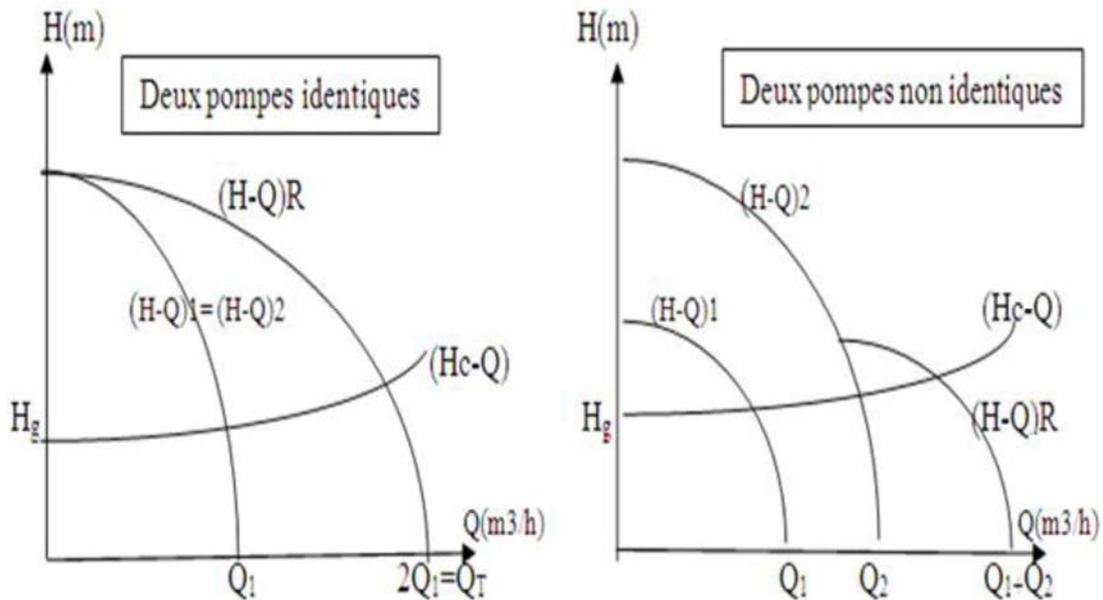


Figure V.8: Couplage de deux pompes en parallèle

I.13 Couplage en série

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

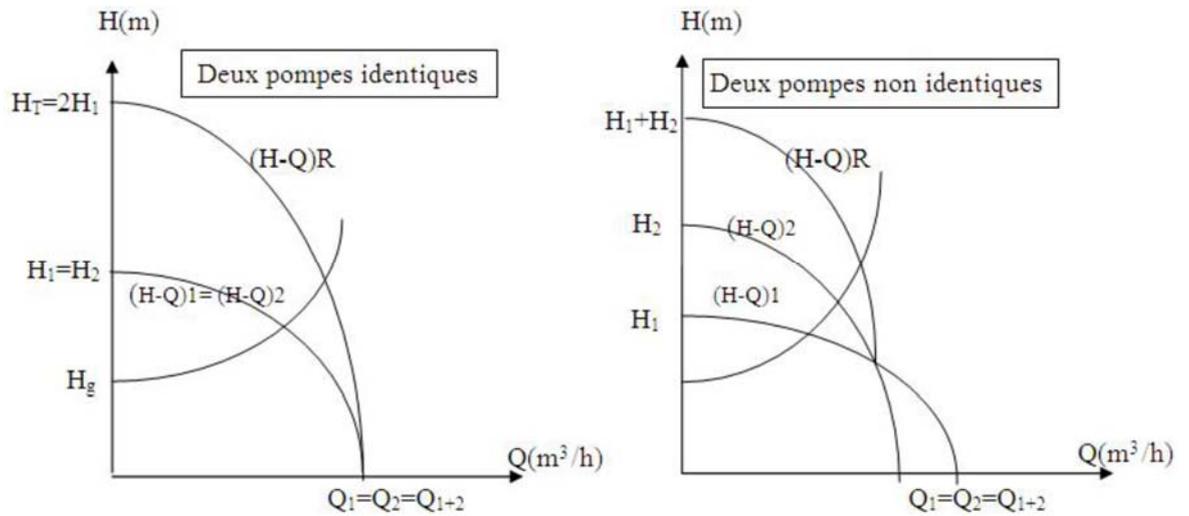


Figure V.9 : Couplage de deux pompes en série.

I.14 Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes :

- Hauteur, débit [H-Q].
- Puissance absorbée, débit [Pabs-Q]
- [(NPSH)r-Q] .
- [Hc-Q].

I.15. Courbe caractéristique d’une conduite de refoulement

Nous appelons par courbe caractéristique d’une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_C = H_g + R * Q^2 \dots\dots(V.1)$$

Avec

H_g : la hauteur géométrique (m).

R : la résistance de la conduite (s² . m⁻⁵).

La résistance de la conduite est donnée par la formule suivante :

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5} \dots\dots(V.2)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

L : Longueur de la conduite(m).

g : Accélération de la pesanteur ($9,81\text{m}2.\text{s}^{-1}$).

D : Diamètre de la conduite(m).

I.16 Point de fonctionnement des pompes

Choisir la bonne pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydraulique, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement $[H-Q]$ donnée par le constructeur ou par les essais de pompage et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement $[Hc-Q]$ déterminée par l'installateur de la pompe.

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

Donc pour notre cas la détermination du point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation, le meilleur rendement et la longévité du système de pompage.

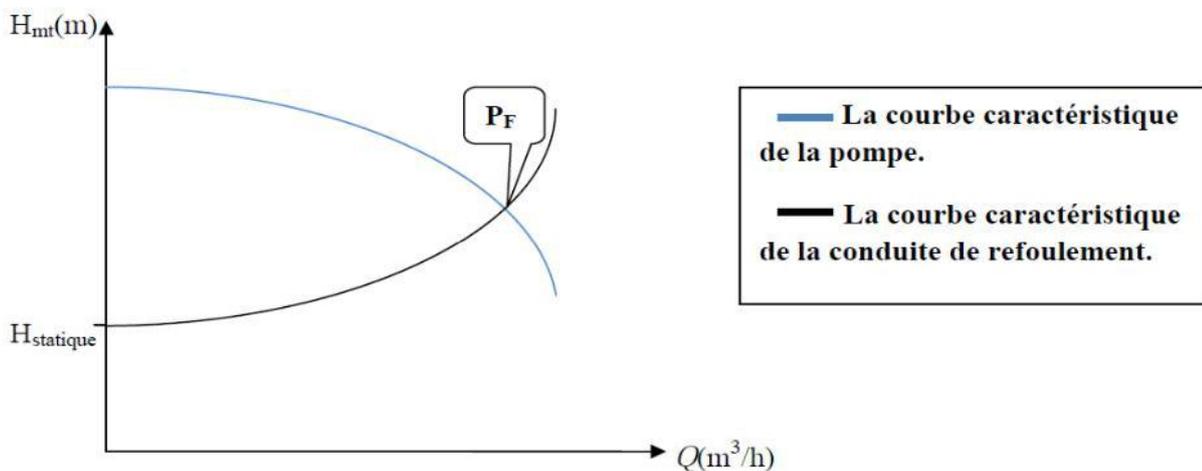


Figure V.10: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

I.17. Modes de réglage

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

Débit disponible > Débit appelé

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

1. **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.
3. **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots \dots (V.3)$$

4. **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs, des rétrécissements brusques, des coudes.. etc).
5. **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.
6. **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

Débit disponible < Débit appelé

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

1. **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe.**
3. **Couplage des pompes.**

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

I.18. Cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).

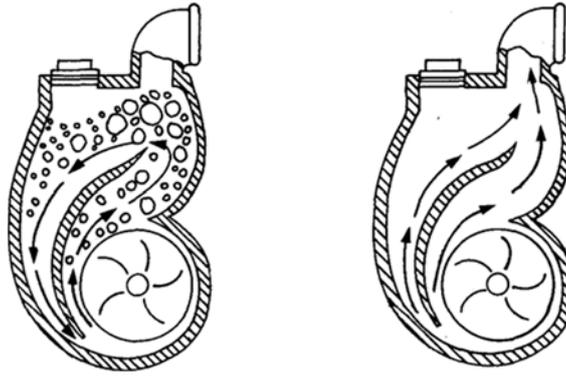


Figure V.11 : phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences:

- Erosions du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes des turbines des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Le critère qui sert à définir la pression nécessaire à l'aspiration pour obtenir un bon fonctionnement de la pompe, c'est à dire pour maintenir en tout point du fluide une pression supérieure à la pression de vapeur saturante, est le « NPSH » sigle de l'abréviation anglo-saxonne de « Net Positive Section Head » over vapour pressure. Cette caractéristique, donnée par le constructeur est qualifiée de « NPSH requis », tient compte en particulier de la chute de pression que subit le fluide lors de son accélération à l'entrée de la roue. La pompe ne fonctionnera correctement que si la pression totale à l'entrée PA est supérieure à la somme $p^{\circ} + \text{NPSH requis}$. Nous appelons « NPSH disponible » la différence entre la pression totale à l'entrée et la pression de vapeur saturante. Il faut donc respecter la condition :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

Pour cela il faut :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge.
- Eviter de transporter des liquides à des températures trop élevées.
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression réduite.
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste plus qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H requis suffisamment faibles.

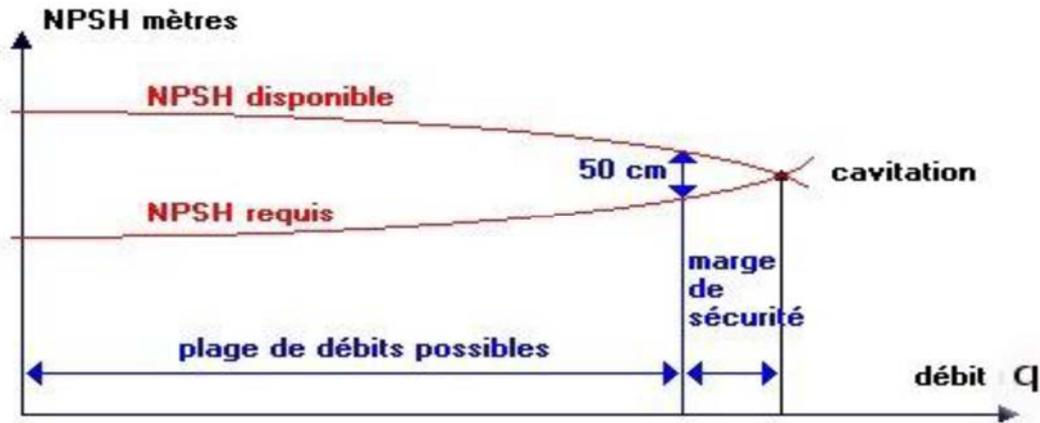


Figure V.12: Graphe représentatif de la plage de fonctionnement

I.19. Calage des pompes Centrifuges

a). Installation en charge

C'est la détermination de la côte exacte de la pompe et la hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH disponible doit toujours être supérieur à NPSH requis.

Pour une installation en charge le NPSH_d est donné par :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \left(-h_{asp}^{adm} + \frac{V a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right) \dots\dots (v.4)$$

Avec:

$$\sum h_{asp} = \sum h_{asp}^{lin} + \sum h_{asp}^{sin} \dots\dots (V.5)$$

La condition de non cavitation est :

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

Supposons que : (NPSH)_d = (NPSH)_r + S ;

S : marge sécurité = (0.1 ÷ 0.5) m.

Donc :

$$\frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \left(-h_{asp}^{adm} + \frac{V a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right) = NPSH_r + S \dots\dots (V.6)$$

$$h_{asp}^{adm} = - \frac{P_{atm}}{W} + \frac{P_v}{w} + \frac{V a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} + NPSH_r + S \dots\dots (V.7)$$

V.13.2. Côte de la pompe

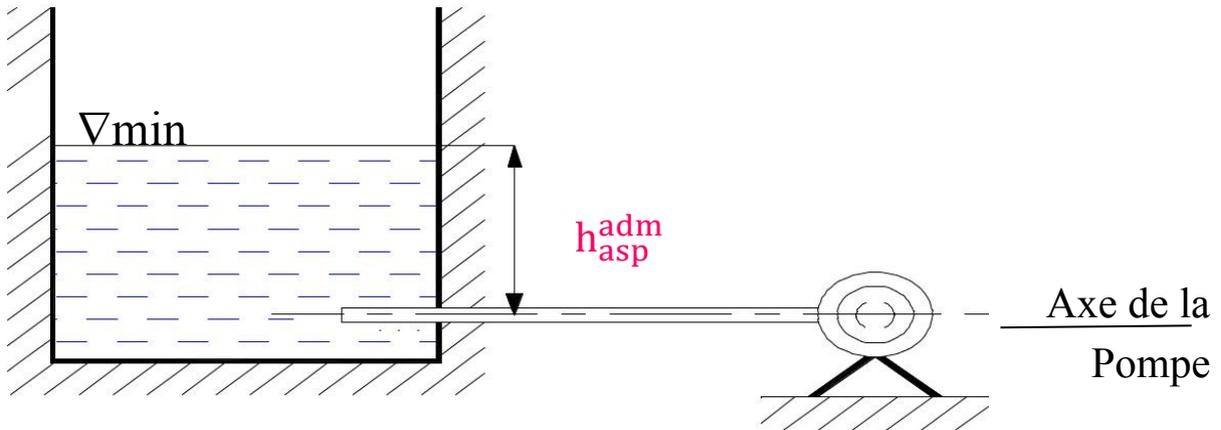


Figure V.13 : Calage de la pompe en charge.

$$\nabla \text{ axe de la pompe} = \nabla \text{ min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots(V.8)$$

r : hauteur de sécurité = (0.1÷0.3) m.

b) Installation en aspiration

Pour une installation en aspiration le NPSH_d est donné par :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right) \dots\dots(V.9)$$

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} - \sum h_{asp} - NPSH_r - S \dots\dots(V.10)$$

V.13.4. Côte de la pompe

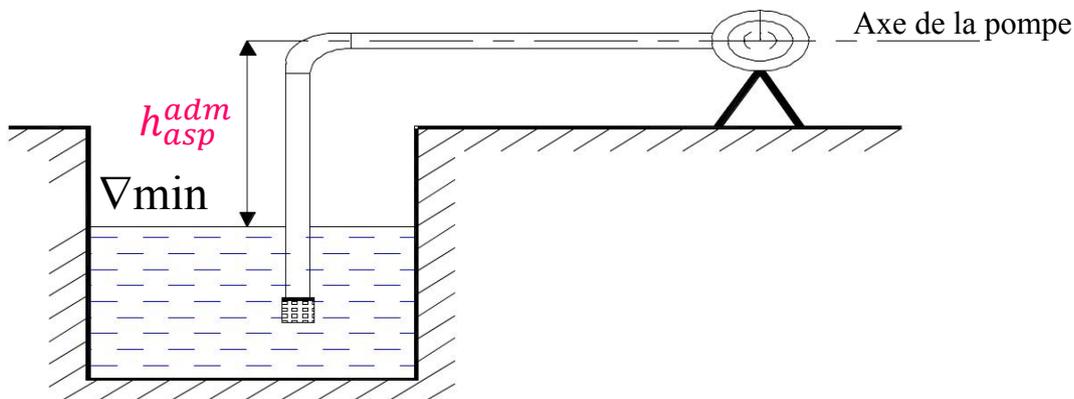


Figure 14 : Calage de la pompe aspiration.

$$\nabla \text{ axe de la pompe} = \nabla_{\min} + h_{asp}^{adm} - r.$$

Avec :

P_{atm} : pression atmosphérique.

P_v : Tension de vapeur saturée.

h_{asp}^{adm} : Hauteur d'aspiration admissible.

V_a : vitesse d'aspiration.

Σh_{asp} : La somme des pertes de charges.

$\nabla \text{ axe de la pompe}$: Côte de l'axe la pompe.

∇_{\min} : Côte du plan d'eau.

II. Moteur d'entraînement

II.1. Définition

Un moteur est un dispositif permettant d'effectuer un mouvement de rotation, de translation, ou d'ascension, à partir d'une énergie qui peut être chimique, électrique ou thermique.

II.2 Type de moteur

Nous pouvons citer :

- ✓ Moteur à combustion.
- ✓ Moteur chimique sans combustion.
- ✓ Moteur à champ (gravité ou électromagnétique).
- ✓ Moteur à pression.

Dans notre cas nous allons nous intéresser aux moteurs électriques qui transforment l'énergie électrique en énergie mécanique.

II.3. Choix du moteur

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

II.4. Critères de choix du moteur

- ❖ Puissance du moteur absorbée.
- ❖ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale.
- ❖ Tension d'alimentation du moteur.

II.5 Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{\text{moteur}} = N_{\text{pompe}} \pm 200 \dots\dots (V.11)$$

II.6.La puissance du moteur

La puissance que doit développer le moteur d'entraînement doit, en principe, être égale à celle absorbée par la pompe fonctionnant à un régime bien déterminé, puissance qui, à vitesse constante, varie avec le débit et la hauteur d'élévation ainsi qu'avec l'état d'usure de la machine.

La puissance absorber par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT * K}{\eta p * \eta m * \eta ac} \dots\dots\dots (12)$$

Avec :

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

ηp : rendement de la pompe

ηacc : rendement d'accouplement, $\eta acc = 100 \%$;

ηm : rendement du moteur, $\eta m = (92 - 95) \%$, Nous prendrons un rendement de 95 %

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur.

Les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau 01:

Tableau .V.1 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

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

III. Application sur les stations de pompage de la zone :

On applique tous les critères citez au paravent pour le dimensionnement des stations de pompage.

III.1 Pour la station de pompage de Chaddia

Les caractéristiques hydrauliques de la station sont représentés par le tableau suivant :

Tableau V.2 : Caractéristiques de la première station de pompage SP1

	Débit (l/s)	Hmt (m)
caractéristiques	75	132.71

Tableau V.3 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP1

N	Type de pompe	Q (l/s)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)	Nbr D'étage
1	PM125/ 2D	75	75 ,4	133	2900	130	6,78	2
2	PM100/2A	76.6	77,4	139	2900	134	4.18	2
3	PM 100 /3E	76.2	74	137	2900	139	3.25	3
4	PM 80/ 4D	76.1	73.4	136	2900	140	2.92	4

III.1.2. La pompe choisie

Pour cette station de pompage nous allons prendre une **PM 100 / 2 A** et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation et la puissance absorbée.

III.1.3. Description de la pompe PM 100/ 2 A

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Tableau V.4 : Caractéristiques de la pompe choisie pour SP1

Données techniques	Caractéristiques
Q	38,32 l/s
H	139 m
n. poles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	75 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN25)

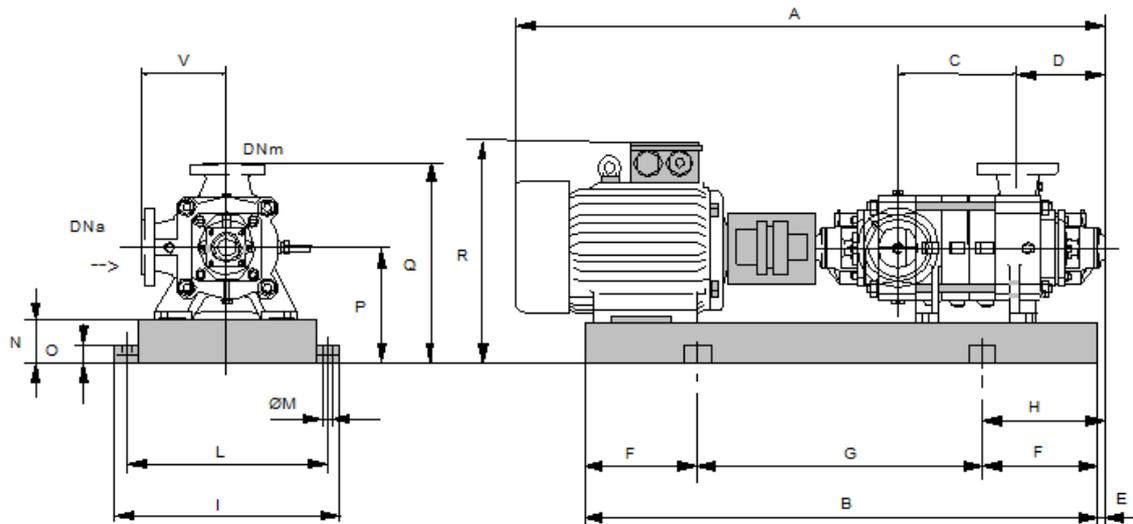


Figure V.15 : Dimensions de la pompe PM100/2A

Les dimensions de la pompe sont dans le tableau annexe

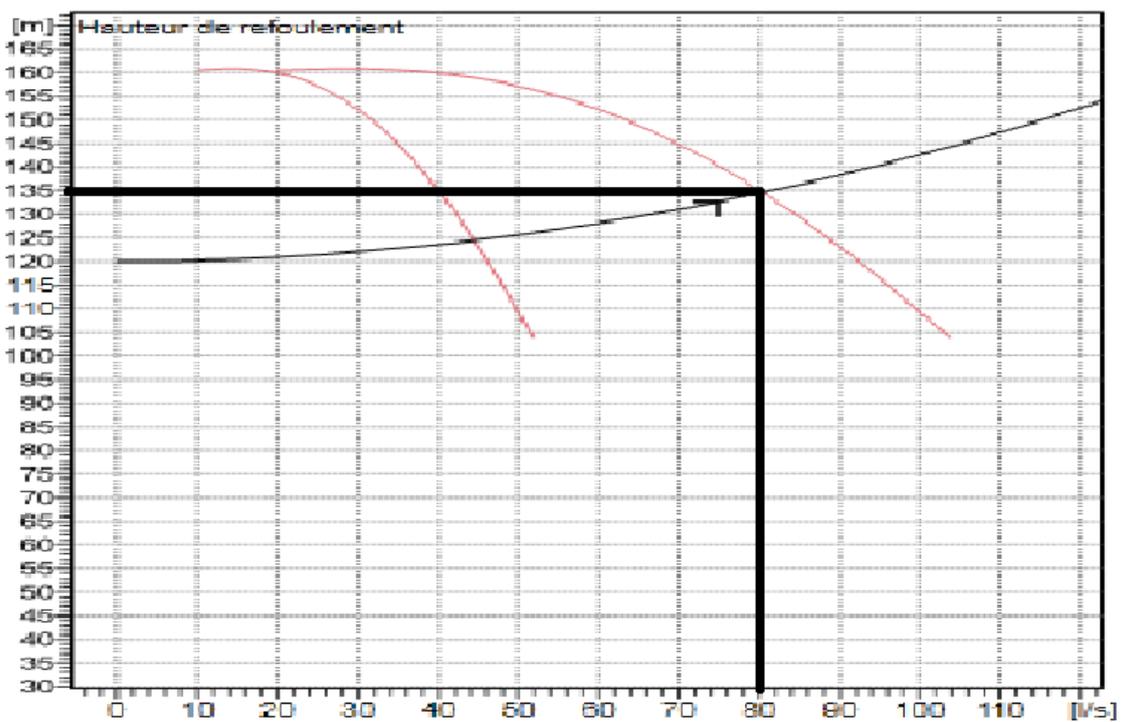


Figure V.16 : point fonctionnement de la pompe PM100/2A

Le débit disponible est supérieure au débit appelé alors il nous faut un réglage, le réglage par vannage est suffisant pour régler le débit.

III.1.4. Matériaux de construction

Tableau V.6 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP

Pièce	matériau
Corps de la pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
chemise	fonte
Arbre	Acier inox
Douille d'arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulement a billes	Acier
Presse-étoupe	fonte
Etoupe	Tresse graphitée

III.1.5. Nombre de pompes installées

Pour refouler un débit de 75l/s nous avons utilisé deux (02) pompes de type **PM 100 / 2 A** donnants un débit total de 76.6 l/s

III.1.6. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques d'une pompe de type **PM 100 / 2 E** et qui sont [H-Q], [Pabs - Q], [$\eta_p - Q$] et [(NPSH)_r - Q] et sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

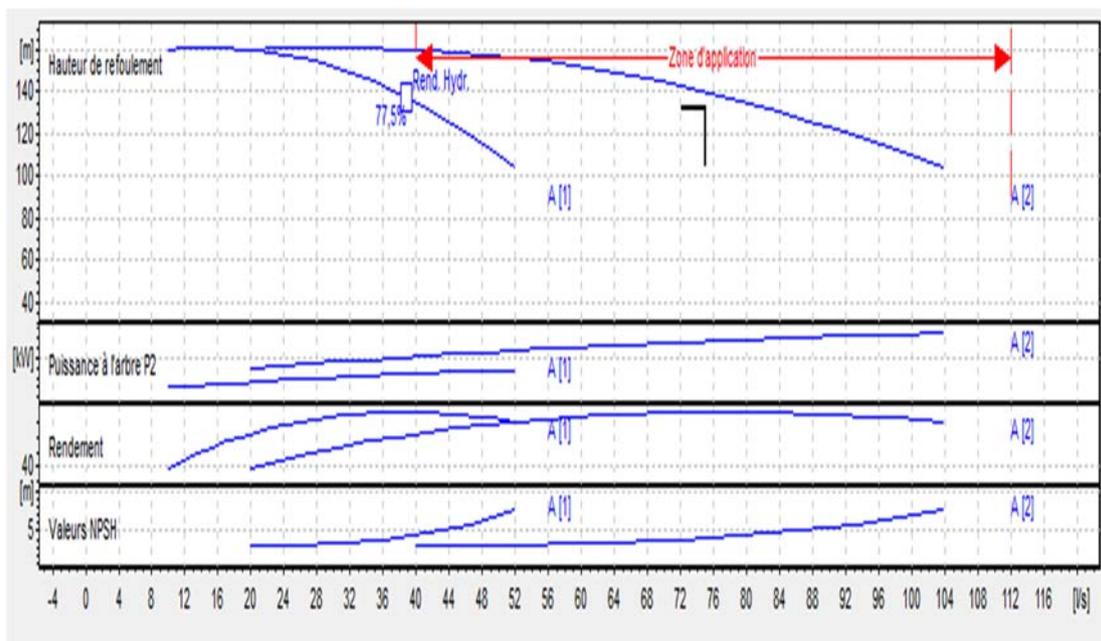


Figure V.17 : Courbes caractéristiques de la pompe **PM100/2A**

III.1.7. Dimensionnement des équipements des pompes

Le nombre des collecteurs d'aspiration = nombre de pompes pour notre cas nous avons deux (02) pompes donc nous aurons six collecteurs d'aspiration.

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1.2-1.5) da \dots\dots (V.12)$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 125 mm ; Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da = 1,5 * 125 = 187.5 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égale à **200mm**.

Figure V. Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

$$Va = (0,7 - 1) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da \leq 250 \text{ mm}$$

$$Va = (1 - 1,5) \text{ m/s} \quad \text{pour } 250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$$

$$Va = (1,5 - 1,8) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.75}{3.14 * .2^2} = 2.39 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement n'est pas vérifiée.

Dans notre cas nous avons $250 < Da < 800$ mm nous devons donc avoir une vitesse entre 1 et 1.5 m/s.

Donc on prend =1.4 m/s et en cherche le diamètre qui correspond la vitesse :

$$Da = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V_{asp}}} = 0.261 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé sera : 300 mm

Vérification de la vitesse avec $Da = 300$ mm

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.75}{3.14 * .3^2} = 1.06 \text{ m/s}$$

b) vérification de la condition de non cavitation :

On a :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right)$$

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} - \sum h_{asp} - NPSH_r - S$$

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

Patm : pression atmosphérique (mce) ;

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H \dots \dots \dots (V.13).$$

Avec : H : altitude de la station en (m NGA).

Tv : tension de vapeur d'eau (mce).

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

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La température de l'eau est 18° C donc 0.216 m.c.e

Δhasp : pertes de charge coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1.1-1.5) \Delta h_{asp}^{lin}$$

Δh_{asp}^{lin} : Pertes de charge linéaire d'aspiration qui sera calculé par la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

Avec :

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 10 m ;

D : diamètre de la conduite d'aspiration (m), Da=300mm

Q : débit refoulé (m3/s).

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)r de 3.23 m. La station de pompage sera implanté a la cote 55m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \cdot 55$$

$$Patm = 10.25 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température T°=18 °C ⇒ Tv = 0,216 mce.

Le diamètre de la conduite d'aspiration : Da = 300 mm et la vitesse y sera de :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = 1.06 \text{ m/s.}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0.020 \text{ m.}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \cdot \Delta h_{asp}^{lin} = 0.022 \text{ m.}$$

$$h_{asp}^{adm} = 10.25 - 0.216 - 0.057 - 0.022 - 4.18 - 0.5 = 5.275 \text{ m}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante

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

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{w} - \frac{P_v}{w} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right)$$

$$NPSH_d = 10.25 - 0.216 - 0.022 - 0.057 - 5.275 = 4.68 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

c) Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{\text{axe}} = \nabla_{\text{min}} + h_{asp}^{adm} - R$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe.

R : réserve de sécurité (0.1-0.3) m

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration.

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

$$\nabla_{\text{min}} = 55 + 0.3 = 55.3 \text{ m}$$

$$\nabla_{\text{axe}} = 55.3 + 5.275 - 0.3 = \mathbf{60.275 \text{ m.}}$$

III.1.8. Equipements en amont

a) hauteur de butée

y étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que : $y = 0,3 \text{ m}$ pour $Da \leq 500 \text{ mm}$

$y = 1 \text{ m}$ pour $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme $Da = 120 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = \mathbf{0.3 \text{ m}}$

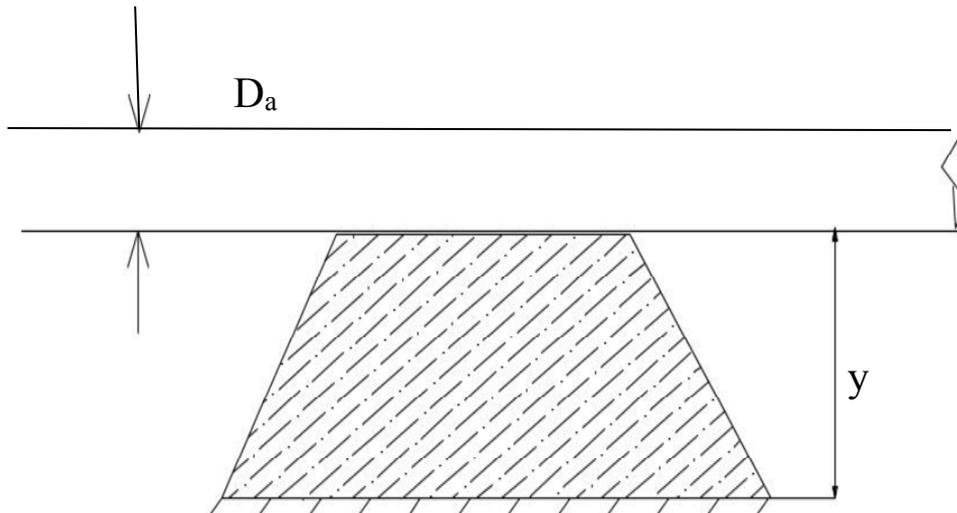


Figure V.18 : Schéma de la butée

Figure V. Longueur du convergent

$$l_{con} = (3,5 - 4)(D_a - d_a) \dots \dots \dots (V.16)$$

Prenons : $l_c = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 * (300 - 125) = 612.5 \text{ mm}$

Figure V. Dimension du trancon

$$l_{tr} = 2.D_a \dots \dots \dots (V.17)$$

Nous aurons :

$$l_{trasp} = 2 * 300 = \text{mm} = 600 \text{ mm}$$

III.1.9. Equipements en aval

Comme pour l'amont nous aurons :

$$l_{tr} \geq 2D_r$$

$$l_{tr} = 2 * 315 = 650 \text{ mm}$$

$$d_v = 0,25 D_r$$

$$d_v = 0,25 * 315 = 78.75 \text{ mm}$$

$$l_{div} = (3,5 - 4)(D_r - d_r)$$

$$l_{div} = 3,5(315 - 100) = 752 \text{ mm}$$

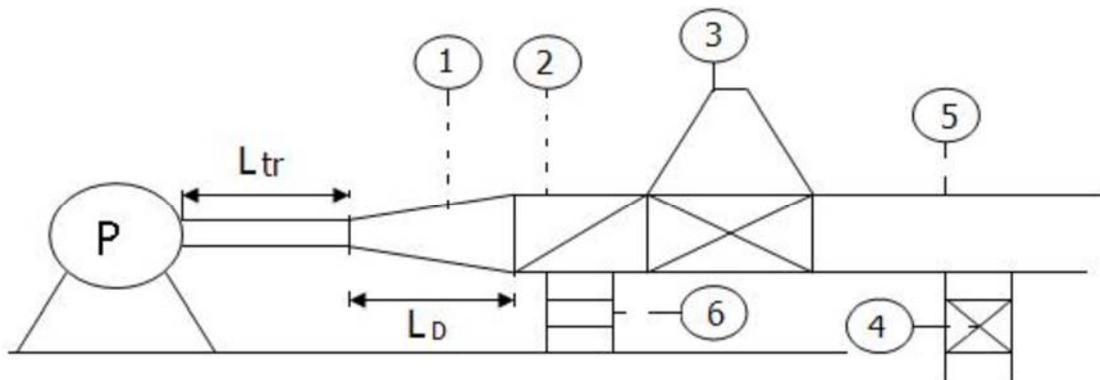


Figure V.19 : équipements en aval

Avec :

1. Le divergent
2. clapet
3. Vanne
4. Vidange de fond
5. Conduite de refoulement
6. Butée

III.1.10. Dimensionnement du bâtiment de la station de reprise

Figure V. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.18)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r$$

H_p : hauteur de la pompe.

$$\text{A.N : } H_p = 0.745\text{m.}$$

H_s : hauteur du socle = (0.3 -05)m, $H_s=0.5\text{m.}$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{m.}$

$$\text{A.N : } H_5 = 0.745 + 0.5 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.745 \text{ m.}$$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6=2,2 \text{ m.}$

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3\text{m.}$

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m.}$

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{m.}$

$$\text{A.N : } H_b = 1.745 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5$$

$$\mathbf{H_b = 5.545\text{m.}}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 -9.6 -12.6 -14 m).

Nous prendrons donc comme hauteur du bâtiment $\mathbf{H_b = 8.4 \text{ m.}}$

Figure V. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_2 + L_3 \dots \dots \dots (V.19)$$

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

L : largeur de la pompe et celle du moteur,

$$\text{A.N : } L = 1.227\text{m.}$$

$$L = 3 \times 600 \Rightarrow L = 3,681\text{m} .$$

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

nous prendrons : $L_{int} = 1 \text{ m.}$

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 2.5 \text{ m.}$

L_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $L_1 = 1\text{m.}$

L_2 : longueur des accessoires d'aspiration.

L_3 : longueur des accessoires de refoulement.

$$\text{A.N: } L_2 + L_3 = 612 + 600 + 650 + 752 = 2.614 \text{ m.}$$

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4.$$

$$A.N : L_b = 3.681 + 2 + 2.5 + 1 + 2.614 = L_b = 11.795 \text{ m.}$$

La station aura une longueur de 11.795 m. alors on prend une longueur de **12 m**

Figure V. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.20)$$

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 1 \text{ m}$.

l_2 = distance entre mur et dernière organe de la pompe, $l_2 = 1.2 \text{ m}$.

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

L_b : longueur du bureau du personnel, On prend : $L_b = 3.0 \text{ m}$;

L_p : largeur de la pompe et le moteur. Nous prendrons : $L_p = 0.67 \text{ m}$.

$$A.N : l_b = 7.87 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une largeur de **8 m**.

d) Dimensions des portes et fenêtres

Porte principale : 3×2.5 .

Porte du personnel : $2,5 \times 1,7$.

Dans toute station de reprise il faut prévoir (10-15) % de la surface de la station pour l'éclairage naturel non compris l'électrique.

$$\Sigma SF = 0,15 \times 18 \times 8.4 = 22.68 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\Sigma SF}{S_f}$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,4 * 2.2)$;

$$A.N : n = \frac{22.68}{1.4 * 2.2} = 8$$

$n = 8$ fenêtres

e) Marches d'escaliers

Hauteur : soit (15- 16,5- 17,3) cm, nous prendrons **15 cm**.

Largeur : soit (30- 29,26) cm, nous prendrons **30cm**.

Longueur : varie (90 ÷ 220) cm, nous prendrons **100 cm**.

Pente : soit 1/1,75 ; 1/1,15, nous prendrons **1/1,75**.

f) Dimensionnement du pont roulant

Un pont roulant est prévu dans notre station de pompage, il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur majoré de 20 % c'est à dire :

$$m=1.2*P \text{ (pompe + moteur)}$$

Vu que la pompe PM 100/ 2 A et son moteur pèsent tous deux 781 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever **937.2 kg**

III.2. Pour la station de reprise 01

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de **75 l/s** et une HMT de **132.33 m**.

Tableau V.6 : Caractéristiques de la première station de REPRISE SR1

	Débit (l/s)	Hmt (m)
caractéristiques	75	132.33

Tableau V.7 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SR1

N	Type de pompe	Q (l/s)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr D'étage
1	PM125/ 2D	75	75,4	133	2900	130	6,78	2
2	PM100/2A	76.6	77,4	139	2900	134	4.18	2
3	PM 100 /3 ^E	76.2	74	137	2900	139	3.25	3
4	PM 80/ 4D	76.1	73.4	136	2900	140	2.92	4

III.2.1. La pompe choisie

Pour cette station de pompage nous allons prendre une **PM 100 / 2 A** et ce parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation, le rendement et la puissance absorbée.

III.2.2. Description de la pompe PM 100/ 2 A

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS : en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier

- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)
-

Tableau V.8 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SR1

Données techniques	Caractéristiques
Q	38,32 l/s
H	139 m
n. poles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteurP2	75 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN25)

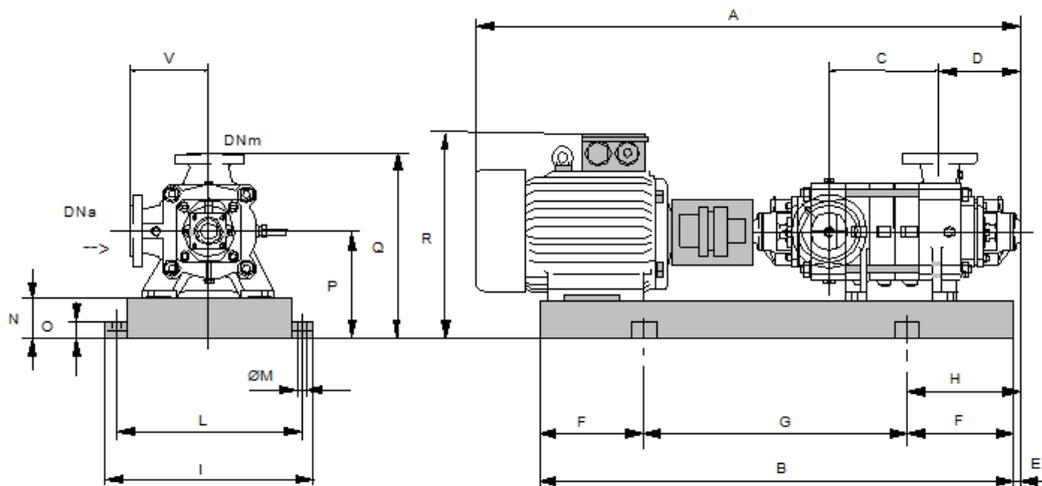


Figure V.20 : Dimensions de la pompe PM100/2A

Les dimensions de la pompe sont dans le tableau annexe

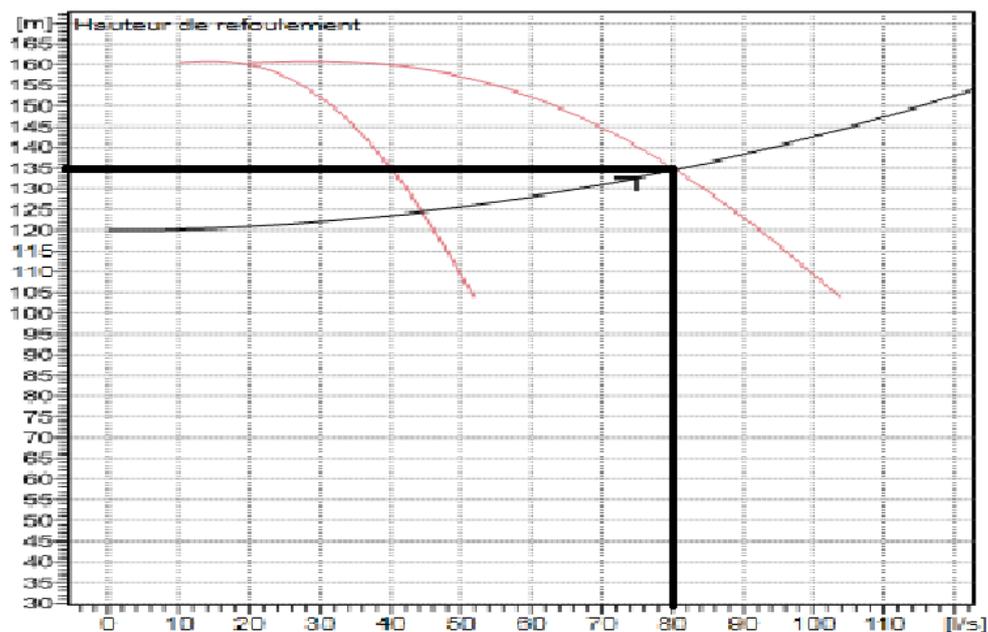


Figure V.21 : Point de fonctionnement de la pompe PM100/2A

Le débit disponible est supérieur au débit appelé donc on opte pour un réglage par vannage.

III.2.3. Matériaux de construction

Tableau V.9 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SR1

Pièce	matériau
Corps de la pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
chemise	fonte
Arbre	Acier inox
Douille d'arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulement a billes	Acier
Presse-étoupe	fonte
Etoupe	Tresse graphitée

III.2.4. Nombre de pompes installées

Pour refouler un débit de 75l/s nous avons utilisé deux (02) pompes de type **PM 100 / 2 A** donnant un débit total de 76.6 l/.

III.2.5. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques d'une pompe de type **PM 100 / 2 B** et qui sont [H-Q], [Pabs - Q], [η_p - Q] et [(NPSH)_r - Q] et sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

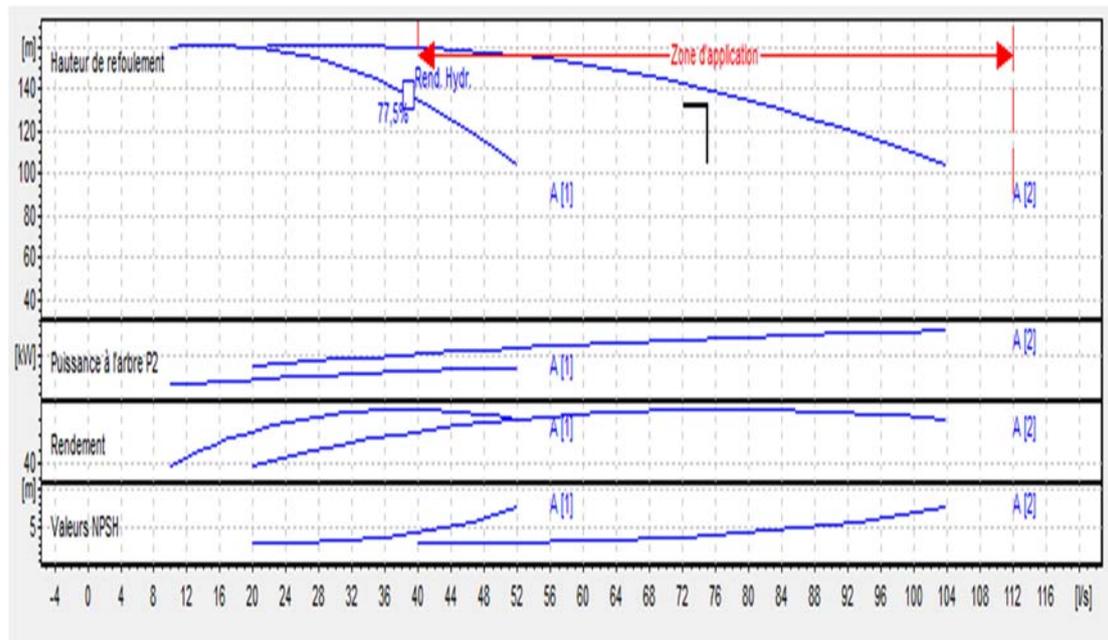


Figure V.22 : Courbes caractéristiques de la pompe PM100/2A

III.2.6. Dimensionnement des équipements des pompes

Le nombre des collecteurs d'aspiration = nombre de pompes pour notre cas nous avons deux (02) pompes donc nous aurons deux collecteurs d'aspiration.

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$D_a = (1.2-1.5) d_a \dots\dots\dots (V.12)$$

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 125 mm ; Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne : $D_a = 1,5 * 125 = 187.5 \text{ mm}$.

Le diamètre normalisé sera égale à **200mm**.

a) Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s}$ pour $D_a \leq 250 \text{ mm}$
- $V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s}$ pour $250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$
- $V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s}$ pour $D_a > 800 \text{ mm}$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4*Q}{\pi * D^2} = \frac{4*0.75}{3.14*.2^2} = 2.39 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement n'est pas vérifiée.

Dans notre cas nous avons $250 < Da < 800$ mm nous devons donc avoir une vitesse entre 1 et 1.5 m/s.

Donc on prend $=1.4$ m/s et on cherche le diamètre qui correspond à la vitesse :

$$Da = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi * V_{asp}}} = 0.261 \text{ m}$$

Le diamètre normalisé sera : 300 mm

Vérification de la vitesse avec $Da = 300$ mm

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4*Q}{\pi * D^2} = \frac{4*0.75}{3.14*.3^2} = 1.06 \text{ m/s}$$

b) vérification de la condition de non cavitation :

On a:

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{Va^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right)$$

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \frac{Va^2}{2 \cdot g} - \sum h_{asp} - NPSH_r - S$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H =$$

Avec : H : altitude de la station en (m NGA).

T_v : tension de vapeur d'eau (mce).

La température de l'eau est 18°C donc 0.216 m.c.e

$$Da = 300 \text{ mm}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} = 0.020 \text{ m}$$

Nous avons une charge nette d'aspiration $(NPSH)_r$ de 3.23 m. La station de pompage sera implantée à la cote 175m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 * 175$$

$$P_{atm} = 10.08 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216$ mce.

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $Da = 300$ mm et la vitesse y sera de :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = 1.06 \text{ m/s.}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \cdot \Delta h_{asp}^{lin} = 0.022 \text{ m.}$$

$$h_{asp}^{adm} = 10.08 - 0.216 - 0.057 - 0.022 - 4.18 - 0.5 = 5.11 \text{ m}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante :

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

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{w} - \frac{P_v}{w} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right)$$

$$NPSH_d = 10.08 - 0.216 - 0.022 - 0.057 - 5.11 = 4.675 > 4.18 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

c) Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration sera:

$$\nabla_{\min} = 175 + 0.3 = 175.3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 175.3 + 5.11 - 0.3 = \mathbf{180.11 \text{ m.}}$$

$$\nabla_{\text{axe}} = \mathbf{180.11 \text{ m.}}$$

Pour éviter la cavitation il faut que la pompe soit calé à une cote de 180.11 m.

III.2.7. Equipement en amont

- $D_a = 120 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = \mathbf{0.3 \text{ m}}$

- $l_{con} = (3.5 - 4)(D_a - d_a)$

Prenons: $l_{con} = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 \cdot (300 - 125) = \mathbf{612.5 \text{ mm}}$

- $l_{tr} = 2 \cdot D_a$

Nous aurons : $l_{tr} = 2 \cdot 300 = \mathbf{600 \text{ mm}}$

III.2.8. Equipement aval

$l_{tr} \geq 2D_r$

$l_{tr} = 2 \cdot 300 = \mathbf{600 \text{ mm}}$

$d_{vid} = 0.25 D_r$

$d_{vid} = 0.25 \cdot 200 = \mathbf{50 \text{ mm}}$

$l_{div} = (3.5 - 4)(D_r - d_r)$

$l_{div} = 3.5(200 - 100) = \mathbf{350 \text{ mm}}$

III.3. Pour la station SP2

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 29 l/s et une hmt de **129.81 m.**

Tableau V.10 : Caractéristiques de la Deuxième station de pompage SP2

	Débit (l/s)	Hmt (m)
caractéristiques	29	129.81

Tableau V.11: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SR1

N	Type de pompe	Q (l/s)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr D'étage
1	PM 100 /2B	29.6	76.1	135	2900	51.5	3.39	2
2	PM 65/4B	29.8	69.8	137	2900	57	2.64	4
3	HMU40-2/5A	28.3	67.6	124	2900	50.4	2.53	5
4	HMU40-2/5C	28.8	70.7	128	2900	51.5	2.04	5

III.3.1. La pompe choisie

Pour cette station de pompage nous allons prendre une **PM 100 / 2 B** et ce parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation, le rendement et la puissance absorbée.

III.3.2. Description de la pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Tableau V.12 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1

Données techniques	Caractéristiques
Q	29.7 l/s
H	135 m
n. poles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteurP2	55 KW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN25)

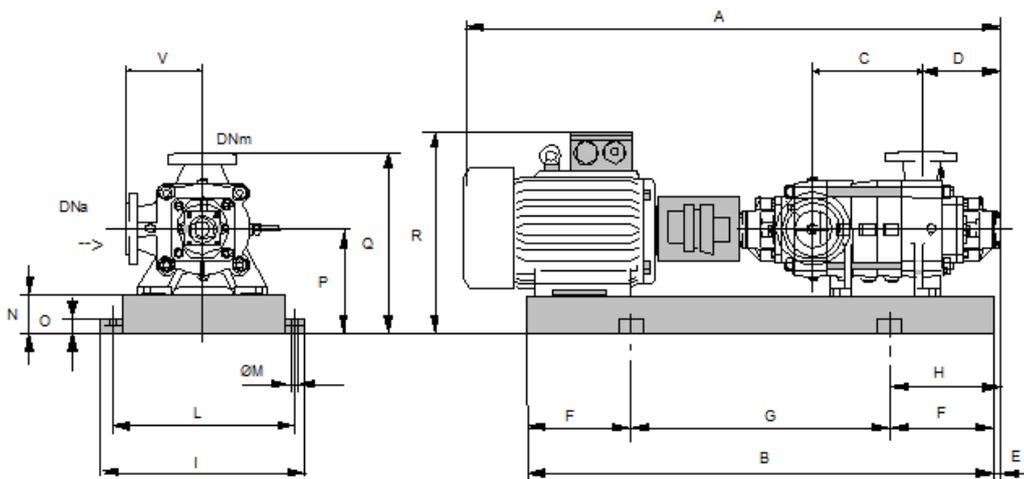


Figure V.23 : dimensions de la pompe PM100/2B

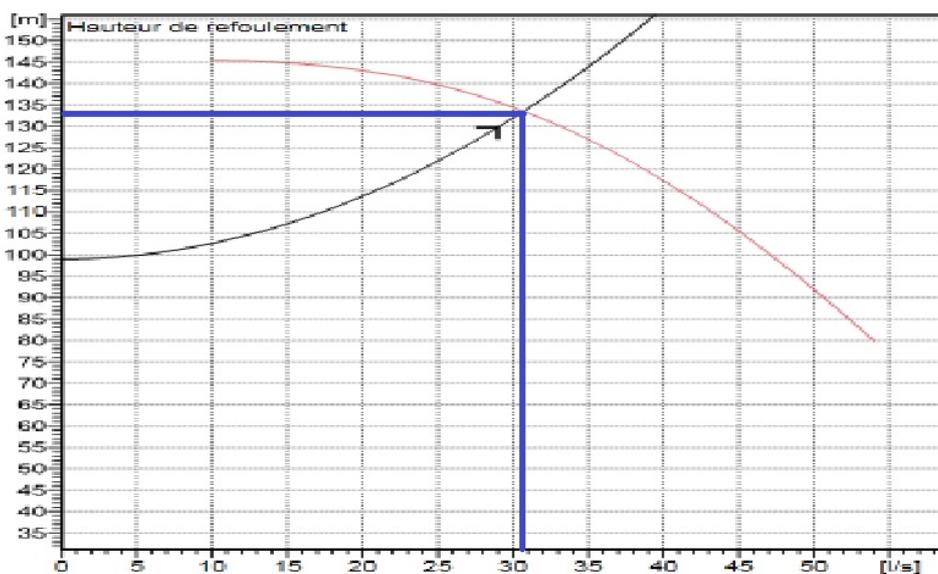


Figure V.24: Point de fonctionnement de la pompe PM100/2B

Tableau V.13: Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP

Pièce	matériau
Corps de la pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
chemise	fonte
Arbre	Acier inox
Douille d'arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulement a billes	Acier
Presse-étoupe	fonte
Etoupe	Tresse graphitée

III.3.3. Nombre de pompes installées

Pour refouler un débit de 29l/s nous avons utilisé une pompe de type **PM 100 / 2 B** donnants un débit total de 29.6 l/s et une hauteur de 135 m.

III.3.4. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques d'une pompe de type **PM 100 / 2 B** et qui sont [H-Q], [Pabs - Q], [η p - Q] et [(NPSH)r - Q] et sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

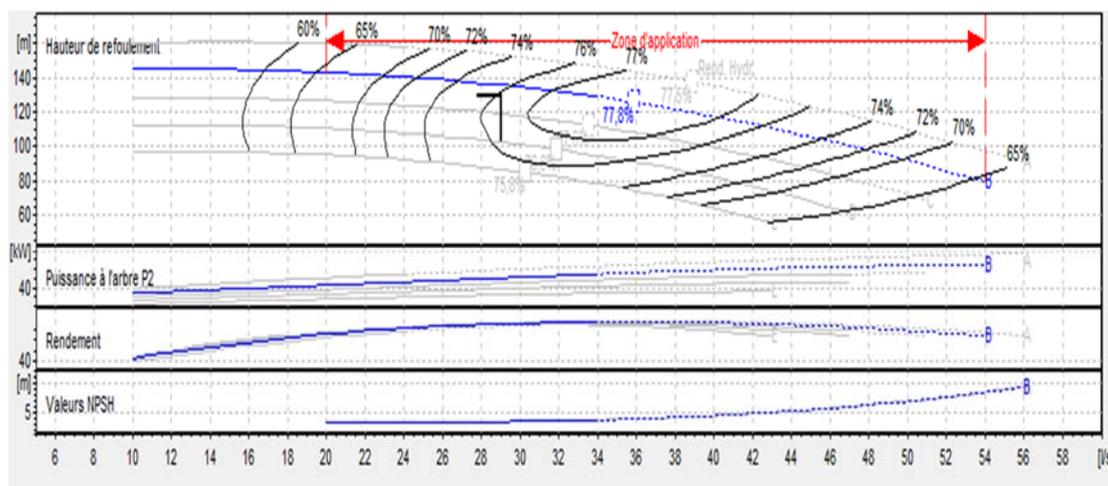


Figure V.25 : Courbes caractéristiques de la pompe **PM100/2B**

III.3.5. Dimensionnement des équipements des pompes

Le nombre des collecteurs d’aspiration = nombre de pompes pour notre cas nous avons une pompe donc nous aurons un collecteurs d'aspiration.

La conduite d’aspiration doit être placée sur une butée.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1.2-1.5) da$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après CAPRARI égale à 125 mm ;

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da = 1,5 * 125 = 187.5 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égale à **200mm**.

a) Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

$$Va = (0,7 - 1) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da \leq 250 \text{ mm}$$

$$Va = (1 - 1,5) \text{ m/s} \quad \text{pour } 250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$$

$$Va = (1,5 - 1,8) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.029}{3.14 * .2^2} = 0.91 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

On a:

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$NPSH_d = \frac{Patm}{W} - \frac{Pv}{w} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{Va^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right)$$

$$h_{asp}^{adm} = \frac{Patm}{W} - \frac{Pv}{w} - \frac{Va^2}{2 \cdot g} - \sum h_{asp} - NPSH_r - S$$

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

Patm : pression atmosphérique (mce) ;

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H$$

Avec : H : altitude de la station en (m NGA).

Tv : tension de vapeur d'eau (mce).

La température de l'eau est 18° C donc 0.216 m.c.e

$$Da = 300 \text{ mm}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} = 0.026 \text{ m}$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.23 m. La station de pompage sera implanté a la cote 291m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 291$$

$$P_{atm} = 9.926 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ=18^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce}$.

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 200 \text{ mm}$ et la vitesse y sera de :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = 0.91 \text{ m/s.}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \cdot \Delta h_{asp}^{lin} = 0.0286 \text{ m.}$$

$$h_{asp}^{adm} = 9.926 - 0.216 - 0.042 - 0.0286 - 3.39 - 0.5 = 5.75 \text{ m}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante :

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

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right)$$

$$NPSH_d = 9.926 - 0.216 - 0.0286 - 0.042 - 5.75 = \mathbf{4.08 > 3.39 \text{ m}}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

c) Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration sera:

$$\nabla_{\min} = 291 + 0.3 = 291.3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 291.3 + 4.08 - 0.3 = \mathbf{295.08 \text{ m.}}$$

$$\nabla_{\text{axe}} = \mathbf{295.08 \text{ m.}}$$

Pour éviter la cavitation il faut que la pompe soit calé à une cote de 295.08 m.

III.3.6. Equipement en amont

$D_a = 120 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = \mathbf{0.3 \text{ m}}$

- $l_c \text{ ou } n = (3,5 - 4)(D_a - d_a)$

Prenons: $l_c = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 \cdot (200 - 125) = \mathbf{262.5 \text{ mm}}$

- $l_{tr} = 2 \cdot D_a$

Nous aurons : $l_{tr} \text{ a s p} = 2 \cdot 200 = \mathbf{400 \text{ mm}}$

III.3.7. Equipement en aval

$$l_{tr} \geq 2D_r$$

$$l_{tr} = 2 \cdot 200 = 400 \text{ mm}$$

$$d_{vid} = 0,25 D_r$$

$$d_{vid} = 0,25 \cdot 200 = 50 \text{ mm}$$

$$l_{div} = (3,5 - 4)(D_r - d_r)$$

$$l_{div} = 3,5(200 - 100) = 350 \text{ mm}$$

III.4. Pour la station SP2

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 29 l/s et une hmt de 212.44 m.

Tableau V.14 : Caractéristiques de la station de reprise SR2

	Débit (l/s)	Hmt (m)
caractéristiques	29	212.44

Tableau V.15 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SR2

N	Type de pompe	Q (l/s)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr D'étage
1	PM 100/4D	29.2	76	206	2900	77.9	3.35	4
2	PM 80 / 7 E	29.5	68.2	220	2900	93.4	2.79	7
3	PM 65 / 8D	30	64.1	227	2900	105	1.66	8
4	HMU50-1/6C	29.7	66.6	222	2900	101	1.97	6

III.4.1. La pompe choisie

Pour cette station de pompage nous allons prendre une **PM 100 /4D** et ce parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation, le rendement et la puissance absorbée.

III.4.2. Description de la pompe

- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte
- Roues : en alliage de cuivre
- Diffuseurs : en fonte

- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue
- Palier de base avec roulements à bain d'huile

Tableau V.16 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SR2

Données techniques	Caractéristiques
Q	29.2 l/s
H	206m
n. poles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	90 KW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN25)

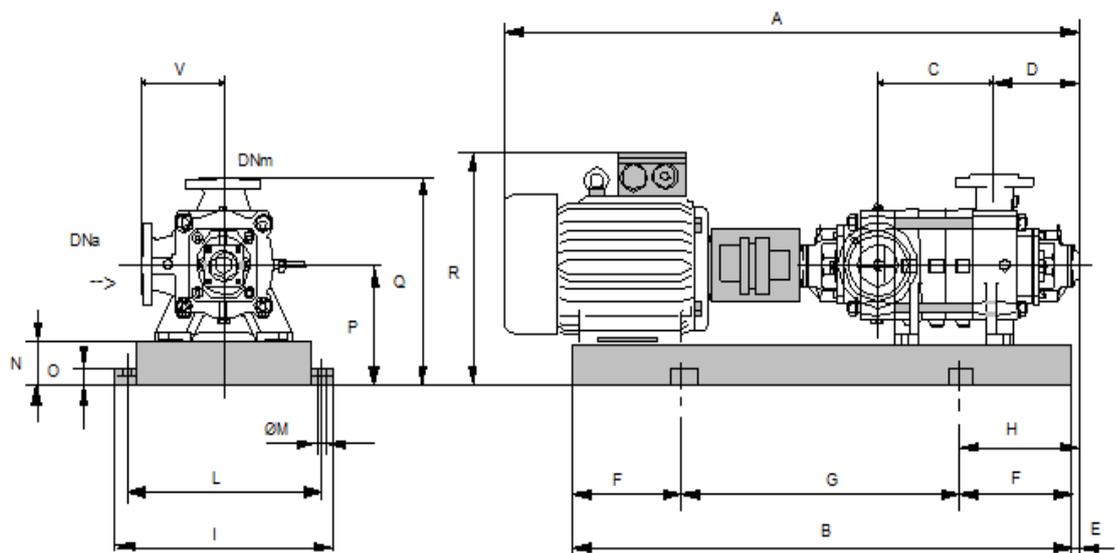


Figure V.26 : Dimensions de la pompe PM100/4D

Les dimensions de la pompe sont dans le tableau annexe

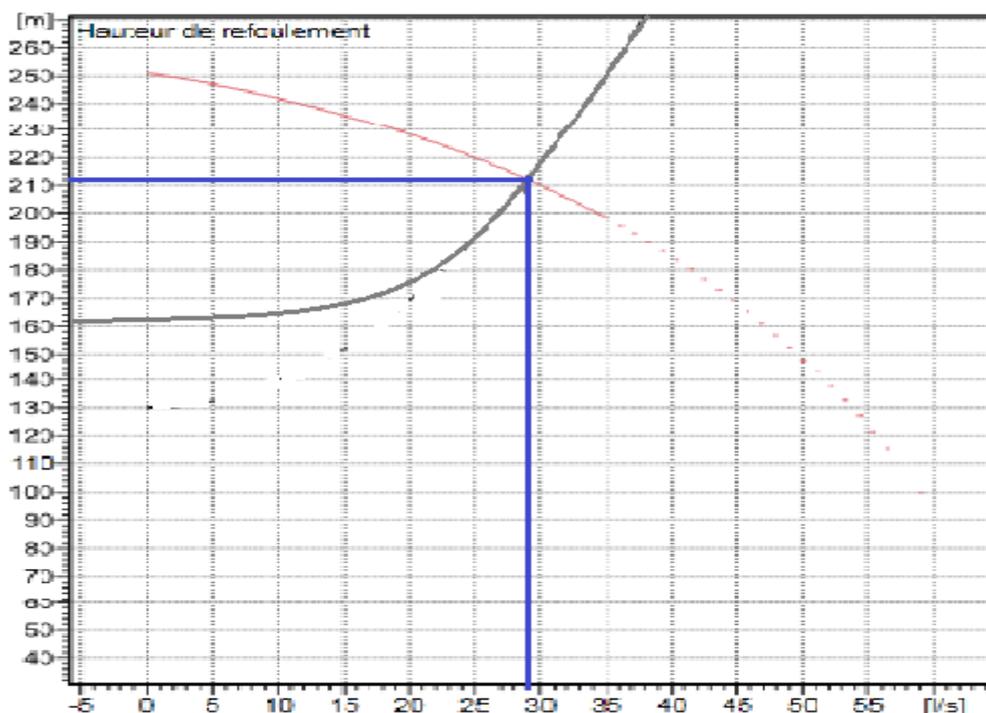


Figure V.27 : Point de fonctionnement de la pompe PM100/4D

Tableau V.17 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SR2

Pièce	matériau
Corps de la pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
chemise	fonte
Arbre	Acier inox
Douille d'arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulement a billes	Acier
Presse-étoupe	fonte
Etoupe	Tresse graphitée

III.4.3. Nombre de pompes installées

Pour refouler un débit de 29l/s nous avons utilisé une pompe de type **PM 100 / 4 D** donnants un débit total de 29.6 l/s et une hauteur de 135 m.

III.4.4. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques d'une pompe de type **PM 100 / 4 D** et qui sont [H-Q], [Pabs - Q], [η p - Q] et [(NPSH)r - Q] et sont retirées à partir du logiciel de APRARI.

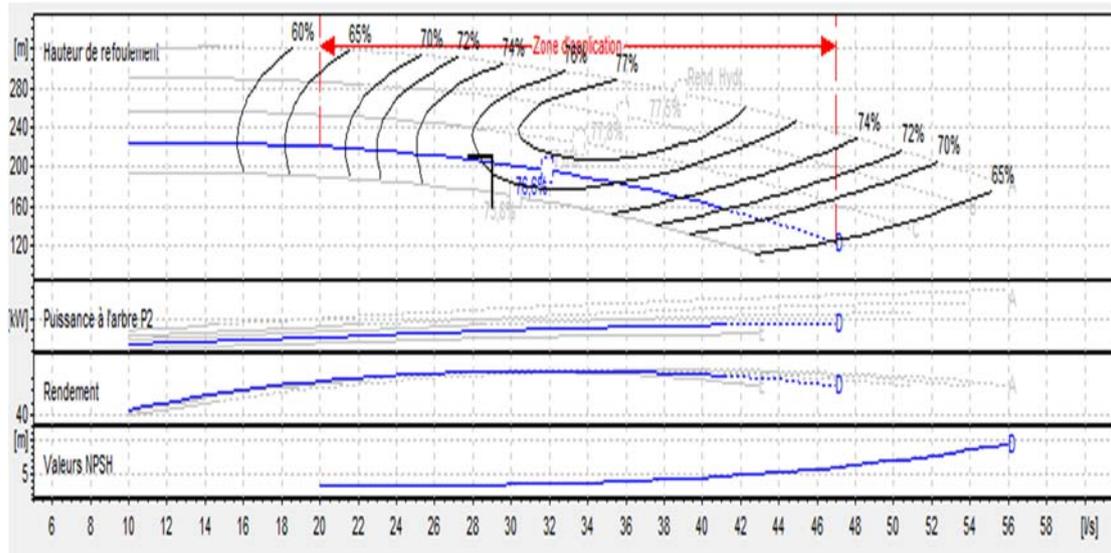


Figure V.28 : Courbes caractéristiques de la pompe PM 100/4 D

III.4.5. Dimensionnement des équipements des pompes

Le nombre des collecteurs d'aspiration = nombre de pompes pour notre cas nous avons une pompe donc nous aurons un collecteurs d'aspiration.

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1.2-1.5) da$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après CAPRARI égale à 125 mm ;

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da = 1,5 * 125 = 187.5 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égale à **200mm**.

a) Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

$$Va = (0,7 - 1) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da \leq 250 \text{ mm}$$

$$Va = (1 - 1,5) \text{ m/s} \quad \text{pour } 250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$$

$$Va = (1,5 - 1,8) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.029}{3.14 * .2^2} = 0.91 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

On a:

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right)$$

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} - \sum h_{asp} - NPSH_r - S$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

Avec : H : altitude de la station en (m NGA).

T_v : tension de vapeur d'eau (mce).

La température de l'eau est 18° C donc 0.216 m.c.e

$$D_a = 300 \text{ mm}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = 0.026 \text{ m}$$

Nous avons une charge nette d'aspiration $(NPSH)_r$ de 3.23 m. La station de pompage sera implanté a la cote 390m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \cdot 390$$

$$P_{atm} = 9.78 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce}$.

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 200 \text{ mm}$ et la vitesse y sera de :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = 0.91 \text{ m/s.}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \cdot \Delta h_{asp}^{lin} = 0.0286 \text{ m.}$$

$$h_{asp}^{adm} = 9.78 - 0.216 - 0.042 - 0.0286 - 3.35 - 0.5 = 5.73 \text{ m}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante :

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

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{W} - \frac{P_v}{w} - \left(h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \sum h_{asp} \right)$$

$$NPSH_d = 9.78 - 0.216 - 0.0286 - 0.042 - 5.73 = 3.76 > 3.35 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation

c) Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration sera:

$$\nabla_{\min} = 390 + 0.3 = 390.3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 390 + 3.35 - 0.3 = \mathbf{393.35 \text{ m.}}$$

$$\nabla_{\text{axe}} = \mathbf{393.35 \text{ m.}}$$

Pour éviter la cavitation il faut que la pompe soit calée à une cote de 393.35 m.

III.4.6. Equipement en amont

$D_a = 120 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = \mathbf{0.3 \text{ m}}$

- $l_{\text{con}} = (3.5 - 4)(D_a - d_a)$

Prenons: $l_{\text{con}} = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 * (200 - 125) = \mathbf{262.5 \text{ mm}}$

- $l_{\text{tr}} = 2.D_a$

Nous aurons : $l_{\text{trasp}} = 2 * 200 = \mathbf{400 \text{ mm}}$

III.4.7. Equipement en aval

$l_{\text{tr}} \geq 2D_r$

$l_{\text{tr}} = 2 * 200 = \mathbf{400 \text{ mm}}$

$d_{\text{vid}} = 0.25 D_r$

$d_{\text{vid}} = 0.25 * 200 = \mathbf{50 \text{ mm}}$

$l_{\text{div}} = (3.5 - 4)(D_r - d_r)$

$l_{\text{div}} = 3.5(200 - 100) = \mathbf{350 \text{ mm}}$

IV. Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel, un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage et de ventilation
- Un système de commande automatique et de contrôle.
- Un système d'alimentation en énergie ainsi qu'un système d'éclairage
- Un système anti-incendie.

IV.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

IV.2. Système de commande automatique et de contrôle

Ce sont les armoires de commande ainsi que les différents dispositifs se trouvant dans la station et nous permettant de contrôler et commander à distance.

IV.3. Système de ventilation

Son rôle est d'évacuer la chaleur due au fonctionnement de l'ensemble des équipements de la station cela acheminera un apport d'air frais facilitant ainsi le travail à l'intérieur de la station.

IV.4. Système d'alimentation électrique

C'est le générateur d'électricité généralement c'est un groupe électrogène permettant un fonctionnement continu de la station en cas de coupure.

IV.5. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais.

IV.6. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation ou de nettoyage.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité le fondement de la conception d'une station de pompage ainsi que ses différents équipements qui vont permettre une gestion optimale. Suite à ce chapitre nous avons pu faire les constatations suivantes :

- a) Pour le système de transfert d'eau de la station de traitement de EL'AGREM vers le réservoir de BOUHLEL, il nous faut une station de pompage et une autre de reprise :
 - La première station de pompage qui comprend deux (02) pompes multicellulaires à haute pression à axe horizontal de type PM 100 / 2 A et une autre de secours de même type.
 - La station de reprise qui se trouve à la cote 175m comprend deux (02) pompes multicellulaires à haute pression à axe horizontal de type PM 100 / 2 A et une autre de secours de même type.

- b) Pour le système de transfert d'eau du réservoir de BOUHLEL vers le réservoir de GHERIANA, il nous faut une station de pompage et une autre de reprise :
 - La deuxième station de pompage qui comprend une (01) pompe multicellulaires à haute pression à axe horizontal de type PM 100 / 2 B et une autre de secours de même type.
 - La station de reprise qui se trouve à la cote 420m comprend une (01) pompe multicellulaire à haute pression à axe horizontal de type PM 100 / 4 D et une autre de secours de même type.

Chapitre VI : Protection
des conduites contre le
coup de
bélier et la corrosion

Introduction

Toute canalisation une fois mis en terre nécessitera une protection à la fois contre la corrosion et aussi contre le phénomène transitoire qui s'avère être d'une brutalité sans pareil affectant les tuyaux et pouvant entraîner leur rupture.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier et la corrosion des canalisations.

I.. Protection des conduites contre le coup de bélier

Il est indispensable de mettre un moyen de protection des conduites contre de phénomène du coup de bélier.

I.1. Définition

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire, c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents. C'est un écoulement non permanent, qui, suite aux perturbations des conditions permanent d'un écoulement subira une variation de pression considérée comme étant nocive pour les canalisations. [2] [4]

I.2. Cause du coupe de bélier

Le coup de bélier peut avoir plusieurs causes nous pouvons citer :

- L'ouverture brusque ou la fermeture instantanée d'une vanne dans les Conduites gravitaire en charge.
- Le démarrage ou l'arrêt d'une pompe dans les conduites refoulement.
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe ou de l'opération d'une turbine.

I.3. Risques dus aux coups de bélier [7]

Le coup de bélier peut avoir des conséquences néfastes sur les conduites et les accessoires et son Ampleur croit au fur et a mesure que la perturbation des conditions permanentes augmente nous pouvons citer :

I.3.1. Risque de forte pression

C'est une répercussion directe du coup de bélier causée par une pression énorme qui se produit lors de la fermeture instantanée 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 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 déboîtement des joints.

I.3.2. Risque de pression négative

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 instantanée d'une vanne de sectionnement ou après une forte surpression.

Si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.

I.3.3. Fatigues des conduites

Le passage successif Alterné d'une surpression a une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites et ce quelque soit leur amplitude.

I.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les procédés de lutte contre le phénomène transitoire devront assurer :

- L'atténuation des surpressions et des dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- L'Alimentation de la veine liquide après arrêt du groupe.

Parmi les moyens de lutte contre le coup de bélier nous pouvons citer :

I.4.1. Les réservoirs d'air

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression à une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.

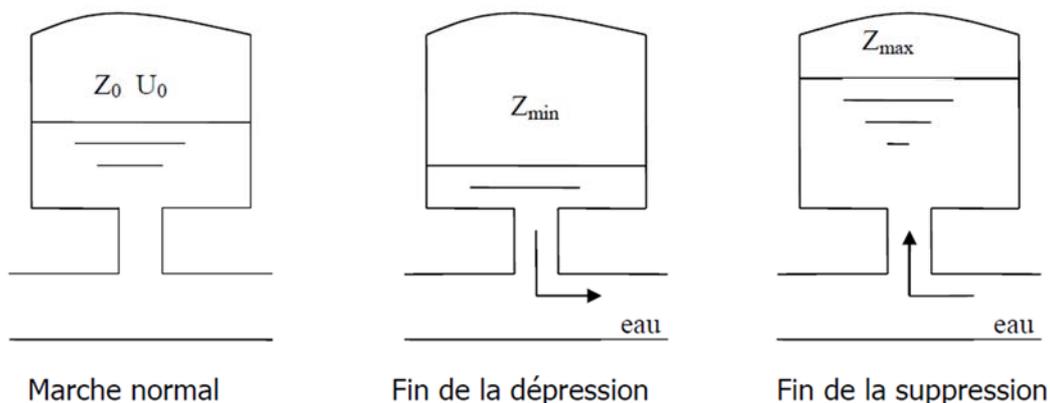


Figure VI.1 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

I.4.2. Les cheminées d'équilibre

La cheminée d'équilibre travaille avec le même principe que le réservoir d'air à la différence qu'il sera établi à la station de pompage et sera doté d'une ouverture à l'air libre, néanmoins dans le cas de hauteurs de refoulement moyennes nous arrivons rapidement à des réservoirs importants du moment que l'eau s'élèvera en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

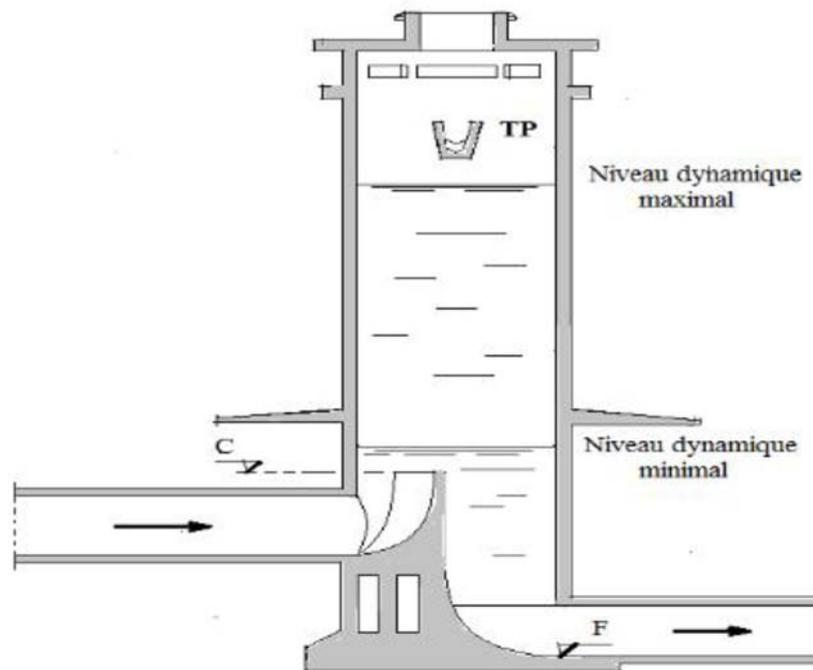


Figure VI.2 : Cheminée d'équilibre

I.4.3. Soupape de décharge

Ce dispositif fait intervenir un ressort qui par sa compression, obture, en exploitation un orifice placé sur la conduite au point à protéger et où la surpression est maximale.

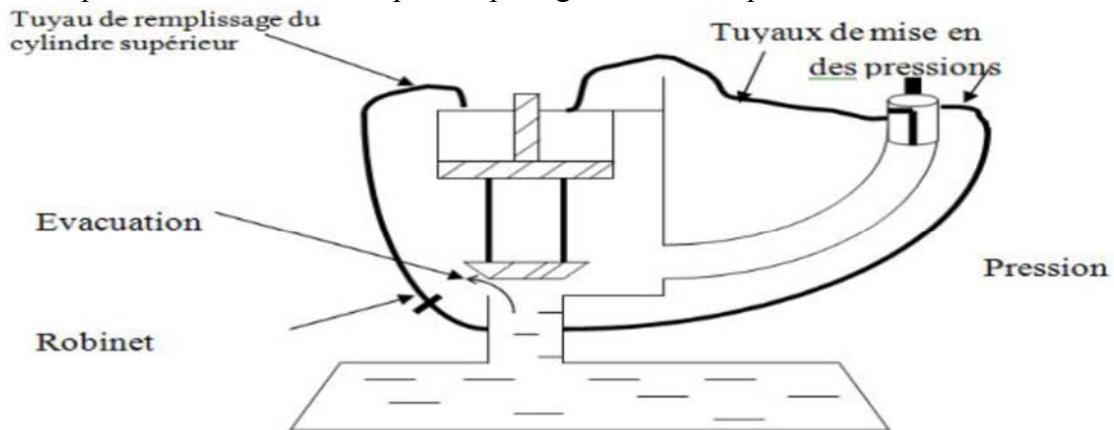


Figure VI.3 : Soupape de décharge

I.4.4. Volant d'inertie

C'est un dispositif qui sera placé sur l'arbre du groupe, il assure l'alimentation de la veine liquide en dépit de l'arrêt du moteur actionnant la pompe et ce grâce à l'énergie accumulée en fonctionnement normal qu'il restitue par la suite lors de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble et donc d'atténuer l'intensité du coup de bélier.

Parmi ces nombreux dispositifs d'atténuation du coup de bélier nous optons pour le réservoir d'air qui est plus simple et dont le calcul demeure facile par rapport aux autres.

Tableau VI.1 : Comparaison entre les différents moyens de lutte contre le coup de bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Coût limité <input type="checkbox"/> Entretien et réglage facile <input type="checkbox"/> Ne consomme pas d'énergie <input type="checkbox"/> Indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort). <input type="checkbox"/> Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement 	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Pas de pertes d'eau; <input type="checkbox"/> Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). <input type="checkbox"/> Importante durée de vie ; <input type="checkbox"/> Indépendante d'une installation électrique. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Possibilités d'installation limitées. <input type="checkbox"/> Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée). 	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Bon fonctionnement ; <input type="checkbox"/> Bonne sécurité ; <input type="checkbox"/> Pas de pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Coût élevé. <input type="checkbox"/> Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. 	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Dispositif économique <input type="checkbox"/> Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Consommation d'énergie supplémentaire. <input type="checkbox"/> Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. <input type="checkbox"/> Inapproprié dans les stations forte fréquence de démarrage. 	Utilisé comme protection contre les dépressions

I.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe électropompe :

a) Première phase

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par "c". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est L/C.

Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

pression sur toute la longueur.

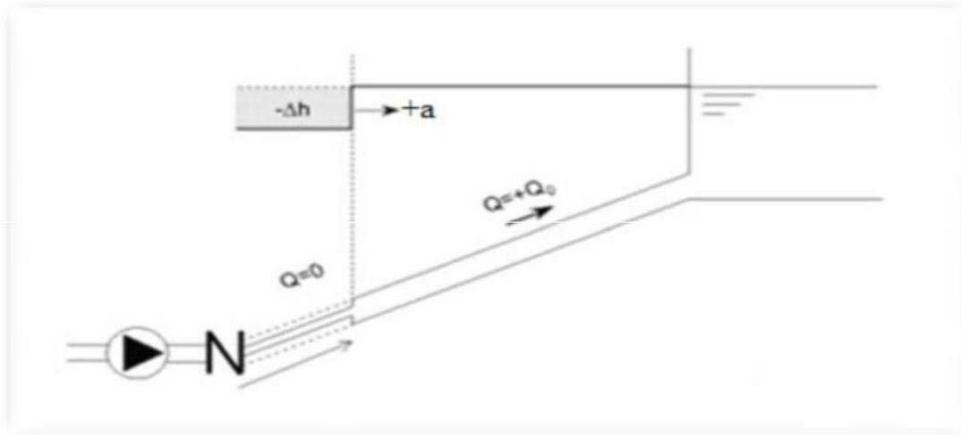


Figure VI.4 : Schéma de la première phase du coup de bélier

b) Deuxième phase

En conséquence de son élasticité la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps L/c C'est-à-dire à $2L/c$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver confrontée au clapet qui entre temps s'est fermé.

clapet qui entre temps s'est fermé.

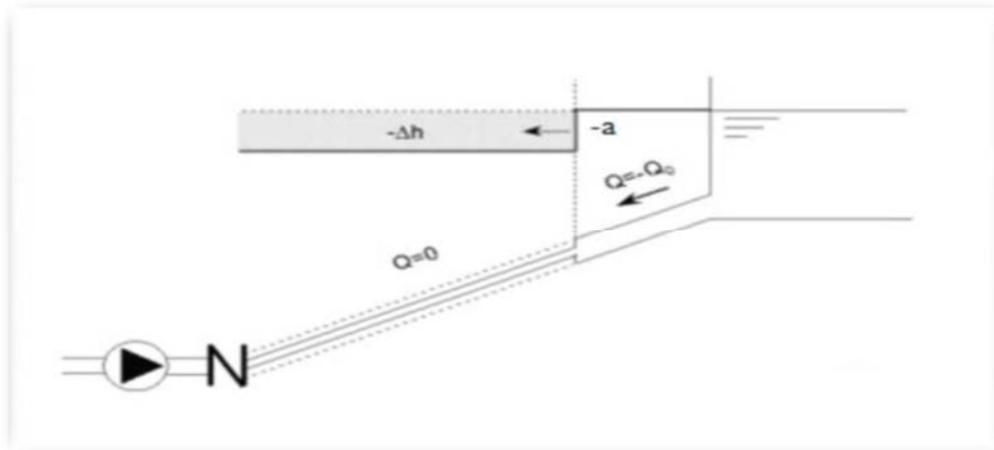


Figure VI.5 : Schéma de la deuxième phase du coup de bélier

c) Troisième phase

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps L/c c'est-à-dire à $3L/c$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

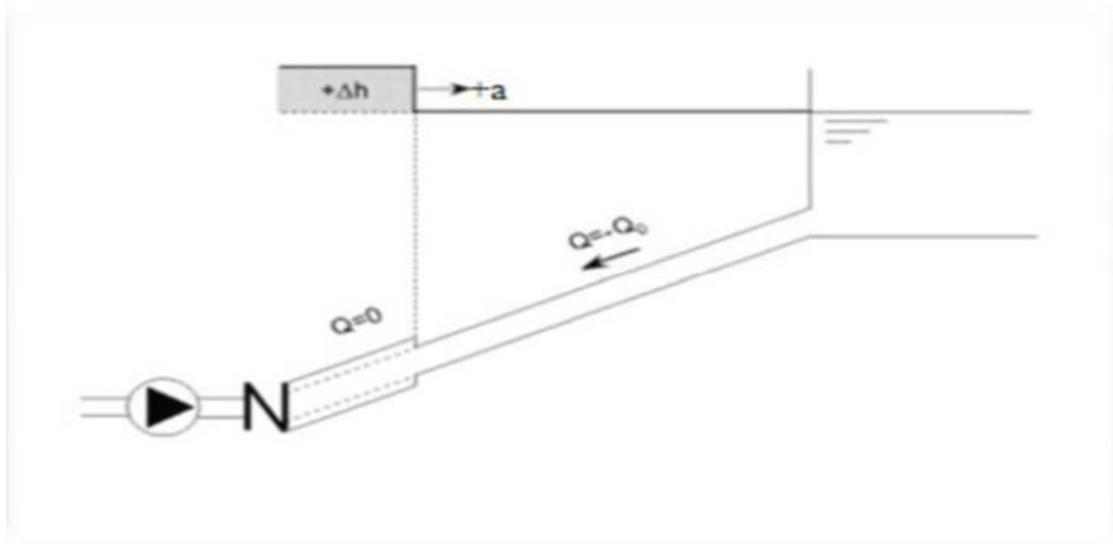


Figure VI.6 : Schéma de la troisième phase du coup de bélier

d) Quatrième phase

Suite à son élasticité, la canalisation reprend de proche en proche à partir du réservoir vers la pompe, son diamètre initial.

Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/C c'est-à-dire à $4L/c$ depuis l'origine nous nous retrouvons donc dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

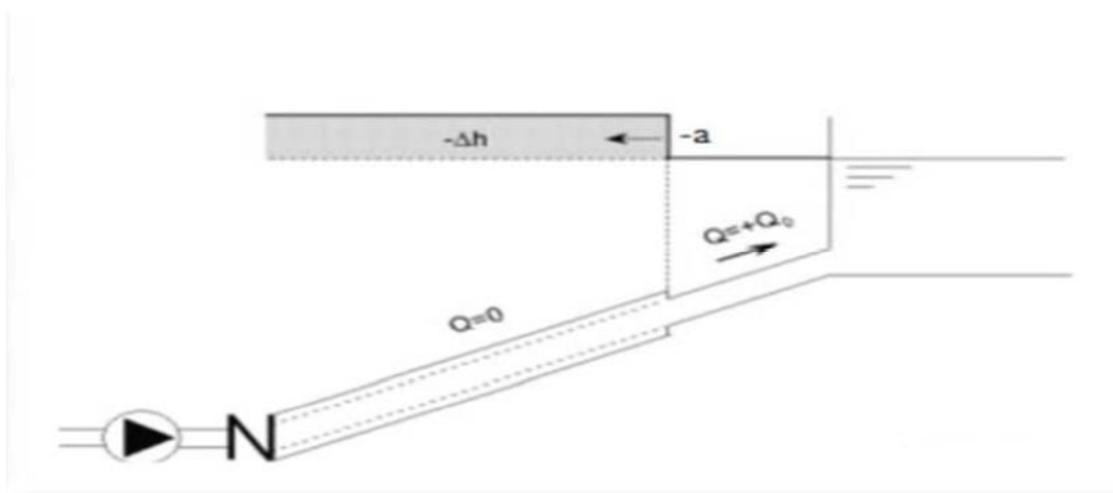


Figure VI.7 : Schéma de la quatrième phase du coup de bélier

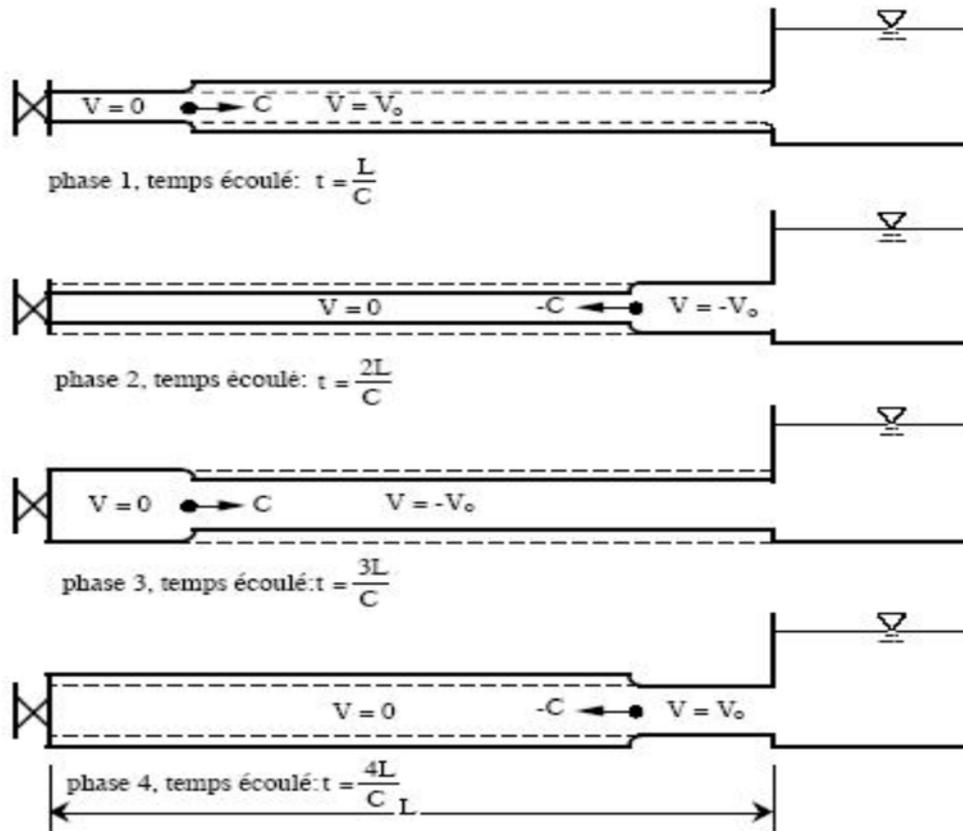


Figure VI.8 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

I.6. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier

En fonctionnement normal, la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionner le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

II. Calcul des réservoirs d'air

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure qui suit:

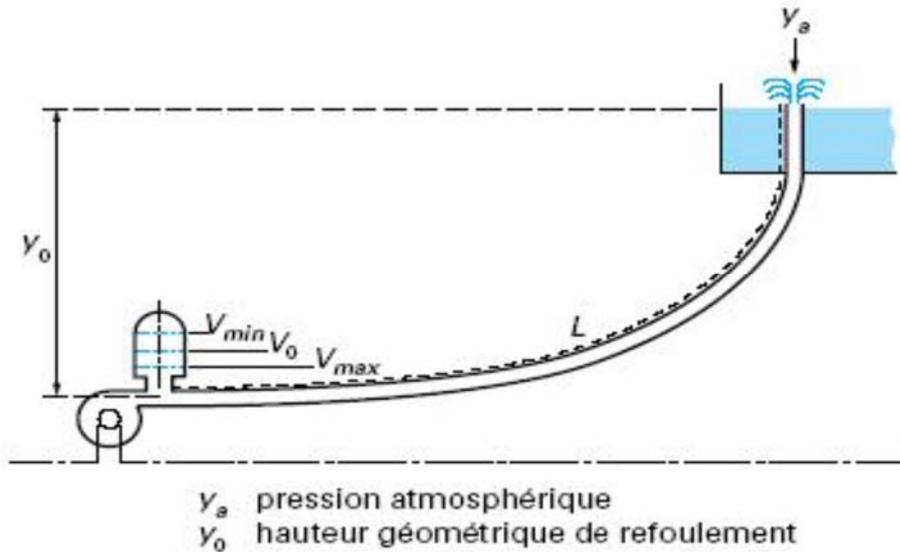


Figure VI.9 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement ainsi que le volume du réservoir d'air. Parmi les méthodes de calcul du réservoir d'air il y a :

- **La Méthode de Vibert** : cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations mais elle est susceptible de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas où les installations sont de grande envergure.
- **La Méthode de Bergeron** : c'est la méthode la plus utilisée, elle donne de bons résultats pour tous les types d'installations.
- **Méthode de PUECH et MEUNIER** : cette méthode repose sur la superposition de la courbe du profil en long sur les courbes de B existantes et fait intervenir trois (03) nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;
 A : qui caractérise la conduite de refoulement
 B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.
 Tel que :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots (1)$$

$$A = \frac{c \cdot V_0}{g \cdot H_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{U_0} \dots\dots\dots(3)$$

- c : célérité d'onde de choc (m/s).
- V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).
- H₀ : pression statique absolue = Hg+10 (m).
- H_{abs} : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = H_g + \Sigma \Delta h + 10 = HMT + 10 \text{ (m)}. \dots\dots\dots(VI.4)$$

- L : longueur total de la conduite de refoulement (m).
- S : section de la conduite de refoulement (m).
- U₀ : volume d'air initial (m³).
- g : accélération de pesanteur (m/s²).

II.1.Application de la méthode de VIBERT

La célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par **Mr. SALAH. B** donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots (5)$$

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.
- ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

- E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 2*10¹¹ Pa pour l'acier.
 E_m = 3*10⁹ Pa pour le PVC.
 E_m = 1*10¹¹ pour la fonte

- E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.
- ν_m : coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,3 (acier+fonte),
 ν_m=0,46 (PVC)
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33
- e_m : Epaisseur de la conduite (m).
- a : rayon intérieur de la conduite (m).

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots(VI.6)$$

- V₀: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
- g: l'accélération de pesanteur.

La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

La charge maximale absolue:

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

$$D'o\grave{u} : \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ (voir annexeVI)}$$

Avec :

- U₀ : volume de l'air en m³ ;
- V₀ : vitesse d'écoulement m/s ;
- L : longueur de la conduite en m ;
- S : section de la conduite (m²) ;

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

Tableau VI.2 : caractéristiques d'adduction

N° de Station	Diamètre (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1	315	0.0779	1.44	1970	120
SP1	315	0.0779	1.44	2531	116
SP2	200	0.0314	1.38	2986	109
SR2	200	0.0314	1.38	2660	185

Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de Station	K (Pa) (x 10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa) (x 10 ⁸)	E _m (Pa) (x 10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
SP1	2,07	1000	0.1289	0,46	0,33	2	3	0.0286	669.18
SP1	2,07	1000	0.1289	0.46	0,33	2	3	0.0286	669.18
SP2	2,07	1000	0.0818	0,46	0,33	2	3	0.0182	672.31
SR2	2,07	1000	0.0818	0.46	0.33	2	3	0.0182	672.31

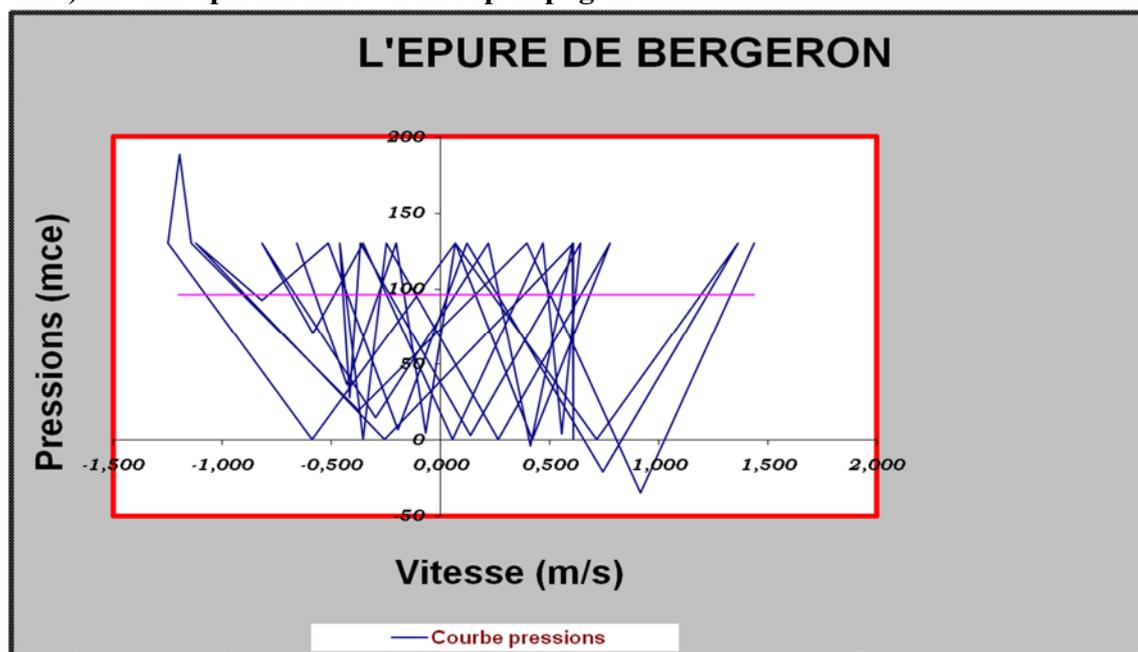
Tableau VI.4: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

Station	Z0 (m)	Zmax (m)	Zmax/Z0	V0 (m/s)	h0 (m)	h0/Z0 (x10 ⁻⁴)	U0/L*S (x10 ⁻³)	Zmin/Z0	U0 (m ³)	Umax (m ³)	V (L)
SP1	130	228.23	1.76	1.44	0.1056	8.12	7	0.625	1.07	1.72	2000
SR1	126	224.23	1.78	1.44	0.1056	8.38	6.75	0.62	1.33	2.15	2500
SP2	109	203.58	1.86	1.38	0.0971	8.91	6	0.58	0.56	0.97	1000
SR2	195	289.58	1.48	1.38	0.0971	4.98	8	0.71	0.67	0.94	1000

II.2.Utilisation d'un catalogue de BERGERON

On utilise un catalogue de Bergeron qui nous donne les valeurs de surpression et de dépression et le volume du réservoir anti-bélier

a) Pour la première station de pompage 'SP1'



FigureVI.10 : variation de la pression Pour la première station de pompage

b) Pour la première station de reprise 'SR1'

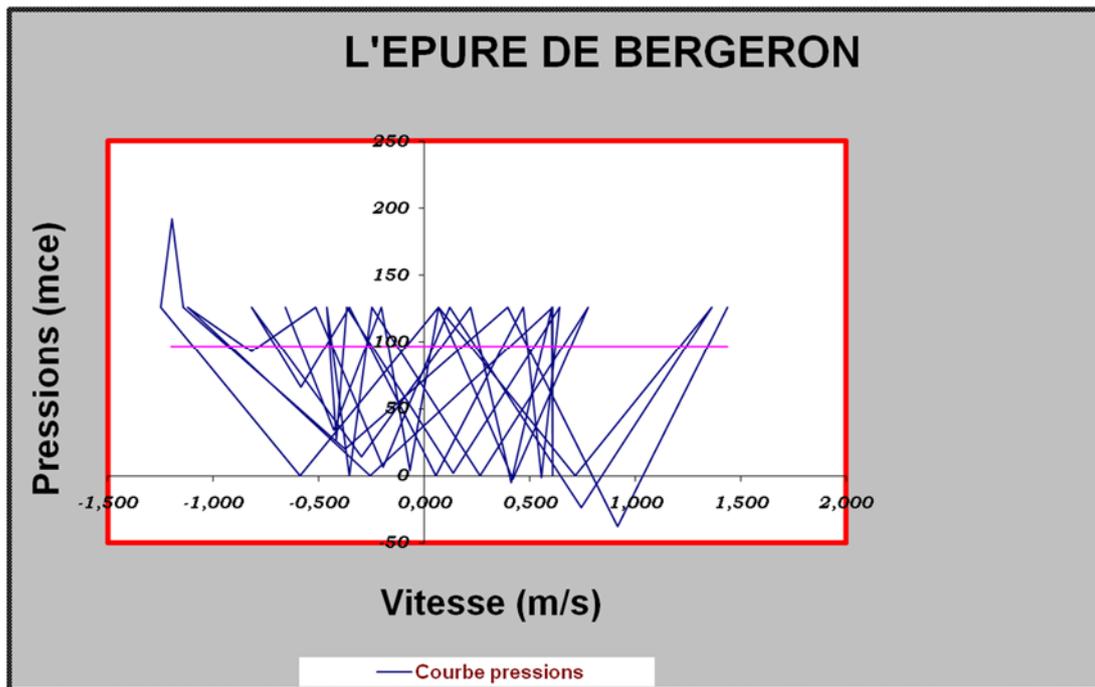


Figure VI.11 : variation de la pression Pour la première station de reprise

c) Pour la deuxième station de pompage 'SP2'

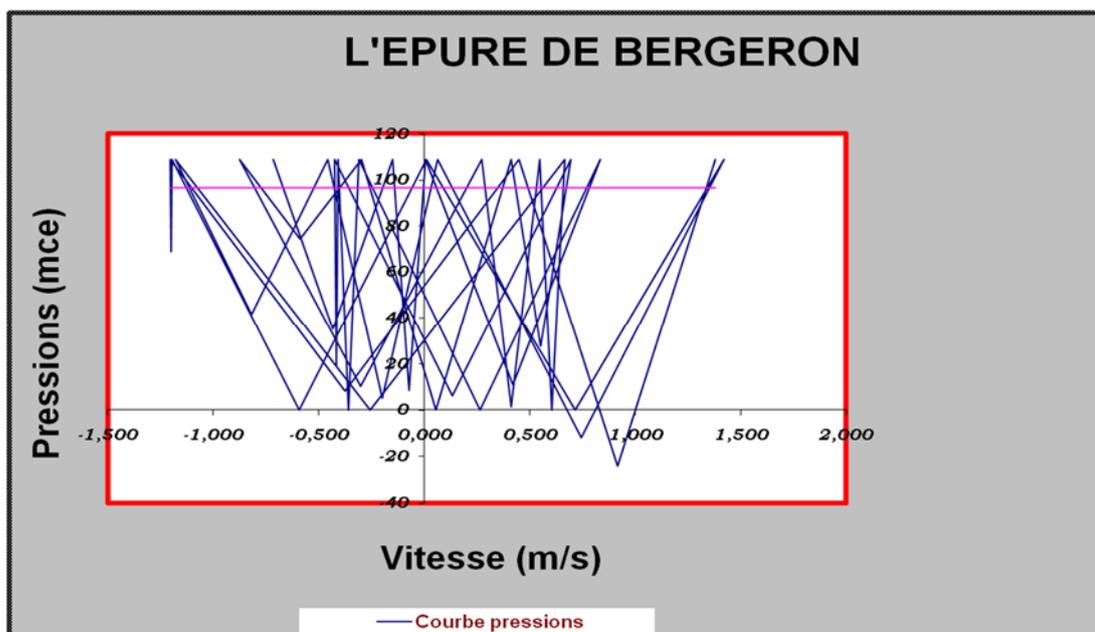


Figure VI.12 : variation de la pression Pour la deuxième station de pompage

d) Pour la deuxième station de reprise 'SR21'

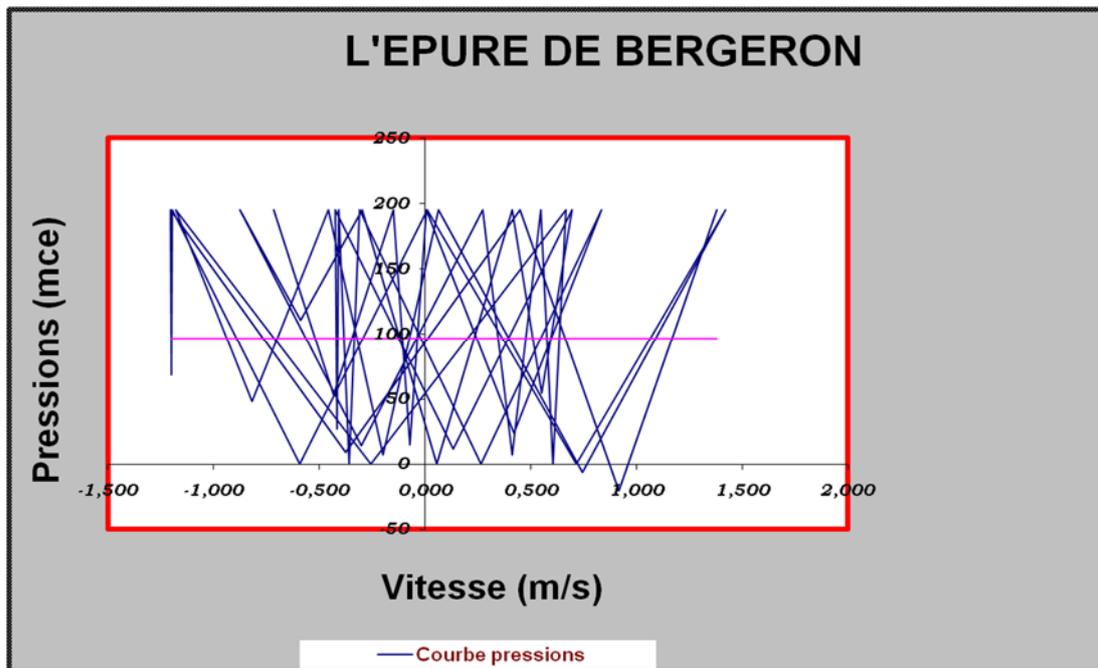


Figure VI.13 : variation de la pression Pour la deuxième station de reprise

Les valeurs du volume du réservoir anti-bélier données par le catalogue de Bergeron sont les suivants :

N° de Station	Volume (m ³)
SP1	1.5
SP1	1.8
SP2	0.6
SR2	0.6

Remarque

Le catalogue de Bergeron nous donne des volumes du réservoir anti-bélier inférieur à celles données par la méthode de Vibert car la méthode de Bergeron tient compte l'effet des pertes de charge.

II.3. Installation du réservoir d'air

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

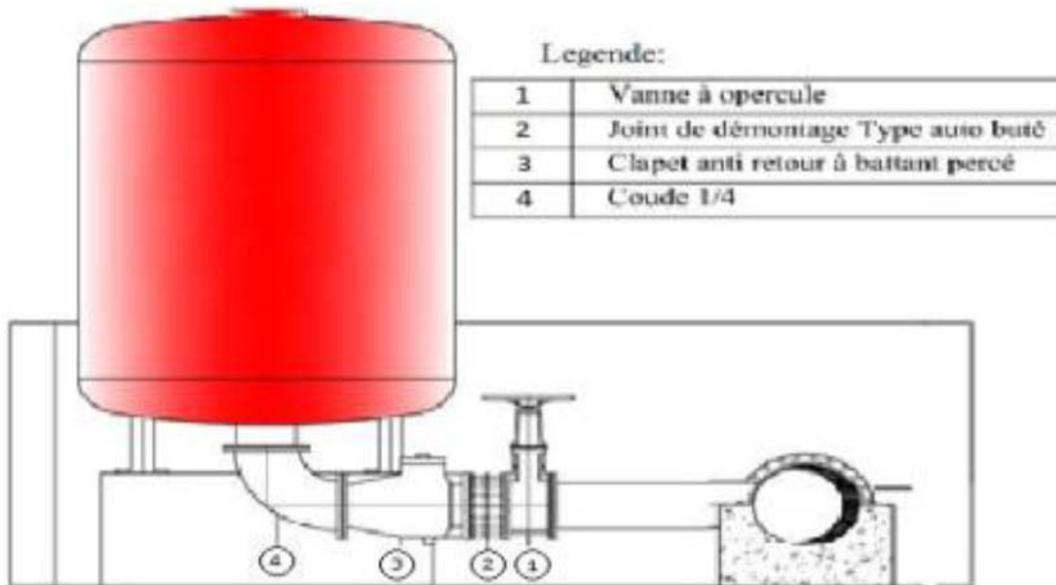


Figure VI.14 : Installation du réservoir d'air

III. Coupe de bélier dans les conduites gravitaire :

- **Analyse physique :**

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaire sont elles aussi menacées par les effets dangereux du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et la naissance de ce qu'on appelle le coup de bélier.

Dès que la vanne est fermée ($t \geq 0$) la ligne piézométrique remonte jusqu'à une cote supérieure à celle de la ligne de charge. Cette augmentation correspond à l'énergie potentielle emmagasinée par la compressibilité du fluide. Cette surpression remonte la conduite et arrive au réservoir en laissant derrière son passage la conduite en surpression.

Arrivant au réservoir, l'onde subit une réflexion avec changement de signe, elle se transforme en une onde de dépression. Cette dépression s'ajoute à la surpression laissée par l'onde montante précédente. Puis l'onde de dépression arrive en B, rencontre la vanne fermée et y subit une réflexion mais ici sans changement de signe : elle se transforme en une onde ascendante de dépression.

De tout cela il résulte qu'il est nécessaire de calculer les conduites pour qu'elles résistent à ces phénomènes : surpressions et dépressions. En particulier, elles devront résister à l'écrasement dû à la pression atmosphérique dans le cas où les dépressions seraient suffisantes pour créer la cavitation.

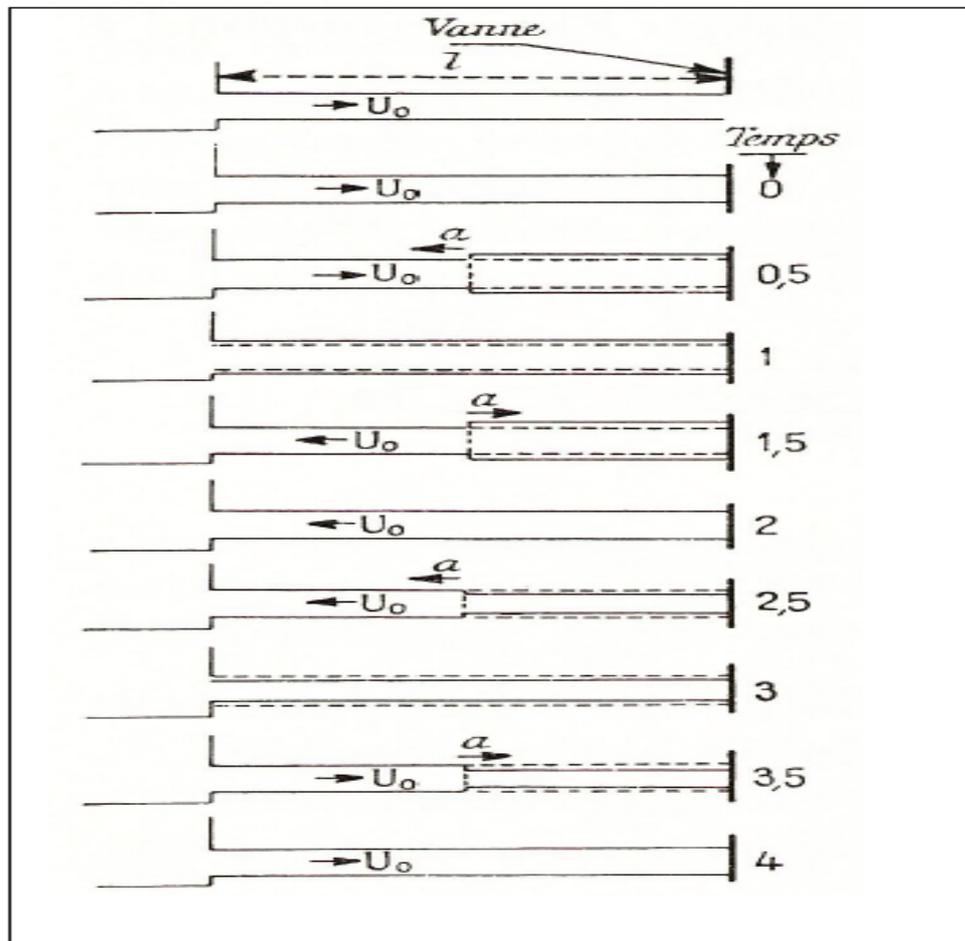


Figure IV.15 : Etape d'un cycle de variation de pression.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite, et la valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t} \dots \dots [IV.15]$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

L : longueur de l'adduction gravitaire.

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

III.1. Protection de la conduite gravitaire R.Bouhele – R.Chadia :

La célérité d'onde de surpression est :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} = 478,397 \text{ m/s}$$

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + C * V_0 / g \dots\dots [IV.16]$$

On a: $V = 1,83 \text{ m/s}$

Et donc :

$$b = \frac{C V_0}{g} = 89,24 \text{ m.}$$

Alors la charge maximale sera de :

$$H_s = H_g + b = 36,5 + 89,24 = 125,74 \text{ m}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régit par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C} \dots\dots (IV.17)$$

Avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

$$\text{AN : } t_r = \frac{2 \times 1719}{478,184} = 7,18 \text{ s}$$

On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t}$$

On vérifie la valeur de la surpression dont la longueur est de 1719 m et pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 min, et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

On trouve : $b = 1 \text{ m}$.

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

IV. Protection des conduites contre la corrosion

VI.1. Définition

Comme le précise la norme ISO 8044, la corrosion est un processus physico-chimique qui se déroule à l'interface entre un milieu et un matériau c'est à dire c'est la dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. L'accentuation de ce phénomène se traduit par une perforation ou attaque sous forme de croûte ou de rouille, annonçant la diminution de l'épaisseur du métal

IV.2. Les différentes formes de la corrosion

a) Corrosion chimique

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que le CO₂ et l'O₂ dans l'eau. La baisse du pH due à l'augmentation de la concentration des ions (H⁺) engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

b) Corrosion électrochimique

La corrosion électrochimique est provoquée par une électrolyse caractérisée par la circulation du courant électrique.

Les processus électrochimiques créés par les différences de potentiels engendrés par la juxtaposition de masse humide et saline de composition chimiquement différente et dans lesquelles le potentiel de la partie métallique en contact sera différent, cela provoquera une dissolution qui représentera l'oxydation du métal qui va perdre des électrons.

c) Corrosion biologique

La corrosion biologique est l'attaque des métaux par des bactéries. Il peut alors y avoir formation de composés, tels que le dioxyde de carbone, l'anhydride sulfureux, ou des acides organiques qui détériorent le métal. La corrosion biologique intervient en particulier dans les canalisations enterrées.

IV.3. Facteurs de la corrosion

Parmi les facteurs accentuant le phénomène de la corrosion nous pouvons citer :

- La nature du sol et la qualité de l'eau.
- les installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau potable.
- Le matériau de la conduite.
- L'agressivité de certaines eaux transportées, due soit au pH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau.

- La variation de la température de l'eau transportée.

IV.4. Protection des conduites contre la corrosion

IV.4.1. Contre la Corrosion interne

La corrosion interne est la conséquence des phénomènes chimiques apparaissant au contact des parois internes de la conduite avec l'eau. En effet, les eaux fortement minéralisées provoquent des dépôts, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable tout d'abord :

- D'exiger un revêtement intérieur des canalisations très soigné et constitué soit:
 - D'un enduit bitumeux.
 - D'un enduit spécial.
- D'éviter les faibles vitesses d'écoulement.
- De chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- De manipuler avec soin la pose de canalisation.

IV.4.2. Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par l'atteinte à la conduite par des phénomènes extérieurs reliés, soit avec la nature du terrain et la qualité des eaux, soit avec des installations électriques à courant continu aux alentours de notre adduction.

La lutte contre la corrosion externe regroupe :

- La Protection cathodique.
- La Protection par revêtement.

IV.4.2.1. Protection cathodique

a) Protection cathodique par soutirage de courant

Elle consiste à relier la conduite à la borne négative d'une source d'énergie à courant continue, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée par deux rails enterrés dans un milieu humide à une certaine distance de la conduite. Le courant en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des rails.

b) Protection cathodique par anode réactive

Ce type de protection consiste à relier la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer, zinc ou magnésium par exemple, de façon à former des piles où la conduite jouera le rôle de cathode.

IV.4.2.2. Protection des conduites avec revêtement bitumeux

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être :

- **Simple** : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2.5mm et 3mm.
- **Double** : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm.
- **Renforcée** : dans ce cas la protection se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

Les différents revêtements adoptés en pratique sont :

- Revêtement avec une Couche de zinc
- Revêtement avec une Couche de zinc-aluminium
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène
- Revêtement en polyuréthane

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion.

Pour notre projet, nous avons opté pour l'installation de réservoirs d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier et ce juste à la sortie des stations de pompage SP1 , SR1,SP2 et SR2 ayant des capacités respectives de 2000, 2500,1000 et 1000 litres d'air.

Pour la protection contre la corrosion, nous avons opté pour un Revêtement double en polyéthylène bien que le terrain ne soit pas agressif.

Chapitre VII : Etude de stockage

Introduction

Une fois l'estimation des besoins en eau de notre aire d'étude achevée et le déficit à combler déterminé, nous devons projeter des réservoirs de stockage et les dimensionner dans l'optique de prendre en charge la sécurité d'approvisionnement.

Ce chapitre portera sur l'étude des réservoirs de stockage destinés aux zones concernées.

I.1. Définition d'un réservoir

Le réservoir est un ouvrage hydrotechnique et un élément important du réseau de distribution, il constitue un organe régulateur de pression et de débit entre le régime de production et celui de consommation, il permet d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque ce ratio s'inverse. Le temps de séjour de l'eau dans la cuve dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage.

I.2. Fonction générale des réservoirs

Les réservoirs de stockage d'eau potable peuvent avoir une multitude de tâches à résoudre à la fois techniques et économiques :

- **Techniquement parlant**, les tâches primordiales assurées par les réservoirs sont au nombre de cinq:
- ❖ Premièrement, le réservoir est un ouvrage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation. La consommation journalière présentant des fluctuations importantes, il serait judicieux, de faire jouer un rôle d'appoint aux réservoirs pour la satisfaction des besoins instantanés de pointe. La présence des réservoirs diminue ainsi la capacité qui serait exigée des équipements de production, si ceux-ci devaient assurer seuls l'alimentation du réseau pendant les pointes instantanées de consommation ;
- ❖ Deuxièmement, le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution : défaillances du système, pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, cassure d'une conduite d'adduction, interruption d'énergie ;
- ❖ Troisièmement, les réservoirs assurent une fonction de régulation de pression puisque la charge du réservoir conditionne la cote piézométrique du réseau de distribution ;
- ❖ Quatrièmement, les réservoirs simplifient les problèmes d'exploitation en permettant des arrêts pour entretien et réparation de certaines installations ;
- ❖ Cinquièmement, les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement jouent un rôle de réacteur participant au traitement en assurant un temps de contact

suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant ainsi une désinfection adéquate de celle-ci avant distribution.

- **Economiquement parlant**, ajouté à la limitation des investissements au niveau de la production, les réservoirs peuvent aussi conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations.

Par ailleurs, lorsque la distribution est alimentée à partir d'un pompage, l'existence d'un réservoir en charge sur le réseau de distribution conduit à des économies au niveau de divers aspects énergétiques moyennant quoi ils permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

TableauVI.1 : Fonctions d'un réservoir

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> - Régulation des débits - Sécurité d'approvisionnement - Régulation de la pression - Simplification de l'exploitation - Réacteur participant au traitement 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des investissements sur les ouvrages de production - Réduction des investissements sur le réseau de distribution - Réduction des dépenses d'énergie

I.3. Avantages des réservoirs

- ✓ Servent à compenser l'écart entre les apports et la consommation ;
- ✓ Simplifient l'exploitation ;
- ✓ Peuvent constituer une réserve pour les imprévus ;
- ✓ Offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas
- ✓ Régularisent le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant
- ✓ Régularisent les pressions dans le réseau ;
- ✓ Garantie une Réserve d'incendie. Une partie du volume est réservée pour la lutte contre l'incendie.

I.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés de différentes manières selon les critères retenus :

I.4.1. Classification selon le matériau de construction

Cette classification est tributaire de la nature du matériau avec lequel le réservoir est construit, il peut y avoir :

- Des réservoirs en béton armé ;
- Des réservoirs en maçonnerie ;
- Des réservoirs métalliques.

I.4.2. Classification selon leur position par rapport au sol

Les réservoirs peuvent aussi être classés selon leur position par rapport au sol, il y a donc :

- Des réservoirs Enterrés ;
- Des réservoirs Semi-enterrés ;
- Des réservoirs Surélevés.

I.4.3 Classification par rapport à l'utilisation

Les réservoirs peuvent être classés selon le rôle qu'ils peuvent jouer, nous distinguons donc :

- Réservoir principal d'accumulation ;
- Brise charge ;
- Réservoir d'équilibre ;
- Réservoir tampon ;
- Bâche de reprise ;
- Réservoir terminal.

I.5. Choix du type de réservoir

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

- Conditions topographiques de la région à desservir ;
- Conditions hydraulique de la distribution: volume du réservoir et pression à assurer.

Mais les critères les plus souvent retenus pour les choix sont:

- L'usage du réservoir et la topographie du terrain ;
- La capacité à stocker ;
- Le facteur économique ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau ;

Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

I.6. Emplacement des réservoirs

Le choix de l'emplacement d'un réservoir est une question ardue pour un ingénieur. En effet, il faut que l'endroit choisi pour édifier cet ouvrage, soit parfaitement synchrone avec l'un des rôles qu'il doit jouer à savoir assurer une pression suffisante aux consommateurs notamment à l'heure de pointe.

Nous devons donc, veiller à ce que le réservoir se situe le plus près possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer. Soit au centre de l'agglomération pour réduire les pertes de charge.

Bien entendu, beaucoup d'autres considérations interviennent dans ce choix et notamment, l'aspect économique, les conditions topographiques et géologiques, l'inscription dans le site et la possibilité d'extensions futures

L'altitude du réservoir, plus précisément celle du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau à alimenter, elle se calcule en évaluant les pertes de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir

Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, ce qui implique que nous devons le placer à un niveau inférieur par rapport à la prise d'eau. Cela est aussi valable pour l'alimentation du réseau de distribution qui doit aussi se faire gravitairement, ainsi le réservoir aura une cote supérieure à toutes cotes dans notre agglomération

I.7. Equipement d'un réservoir

I.7.1. Equipements hydrauliques

Chaque réservoir doit impérativement être équipé de :

I.7.1.1. Conduite d'arrivée

Peut-être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire. A son arrivé au réservoir, elle doit pouvoir s'obturer quand la cuve atteint son niveau maximal, cette obturation se fait par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou à l'aide d'un dispositif lui permettant l'arrêt du moteur dans le cas de refoulement. L'arrivée des eaux peut être soit :

a. En bas : Elle présente l'avantage de permettre le brassage des eaux du réservoir, cette approche permet une certaine économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais cette dernière possède aussi un inconvénient dans le cas ou un accident se produit sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide donc par siphonage. Nous pouvons y remédier en y disposant un clapet sur la conduite d'arrivée.

b. Par le haut : Cette approche permet une certaine oxygénation des eaux, surtout si cette eau émane d'une source souterraine connue pour être exempte d'oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer de manière plus aisée le gaz carbonique dissous (H_2CO_3), ce qui entraînera l'entartrage du réservoir et des conduites en aval.

Dans notre cas la conduite d'arrivé est placée en bas.

I.7.1.2. Conduite de distribution

Cette conduite prend son départ entre 15 et 20 cm au-dessus du radier et doit être munie d'une crépine courbée pour éviter l'entraînement d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir et obvier au phénomène de vortex qui permet la pénétration d'air dans la conduite. Cette conduite est aussi équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de problème pour éviter de déclencher une inondation

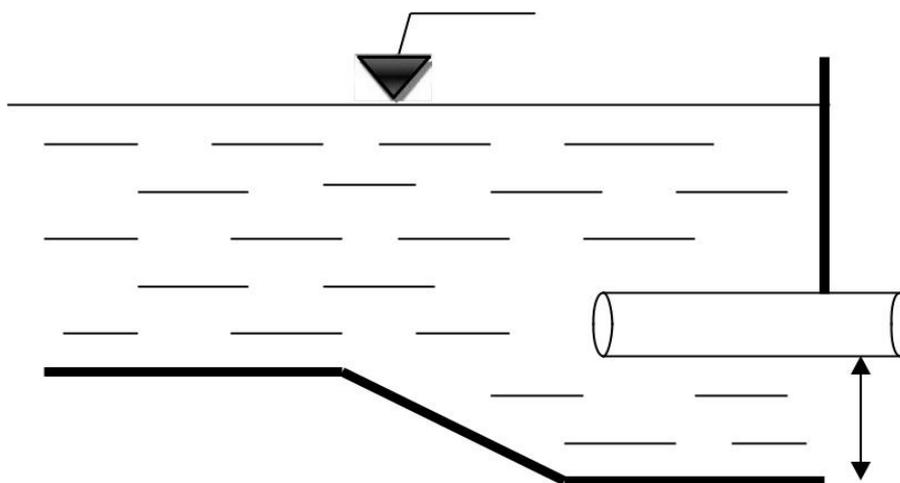


Figure III.1 : Conduite de distribution

I.7.1.3. Conduite de trop-plein

Elle assure l'évacuation du débit excédentaire en un temps raisonnable lorsque le niveau d'eau atteint sa limite maximale dans la cuve.

I.7.1.4. Conduite de vidange

C'est une conduite se situant au point bas du réservoir. Elle permet la vidange totale du réservoir pour une éventuelle opération de nettoyage ou réparation, elle est communément raccordée à la conduite de trop-plein et doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable qui tendent à rendre la manœuvre plus délicate.

I.7.1.5. Conduite de By-pass

Pour ne pas entrainer une rupture de distribution en cas de nettoyage du réservoir, nous devons relier la conduite d'arrivée à une autre conduite dite de by-pass.

I.7.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est un agencement particulier de la tuyauterie qui permet de stopper l'écoulement une fois la réserve d'incendie atteinte. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon.

a. Système à deux prises

Ce système est caractérisé par deux conduites qui sortent du réservoir, la première commence au niveau de la réserve d'incendie et la deuxième au fond du réservoir juste en dessous de la réserve d'incendie et qui est munie d'un robinet vanne. Ces deux conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Une fois le niveau critique d'incendie atteint, le robinet vanne se ferme et l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie sera préservée.

L'inconvénient majeur de ce système à deux prises est que la réserve d'incendie n'est pas renouvelée en permanence, elle stagne et peut amener à des dépôts dans le réservoir.

b. Système à siphon

Dans ce système, à l'inverse du système à deux prises il n'y a qu'une seule conduite qui sort de la cuve et qui prend son départ au fond de la réserve d'incendie elle comprend un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne. Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet vanne ouverts. Ce qui nous laisse dire, que le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve incendie dans ce système.

I.7.2. Equipement de nettoyage

Pour assurer le nettoyage du réservoir il doit y avoir :

- Des trappes de visite pour le personnel et la mise en place de matériels ;
- Des équipements spéciaux pour le nettoyage ;
- Une pompe d'alimentation en eau.

I.8. Capacité d'un réservoir

Le calcul du volume d'un réservoir se fait par rapport au jour de plus forte consommation dans le but de satisfaire les variations journalières du débit, ce volume est déterminé en fonction des débits d'entrée et de sortie en incluant une réserve d'incendie comprise en 80 et 120 m³. Pour la détermination de la capacité d'un réservoir, deux méthodes peuvent être considérées, à savoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

I.8.1. Méthode analytique

Cette méthode consiste en le calcul du résidu à l'intérieur du réservoir à chaque heure de la journée, Le volume de régulation sera :

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

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m³),

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

Q_j : La consommation maximale journalière (m³/j).

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots(VI.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé entre 80 et 120 m³.

La différence entre le débit entrant dans le réservoir et le débit à distribuer nous permet d'apprécier le résidu à l'intérieure de la cuve. Donc si le débit entrant au réservoir est supérieur à celui qui en sort cela indique qu'il y a un surplus, dans le cas contraire, nous aurons un déficit.

I.8.2. Méthode graphique

Cette méthode est purement graphique, elle permet grâce aux courbes de la consommation journalière et celles caractérisant l'apport de la station de pompage déduites respectivement de la variation des coefficients horaires et des heures de pompage, de calculer le résidu maximal journalière dans un réservoir, et ce, en additionnant en valeur absolue les écarts des deux extremums des courbes cités précédemment.

$$R_{max} = |\Delta V1| + |\Delta V2| (\%) \dots\dots\dots (VI.3)$$

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

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

Le volume total sera :

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

I.8.3 Capacité d'un réservoir alimenté gravitairement

Dans le cas où le réservoir est alimenté gravitairement, la capacité du réservoir est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = n * (K_p * Q_{moy,h} - Q_a) \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec :

$$Q_a = Q_{moy,h}$$

$$n = 2 \text{ h.}$$

$$V_r = 2 * (K_p - 1) * Q_{moy,h}.$$

$$K_p = K_{max,j} * K_{max,h}.$$

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

II. dimensionnement des réservoirs

Vu l'existence des ouvrages de stockage au préalable, on est appelé à vérifier leur capacité. Le tableau qui suit représente les caractéristiques de ces réservoirs :

Tableau IV.2 : Caractéristiques des ouvrages de stockage existantes.

Réservoir	Capacité	Type	Forme
CHADIA	500	Semi enterré	circulaire
BOUHLEL	500	Semi enterré	circulaire
GHARIANA	500	Semi enterré	circulaire

Tableau VI.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouhelel

Heures	%	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1 – 2	0,75	5	4.25	-	13.25
2 – 3	0,75	5	4.25	-	17.5
3 – 4	1	5	4	-	21.5
3 – 4	1	5	4	-	25.5
4 – 5	3	5	2	-	27.5
5 – 6	5,5	5	-	0.5	27
6 – 7	5,5	5	-	0.5	26.5
7 – 8	5,5	5	-	0.5	26
8 – 9	3,5	5	1.5	-	27.5
9 – 10	3,5	5	1.5	-	29
10 – 11	6	5	-	1	28
11 – 12	8,5	5	-	3.5	24.5
12 – 13	8,5	5	-	3.5	21
13 – 14	6	5	-	1	20
14 – 15	5	5	-	0	20
15 – 16	5	5	-	0	20
16 – 17	3,5	5	1.5	-	21.5
17 – 19	3,5	0	-	3.5	18
18 – 19	6	0	-	6	12
19 – 20	6	0	-	6	6
20 – 21	6	0	-	6	0
21 – 22	3	5	2	-	2
22 – 23	2	5	3	-	5
23 – 24	1	5	4	-	9

Le volume résiduel sera :

$$V_r = (29 * 1222.45) / 100$$

$$V_r = 354.5 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 354.5 + 120 = 474.5 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de **$V_t = 500 \text{ m}^3$**

Tableau VI.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Gheriana

Heures	%	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1 – 2	1	5	4	-	13
2 – 3	1	5	4	-	17
3 – 4	1	5	4	-	21
3 – 4	1	5	4	-	25
4 – 5	2	5	3	-	28
5 – 6	3	5	2	-	30
6 – 7	5	5	0	-	30
7 – 8	6,5	5	-	1.5	28.5
8 – 9	6,5	5	-	1.5	27
9 – 10	5,5	5	-	0.5	26.5
10 – 11	4,5	5	0.5		27
11 – 12	5,5	5	-	0.5	26.5
12 – 13	7	5	-	2	24.5
13 – 14	7	5	-	2	22.5
14 – 15	5,5	5	-	0.5	22
15 – 16	4,5	5	0.5	-	22.5
16 – 17	5	5	0	0	22.5
17 – 19	6,5	0	-	6.5	16
18 – 19	6,5	0	-	6.5	9.5
19 – 20	5	0	-	5	4.5
20 – 21	4,5	0	-	4.5	0
21 – 22	3	5	2	-	2
22 – 23	2	5	3	-	5
23 – 24	1	5	4	-	9

Le volume résiduel sera :

$$V_r = (30 * 2102,55) / 100$$

$$V_r = 630.8 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 630.8 + 120 = 750.8 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de

$$V_t = 750 \text{ m}^3$$

VI.9.1 capacité du réservoir de Chadia

Le réservoir de «Chadia» est alimenté gravitairement, la capacité du réservoir est déterminée par la formule (VI.5)

$$K_p = 1.3 * 1.68 = 2.2$$

$$V_r = 2 * (2.2 - 1) * 88.8$$

$$V_r = 213.12 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 213.12 + 120 = 333.12 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de **$V_t = 500 \text{ m}^3$**

VI.10 Interprétation des résultats

Le tableau suivant résume les résultats de calcul

Réservoir	Capacité Actuel (m ³)	Capacité à l'horizon (m ³)	Déficit (m ³)
CHADIA	500	500	-
BOUHLEL	500	500	-
GHARIANA	500	750	250

D'après les calculs on constate que les réservoirs existants de « CHADIA » et « BOUHLEL » satisfont besoins de stockage, contrairement au réservoir de « GHERIANA » qui a un déficit de 250 m³.

Alors on doit projeter un réservoir de 300 m³ qui sera jumeler au réservoir de « GHERIANA ».

Conclusion

Dans ce présent chapitre, après l'estimation des besoins de notre agglomération à l'horizon d'étude, nous avons déterminé un déficit de stockage d'ordre de 250 m³ pour l'agglomération de GHERIANA , on projetant un réservoir de 300 m³ qui sera de forme circulaire de type semi- enterré.

Chapitre VIII :

Gestion du projet

Introduction

Dans Ce chapitre nous allons mettre en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour la bonne exécution de notre projet, allant du management de ce dernier jusqu'à la protection et sécurité du travail en passant par la pose de canalisation et l'organisation du chantier.

I. Organisation du chantier

I.1. Différents travaux à entreprendre

I.1.1. Travaux concernant l'adduction

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

- a) Exécution des tranchées
- b) Construction des regards
- c) Pose du lit de sable
- d) Pose des conduites
- e) Epreuve de joint et de la canalisation
- f) Remblaiement des tranchées
- g) Nivellement et compactage

I.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux stations de pompage sont :

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

I.1.3. Travaux concernant les réservoirs

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

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

I.2. Choix des engins de terrassement

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines commune dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements. Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

I.2. Pose de canalisation

Les conduites, sont dans la plupart des cas posées en tranchée à l'exclusion de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à un autre dans l'optique de diminuer l'effet des différentes contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

I.2.1. Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Action des racines des arbres.

I.2.2. Réalisation des fouilles

a) Tracé

Le tracé effectué doit être conforme à celui adopté lors de l'étude du projet. Le choix du matériau de construction est très important. En effet, la fonte ductile que nous avons choisie pour la réalisation de notre projet possède une résistance à toutes épreuves et s'adapte à la topographie de notre terrain.

b) Longueur de la tranchée

La longueur de la tranchée coïncide avec la longueur de la conduite d'adduction, à chaque fois qu'il y a un changement de diamètre les dimensions de la tranchée change aussi.

$$L_{\text{tranchée}} = L_{\text{adduction}}$$

c) Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m en vue de faciliter les travaux. Elle est tributaire du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par :

$$B = D + 2 \times e$$

- **B** : largeur de la tranchée (m).

- **D** : diamètre de la conduite (m).

- **e** : espacement = 25 cm

d) La profondeur de la tranchée

Sauf stipulation contraire, la profondeur de la tranchée est en générale telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel. D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

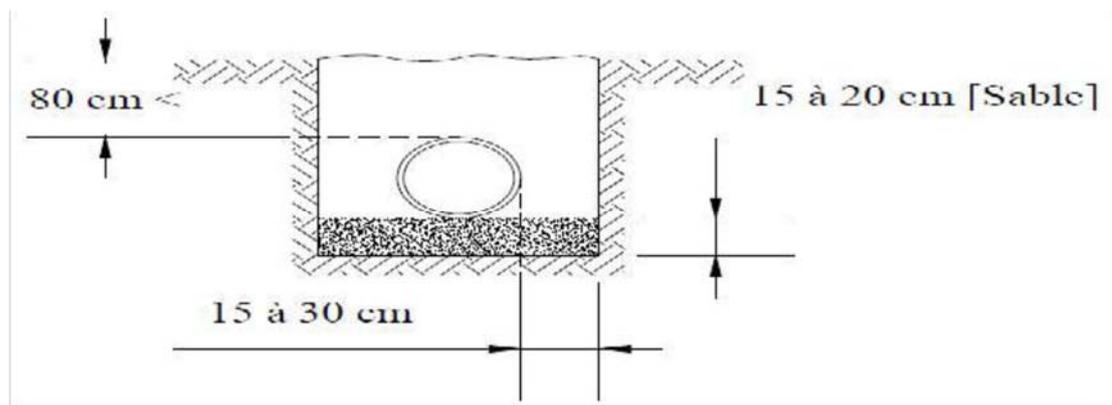


Figure VIII.1 : Profondeur de tranchée

e) Lit de pose

Un lit de pose d'une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm doit couvrir le fond de la tranchée, ce dernier doit pilonner et nivelé soigneusement tout au long de la tranchée, généralement il est constitué de :

- Gravier, dans les terres ordinaires.
- Pierre cassée pour former des drains, dans les terrains rocheux.
- Une dalle en béton pour les terrains mauvais.

f) Aménagement du lit de pose

Avant la pose des conduites, nous procéderons aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable.

I.2.3. La mise en tranchée

Avant la mise en place des conduites, ces dernières sont examinées en vue d'éliminer celles qui ont été Altérées. Il faut néanmoins respecter ce qui suit :

- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- Les canalisations doivent être placées dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Le lit des tranchées est nettoyé avant la mise en place de chaque canalisation.
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non-visibles sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

I.2.4. Epreuve des joints et canalisation principale

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, nous l'effectuerons à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste en le remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en fonctionnement normal. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ et où la variation ne doit pas excéder les 0.2 bar.

I.2.5. Remblaiement des tranchées

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement comme suit :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.
- Utilisé la terre déjà déblayais après élimination des pierres grossières.
- Remblayer en couches successives de 0,25 m.

I.2.6. Le compactage

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm. Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum.

I.2.7. Différents cas de pose de canalisation

I.2.7.4 En terrain ordinaire

La conduite est entreposée au fond d'une tranchée suffisamment large pour permettre à un homme de taille moyenne de travailler aisément, sa profondeur normale est telle que l'épaisseur du remblai ne soit pas inférieure à 80 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, et ce, dans le but de garder une eau fraîche à l'abri du gel et des fortes températures. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20cm convenablement nivelé.

I.2.7.2 En galerie

Dans certains cas, le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie. Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route. Un canal est prévu pour éviter les eaux stagnantes dans la galerie et les déversée dans l'égout voisin. L'établissement de ces galeries est compatible avec la traversée d'une autoroute ou d'une voie de chemin

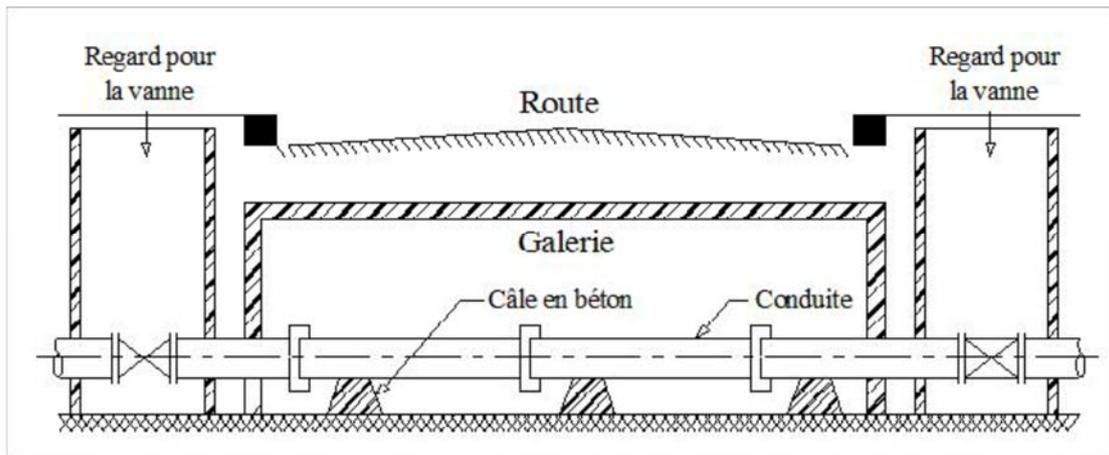


Figure VIII.2 : pose en galerie

I.2.8.3. En terrain en pente

Quand la pente devient très importante les frottements entre les canalisations et les terres sont insuffisantes pour maintenir la conduite stable, c'est pour cela que nous utilisons des butées d'encrage ou bien de joints verrouillés pour équilibrer le système et empêcher le glissement des conduites ce procédé peut se faire de deux façons :

- En réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau ;
- En réalisant un massif en béton en tête d'un tronçon verrouillé.

I.2.8.4. En terrain peu consistant

Dans ce cas pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

I.2.8.5. Lors de la traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans la cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs. Les tronçons immergés doivent être convenablement dimensionnés pour éviter le phénomène de soulèvement dû à l'eau. Dans certain cas, on dispose de contrepoids disposé sur la génératrice supérieure de la conduite pour la maintenir au contact du fond dans ce cas de traversée par le fond, on opte pour des canalisations en acier ou en polyéthylène, les joints soudés sont maintenu par des butées en béton posé de part et d'autre des joints.

Le revêtement des conduites en acier est fait à base d'un anti rouille en plusieurs couches, ce type de canalisation convient également pour les longues traversées. les soudures doivent se faire sur terre et les canalisations sont descendus lentement par flottaison et halage jusqu'au fond de la rivière.

I.2.8.6. Lors de la traversée d'une route

Dans le but de protéger les conduites des charges importantes qui peuvent être préjudiciables et causées des cassures nous proposons soit :

- Couvrir la canalisation avec des gaines.
- Couvrir la canalisation avec du béton armé.

I.2.9. Règles de sécurité

La réglementation en vigueur devra être respectée, en particulier ce qui concerne le blindage des parois de la tranchée, précaution obligatoire lorsque des hommes doivent travailler en fond de fouille. Il en va de même pour les règles de signalisation et de balisage pour garantir la sécurité des personnes.

Dans les cas de présence avérée de réseaux concessionnaires, cette fouille est alors mise en œuvre manuellement. Un grillage avertisseur est obligatoirement présent sur le réseau existant, sa couleur étant fonction de la nature du réseau ; celui-ci est installé à 0,30 m de la génératrice supérieure de la canalisation :

Tableau VIII.1 : Profondeurs et couleurs des grillages

Réseau habituelle	Profondeur (m)	Couleur du grillage avertisseur
Eau usée	1.5	Marron
Eau potable	1.20	Bleu
Électricité	0.75	Rouge
Gaz	0,80	Jaune
Téléphonie	0.75	Vert
Éclairage public	0.5	-

En pose en terre, il y lieu de respecter certaines distances entre réseaux concessionnaires. Le tableau suivant présente les espacements entre réseaux :

Tableau VIII.2 : Distances entre les différents réseaux

	Eau pluviale/ usée (m)	Eau potable (m)	Électricité (m)	Gaz (m)	Téléphonie (m)
Eau pluviale, eau usée	-	-	0,20	0,20	0,40
Eau potable	0,20	-	0,60 (HT) 0,30 (BT)	0,60	0,20
Électricité	0,20	0,60 (HT) 0,30 (BT)	-	0,50	0,50 parallèle 0,20 croisement
Gaz	0,20	0,60	0,50	-	0,50
Téléphonie	0,40	0,40	0,30	0,50	-

HT : haute tension. BT : basse tension.

II. Pièces spéciales

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction et de diamètre ;
- Raccorder deux conduites ;
- Soutirer les débits.

Les accessoires utilisés sont:

II.1. Robinets vannes

Ce sont des accessoires qui permettent d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500m séparant deux robinets vanne successif. Ces dispositifs peuvent être soit :

a) Robinets-vanne à opercule

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être ouverts ou fermés strictement. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon. A compté d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule lorsque la manœuvre se fait à partir de la position fermée.



Figure VIII.3 : Robinet vanne à opercule

b) Vanne papillon

Ce sont des dispositifs de sectionnement et de réglage de débit à la fois, c'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon.



Figure VIII.4 : Robinets vanne papillon

Dans notre cas, nous prévoyons :

- L'installation d'un robinet vanne a opercule a :
 - Chaque 500m de la conduite de refoulement.
 - La sortie et sur la conduite d'aspiration de chaque pompe.
 - Sur les conduites d'arrivées et de vidange des réservoirs.
- L'installation de robinets vanne papillon sur les conduites de départ du réservoir.

II.2. Clapets anti retour

C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. il est placé à la sortie de chaque pompe.

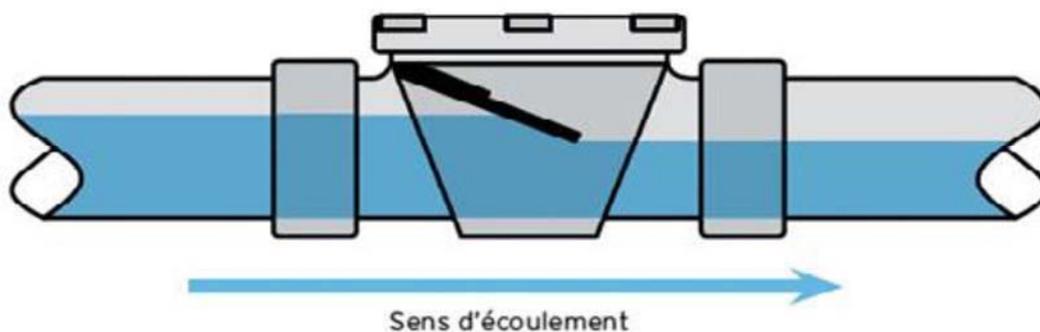


Figure VIII.5 : Clapet anti-retour

II.3. Ventouses

C'est un dispositif qui permet l'évacuation d'air dans une adduction, ces contentements d'air sont formés à la suite de points hauts et peuvent nuire et à la conduite et à l'écoulement en lui-même en provoquant :

- Soit une diminution de la section d'écoulement.
- Un arrêt complet de l'écoulement en points hauts.
- Une diminution notable de la pression.
- Provoque un coup de bélier violent.

II.4. By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manoeuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

II.5. Crépines

Les crépines sont des cylindres perforés qui évitent l'entrée de particules solides dans le corps de la pompe.



Figure VIII.6 : crépines

II.6. Joints de raccordement

Pour pouvoir réaliser l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, nous devons utiliser des joints. Les joints les plus utilisés sont :

- Le joint Gibault.
- Le joint verrouille.
- Le joint à brides.
- Le joint à emboîtement à soudure.
- Le joint automatique.
- Les joints mécaniques.

II.7. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

a) Coude

Les coudes sont des organes qui permettent le changement de direction, dans la plus part des cas ils sont maintenus par des massifs de butées, ils peuvent être soit à deux emboîtement ou bien à emboîtements et à bout lisse.

b) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents notamment à la sortie des pompes, ils peuvent être :

- à deux emboîtements.
- à deux brides.
- à emboîtement et à bride.

c) Tés

Les tés sont utilisés lors du soutirage ou de l'ajout d'un débit complémentaire à une canalisation, ils peuvent être :

- à trois emboîtements.
- à deux emboîtements et brides.

III. Estimation quantitative et financière du projet

III.1. Estimation quantitative

III.1.1. Pour les stations de pompage

a) Calcul du volume du décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et elle s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

D'où $V = S \cdot h = 27 \cdot 9 \cdot 0,1 + 0,1 \cdot 9 \cdot 5,5 = 29,25 \text{ m}^3$

Donc le volume de décapage est estimé à **29.25 m³**

c) Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant à surface. Le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles.

La fouille ayant le volume de $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 20, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **67.5 m³**

d) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est de $1,5 \times 1,5 \times 1$ (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté ça donne une profondeur de 1m), le volume est de $2,25 \text{ m}^3$. Le nombre de fouilles étant de 20 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : 45 m^3 .

e) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage les murs extérieurs et intérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \times 10 \text{ cm}$, on laissant une lame d'aire de 10 cm d'épaisseur.

La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles. Donc la surface extérieur et intérieur totale à couvrir est de :

D'où le nombre de briques nécessaire est de :

$$848,4 / (0,3 \cdot 0,2) = \mathbf{14140 \text{ briques}}$$

Tableau VIII.4 : Calcul des volumes pour les stations de pompage

Éléments	longueur L (m)	largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)	VTotale (m ³)
Semelles	1.5	1.5	0.4	20	0.9	18
Béton de propreté	1.5	1.5	0.1	20	0.225	4.5
Avants poteaux	0.25	0.25	0.75	20	0.047	0.94
Poteaux	0.25	0.25	5	20	0.3125	6.25
Longrines	36	0.40	0.45	/	6.48	6.48
Poutres	36	0.4	0.45	/	6.48	6.48
Remblai compacté	4.6	3.33	0.15	20	0.115	2.3
Éléments	Surface (m ²)	Hauteur (m)	N	V=S*H (m ³)	Vtotal (m ³)	
Dalle supérieure	292.5	0.12	/	35.04	35.04	
Chape inférieure	247	0.12	/	29.64	29.67	

III.1.2. Travaux de l'adduction

a) La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$\text{Htr} = D + h + h_1$$

Avec :

Htr : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol, $h = 0.8$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose de sable $h_1 = 0,15$ m.

D'où :

$$\text{Htr} = 0.95 + D$$

b) Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. Nous laissons 25 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,5 \text{ m.}$$

c) Volume à excaver

$$V_{\text{exc}} = St.L = (b.Htr).L$$

Avec :

VD : Volume du déblai (m³)

St : La section de tranchée (m²).

L : La longueur de tranchée (m).

d) Remblais compacté

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

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c.$$

$$V_s = 0,15 * b * L.$$

$$V_c = S * L.$$

e) Calcul du volume de terre à évacuer

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f * V_{exc} - V_{rem}.$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,3

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VIII.5 : Calcul des volumes pour l'adduction

Diamètre	Surface	Longueur	Htr	B	Vexc	Vcon	V lit de sable	V rem	Veva
(mm)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m ³)				
315	0,078	4448	1,3	0.85	4915.04	346.94	567.12	4000.98	1188.28
200	0,0314	5646	1,15	0.6	3895.74	177.28	508.14	3210.32	891.05

IV. Estimation financière

IV.1. Devis estimatif des travaux

Tableau VIII.6 : Devis estimatif des travaux

Désignation de travaux	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Décapage	m ³	350	29.25	10237.5
Les déblais	m ³	450	3676.36	1 654 362.00
Le lit de sable	m ³	600	1075.26	645 156. 00
Les remblais	m ³	700	2963.77	2 074 639.00
Evacuation	m ³	700	2079.33	1 455 531.00
Béton de propreté	m ³	22 000	4.5	99 000.00
Béton armé	m ³	37 000	38.15	1 411 550.00
Maçonnerie	Briques	30	14140	424 200.00
Total				7 129 519

IV.2. Devis de pose des conduites

Tableau VIII.7 : Devis estimatif de la pose des conduites

Désignation de conduites	Unité	Prix unitaire DA	Longueur	Montant DA
Conduite 315 mm	ML	230.00	4448	1 023 040
Conduite 200 mm	ML	195.00	5646	1 100 970
Grillage	ML	13	10094	131 222
Total				2 255 232

IV.3. Devis des pompes et réservoirs anti-bélier

Tableau VIII.8 : Devis estimatif des pompes et réservoirs anti-bélier

Désignation	N	Prix unitaire DA	Montant DA
Pompes SP1	3	1 960 000,00	5 880 000
Pompes SR1	3	1 960 000,00	5 880 000
Pompes SP2	2	1 690 380,00	3380 000
Pompes SP2	2	1 690 380,00	3380 000
Réservoir 2000 L	1	1 080 326.00	1 080 326
Réservoir 2500 L	1	1 350 408.00	1 350 408
Réservoir 1000 L	2	540 163.00	1080327
Total			22 031 061

VII.4. Réservoirs

Tableau VIII.9 : Devis estimatif des réservoirs

Réservoirs	Coût (DA)
Réservoir 300 m ³	2 171 082

VII.5. Accessoires

Tableau VIII.10 : Devis estimatif des accessoires

Désignation	Accessoires
Total (DA)	1 220 531

D'après l'étude financière suscitée, le coût total du projet Après ajout de la TVA s'élève à approximativement 40 724 687 DA.

V. Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'oeuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

V.1. Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous:

Tableau VIII.11 : Travaux pour les stations de pompage

Opération	Durée (jours)
Décapage	1
Excavation	2
Coulage du béton de propreté.	2
Coulage du béton pour les semelles.	2
Coulage du béton pour les demi-poteaux.	2
Remblayage et compactage des fouilles.	2
Construction des murés	2
Coulage béton longrines inférieures.	3
Remblayage et compactage des casiers.	2
Coulage de la chape inférieure.	3

Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	4
Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	4
Maçonnerie et finition générale.	5
Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

V.2. Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous:

Tableau VIII.12 : Travaux pour l'adduction

Opération	Durée
Décapage de la couche végétal	9
Exécution des tranchées et des fouilles	20
Aménagement du lit de pose	10
La mise en place des canalisations en tranchée	5
Assemblage des tuyaux	5
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	4
Remblai des tranchées	6
Travaux de finition	9

V.3. Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau

Tableau VIII.13 : Travaux pour les réservoirs

Opération	Durée (jour)
Excavation	3
Pose du tout venant	2
Coulage du béton de propreté.	1
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	20
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	20
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	20
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	20
Remblayage et compactage.	2
Maçonnerie et finition générale.	9
Evacuation des débris et nettoyage	2

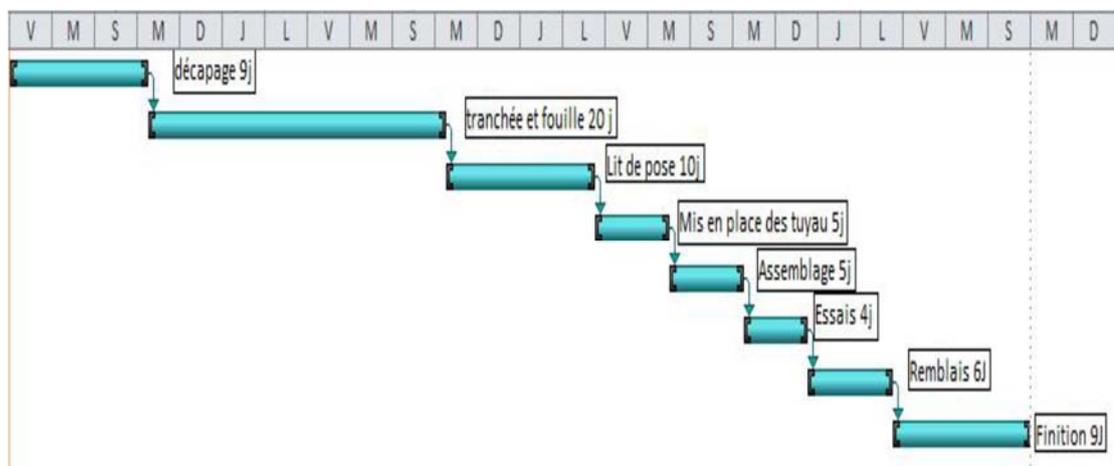


Figure VIII.7 : Diagramme de GANTT de l'adduction

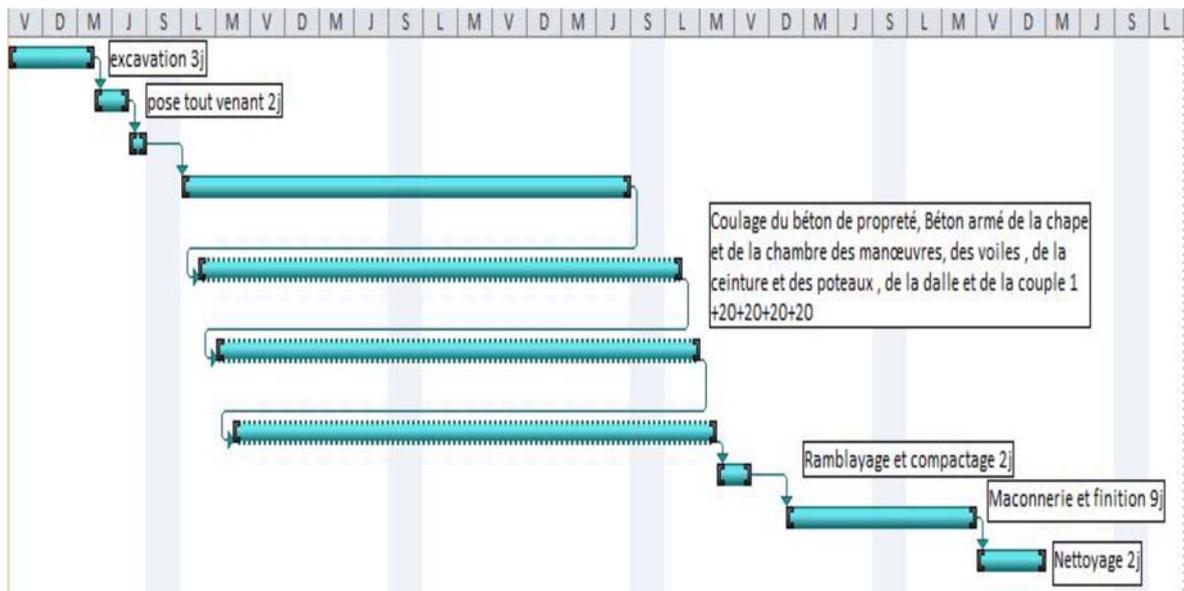


Figure VIII.8 : Diagramme de GANTT des réservoirs

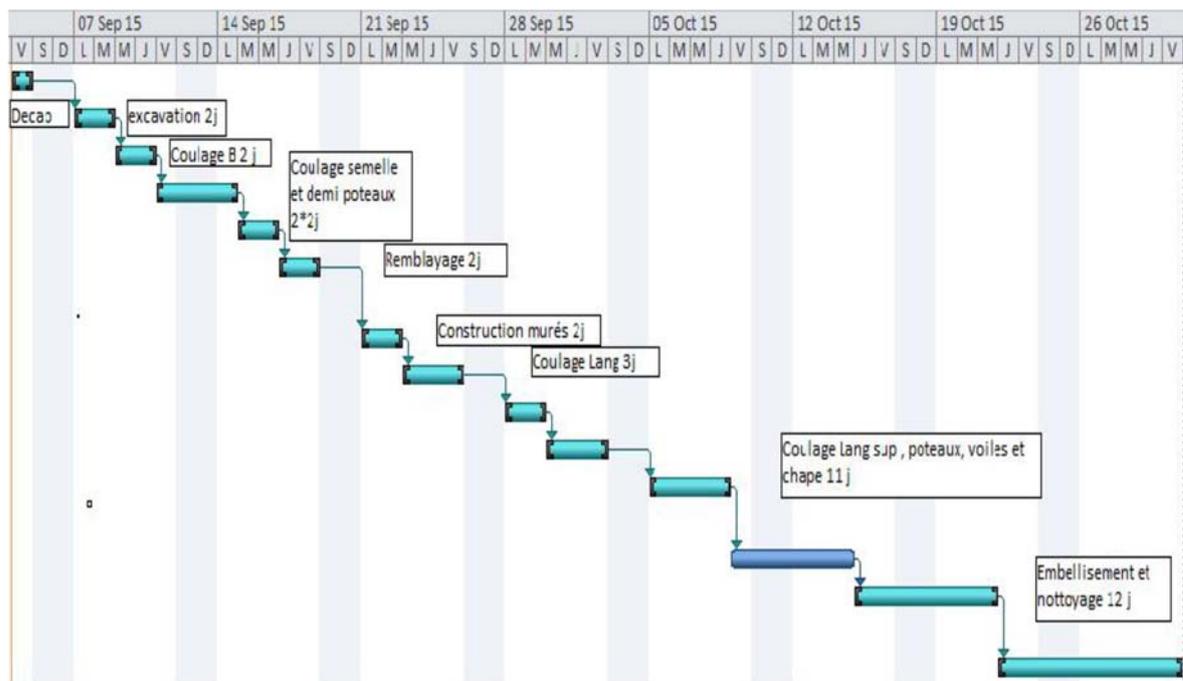


Figure VIII.9 : Diagramme de GANTT des stations de pompage

La durée totale du projet s'élève à approximativement 212 jours soit 7 mois et 2 jours si aucun retard dû aux intempéries ou à un quelconque accident ne sera signalé.

VI. Protection et sécurité du travail (hygiène et sécurité)

Le risque d'accident est constamment présent durant toute la période de réalisation d'un projet, que ce soit pendant la phase des travaux de terrassement, de bétonnage, ou même en fin du projet. D'où la nécessité de prendre des mesures sécuritaires dans l'optique de parer à tous ces accidents

VI.1. Les causes principales

Les accidents de travail sont dus la plupart des cas aux raisons suivantes :

- Non-respect des consignes de sécurité.
- Défaut d'organisation générale du travail.
- Utilisation de machines en dehors de leurs limites ou de l'usage pour lequel ils sont prévus.
- Défaut de formation technique.

VI.2. Prévention

- Le matériel utilisé doit être conforme et bien entretenu.
- La signalisation dans l'entreprise, et principalement sur les chantiers doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Amélioration des techniques de travail.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièrement, ambiance thermique).
- Contrôle des matériaux.
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé la gestion intégrale d'un chantier en allant du management de projet vers la protection et sécurité du travail en passant par la pose de canalisation et l'organisation du chantier.

Nous avons choisi les engins adéquats pour la réalisation de notre projet que nous avons estimé réalisable dans un délai de 7 mois et 2 jours avec un coût total de 40 724 687 DA.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude d'adduction en eau potable des agglomérations de CHADIA, BOUHLEL et GHERIANA à partir du barrage EL-AGREM Wilaya de JIJEL. Tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que son aspect environnemental ont été abordés.

L'étude a été faite compte tenu du besoin et du caractère indispensable de l'eau dans cette région, et ce, pour l'horizon de 2045 ans. Pour répondre à l'objection de cette étude qui est l'élaboration d'un système d'adduction en vue d'acheminer l'eau pour cette zone il a fallu:

- Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis de déterminer le déficit à combler qui est de 5456.75 m³/j
- Vérifier la capacité des réservoirs existants et projeter un réservoir de 300 m³ au niveau de l'agglomération de GHERIANA calculé en tenant compte de la variation horaire de la consommation.
- Projeter des conduites en PEHD de diamètres 315 mm pour les tronçons SP1-SR1 et SR1-R.BOUHLEL et des conduites en PEHD de diamètres 200 mm pour les tronçons -R.BOUHLEL- SR2 et SR2- R.GHERIANA.
- Implanter deux stations de pompage et deux autres de reprise et protéger l'adduction du coup de bélier en projetant quatre réservoirs d'air à la sortie des stations pour résister aux fortes surpressions et dépressions.
- Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

Bibliographie

Références bibliographiques

[1] **S.BOUSSELOUA** : Monographie de la Wilaya de JIJEL, édition Dar El Amane, Alger 2007.

[2]**A.DUPONT**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, Paris 1977.

[3] **F.VALIRON** « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I, 2003.

[4]**M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.

[5] **L.YAICHE** « etude d'adduction en eau potable de la nouvelle ville de TIMIZERT a partir de la station de traitement de KISSIR (W.JIJEL) » Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2015

[6] **I. ABDI**. « Etude du transfert du barrage de BOUSSIABA (W.JIJEL) vers le barrage de BENI HAROUN (W.MILA) » Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2011.

[7] **PNE** : plan national de l'eau édition 2014.

Logiciels

CAPRARI, catalogue de BERGERON de coup de bélier.

Annexes

Annexe I

Annexe I : Normes et analyse

Annexe I.1 Paramètres avec valeurs indicatives

GROUPE DE PARAMETRE	Paramètres	Unités	Valeurs indicatives
Paramètres physico-chimiques en relation avec la structure naturelle des eaux	PH	Unité pH	≥ 6.5 et ≤ 9.5
	Conductivité	$\mu\text{S}/\text{cm}$ à 20°C	2800
	Température	°C	25
	Dureté	mg/l en CaCO ₃	200
	Alcalinité	mg/l en CaCO ₃	500
	Calcium	mg/l en CaCO ₃	200
	Chlorures	mg/l	500
	Potassium	mg/l	12
	Résidu sec	mg/l	1500
	Sodium	mg/l	200
	Sulfates	mg/l	400
Paramètres organoleptiques	Couleur	mg/l Platine	15
	Turbidité	NTU	5
	Odeur 12°C	Taux dilution	4
	Saveur 25°C	Taux dilution	4

(Normes algériennes du ministre des ressources en eau depuis 22 mars 2011)

Annexe I.2 Paramètres microbiologiques

Groupede paramètres	Paramètres	Unités	Valeurs limites
Paramètres microbiologiques	Escherichia Coli	nb /100ml	0
	Entérocoques	nb /100ml	0
	Bactéries sulfitoréductices y compris les spore		

(Normes algériennes du ministre des ressources en eau depuis 22 mars 2011)

Annexe I

Annexe I.3 Paramètres avec valeurs limites

Groupede paramètres	Paramètres	Unités	Valeurs limites
Paramètres chimiques	Aluminium	mg/l	0,2
	Ammonium	mg/l	0,5
	Baryum	mg/l	0,7
	Bore	mg/l	1
	Fer total	mg/l	0,3
	Fluorures	mg/l	1,5
	Manganèse	µg/l	50
	Nitrates	mg/l	50
	Nitrites	mg/l	0,2
	Oxydabilité	mg/l O ₂	5
	Phosphore	mg/l	5
	Acrylamide	µg/l	0,5
	Antimoine	µg/l	20
	Argent	µg/l	100
	Arsenic	µg/l	10
	Cadmium	µg/l	3
	Chrome total	µg/l	50
	Cuivre	mg/l	2
	Cyanure	µg/l	70
	Mercure	µg/l	6
	Nickel	µg/l	70
	Plomb	µg/l	10
	Sélénium	µg/l	10
	Zinc	mg/l	5
	Hydrocarbures polycycliques aromatiques (H.P.A) totaux	µg/l	0,2
	Phénols	µg/l	0,5
	Pesticides (Totaux)	µg/l	0,5
	Bromates	µg/l	10
	Chlore	mg/l	5
	Chlorite	mg/l	0,07
Trihalométhanes (THM) (Total)	µg/l	100	
Radionucléides	Particules alpha	Picocurie/l	15
	Particules bêta	Millirems/an	4
	Tritium	Bequerel/l	100
	Uranium	µg/l	15
	Dose totale indicative (DTI)	(mSv/an)	0,1

(Normes algériennes du ministre des ressources en eau depuis 22 mars 2011)

Annexe I

Annexe I.4 : Analyse physico-chimique de l'eau brute du barrage EL-AGREM

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère des Ressources en Eau
E.P ALGERIENNE DES EAUX
Zone de Constantine
Unité de la wilaya de Jijel



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة الموارد المائية
الجزائرية للمياه
منطقة قسنطينة
وحدة ولاية جيجل

FICHE D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES

Nature de prélèvement : Eau brute / station El Agrem

Date d'analyse : 04/09/2016

Date de prélèvement : 04/09/2016

PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES			
Paramètre	Unité	Concentration	Normes pour les eaux de boisson
			Valeurs Limites
pH	-	6.93	≥6.5 et ≤9
Conductivité à 20°C	us/Cm	451	2800
Turbidité	NTU	/	5
Salinité	‰	0.2	1.2
TDS	Mg/L	218	-
Cl ₂ Résiduel	Mg/l	/	5
Résidu Sec à 180 °C	Mg/l	-	1500
TAC	°F	2.6	-
TH	°F	16	50
Cl	mg/l	24.85	500
Ca ²⁺	mg/l	/	200
Mg ²⁺	mg/l	/	-
SO ₄ ²⁻	mg/l	27.4	400
PARAMETRES INDESIRABLES			
Paramètre	Unité	Concentration	Normes pour les eaux de boisson
			Valeurs Limites
NH ₄ ⁺	mg/l	/	0.5
NO ₂ ⁻	mg/l	<0.01	0.2
NO ₃ ⁻	mg/l	-	50
PO ₄ ³⁻	mg/l	0.052	5
Fe ²⁺	mg/l	<0.01	0.3
Mn ²⁺	µg/l	-	50
Zn ²⁺	mg/l	-	5
Al ³⁺	mg/l	-	0.2

Chef de Laboratoire

Annexe I

Annexe I.5 : Analyse physico-chimique de l'eau traitée a la sortie de la station de traitement d'EL-AGREM

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère des Ressources en Eau
E.P ALGERIENNE DES EAUX
Zone de Constantine
Unité de la wilaya de Jijel



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة الموارد المائية
الجزائرية للمياه
منطقة صنتعينة
وحدة ولاية جيجل

FICHE D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES

Nature de prélèvement : Eau traitée / station El Agrem

Date d'analyse : 04/09/2016

Date de prélèvement : 04/09/2016

PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES			
Paramètre	Unité	Concentration	Normes pour les eaux de boisson Valeurs Limites
pH	-	6.93	≥6.5 et ≤9
Conductivité à 20°C	us/Cm	394	2800
Turbidité	NTU	/	5
Salinité	‰	0.2	1.2
TDS	Mg/L	153.1	-
Cl ₂ Résiduel	Mg/l	0.7	5
Résidu Sec à 180 °C	Mg/l	-	1500
TAC	°F	2.3	-
TH	°F	14.4	50
Cl	mg/l	31.95	500
Ca ²⁺	mg/l	/	200
Mg ²⁺	mg/l	/	-
SO ₄ ²⁻	mg/l	26.38	400
PARAMETRES INDESIRABLES			
Paramètre	Unité	Concentration	Normes pour les eaux de boisson Valeurs Limites
NH ₄ ⁺	mg/l	/	0.5
NO ₂ ⁻	mg/l	<0.01	0.2
NO ₃ ⁻	mg/l	-	50
PO ₄ ³⁻	mg/l	<0.01	5
Fe ²⁺	mg/l	/	0.3
Mn ²⁺	µg/l	-	50
Zn ²⁺	mg/l	-	5
Al ³⁺	mg/l	-	0.2

Chef de Laboratoire

Annexe II

Annexe 2.1 : Prix du ML des conduites en PEHD selon CHIALI

Pour les Tubes en polyéthylène de gamme PN 16

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	29,61	34,64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	48,03	56,20
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	75,47	88,30
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	116,64	136,47
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	180,68	211,40
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	288,17	337,16
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	404,81	473,63
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488,62	571,69
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721,62	844,30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934,26	1 093,08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 526,93	1 786,51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 397,85	2 805,48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3 709,88	4 340,56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5 881,51	6 881,37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9 500,90	11 116,05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14 816,89	17 335,76
11 008 6301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	22 513,76	26 341,10

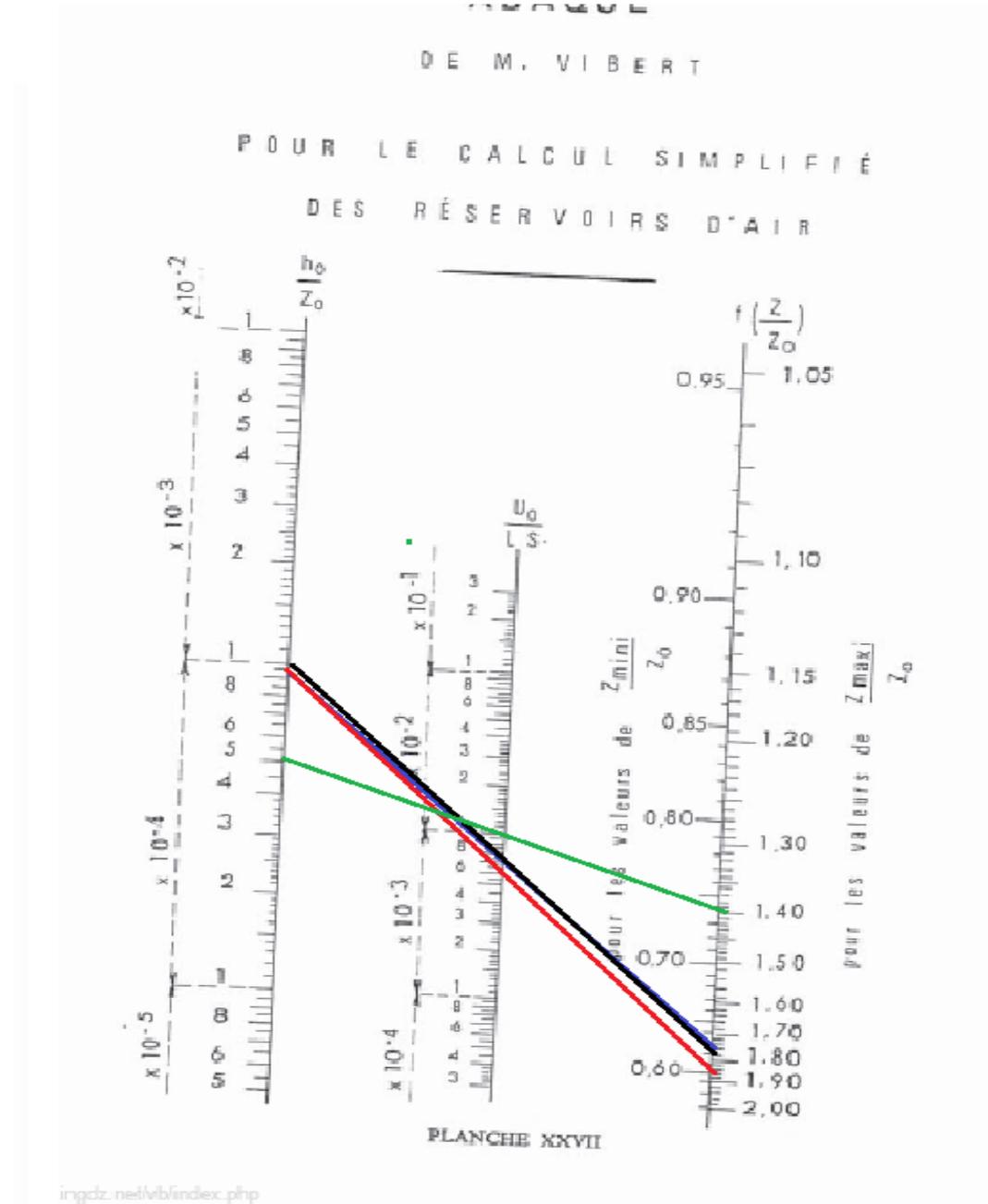
Pour les Tubes en polyéthylène de gamme PN 10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	26,31	30,78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	33,85	39,60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	52,60	61,54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	82,33	96,33
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	125,79	147,17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	198,97	232,79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	281,31	329,13
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	335,47	392,50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	495,40	579,62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	631,13	738,42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 033,79	1 209,53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1 617,42	1 892,38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2 510,95	2 937,81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4 003,95	4 684,62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	6 424,42	7 516,57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	10 021,19	11 724,79
11 007 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	15 153,49	17 729,58

Annexe III

Annexe 3 : Abaques & Catalogue

Annexe 3.1 : abaque de VIBERT



Annexe III

Annexe 3.2 : Catalogue HYDROFORT CHARLATTE pour les réservoirs d'air

Gamme *eaux claires*

Surpression - Régulation - Protection anti-bélier

Hydrochoc

type CAR^A - 100 à 2000 L

Le réservoir anti-bélier Hydrochoc est un accumulateur hydropneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.

FABRICATION SELON CODAP

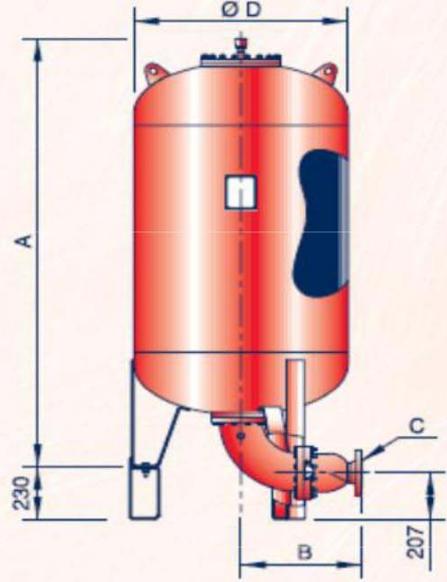


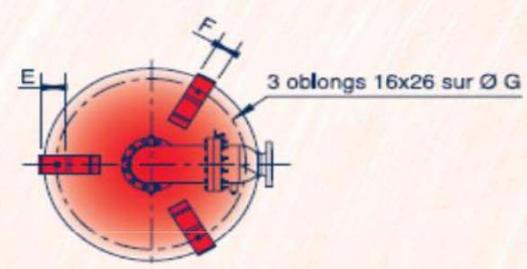
PEINTURE
Interne. Primaire antirouille glydoterphtalique, couleur ocre rouge, épaisseur 30 microns.
Externe. Laque monocouche résine uréthane, acrylique couleur orange, épaisseur 30 microns.

VESSIE
Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).

GARANTIE
Hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation.

EMBALLAGE
Bull-pack pour les réservoirs. Carton pour les différents équipements et/ou pièces détachées.





3 oblongs 16x26 sur Ø G

Vue de dessous

Sortie C	B	Pds sortie (KG)
DN50	476	32
DN80	480	35
DN100	460	34
DN125	450	35
DN150	457	37

Gamme 10/15 bars

Code	Vol.	A (mm)	Ø D (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
HC-100-10/15-VF	100	783	630	54	50	560	71
HC-200-10/15-VF	200	1093	630	54	50	560	93
HC-300-10/15-VF	300	1418	630	54	50	560	116
HC-500-10/15-VF	500	2068	630	54	50	560	163
HC-750-10/15-VF	750	1863	850	80	80	755	261
HC-1000-10/15-VF	1000	2363	850	80	80	755	330
HC-1500-10/15-VF	1500	2414	1000	80	100	905	444
HC-2000-10/15-VF	2000	3114	1000	80	100	905	557

*CAR : Clapet Anti-Retour avec shunt incorporé réglable



17, rue Paul-Bert - 89400 Migennes - Tél. : 03 86 92 30 14 - Fax : 03 86 92 30 01
E-mail : reservoin@charlattereservoirs.fayat.com - www.charlatte.com

Création Vue de Face de 70 05 10 - Edition 2006-F

Annexe IV

Annexe 04

Annexe 04 : Dimensions des pompes

Pompe PM100/ 2A		Pompe PM100/ 2B		Pompe PM100/ 4D	
Désignation	Dimensions (mm)	Désignation	Dimensions (mm)	Désignation	Dimensions (mm)
A	1516	A	1724	A	1613
B	1241	B	1277	B	1231
C	170	C	170	C	170
D	274	D	293	D	285
E	195	E	210	E	215
F	200	F	200	F	200
G	841	G	877	G	870
H	395	H	410	H	405
I	600	I	600	I	600
L	550	L	550	L	550
M	20	M	20	M	20
N	100	N	120	N	110
O	42	O	42	O	42
P	300	P	345	P	330
Q	545	Q	615	Q	620
R	550	R	726	R	650
V	245	V	270	V	245
DNa	100	DNa	125	DNa	125
DNm	80	DNm	100	DNm	100

Annexe 4.2 : Catalogue HYDROFORT CHARLATTE pour les réservoirs d'air

Gamme *eaux claires*

Surpression - Régulation - Protection anti-bélier

Hydrochoc

type CAR^A - 100 à 2000 L

Le réservoir anti-bélier **Hydrochoc** est un accumulateur hydropneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.

FABRICATION SELON CODAP

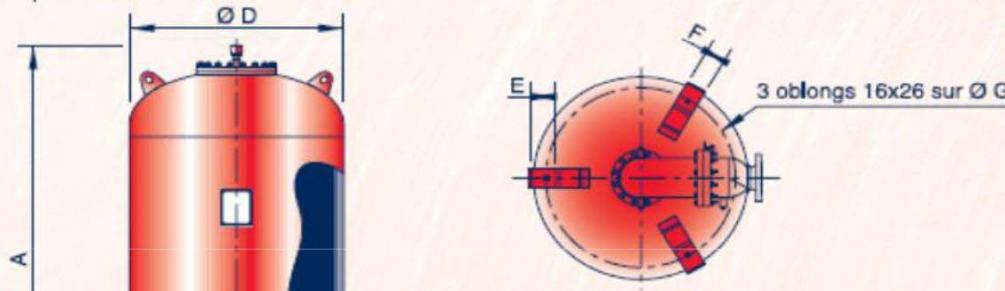


PEINTURE
Interne. Primaire antirouille glycérophthalique, couleur ocre rouge, épaisseur 30 microns.
Externe. Laque monocouche résine uréthane, acrylique couleur orange, épaisseur 30 microns.

VESSIE
Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).

GARANTIE
Hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation.

EMBALLAGE
Bull-pack pour les réservoirs. Carton pour les différents équipements et/ou pièces détachées.



Vue de dessous

Sortie C	B	Pds sortie (KG)
DN50	476	32

Annexe IV
