

Higher National School of Hydraulic

The Library

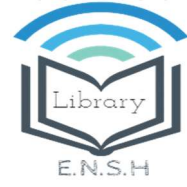
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction en eau potable de la nouvelle ville de Timizert à partir de la station de traitement de Kissir (w. Jijel) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-15

APA Citation (توثيق APA):

Yaiche, Lotfi (2015). Etude d'adduction en eau potable de la nouvelle ville de Timizert à partir de la station de traitement de Kissir (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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION EN EAU POTABLE DE LA NOUVELLE
VILLE DE TIMIZERT A PARTIR DE LA STATION DE TRAITEMENT
DE KISSIR (W.JIJEL)**

PRESENTE PAR :

Mr : YAICHE Lotfi.

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . SALAH Boualem	Professeur.	Président
M ^{me} . AMMOUR Fadila	M.A.A.	Examinatrice
M ^{me} . CHENITI Naouel	M.A.A.	Examinatrice
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M.A.A.	Examinatrice
M ^{me} . KAHLERRAS Malika	M.A.A.	Promotrice

Septembre 2015



Eau, tu n'as ni goût ni couleur ni arôme, on ne peut pas te définir, on te goûte, sans te connaître.
Tu n'es pas nécessaire à la vie: tu es la vie.

(Antoine de Saint-Exupéry)

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.

Sabrina qui m'a aidé et m'a soutenu tout au long de mon cursus

Ma promotrice M^{me} M.KAHLERRAS pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

Mes remerciements vont également à :

M_r M.BOUKHLIFA , M_r A.AMMARI , M^{me} O.MOKRANE

M^{me} L.KADI , M^{me} F.ZEROUAL , M_r Y.MEZRAG

M_r I.ABDI , M_r A.NECHMI , M_r T.ZIANE

J'adresse également mes sincères remerciements à :

Mr. B. SALAH qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury : - M^{me} AMMOUR.F

-M^{me} CHENTTI.N.

- M^{me} MOKRANE.O

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 AISSA et NASSIMA, Qui m'ont soutenu, motivé et encouragé durant toutes ces années de formation.

A mes frères et Sœurs YACINE, SAMIR, LYÈS, SALIM, LEILA et HESNA qui m'ont soutenu et aidé de manière tant physique que morale

A NOURHEN et YOUSRA

A SABRINA qui m'a aidé à la concrétisation de ce projet

A tous mes amis sans exception et spécialement à Amine, Islem, Waret, Nacer, Anes, Aissa et Salah



OCTAVIUS

ملخص :

يهدف هذا المشروع لتزويد منطقة تيميزار والقطب الجامعي الجديد بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من محطة تطهير المياه القادمة من سد كيسير 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 de la nouvelle ville de TIMIZERT et du nouveau pôle universitaire à partir de la station de traitement de KISSIR 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 TIMIZERT and the new university with drinking water from the KISSIR's treatment station of the of 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 géographique	3
I.3 Situation climatologique du Site	4
I.4. Situation géologique et sismique	6
I.5. Densité de végétation	9
I.6. Pentes	10
I.7. Activité économique	11
I.8. Situation hydraulique actuelle	11
I.9. Source et qualité	11
I.10. Analyse des eau.....	15
Conclusion.....	15

Chapitre II: estimation des besoins en eau

Introduction	16
II.1. Projection du développement démographique	16
II.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	16
II.3. Estimation des besoins en eau potable	18
II.4. L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	18
II.5. Etude de variation des débits	23
II.6. Calcul du déficit de consommation	28
Conclusion	28

Chapitre III : ouvrage de stockage

Introduction	29
III.1. Définition d'un réservoir.....	29
III.2. Fonction générale des réservoirs	29
III.3. Avantages des réservoirs	30
III.4. Classification des réservoirs	30
III.5. Choix du type de réservoir	31
III.6. Emplacement des réservoirs.....	32

III.7. Equipement d'un réservoir.....	32
III.8. Capacité d'un réservoir.....	35
III.9. Dimensionnement des réservoirs d'alimentation.....	36
III.10. Forme des réservoirs.....	38
III.11. Détermination des dimensions.....	38
III.12. Entretien des réservoirs.....	39
III.13. Hygiène et sécurité.....	39
Conclusion.....	39

Chapitre III : étude de l'adduction

Introduction.....	40
IV.1. Type d'adduction.....	40
IV.2. Type d'écoulement.....	41
IV.3. Critères du choix du tracé de l'adduction.....	41
IV.4. Choix du tracé.....	42
IV.5. Choix du matériau de la conduite.....	44
IV.6. Comportement d'une adduction.....	49
IV.7. Calcul hydraulique.....	50
IV.8. Etude de variantes.....	50
IV.9. Proposition de variantes.....	50
IV.9.1. Variante N°1.....	51
IV.9.2. Variantes N°2.....	51
IV.9.3. Variante N°3.....	52
IV.10. Choix du constructeur de matériau.....	52
IV.11. Analyse des variantes.....	52
IV.11.1. Variante 1.....	52
IV.11.2. Variante 2.....	65
IV.11.3. Variante 3.....	81
IV.11.4. Comparaison entre les variantes retenues.....	81
IV.12. Eventualité de dédoublement de la conduite.....	82
Conclusion.....	83

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	83
V.1. Définition.....	83

V.2. Type de pompe	84
V.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge	86
V.4. Choix du type de la pompe	87
V.5. Choix du nombre de pompe	87
V.6. Choix de l'emplacement de la station de pompage	87
V.7. Couplage des pompes	88
V.8. Courbes caractéristiques des pompes	90
V.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	90
V.10. Point de fonctionnement des pompes	90
V.11. Modes de réglage	91
V.12. Cavitation	92
V.13. Calage des pompes Centrifuges	93
V.14. Moteur d'entraînement	95
V.15. Application à l'adduction de la ville de TIMIZERT	96
V.15.1. Pour la station SP1	96
V.15.2. Pour la station SP2	108
V.16. Equipements auxiliaires	115
Conclusion	116

Chapitre VI : Protection de l'adduction contre le coup de bélier et la corrosion

Introduction	117
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	117
VI.1.1. Définition	117
VI.1.2. Cause du coup de bélier	117
VI.1.3. Risques dus aux coups de bélier	117
VI.1.4. Moyens de protection contre le coup de bélier	118
VI.1.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier	120
VI.1.6. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier	123
VI.1.7. Calcul des réservoirs d'air	124
VI.1.7.1. Procédé de la méthode de PUECH et MEUNIER	125
VI.1.7.2. Application de la méthode de PUECH et MEUNIER	126
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion	131
Conclusion	133

Chapitre VII : Gestion du projet

Introduction	134
VII.1. Organisation du chantier	134
VII.1.1. Différents travaux à entreprendre	134
VII.1.2. Choix des engins de terrassement.....	135
VII.2. Pose de canalisation	141
VII.3. Pièces spéciales	145
VII.4. Estimation quantitative et financière du projet.....	145
VII.4.1. Estimation quantitative	146
VII.4.2. Estimation financière	149
VII.5. Planification des travaux.....	152
VII.6. Protection et sécurité du travail (Hygiène et sécurité	153
VII.6.1. Les causes principales.....	153
VII.6.2. Prévention	153
Conclusion.....	153
Conclusion générale	154

Bibliographie

Annexes

Annexe 1 : Analyses

Annexe 1.1 : Analyse physico-chimique de l'eau brute du barrage de KISSIR

Annexe 1.2 : Analyse bactériologique de l'eau brute du barrage de KISSIR

Annexe 1.3 : Analyse physico-chimique de l'eau traitée à la sortie de la station de traitement

Annexe I.4 : Analyse bactériologique de l'eau traitée à la sortie de la station de traitement

Annexe 2 : prix

Annexe 2.1 : Prix du ML des conduites en fonte ductile selon ELECTROSTEEL ALGERIE 183

Annexe 2.2 : Prix du ML des conduites en PEHD selon CHIALI

Annexe 3 : Abaques et catalogue

Annexe 3.1 : Abaque de PUECH et MEUNIER pour $K=0.2$ et $A=2$

Annexe 3.2 : Abaque de PUEUCH et MEUNIER pour $K=0$ et $A=2$

Annexe 3.3 : Catalogue HYDROFORT CHARLATTE pour les réservoirs d'air

Annexe 3.4 : Abaque de MM, DUBIN et GUENEAU

Annexe 4.1 : Tableau de variation de la consommation horaire

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Moyennes mensuelles des températures (°C) pour la période (2000-2014).....	5
Tableau I.2 : Vents mensuels interannuels dans la zone du projet	5
Tableau I.3 : Précipitations mensuelles interannuelles dans la zone du projet.....	6
Tableau I.4 : Analyse chimique du sol de la zone d'étude.....	9
Tableau I.5 : Classes de pente dans la région de JIJEL	11
Tableau I.6 : Constitution du lit granulaire	14

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Caractéristiques des POS de TIMIZERT à l'horizon 2040.....	17
Tableau II.2 : Estimation du nombre d'étudiant future pour le pôle universitaire.....	17
Tableau II.3 : Typologie des agglomérations selon le nombre d'habitants.....	18
Tableau II.4 : Dotation unitaire moyenne journalière.....	19
Tableau II.5 : Besoins domestique primaires.....	19
Tableau II.6 : Coefficients de majoration climatique.....	20
Tableau II.7 : Coefficients de majoration d'autres usages.....	21
Tableau II.8 : Besoins domestiques et autres usages pour la ville de TIMIZERT.....	21
Tableau II.9 : Besoins touristiques de la ville de TIMIZERT.....	22
Tableau II.10 : Estimation des pertes de la nouvelle ville de TIMIZERT.....	22
Tableau II.11 : Récapitulatif des débits moyens journaliers de la zone d'étude.....	22
Tableau II.12 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$ et $Q_{max,j}$	24
Tableau II.13 : Variation horaire de TIMIZERT.....	26
Tableau II.14 : Tableau des déficits à combler pour l'an 2040.....	28

Chapitre III : Etude de stockage

Tableau III.1 : Fonctions d'un réservoir.....	30
Tableau III.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de TIMIZERT.....	37
Tableau III.4 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	39

Chapitre IV : Etude d'adduction

Tableau IV.1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	46
Tableau VI.2 : Appellations des infrastructures	51
Tableau IV.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1.M1.....	53
Tableau VI.4 : Frais d'exploitation d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1.M1.....	53

Tableau VI.5 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1.M1.....	54
Tableau IV.6 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1M2.....	54
Tableau VI.7 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1M2.55	
Tableau VI.8 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1M2.....	55
Tableau IV.9 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M1.....	56
Tableau IV.10 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M.56	
Tableau IV.11 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M1.....	57
Tableau IV.12 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M2.....	58
Tableau IV.13 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M258	
Tableau IV.14 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M2.....	58
Tableau IV.15 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R2 V1.S1.M1.....	60
Tableau IV.16 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP2-R2 V1.S1.M1.60	
Tableau IV.17: Bilan pour le tronçon SP2-R2 V1.S1.M1.....	60
Tableau IV. 18 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R2 V1.S1.M2.....	61
Tableau IV. 19 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP2-R2 V1.S1.M262	
Tableau IV. 20 : Bilan pour le tronçon SP2-R2 V1.S1.M2.....	62
Tableau IV.21: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R2 V1.S2.M1.....	63
Tableau IV.22: Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP2-R2 V1.S2.M1. 63	
Tableau IV.23 Bilan pour le tronçon SP2-R2 V1.S2.M1.....	63
Tableau IV.24 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R2 V1.S2.M2.....	64
Tableau IV.25 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP2-R2 V1.S2.M264	
Tableau IV.26 : Bilan pour le tronçon SP2-R2 V1.S2.M2.....	65
Tableau IV.27 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M1.....	66
Tableau IV.28 :Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M166	
Tableau IV.29 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M1.....	67
Tableau IV.30 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M2.....	68
Tableau IV.31 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M268	
Tableau IV.32 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M2.....	68
Tableau IV.33 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V2.S2.M1.....	69
Tableau IV.34 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2 V2.S2.M170	
Tableau IV.35 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V2.S2.M1.....	70
Tableau IV.36 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-SP2 V2.S2.M2.....	71
Tableau IV.37 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP2-SP2 V2.S2.M2 71	
Tableau IV.38 : Bilan pour le tronçon SP2-SP2 V2.S2.M2.....	71
Tableau IV. 39 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R2 V2.S1.M1.....	73
Tableau IV. 40 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP2-R2 V2.S1.M1 73	
Tableau IV. 41 : Bilan pour le tronçon SP2-R2 V2.S1.M1.....	74
Tableau IV.42: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R2 V2.S1.M2.....	75
Tableau IV.43 : Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP2-R2 V2.S1.M2.75	
Tableau IV.44: Bilan pour le tronçon SP2-R2 V2.S1.M2.....	76
Tableau IV. 45 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R2 V2.S2.M1.....	77
Tableau IV. 46: Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP2-R2 V2.S2.M1.77	
Tableau IV. 47 : Bilan pour le tronçon SP2-R2 V2.S2.M1.....	78

Tableau IV.48: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R2 V2.S2.M2.....	79
Tableau IV.49: Frais d'exploitation et d'amortissement pour le tronçon SP2-R2 V2.S2.M2.....	79
Tableau IV.50: Bilan pour le tronçon SP2-R2 V2.S2.M2.....	79
Tableau IV.51 : Comparaison entre les sous variantes de la variante 2.....	80
Tableau IV.52 : Comparaison entre les variantes retenues	81

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.1 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.....	96
Tableau V.2 : Caractéristiques de la première station de pompage SP1.....	96
Tableau V.3 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP1.....	97
Tableau V.4 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1.....	98
Tableau V.5 : Dimensions de la pompe choisi pour SP1.....	99
Tableau V.6 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP1.....	99
Tableau V.7 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	102
Tableau V.8 : Choix du type de bâtiment.....	105
Tableau V.9 : Caractéristiques de la deuxième station de pompage SP2.....	108
Tableau V.10: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP2.....	109
Tableau V.11: Caractéristiques de la pompe choisi pour SP2.....	109
Tableau V.12 : Dimensions de la pompe choisi pour SP1.....	110
Tableau V.13 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP1.....	111

Chapitre VI : Protection des conduites

Tableau VI.1: Comparaison entre les différents moyens de lutte contre le coup de bélier.....	120
Tableau VI.2: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction.....	127
Tableau VI.3: Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction.....	127
Tableau VI.4: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction.....	128
Tableau VI.5 : Tableau du profil en long absolu du tronçon SP1-SP2.....	128
Tableau VI.6 : Tableau du profil en long absolu du tronçon SP2-R2.....	129
Tableau VI.7 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.....	129

Chapitre VII : Gestion du projet

Tableau VII.1 : Profondeurs et couleurs des grillages.....	140
Tableau VII.2 : Distances entre les différents réseaux.....	140
Tableau VII.3 : Calcul des volumes pour les stations de pompage.....	146
Tableau VII.4 : Calcul des volumes pour l'adduction.....	147
Tableau VII.5 : Devis estimatif des travaux.....	148
Tableau VII.6 : Devis estimatif de la pose des conduites.....	148

Tableau VII.7 : Devis estimatif des pompes et réservoirs anti-bélier	148
Tableau VII.8 : Devis estimatif des réservoirs	149
Tableau VII.9 : Devis estimatif des accessoires	149
Tableau VII.10 : Travaux pour les stations de pompage.....	149
Tableau VII.11 : Travaux pour l'adduction	150
Tableau VII.12 : Travaux pour les réservoirs	151

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Wilaya de JIJEL.....	2
Figure I.2 : Plan communal de la wilaya de JIJEL (source : APC JIJEL).....	3
Figure I.3 : Vu aérienne de l'aire d'étude (Google earth).....	4
Figure. I.4 : Carte pluviométrique de l'Algérie (DRE JIJEL).....	6
Figure. I.5 : Stratigraphie de la zone d'étude (source APC JIJEL).....	7
Figure I.6 : Carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes Wilayas.....	8
Figure I.7 : Carte des densités du couvert végétal (APC JIJEL).....	10
Figure I.8 : Carte des pentes de la région de JIJEL au 1/200 000 (APC JIJEL).....	10
Figure I.9 : Vu aérienne de la station de traitement de KISSIR.....	15

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Graphique de la consommation moyenne journalière.....	23
Figure II.2 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération.....	28
Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	28
Figure II.4 : Graphique du déficit à combler.....	29

Chapitre III : Etude de stockage

Figure III.1 : Conduite de distribution.....	33
--	----

Chapitre IV : Etude d'adduction

Figure IV.1 : Type d'adduction.....	40
Figure IV.4 : Schéma d'une adduction par refoulement.....	44
Figure IV.5 : Schéma d'une adduction gravitaire.....	48
Figure IV.9 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en PEHD à la cote 125m variante 1.....	54
Figure IV.10 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en fonte à la cote 125m variante 1.....	55
Figure IV.11 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en PEHD à la cote 145m Variante 1.....	57
Figure IV.12 : bilan total du tronçon SP1 SP2 en fonte à la cote 145m variante 1.....	59
Figure IV.13 : Bilan total du tronçon SP2 R2 en PEHD à la cote 125m variante 1.....	61
Figure IV.14 : Bilan total du tronçon SP2 R2 en fonte à la cote 125m variante 1.....	62
Figure IV.15 : Bilan total du tronçon SP2 R2 en PEHD à la cote 145m variante 1.....	64
Figure IV.16 : Bilan total du tronçon SP2 R2 en fonte à la cote 145m variante 1.....	65
Figure IV.17 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en PEHD à la cote 140m variante 2.....	67
Figure IV.18 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en fonte à la cote 140m variante 2.....	69
Figure IV.19 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en PEHD à la cote 160m variante 2.....	70

Figure IV.20 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en fonte à la cote 160m variante 2.....	71
Figure IV.21 : Bilan total du tronçon SP2-R2 en PEHD à la cote 140m variante 2.....	74
Figure IV.22 : Bilan total du tronçon SP2 R2 en fonte à la cote 140m variante 2.....	76
Figure IV.23 : Bilan total du tronçon SP2-R2 en PEHD à la cote 160m variante 2.....	78
Figure IV.24 : Bilan total du tronçon SP2-R2 en fonte à la cote 160m variante 2.....	80

CHAPITRE V : Etude de pompage

Figure V.1 : Schéma d'une pompe.....	83
Figure V.2 : Constitution d'une pompe centrifuge.....	84
Figure V.3 : Schéma d'une pompe volumétrique.....	85
Figure V.4: Pompe centrifuge	85
Figure V.5: Pompe axiale.....	85
Figure V.6: Pompe hélicocentrifuge.....	85
Figure V.7 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge.....	86
Figure V.8 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration.....	87
Figure V.9: Couplage de deux pompes en parallèle.....	89
Figure V.10 : Couplage de deux pompes en série.....	89
Figure V.11: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.....	91
Figure V.12: Graphe représentatif de la plage de fonctionnement.....	93
Figure V.13 : Calage de la pompe en charge.....	94
Figure V.14 : Calage de la pompe en aspiration.....	94
Figure V.15 : Schéma de la pompe PM 100 / 2E.....	98
Figure V.16 : Dimensions de la pompe PM 100/ 2E.....	98
Figure V.17 : Courbes caractéristiques de la pompe PM 100 / 2 E.....	100
Figure V.18 : Point de fonctionnement de la pompe PM 100 / 2 E.....	101
Figure V.19 : Schéma de la butée.....	104
Figure V.20 : équipements en aval.....	105
Figure V.21 : Moteur adéquat pour la pompe PM 100 / 2 E.....	106
Figure V.22 : Schéma de la pompe PM 100 / 2 C.....	110
Figure V.23 : Dimensions de la pompe PM 100 / 2 C.....	110
Figure V.24 : Courbes caractéristiques de la pompe PM 100 / 2 C.....	112
Figure V.25 : Moteur adéquat pour la pompe PM 100 / 2 C.....	115

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Figure VI.1 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement.....	118
Figure VI.2 : Cheminée d'équilibre.....	119
Figure VI.3 : Soupape de décharge.....	119
Figure VI.4 : Schéma de la première phase du coup de bélier.....	121

Figure VI.5 : Schéma de la deuxième phase du coup de bélier.....	121
Figure VI.6 : Schéma de la troisième phase du coup de bélier.....	122
Figure VI.7 : Schéma de la quatrième phase du coup de bélier.....	122
Figure VI.8 : Schéma des quatre phases du coup de bélier.....	123
Figure VI.9 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier.....	124
Figure VI.10: Profil en long d'une conduite.....	125
Figure VI.11 : Profil en long absolu de la conduite SP1-SP2.....	128
Figure VI.12 : Profil en long absolu de la conduite SP2-R2.....	129
Figure VI.13 : Catalogue CHARLATTE pour les réservoirs d'air.....	130
Figure VI.14 : Installation du réservoir d'air.....	131

Chapitre VII : Gestion du projet

Figure VII.1 : Profondeur de tranchée.....	136
Figure VII.2 : Pose de canalisation en galerie.....	138
Figure VII.3 : Robinet vanne à opercule.....	141
Figure VII.4 : Robinets vanne papillon.....	142
Figure VII.5 : Clapets anti-retour.....	142
Figure VII.6 : Crépines.....	143
Figure VII.14 : Diagramme de GANTT de l'adduction.....	151
Figure VII.15 : Diagramme de GANTT des réservoirs.....	152
Figure VII.16 : Diagramme de GANTT des stations de pompage.....	152

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse et réseau d'adduction

Planche N°2 : Profil en long du tronçon SP1-SP2

Planche N°3 : Profil en long du tronçon SP2-R

Planche N°4 : Plan du réservoir de TIMIZERT R1

Planche N°5 : Plan de la station de pompage SP1

Liste des Annexes

Annexe 1 : Analyses

Annexe 1.1 : Analyse physico-chimique de l'eau brute du barrage de KISSIR

Annexe 1.2 : Analyse bactériologique de l'eau brute du barrage de KISSIR

Annexe 1.3 : Analyse physico-chimique de l'eau traitée à la sortie de la station de traitement

Annexe 1.4 : Analyse bactériologique de l'eau traitée à la sortie de la station de traitement

Annexe 2 : Prix

Annexe 2.1 : Prix du ML des conduites en fonte ductile selon ELECTROSTEEL ALGERIE

Annexe 2.2 : Prix du ML des conduites en PEHD selon CHIALI

Annexe 3 : Abaques & Catalogue

Annexe 3.1 : Abaque de PEUCH et MEUNIER pour $K=0.2$ et $A=2$

Annexe 3.2 : Abaque de PEUCH et MEUNIER pour $K=0$ et $A=2$

Annexe 3.3 : Catalogue HYDROFORT CHARLATTE pour les réservoirs d'air

Annexe 3.4 : Abaque de MM, DUBIN et GUENEAU

Annexe 4 :

Annexe 4.1 : Tableau de variation de la consommation horaire

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).
- H_p : Hauteur de la pompe (m).
- H_s : Hauteur du socle (m).
- H_r : Hauteur de réserve (m).
- H_0 : Pression minimal (m).
- H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m).
- i : Taux d'annuités
- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier .
- K : Coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe.
- $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier .
- MESRE : ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique
- M1 : Micro variante 1.
- M2 : Micro variante 2.
- n : Durée de l'amortissement de la conduite,
- N : Nombre de consommateurs (hab).
- N_m : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn).
- N_p : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).
- PNE : Plan national de l'eau.
- P_{moy} : Précipitations moyennes annuelles (mm).
- P : Puissance de pompage (Kw) .

P_m : Puissance du moteur (watt)

PDAU : plan directeur d'architecture et d'urbanisme

POS : plan d'occupation du sol

Q_{perte} : Débit des pertes.

Q_{dom} : 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).

Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé.

Q_{tr} : Débit de transit.

R_{max} : Résidu maximal.

R : Etant la hauteur réservée pour le matelas d'air

Re : Nombre de Reynolds.

R1 : Réservoir TIMIZERT.

R2 : Réservoir pôle universitaire.

SPE : Métropoles à statuts particuliers

S1 : Sous variante 1.

S2 : Sous variante 2.

S_f : Surface d'une seule fenêtre (m^2).

SP1 : Station de pompage n° 1.

SP2 : Station de reprise

S : Section du réservoir (m^2).

SOFRECO : Entreprise française de réalisation du plan national algérien de l'eau 2014

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 (m^3).

V_{moy} : Vitesses du vent moyennes interannuelles (Km/h)

V_t : Volume total du réservoir (m^3).

V_r : Volume de régulation (m^3).

V_{inc} : Volume d'incendie (m^3).

V_{bache} : volume temporaire pour le réservoir de TIMIZERT

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3).

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

V_1 : Variante 1.

V_2 : Variante 2.

V_t : Capacité totale du réservoir de transit (m^3).

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3).

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).

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

∇_{min} : 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 au pires usages. l'eau reste encore une substance extraordinaire, nous 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 de la nouvelle ville de TIMIZERT et du nouveau pôle universitaire à partir de la station de traitement de KISSIR, qui traite l'eau du barrage portant le même nom que la dite station, et qui se trouve au niveau de la Wilaya de JIJEL, 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 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 béliet avec calcul de coût, de durée et un inventaire des moyens à utiliser.

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 [1]

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 pâtre 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.



Figure I.2 : Plan communal de la wilaya de JIJEL (source : APC JIJEL)

I.2. Situation géographique

La wilaya de JIJEL s'étale sur une superficie de 2.396,63 km², avec un front maritime de 120 km. Elle est limitée au nord par la mer Méditerranée, à l'est par la Wilaya de SKIKDA, à l'ouest par la Wilaya de BEJAIA, au sud-ouest la wilaya de SETIF, au sud par la Wilaya de MILA et enfin au sud-est par la Wilaya de CONSTANTINE.

L'aire de l'étude (TIMIZERT) se situe à l'Est du chef-lieu de la Wilaya et à quelque dix (10) km en allant vers la commune d'EL AOUANA par la RN N°43.

Le territoire de la commune d'EL AOUANA est mitoyen du côté Ouest du chef-lieu de la Wilaya de JIJEL. EL AOUANA est située sur un axe routier très important qu'est la RN N°43 reliant les Wilayas de JIJEL et de BEJAIA. Notre zone d'étude est délimitée au Nord par la mer et au Sud par une zone montagneuse. Administrativement, la commune d'EL AOUANA est limitée par :

- Au Nord par la mer Méditerranée.
- A l'Est par les communes de JIJEL et de KAOUES.
- Au Sud par la commune de SELMA BEN ZIADA.
- A l'Ouest par la commune de ZIAMA MANSOURIA.



Figure I.3 : Vu aérienne de l'aire d'étude (Google earth)

I.3. Situation climatologique du Site

Le but principal de l'analyse climatologique de la zone d'étude est d'avancer des données climatologiques pouvant servir au dimensionnement des différents ouvrages dont notre projet dispose. Dans notre cas, ne disposant pas des données climatologiques à partir des stations du barrage de KISSIR ou de l'aéroport d'ACHOUAT, la station climatologique de référence est prise du barrage El AGREM de la wilaya de JIJEL dont le code est 030303 sur une durée d'observation de 14 ans s'étalant de 2000 à 2014 et dont les coordonnées géographiques sont :
Longitude : 05° 50' 11''
Latitude : 36° 44' 06''

I.3.1. Climat

La commune d'El AOUANA, de par sa situation géographique jouit d'un climat méditerranéen caractérisé principalement par l'Alternance d'une saison pluvieuse en hiver et une autre chaude en été, la saison froide dure d'Octobre à février tandis que la saison chaude sévit de Mars à septembre. C'est l'une des régions les plus pluvieuses d'Algérie.

I.3.2. 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.1 : 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.3.3. Humidité de l'air

L'humidité moyenne sur l'année marquée dans la station de référence est de 65%, elle vaut probablement 68% dans la zone du barrage de KISSIR, 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.3.4. 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.2 : 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.3.5. Précipitation

La Wilaya de JIJEL est connue par une précipitation importante pouvant dépasser les 200 mm par mois.

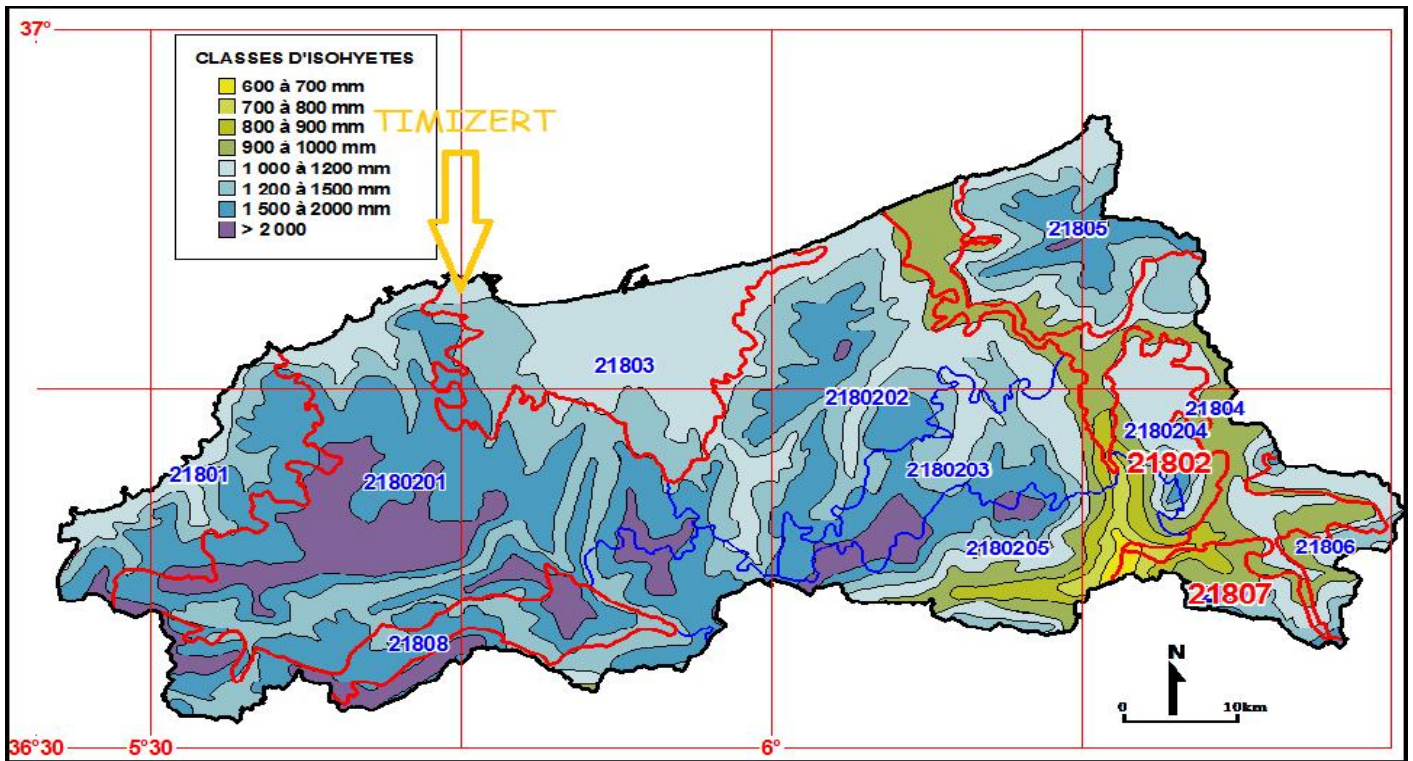


Figure. I.4 : Carte pluviométrique de l'Algérie (DRE JIJEL)

Les résultats de l'analyse spécifique des précipitations conduisent aux valeurs suivantes caractéristiques de la zone du projet :

Tableau I.3 : Précipitations mensuelles interannuelles en (mm) dans la zone du projet

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
P _{moy}	85.93	76.28	142.12	212.9	170.23	122.3	104	94.56	46.07	17.38	4.58	8.92

Source ANRH. Jijel

la moyenne des précipitations mensuelles interannuelles enregistrée est de 90.43 mm

I.4. Situation géologique et sismique

I.4.1. Géologie [1]

La région d'EL AOUANA est caractérisée par des dépôts Oligocènes (faciès Numidien - Tertiaire), représentés par des gravelites, grès polygéniques, quartz – argiles, marnes, calcaires gréseux, surmontés par des grès quartzeux, feldspathiques, grains fins, grossiers, blocs, ainsi que par des roches éruptives provenant du massif éruptif de « CAVALLO » soulignées par des microsdiorites.

Le site affleure essentiellement sur des argiles brunes, plus ou moins sableuses ou des sables argileux, consolidés (blocs décimétriques), provenant des produits d'altération des microdiorites.

I.4.2. Stratigraphie

La colonne stratigraphique des terrains géologiques rencontrés dans la région de JIJEL s'établit comme suit :

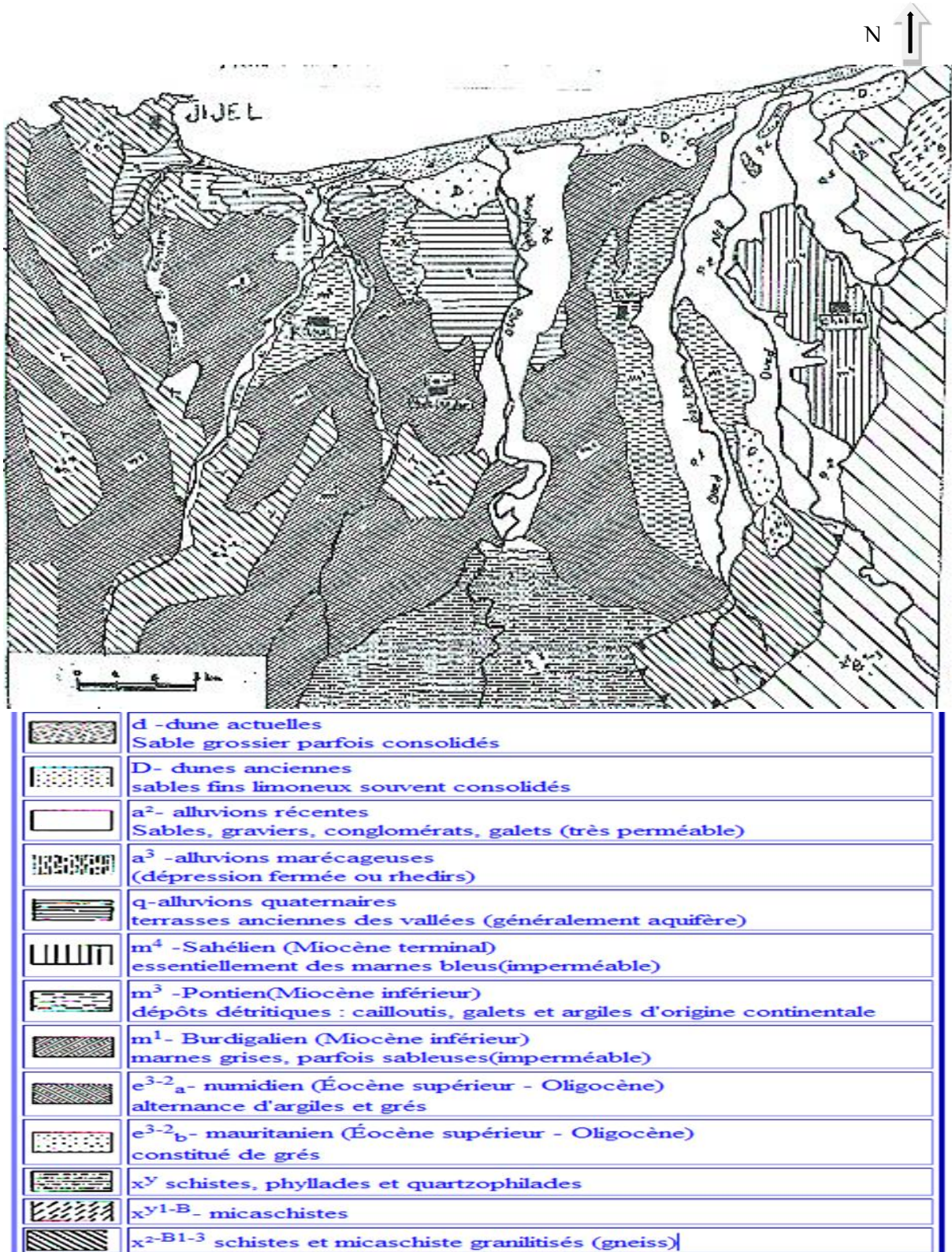


Figure. I.5 : Stratigraphie de la zone d'étude (source APC JIJEL)

I.4.3. 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.6**.

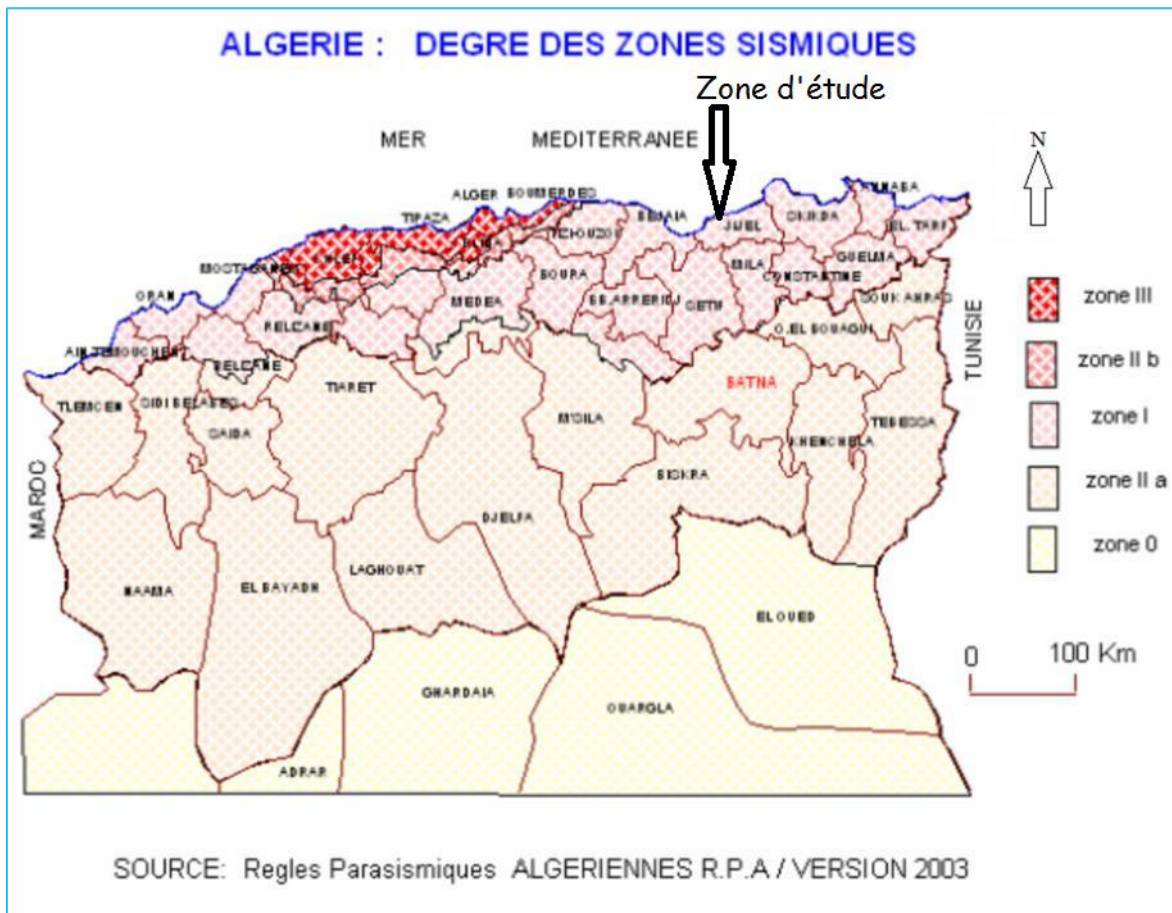


Figure I.6 : Carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes Wilayas.

La zone d'étude se trouve dans la **zone II-b** à savoir dans la zone de sismicité moyenne.

I.4.4. Géotechnique

L'étude géotechnique de l'aire d'étude a été faite en Avril 2005 dans le cadre de l'édification des 100 logts participatifs à Andrew EL AOUANA et réalisée par le laboratoire de Sétif Aich Géo-sol.

Six (06) sondages de 07 m de profondeur ont été effectués dans le but de reconstituer les différentes formations traversées par le carottier, les résultats sont tel que :

- De 0 à 1,00 m de profondeur : une couche de sables limoneux.
- De 01,00 à 02,00 m de profondeur : une couche de limons sableux, épaisse de 0,5 à 1,00 m.
- De 02 à 07,00 m, une couche de sable d'épaisseur variable 2 à 4,00 m, peu humide à l'Est, à partir de 2,5 à 05,00 m de profondeur, s'agissant probablement de l'infiltration des eaux pluviales, emmagasinées dans le sol, cette couche de sable plus ou moins épaisse devient plus compacte en profondeur.

Un horizon de grès dur de faible épaisseur (1,00 m), rencontré à partir de la profondeur de 02,00 m observer surtout à l'ouest, marque le passage des sables limoneux ou des limons sableux vers les sables compacts

Les résultats de l'analyse chimique du sol de la zone d'étude sont établis comme suit :

Tableau I.4 : Analyse chimique du sol de la zone d'étude (selon le laboratoire Aich Géo-sol)

Eléments	Valeur :
Carbonates :	05,8 – 06,1 %
Insolubles :	90,6 – 94,1 %
Sulfates :	néant
Gypses :	néant.

Ces valeurs témoignent que le sol de notre aire d'étude est non agressif (% sulfates < 103 mg/kg) et pourrons, nous orienter quant au choix du type de matériau convenable pour l'adduction que nous allons projeter.

I.5. 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.

La figure I.8 démontre clairement que 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)

I.7. Activité économique

La zone du projet est située dans une région touristique puisqu' elle se trouve en face de la mer du coté nord et dispose d'une région montagneuse du coté sud. D'ailleurs le parc animalier de TAZA n'est qu'à quelques centaines de mètres vers la ville de JIJEL. Avec tous ces atouts elle est destinée à devenir une région touristique par excellence.

L'industrie est inexistante car la région est dépourvue d'infrastructures pouvant mettre en valeur les ressources naturelles.

I.8. Situation hydraulique actuelle

La situation hydraulique actuelle des zones objet de l'étude est différente.

Pour le pôle universitaire, il est prévu la projection d'une alimentation couvrant ses besoins en eau potable avec un ouvrage de stockage indépendant. Pour ce qui est de la nouvelle ville de TIMIZERT, des études existent mais doivent être intégrées au présent projet du moment qu'aucune adduction n'est prévue pour alimenter le réservoir projeté, en effet un pâté de maisons est alimenté à partir de quatre (04) forages depuis la zone dite Oued KISSIR.

ces forages existent depuis 10 ans, ils sont distant d'environ 560 m de la zone à desservir avec un fonctionnement de 18h/24. Depuis leur réalisation en 2005 aucune opération de maintenance n'as été effectuée, ces quatre forages alimentent une même conduite dans laquelle sera injecté une quantité d'eau de javel dans le bloc dit TRS1, ce bloc est un petit bâtiment contenant la tuyauterie, les appareils de dosage et les accessoires nécessaires au bon fonctionnement de l'adduction vers la région de TIMIZERT.

Le débit d'exploitation des quatre forages réunis est de 20 l/s et ce pour assurer l'assouvissement des besoins de la région de TIMIZERT.

I.9. Source et qualité

La ressource en eau potable que nous projetons d'utiliser sera prise de la station de traitement de KISSIR qui est conçue pour traiter l'eau du barrage qui porte le même nom que la dite station.

I.9.1. Caractéristiques du barrage de KISSIR

L'Axe du barrage se situe à moins de 01 km de la mer et à environ 300 m en amont à partir du nouveau pont routier sur l'oued de KISSIR. Cet ouvrage d'une hauteur de 50 m, permet la création d'une retenue de 68 millions de mètres cubes sous le niveau normal de la retenue à la cote 44,50 NGA.

Le volume annuel régularisé est de 48 Hm³, il se répartit comme suit:

- AEP de la ville de JIJEL : 36 Hm³
- Irrigation des plaines côtières la ville de JIJEL : 12 Hm³

L'ouvrage est composé de :

a- Retenue :

- Cordonnées X, Y :

Rive gauche	X: 739.294,575.	Rive droite	X: 738.861,582.
	Y: 4.074.931,053.		Y: 4.074.777,668.

- Oued : KISSIR.
- Surface du bassin versant : 107 Km².
- Capacité de la retenue : 68 Hm³.
- Volume mort de la retenue : 12 hm³
- Volume utile de la retenue : 56 hm³
- Volume régularisé : 48 Hm³.
- Apport annuel moyen : 63,39 Hm³.

b- Digue :

- Type : Digue en alluvions avec un noyau central (vertical) en argiles.
- Hauteur : 50 m.
- Longueur de la crête : 368,10 m.
- Largeur de la crête : 8,5 m.
- Cote d'envasement : 15,50 m
- Cote d'expropriation : 60,00 m
- Cote de l'oued : 00,00 m (environs au droit de l'axe)

c- Ouvrages annexes :

c-1- Évacuateur de crues :

- ✓ Type : Déversoir latéral en tranchée à seuil libre.
- ✓ Longueur : 153,50 m

c-2- Galerie de dérivation et vidange de fond :

- ✓ Longueur : 309,92 m.
- ✓ Diamètre : 4,5 m.

c-3- Tour de prise d'eau :

- ✓ Type : Tour verticale.
- ✓ Hauteur : 56,10 m.
- ✓ Diamètre : 4,5 m.

I.9.2 Caractéristiques de la station de traitement de KISSIR

L'eau est acheminée du barrage vers la station de traitement via deux conduites en fonte de 500 m de longueur et de DN900 mm et elle se verra confrontée aux ouvrages suivants :

- Chambre de mesure d'eau brute

Elle est équipée d'une vanne de régulation automatique et d'un débitmètre électromagnétique, pour le contrôle, le suivi et la régulation du débit d'entrée.

Des injections de produits chimiques tel que l'hypochlorite de calcium $\text{Ca}(\text{ClO})_2$, l'acide sulfurique et la chaux sont envisagées via des pompes doseuses sur les lignes qui passent par la chambre de mesure, et ce, dans l'optique de faire une pré-désinfection et une régulation du PH.

- Chambre de tranquillisation et dégrilleurs

La chambre de tranquillisation réduit considérablement la vitesse d'écoulement de l'eau avant que cette dernière n'atteigne les dégrilleurs.

Le système de dégrillage consiste en le passage de l'eau brute par des canaux en béton armé équipés de grilles, deux grilles mécaniques en service, et une autre manuelle en standby.

- Cascade d'aération

L'eau brute coule par gravité des dégrilleurs vers la cascade d'aération où elle subit une oxydation du fer et du manganèse, et s'enrichit en oxygène dissous.

- Nombre d'étages : 4
- Dimensions : Ø 14,60 m x 1,30 m

- Bassin de coagulation

L'eau aérée est acheminée à travers une conduite DN 1200 vers le bassin de coagulation et dont la fonction principale est de mélanger le coagulant chimique qui est le sulfate d'aluminium $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$. le débit d'entrée d'eau de 4200 m³/h avec un temps de rétention de 60 secondes .

- Type: Cylindre en béton armé.
- Dimensions : Ø 4,60m x 5,10 m.
- Profondeur de l'eau : 4,60 m.
- Volume de l'ouvrage : 76,40 m³ .

- **Clarifloculateurs**

La station possède trois (03) Clarifloculateurs ayant chacun deux zones distinctes, la zone de floculation au centre et la zone de clarification sur la périphérie. Les Clarifloculateurs sont équipés d'un dispositif de raclage de boue de fond, afin d'assurer la circulation régulière et sans turbulence de la boue.

Pour la zone de floculation nous avons les caractéristiques suivantes :

- Dimensions : Ø 14, m x 5,85 m.
- Profondeur de l'eau : 5,35 m.
- Volume de l'ouvrage : 823 m³.
- Temps de séjour : 30 minutes

Pour la zone de clarifications nous avons les caractéristiques suivantes :

- Dimensions : Ø 38 m x 4,50 m
- Profondeur de l'eau : 4 m
- Volume de l'ouvrage : 4500 m³
- Temps de séjour : 150 minutes

- **Bâche tampon**

Un compartiment de collecte d'eau clarifiée venue des trois Clarifloculateurs via des conduites DN 700 et ce dans le but de réduire les conduites d'interconnexions, et transférer l'eau clarifiée aux filtres par une seule conduite de DN 1400 mm.

- Dimensions: Ø 12,50 m x 5 m
- Profondeur de l'eau : 4 m
- Temps de séjour : 5 minutes

- **Filtre gravitaire**

La hauteur du lit granulaire est de 1000 mm. Répartie dans l'ordre ascendant comme suit :

Tableau I.6 : Constitution du lit granulaire

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

La station héberge 8 filtres rassemblés dans une seule construction, ces derniers ont une capacité filtrante de 5.3 m³/m²/heure et une surface filtrante de 13m x 9m soit 117m². Son principe de fonctionnement consiste en un écoulement à niveau variable. L'eau arrive aux filtres gravitaires via des conduites DN 500 mm branchées sur la conduite principale provenant de la bâche tampon.

- **Réservoirs de stockage d'eau traitée**

Après l'opération de traitement des eaux brutes, l'eau est stockée dans des réservoirs de type semi-enterrés ayant une capacité totale de 4*5000 m³.



Figure I.9 : Vu aérienne de la station de traitement de KISSIR

I.10. Analyse des eaux

Les analyses physico-chimiques des eaux brutes du barrage de KISSIR effectuées au laboratoire de la station de traitement, montrent que cette eau est peu polluée et qu'elle est répertoriée comme étant une source superficielle de classe II selon le classement des eaux superficielles établi par l'ANRH et qu'elle ne nécessite qu'une chaîne de traitement classique avec désinfection.

La comparaison des résultats d'analyse de l'eau brute et traitée, montre un bon diagnostic, en effet les résultats établissent clairement l'aptitude du barrage pour les usages possibles (irrigation, AEP, abreuvement...etc.) ainsi que l'efficacité du traitement effectué au sein même de la station de traitement.

L'eau traitée présente des valeurs des paramètres physico-chimiques et bactériologiques conformes aux normes nationales Algériennes de potabilité donc acceptable pour l'alimentation humaine, toute fois nous notons une quantité assez élevée de fer ferreux Fe^{+2} de l'ordre de 0.5 mg/l dans les eaux brutes qui sera réduite à 0.01 mg/l après processus de traitement.

La fiche d'analyse complète est en **Annexe I**.

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.

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.

II.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 % tandis que celle d'EL AOUANA demeurait à 0.7 % .

Cet état de fait résulte de la situation sécuritaire qui prévalait jusqu'à un passé récent dans toute la région. Cependant et en vu des projets de développement initiés ces dernières années, la région est appelée à connaître un développement conséquent qui s'accompagnera du retour des populations ainsi que d'un apport extérieur lors des saisons estivales, vu que TIMIZERT disposera d'une station balnéaire d'ici peu de temps, et que toute la cote Jijelienne sera très prisée par les populations des autres Wilayas du pays.

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

Pour l'estimation de la population future, nous prendrons donc un horizon de 25 ans pour atteindre l'an 2040 et nous adopterons un procédé d'estimation du nombre d'habitants autre que la loi des intérêts composés. Nous allons estimer le nombre de foyers projetés en 2040 et fixer un taux d'occupation par logement de 6 personnes en raison d'un développement optimiste de la région, cela pourra s'expliquer par le fait que pendant la décennie 1998-2008 le taux d'accroissement de la zone d'étude était de 0.7 %. Or après 2008 il est monté en flèche en raison du retour des populations que même l'actualisation du PNE n'a pas pu cerner, et que la région est destinée à être un endroit touristique par excellence, c'est ce qui explique que la loi des intérêts composés ne pourra pas être significative dans ce cas.

Le PDAU de l'agglomération secondaire de TIMIZERT nous donne les caractéristiques des POS prévus comme suit :

Tableau II.1 : Caractéristiques des POS de TIMIZERT à l'horizon 2040

Numéros des POS	Nombre de logements existants	Nombre de logements projetés	Nombre de population à long terme
POS N°01	262	224	2 916
POS N°02	184	354	3 228
POS N°03	9	1 756	10 590
POS N°04	430	885	7 890
POS N°05	24	1 138	6 972
POS N°06	0	828	4 968
POS N°07	4	479	2 898
TOTAL	913	5 664	33 984

Source : PDAU TIMIZERT (cadastre JIJEL)

Le tableau ci-dessus montre qu'à long terme, l'agglomération de TIMIZERT deviendra une ville de taille moyenne, avec un nombre de population estimé à 33 984 habitants, pour lesquels il faudra assurer les différents besoins notamment en matière d'AEP, en vue de donner un confort aux populations et assurer un niveau de vie conséquent, vu que la région est amenée à se développer rapidement d'ici 2040.

Tableau II.2 : Estimation du nombre d'étudiant future pour le pôle universitaire

Années universitaire	2024/2025	2034/2035	2039/2040
Effectif inscrit à l'université	9 368	14 173	17 433

Source : MESRS

Commentaires :

Au vu des données et résultats consignés dans les **tableaux II.1** et **II.2** ci-dessus, la population à long terme pour laquelle il faudra assurer une alimentation en eau potable s'élèvera à 51 417 habitants.

Selon le plan national de l'eau actualisé en 2014 par SOFRECO, notre agglomération dont le nombre d'habitants s'élève à 33 984 habitants, sera considérée comme étant une zone urbaine d'après le **tableau II.3** ci-après :

Tableau II.3 : 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)

II.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, scolaires et autres usages ;
- Besoins touristiques ;

II.4. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

II.4.1. Les besoins domestiques

Les besoins domestiques englobent l'eau dont on se sert pour boire, se laver, nettoyer.. etc. et peuvent même concerner des usages productifs à petite échelle, l'estimation de ces besoins est tributaire de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

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 II.4 : 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 II.1**:

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

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier (m³/j)

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

N: nombre d'habitants (hab)

Donc en prenant le nombre d'habitants séparément de la nouvelle ville de TIMIZERT et du pôle universitaire, nous adopterons une dotation journalière de 160 l/j/habitant pour la région de TIMIZERT et 40 l/j/étudiant pour le pôle universitaire.

Tableau II.5 : Besoins domestique primaires.

Désignation	Population 2040 (hab)	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)
TIMIZERT	33 984	160	5437.44
Pole universitaire	17433	40	697.32
TOTAL	51417	-	6134.76

Le débit moyen journalier est égal à : 6134.76 m³/j c'est-à-dire $Q_{\text{moy},j}=71$ l/s

Remarque

La dotation journalière en eau potable allouée au pôle universitaire, et qui est estimée à 40 l/j/lit, est largement surestimée, néanmoins ne connaissant pas le nombre de résidants, les besoins d'arrosage de l'université, ceux de lavage, de restauration et d'autres usages cette valeur pourra être justifiée.

II.4.1.1. Majoration climatique

Le plan national de l'eau de 2014, préconise une majoration sur le débit domestique, en fonction des variations standard de l'usage de l'eau entre respectivement nord, hauts plateaux et sud comme suit :

Tableau II.6 : Coefficients de majoration climatique

Unité %	Majoration géo climatique
Région snat	Taux de majoration
Région nord	0
Région haut plateaux	5
Région sud	15

(Source : PNE)

Etant donné que notre aire d'étude concerne la zone nord d'Algérie, nous n'allons pas prendre en compte ce facteur.

II.4.2. Les besoins administratifs, scolaires et autres usages

Les besoins administratifs, des commerces, de l'artisanat/petite industrie et sanitaire sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération, et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'usagers.

Ne connaissant pas les différents équipements à projeter dans notre agglomération, nous allons donc utiliser les coefficients de majoration attribués par le plan national de l'eau édition 2014. Le tableau ci-après récapitule les différents coefficients de majoration à attribuer selon la typologie de l'agglomération :

Tableau II.7 : Coefficients de majoration d'autres usages

Unité %	Taux de majoration autres usages			
	Taux administration et sanitaire	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux total
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Les métropoles :	30	15	15	60
L'urbain dit " supérieur " :	25	12.5	12.5	50
L'urbain :	20	10	10	40
Semi urbain :	15	10	10	35
Semi rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré :	5	5	5	15
Rural épars	0	0	0	0

(Source : PNE)

Tableau II.8: Besoins domestiques et autres usages pour la ville de TIMIZERT

Besoins domestiques de TIMIZERT (m ³ /j)	Besoins d'équipements scolaires, Administratifs et autres usages (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
5437.44	2174.98	7612.41

II.4.3. Les besoins touristiques

Les besoins touristiques sont calculés à partir du surcroît de population que cette activité génère. Nous considérons que les besoins en eau caractérisant l'activité touristique reviennent à augmenter la population résidente d'un surplus annuel ou saisonnier.

Selon le plan national de l'eau édition 2014, le coefficient de majoration pour le débit touristique de la région de TIMIZERT est de 0.29 soit 29%.

Tableau II.9 : Besoins touristiques de la ville de TIMIZERT

Besoins de la région de TIMIZERT (m ³ /j)	Besoins touristiques (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
5437.44	1576.86	9189.27

II.4.4. Estimation des pertes

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 % de la consommation moyenne domestique, et qui donne donc :

$$Q_{\text{pertes}} = 10 \% Q_{\text{dom}} \dots \dots \dots (II.2)$$

Tableau II.10 : Estimation des pertes de la nouvelle ville de TIMIZERT

Besoins de la région de TIMIZERT (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
9189.27	918.93	10 108.2

Le débit total journalier de l'agglomération de TIMIZERT à l'horizon 2040 sera de **10108.2 m³/j** soit **117 l/s**

Le **tableau II.11** est le récapitulatif des débits moyens journaliers pour la nouvelle ville de TIMIZERT et du nouveau pôle universitaire :

Tableau II.11 : Récapitulatif des débits moyens journaliers de la zone d'étude

Désignation	Débit (m ³ /j)
TIMIZERT	10 108.2
Pôle universitaire	697.32
Total	10 805.52

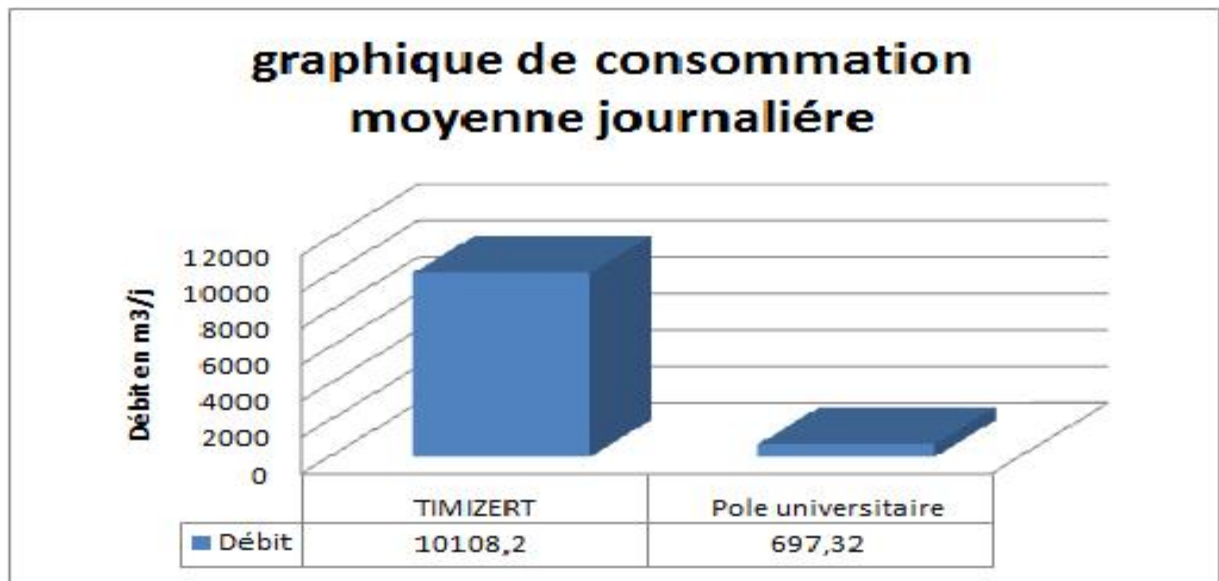


Figure II.1 : Graphique de la consommation moyenne journalière

II.5. 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.5.1. Variation de la consommation journalière [2]

II.5.1.1. 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:

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

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

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/s)

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/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 : $Q_{max,j}=1.3*Q_{moy,j}$

II.5.1.2 .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

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

Avec :

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/s)

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

Avec :

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

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

D'où : $Q_{min,j}=0.9*Q_{moy,j}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le **tableau II.12**.

Tableau II.12 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$ et $Q_{max,j}$:

Communes	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m ³ /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)
TIMIZERT	10 108.2	0.9	9097.38	1.3	13140.66
Pôle universitaire	697.32	0.9	627.59	1.3	906.52
TOTAL	12897.48	0.9	9724.97	1.3	14047.18

II.5.2 .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 à savoir :

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

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire (m³/h)

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier (m³/j)

Le **tableau en Annexe IV**, caractérise la variation horaire de la consommation en eau dans divers centres d'agglomération, le débit horaire est exprimé en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend une agglomération et un pôle universitaire, nous devons alors établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour les deux zones.

II.5.2.1. Variations du débit horaire pour la région de TIMIZERT et du pôle universitaire :

Le nombre de population total sera de est compris entre 50001 et 100000 ce qui correspond à la troisième colonne du tableau de variation horaire.

Tableau II.13 Variation horaire de la région

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j} = 13140.66 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	3	421,42	3	421,42
1--2	3,2	449,51	6.2	870.93
2--3	2,5	351,18	8.7	1222.1
3--4	2,6	365,23	11.3	1587.33
4--5	3,5	491,65	14.8	2078.98
5--6	4,1	575,93	18.9	2654.92
6--7	4,5	632,12	23.5	3301.09
7--8	4,9	688,31	28.3	3975.35
8--9	4,9	688,31	33.2	4663.66
9--10	5,6	786,64	38.8	5450.31
10--11	4,8	674,26	43.6	6124.57
11--12	4,7	660,22	48.3	6784.79
12--13	4,4	618,08	52.7	7402.86
13--14	4,1	575,93	56.8	7978.80
14--15	4,2	589,98	61	8568.78
15--16	4,4	618,08	65.4	9186.86
16--17	4,3	604,03	69.7	9790.88
17--18	4,1	575,93	73.8	10366.82
18--19	4,5	632,12	78.3	10998.94
19--20	4,5	632,12	82.8	11631.07
20--21	4,5	632,12	87.3	12263.19
21--22	4,8	674,26	92.1	12937.45
22--23	4,6	646,17	96.7	13583.62
23--24	3,3	463,56	100	14047.18
Total	100%			

Le débit maximum horaire est égal à **786.64 m³/h** soit **218.51 l/s**.

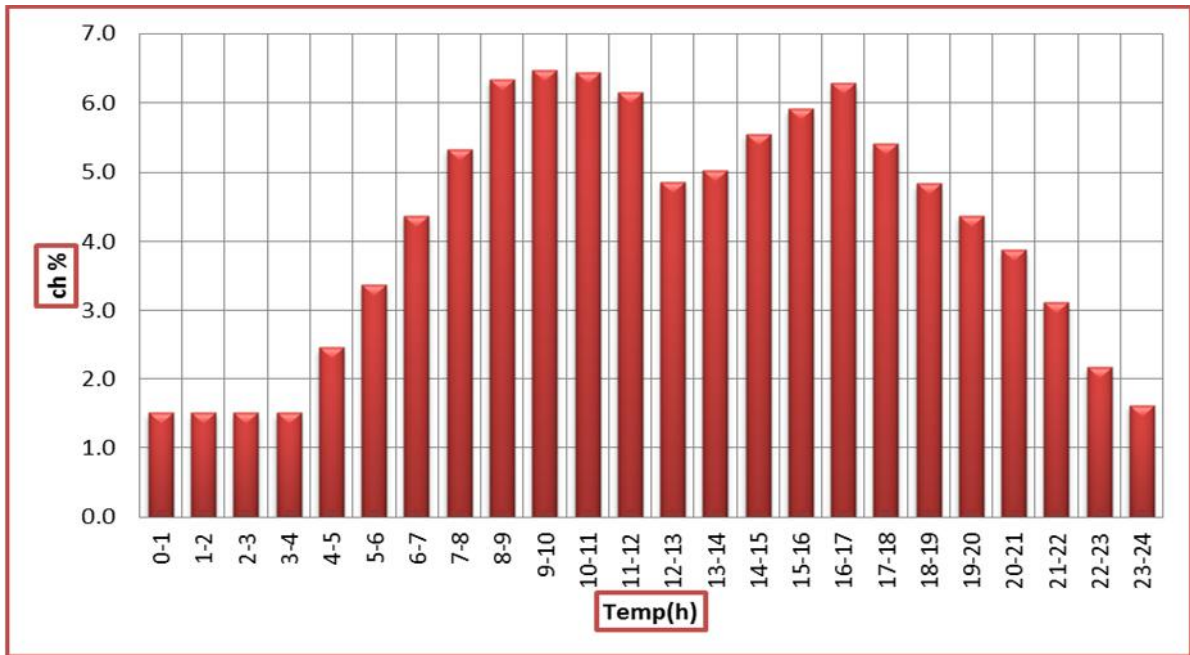


Figure II.2 : Histogramme de la consommation pour l'agglomération

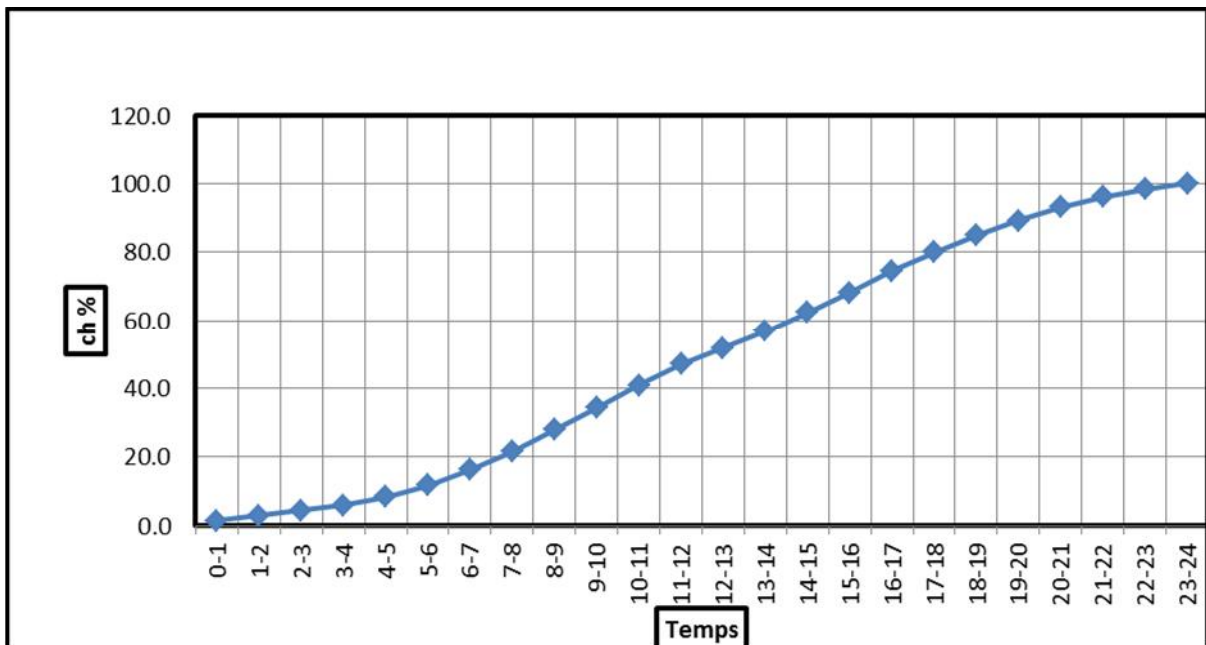


Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

II.6. Calcul du déficit de consommation

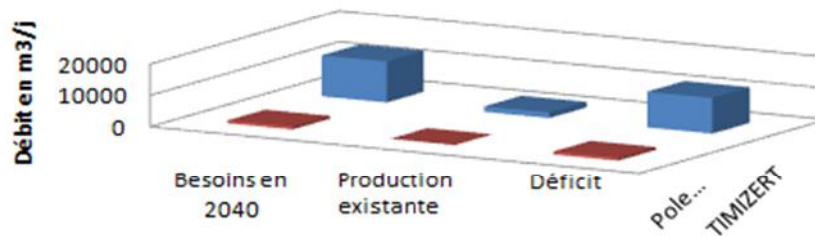
Pour pouvoir satisfaire les besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon étudié, il nous convient de déterminer le déficit par lequel nous dimensionnerons le réseau d'adduction. Ce déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Pour la région de TIMIZERT, la production existante s'élève à un débit de 1728 m³/j issus de forages à partir d'OUED KISSIR.

Tableau II.15 : Tableau des déficits à combler pour l'an 2040

Communes	Besoins en eau à l'an 2040 en (m ³ /j)	Production en eau existante en (m ³ /j)	Déficit en (m ³ /j)
TIMIZERT	13140.66	1728	11412.66
Pôle universitaire	906.52	-	906.52
Total	14047.18	1728	12 319.18

graphique du déficit à combler



	Besoins en 2040	Production existante	Déficit
■ Pole universitaire	906,52	0	906,52
■ TIMIZERT	13140,66	1728	11412,66

Figure II.4 : Graphique du déficit à combler

Conclusion

Dans ce présent chapitre, nous avons pu évaluer la quantité d'eau à mobiliser pour satisfaire les besoins futurs de la nouvelle ville de TIMIZERT et du nouveau pôle universitaire, et ce, en estimant un déficit qui est de 14047.18 m³/j .

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 III : 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.

III.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'emmagasiner 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.

III.2. Fonction générale des réservoirs [3]

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.

Tableau III.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

III.3. Avantages des réservoirs [3]

- 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.

III.4. Classification des réservoirs [3]

Les réservoirs peuvent être classés de différentes manières selon les critères retenus :

III.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.

III.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.

III.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.

III.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.

III.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

III.7. Equipement d'un réservoir

III.7.1. Equipements hydrauliques

Chaque réservoir doit impérativement être équipé de :

III.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'arrivée est placée en bas.

III.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

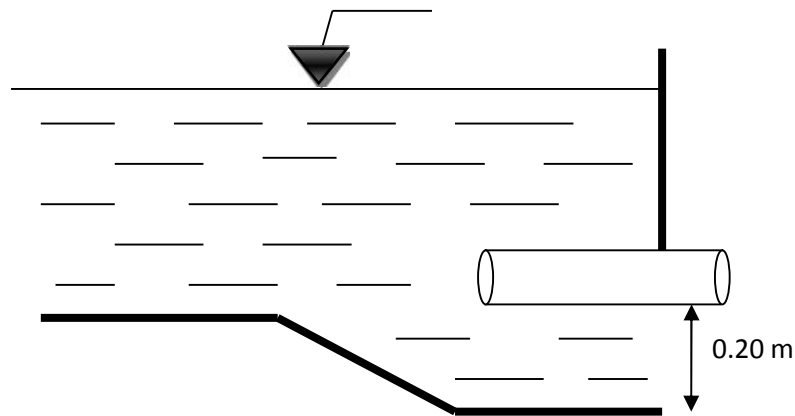


Figure III.1 : Conduite de distribution

III.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.

III.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.

III.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.

III.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.

III.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.

III.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.

III.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 :

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

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m³),

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

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots(\text{III.2})$$

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.

III.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.

Donc :

$$R_{\max} = |\Delta V1| + |\Delta V2| \text{ (%).....(III.3)}$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * R_{\max}}{100} \text{ (m}^3\text{)..... (III.4)}$$

Dont le volume total sera :

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

III.9. Dimensionnement des réservoirs d'alimentation

Dans cette section, nous allons projeter deux réservoirs terminaux et les dimensionner en utilisant la méthode analytique suscitée : (III.1)

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

Rappelons que :

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \text{ (m}^3\text{)}$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé entre 80 et 120 m^3 .

III.9.1. Dimensionnement du réservoir global

Ce réservoir assure non seulement la distribution de la région de TIMIZERT mais aussi celle du pôle universitaire,

L'évaluation du volume résiduel du réservoir est donnée dans le **tableau III.2**.

Tableau III.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de TIMIZERT

Heures	Consommation en %	Refolement en %	Surplus %	Déficit %	Reste dans le réservoir
0-1	3	5	2		4.3
1-2	3,2	5	1.8		6.1
2-3	2,5	5	2.5		8.6
3-4	2,6	5	2.4		11
4-5	3,5	5	1.5		12.5
5-6	4,1	5	0.9		13.4
6-7	4,5	5	0.5		13.9
7-8	4,9	5	0.1		14
8-9	4,9	5	0.1		14.1
9-10	5,6	5		0.6	13.5
10-11	4,8	5	0.2		13.7
11-12	4,7	5	0.3		14
12-13	4,4	5	0.6		14.6
13-14	4,1	5	0.9		15.5
14-15	4,2	5	0.8		16.3
15-16	4,4	5	0.6		16.9
16-17	4,3	5	0.7		17.6
17-18	4,1	0		4.1	13.5
18-19	4,5	0		4.5	9
19-20	4,5	0		4.5	4.5
20-21	4,5	0		4.5	0
21-22	4,8	5	0.2		0.2
22-23	4,6	5	0.4		0.6
23-24	3,3	5	1.7		2.3
Total	100%	100%	--	--	--

Le volume résiduel sera :

$$V_r = (17.6 * 14047.18) / 100$$

Nous préconisons un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 2472.3 + 120 = 2592.3 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de

$$V_t = 3000 \text{ m}^3$$

Donc nous prendrons deux réservoirs de capacités 1000 et 2000 m³

III.10. Forme des réservoirs

Dans la plupart des cas, lorsque la capacité des réservoirs est inférieure à 10 000 m³, nous optons pour des réservoirs de forme circulaire, cette constatation nous permet de dire que les deux réservoirs projetés dans notre projet le seront aussi.

III.11. Détermination des dimensions

Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

- V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;
- S : section du réservoir (m²) ;
- D : diamètre de la cuve (m) ;
- h : hauteur utile optimale d'eau (m),

-La section de la cuve :

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \dots\dots\dots(III.7)$$

-La hauteur totale H du réservoir :

La hauteur du réservoir se calcule par la formule :

$$H = h + R \dots\dots\dots(III.8)$$

R : revanche (m), qui varie entre 0.25 et 1m

-La hauteur de la réserve d'incendie:

La hauteur de la réserve d'incendie se calcul par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

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

Tableau III.3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume	h	S	hinc	D	R	H
	(m ³)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)
Réservoir 1	2000	5	400	0.3	22.57	0.5	5.5
Réservoir 2	1000	5	200	0.6	15.96	0.5	5.5

III.12. Entretien des réservoirs

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Examen et désinfection des parois avec des produits chlorés et réparations éventuelles ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Remise en service.

III.13. Hygiène et sécurité

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf personnel habilité).
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau.
- Etre aérés par les orifices de grillage.

Conclusion

Dans ce présent chapitre, après l'estimation des besoins de notre agglomération à l'horizon d'étude, nous avons déterminé la capacité du réservoir qui est estimée 3000 m³ et qui sera de forme circulaire et de type semi-enterrés.

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.

IV.1. Type d'adduction [2]

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

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

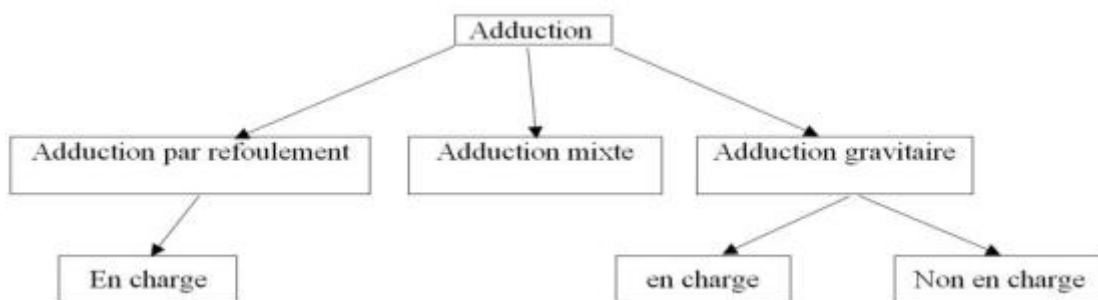


Figure IV.1 : Type d'adduction

IV.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.

IV.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.

IV.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.

IV.2. Type d'écoulement [2]

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

IV.3. Critères du choix du tracé de l'adduction [2]

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.

IV.4. Choix du matériau de la conduite [2]

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 [5]

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 [5]

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 [6]

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 .

Conclusion

Les constatations faites à partir des caractéristiques techniques de chaque type de matériau des conduites en analysant de près leurs différents avantages et inconvénients, en prenant en considération le fait que le terrain soit non agressif et pour des raisons économiques nous poussent à choisir deux variantes de type de matériau des conduites à savoir le PEHD et la fonte ductile, et ce, pour leur adaptabilités, leurs performances, leurs résistances et bien entendu leur disponibilité sur le marché local.

IV.5. Calcul hydraulique [4]

IV.5.1. 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'élévation 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'élévation 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).

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

- $D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$ (Relation de BRESSE)(IV.2)

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

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

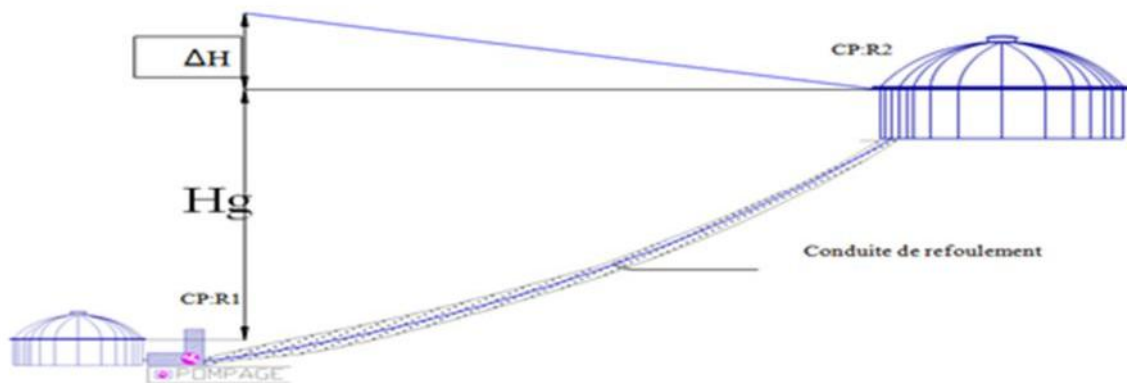


Figure IV.2 : Schéma d'une adduction par refoulement

IV.5.1.1. Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \text{(IV.3)}$$

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 :

$$\Sigma \Delta H = 1,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots (IV.4)$$

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

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

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

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) ;

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

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \dots\dots\dots (IV.6)$$

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

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

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

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

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

t: température de l'eau en degré;

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

IV.5.1.2. Puissance de pompage

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

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

IV.5.1.3. Energie consommée par le pompage

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

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

IV.5.1.4. 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.

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

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

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

Tableau IV.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 :

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

IV.5.1.5. 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

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

Avec :

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

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

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{25} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 9.37 \%$$

IV.5.1.6. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D1, D2,..... Dn. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), nous pouvons déterminer les hauteurs manométriques totales correspondantes à chaque canalisation D1, D2,..... Dn.

nous pouvons dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D1, D2,..... Dn.

Remarque

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.

IV.5.2. 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 :

$$C_{p2} = Z_2$$

$$H_d = Z_1 - Z_2 = C_{p1} - C_{p2} \quad \text{avec } C_{p1} > C_{p2} ; \text{ représente la charge disponible}$$

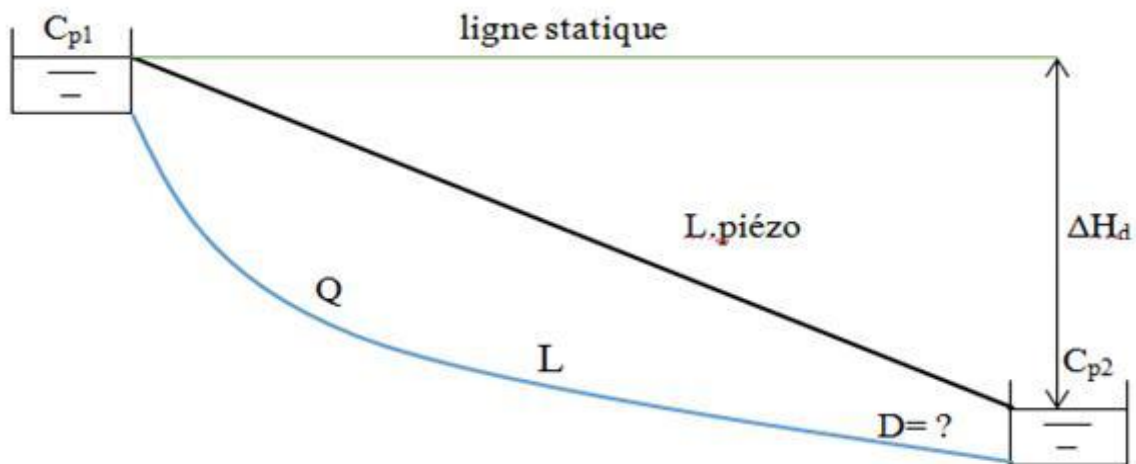


Figure IV.3 : Schéma d'une adduction gravitaire

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 :

$$\Delta H_t = \frac{K^* L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots \dots \dots (IV.14)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

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

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

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots(IV.15)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

Δh_p^{lin} : 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 :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

IV.6. Etude de variantes

Une variante, c'est un choix d'un système de transfère pour acheminer l'eau d'un point A à un point B avec ses composants et leurs emplacements, ce choix représente l'itinéraire à suivre et qui est tributaire des critères du choix du tracé cité en **section IV.3**

L'étude des variantes a pour but le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que du choix de l'emplacement adéquat de (s) station(s) de pompage, ainsi que l'emplacement des réservoirs.

Notre projet d'étude qui consiste en l'adduction en eau potable de la nouvelle ville de TIMIZERT et du nouveau pôle universitaire comportera 3 variantes.

IV.7. Proposition de variantes

IV.7.1. Variante N°1

Dans cette variante,. Nous avons opté de suivre la RN43 puis longer la route de TIMIZERT jusqu'à la cote 235 m ou sera implanté l'ouvrage de stockage. La différence de cote entre le point de départ qui est la station de traitement de KISSIR dont la cote est de 75m et le point le plus élevé est de 160m ce qui nécessitera une station de reprise .

Dans cette variante, nous allons proposer deux sous-variantes concernant l'emplacement de la station de reprise , nous aurons donc :

- Sous-variante 1 : station reprise placée à la cote 125 m
- Sous variante 2 : station de reprise placée à la cote 145 m

Ces cotes ont été choisies parce qu'elles présentent en ces points des reliefs plats (sol plat) permettant l'édification d'ouvrages.

Dans cette variante, nous allons aussi proposer des micro-variantes concernant le type de matériau de construction, nous aurons donc :

- Micro-variante 1 : Pour une adduction en PEHD.
- Micro-variante 2 : Pour une adduction en Fonte ductile.

IV.7.2. Variantes N°2

Dans cette variante nous avons opté de suivre une partie de l'itinéraire proposé en variante 1, jusqu'à la limite ouest du parc animalier, puis suivre un chemin, une petite route menant à TIMIZERT, une station de reprise sera nécessaire pour continuer par refoulement vers le réservoir placée en cote 235m

Dans cette variante nous allons proposer deux sous-variantes concernant l'emplacement de la station de reprise nous aurons donc :

- Sous-variante 1 : station de reprise placée à la cote 140 m.
- Sous-variante 2 : station de reprise placée à la cote 160 m.

Ces cotes ont été choisies parce qu'elles présentent en ces points des reliefs plats (sol plat) permettant l'édification d'ouvrages.

Dans cette variante, nous allons aussi proposer des micro-variantes concernant le type de matériau de construction, nous aurons donc :

- Micro-variante 1 : Pour une adduction en PEHD.
- Micro-variante 2 : Pour une adduction en Fonte ductile.

IV.7.3. Variante N°3

Dans cette variante nous allons suivre un tronçon de la route RN43, arrivé au point d'altitude 95m la conduite suivra un tronçon boisé, un terrain en forêt vers la station de reprise puis vers le réservoir projeté en la cote 235m.

Dans cette variante nous allons proposer deux sous-variantes concernant l'emplacement de la station de reprise, nous aurons donc :

- Sous-variante 1 : station de reprise placée à la cote 140 m.
- Sous-variante 2 : station de reprise placée à la cote 160 m.

Ces cotes ont été choisies parce qu'elles présentent en ces points des reliefs plats (sol plat) permettant l'édification d'ouvrages.

Dans cette variante, nous allons aussi proposer des micro-variantes concernant le type de matériau de construction, nous aurons donc :

- Micro-variante 1 : Pour une adduction en PEHD.
- Micro-variante 2 : Pour une adduction en Fonte ductile.

Nous allons nous accorder pour dire que la station de pompage de la station de traitement sera appelée SP1, la station de reprise sera appelée SP2, le réservoir sera appelé R.

Tableau VI.2 : Appellations des infrastructures

Désignation	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Station de traitement - SP1	75m NGA	75m NGA	75m NGA
SP2	125 m - 145m NGA	140-160m NGA	140m-160m NGA
R	235m NGA	235m NGA	235m NGA

IV.8. Choix du constructeur de matériau

Pour le choix du fabricant du matériau avec lequel nous projetons d'établir notre adduction nous devons nous assurer que ce dernier possède la certification : ISO 2531.

IV.8.1. Pour la fonte ductile

Il existe des fabricants et importateurs locaux tel que :

- BIWATER
- SGPEQUIPAG
- ELECTROSTEEL ALGERIE

Nous optons pour ELECTROSTEEL ALGERIE qui offre le plus bas prix des tuyaux en fonte ductile avec service de livraison gratuit si la commande dépasse les 3500 ML. Toutefois, la série des diamètres commence par le DN 100mm. Les prix du ML de la fonte ductile sont représentés en (**Annexe II.1**).

IV.8.2. Pour le PEHD

Le groupe **CHIALI** trône sur toutes les autres entreprises locales dans le domaine des canalisations et accessoires, ce qui nous pousse à opter pour cette entreprise si l'adduction vient à se faire en PEHD. Les prix du ML du PEHD sont représentés en (**Annexe II.2**).

IV.9. Analyse des variantes

Le choix de la variante à adopter doit impérativement passer par une étude préliminaire qui va départager les trois variantes. Le choix final portera sur la plus économique d'entre elles et qui correspondra aux caractéristiques hydrauliques demandées.

Dans ce qui suit les appellations suivantes sont à connaître :

V1 : Variante 1

V2 : Variante 2

S 1 : Sous variante 1

S 2 : Sous variante 2

M 1: Micro variante 1

M 2 : Micro variante 2

IV.9.1. Variante 1

Dans cette variante, le tracé va suivre la RN43 puis longer la route de TIMIZERT en partant de la SP1 vers la SP2.

- Pour la première Sous-variante d'emplacement de la station de reprise, la SP2 sera implantée à la cote 125m sur une distance de 3261m de la SP1 puis de la SP2 vers le Réservoir sur une distance de 786m.
- Pour la deuxième sous-variante d'emplacement de la station de reprise, SP2 sera implanté à la cote 145m pour une distance de 3343m de la SP1 et 705m de R.
- Pour les deux sous-variantes, nous proposerons des micro-variantes de types de matériau tantôt en PEHD et tantôt en fonte ductile.

IV.9.1.1. Calcul des paramètres hydrauliques

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

- $Q_{\text{max},j} = 12\,319.18 \text{ m}^3/j$.
- $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{12319.18}{20 * 3600} = 0,1711 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.9.1.2. Tronçon SP1 - SP2

IV.9.1.2.1. Sous variante 1: SP2 à la cote 125m

Cette conduite a une longueur totale de 3261 m, véhiculant le débit total de dimensionnement, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D_{\text{ec Bonin}} = 0,414 \text{ m}$$

a) Micro variante 1: conduite en PEHD

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1.M1

Dextérieur (mm)	épaisseur (mm)	Dintérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	Longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	Hmt (m)
160	9,5	141	10,96	1545134,88	0,0108	3261	50	1681,68	1731,68
200	11,9	176,2	7,02	1236458,67	0,0112	3261	50	572,27	622,27
250	14,8	220,4	4,48	988493,732	0,0117	3261	50	195,23	245,23
315	18,7	277,6	2,83	784812,747	0,0121	3261	50	63,69	113,69
400	23,7	352,6	1,75	617878,668	0,0127	3261	50	20,22	70,22
500	29,7	440,6	1,12	494471,218	0,0131	3261	50	6,85	56,85
630	37,4	555,2	0,71	392406,373	0,0138	3261	50	2,27	52,27

Tableau VI.4 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1.M1

Dextérieur (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Famortissement (DA)	Fexploitation (DA)
160	3261	1209,53	9,37	1731,68	3544,86	25877443,7	369578,79	108685263
200	3261	1892,38	9,37	622,27	1273,83	9298974,37	578227,5	39055692,4
250	3261	2937,81	9,37	245,23	501,99	3664582,49	897664,59	15391246,5
315	3261	4684,62	9,37	113,69	232,74	1699001,55	1431412,34	7135806,51
400	3261	7516,52	9,37	70,22	143,75	1049353,63	2296715,53	4407285,27
500	3261	11724,79	9,37	56,85	116,37	849486,774	3582576,42	3567844,45
630	3261	17729,58	9,37	52,27	107	781100,36	5417374,23	3280621,51

Tableau VI.5 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1.M1

Dextérieur (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
160	108685263	369578,786	109054842
200	39055692,4	578227,496	39633919,9
250	15391246,5	897664,591	16288911,1
315	7135806,51	1431412,34	8567218,86
400	4407285,27	2296715,53	6704000,8
500	3567844,45	3582576,42	7150420,87
630	3280621,51	5417374,23	8697995,74

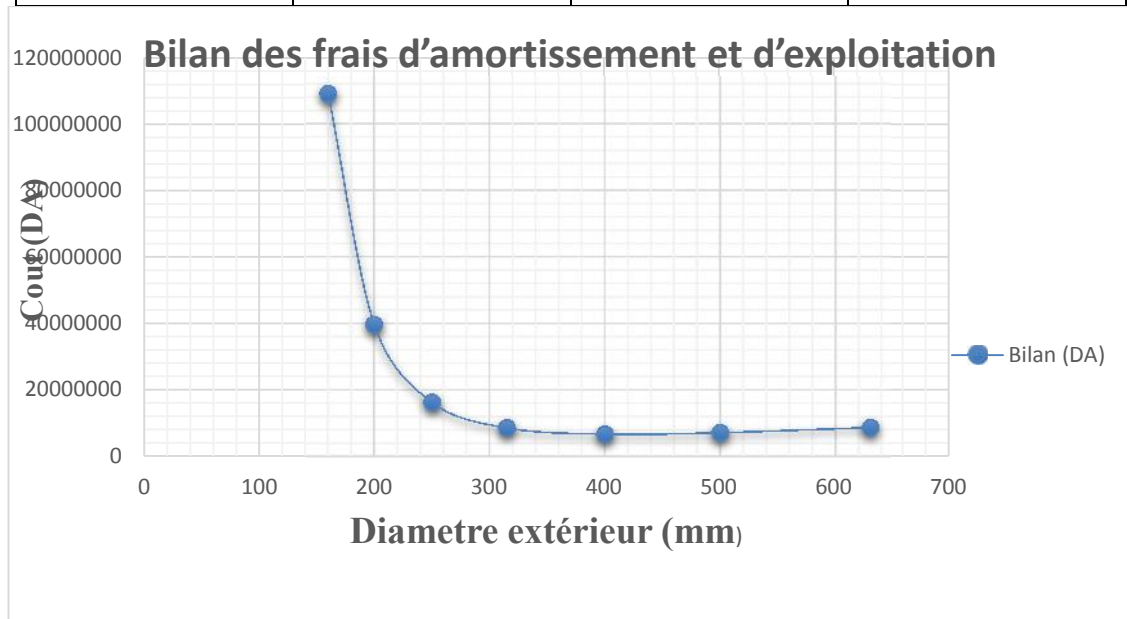


Figure IV.4 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en PEHD a la cote 125m variante 1
 Nous allons prendre un diamètre de 400 mm offrant une vitesse de 1.75 m/s

b) Micro- variante 2: conduite en Fonte ductile

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.6 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1M2

D (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	Hg (m)	ΔH_T (m)	Hmt (m)
250	3,49	871456,074	0,013	3261	50	115,52	165,52
300	2,42	726213,395	0,012	3261	50	42,85	92,85
350	1,78	622468,624	0,012	3261	50	19,83	69,83
400	1,36	544660,046	0,012	3261	50	10,17	60,17
450	1,08	484142,263	0,011	3261	50	5,17	55,17
500	0,87	435728,037	0,011	3261	50	3,05	53,05
600	0,61	363106,697	0,011	3261	50	1,23	51,23

Tableau VI.7 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1M2

D'intérieur (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Famortissement (DA)	Fexploitation (DA)
250	3261	11542,36	9.37	165,52	338,83	2473460,74	3526833,89	3141295,14
300	3261	12336,05	9.37	92,85	190,08	1387565,88	3769350,39	1762208,67
350	3261	13521,23	9.37	69,83	142,94	1043462,04	4131488,9	1325196,79
400	3261	14910,06	9.37	60,17	123,17	899144,173	4555853,82	1141913,1
450	3261	15982,11	9.37	55,17	112,94	824480,332	4883424,81	1047090,02
500	3261	17885,15	9.37	53,05	108,61	792823,785	5464909,53	1006886,21
600	3261	22831,78	9.37	51,23	104,87	765521,333	6976380,52	972212,093

Tableau VI.8 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V1.S1M2

D'extérieur (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement (DA)	Bilan (DA)
250	3141295,14	3526833,89	6668129,03
300	1762208,67	3769350,39	5531559,06
350	1325196,79	4131488,9	5456685,68
400	1141913,1	4555853,82	5697766,92
450	1047090,02	4883424,81	5930514,83
500	1006886,21	5464909,53	6471795,73
600	972212,093	6976380,52	7948592,61

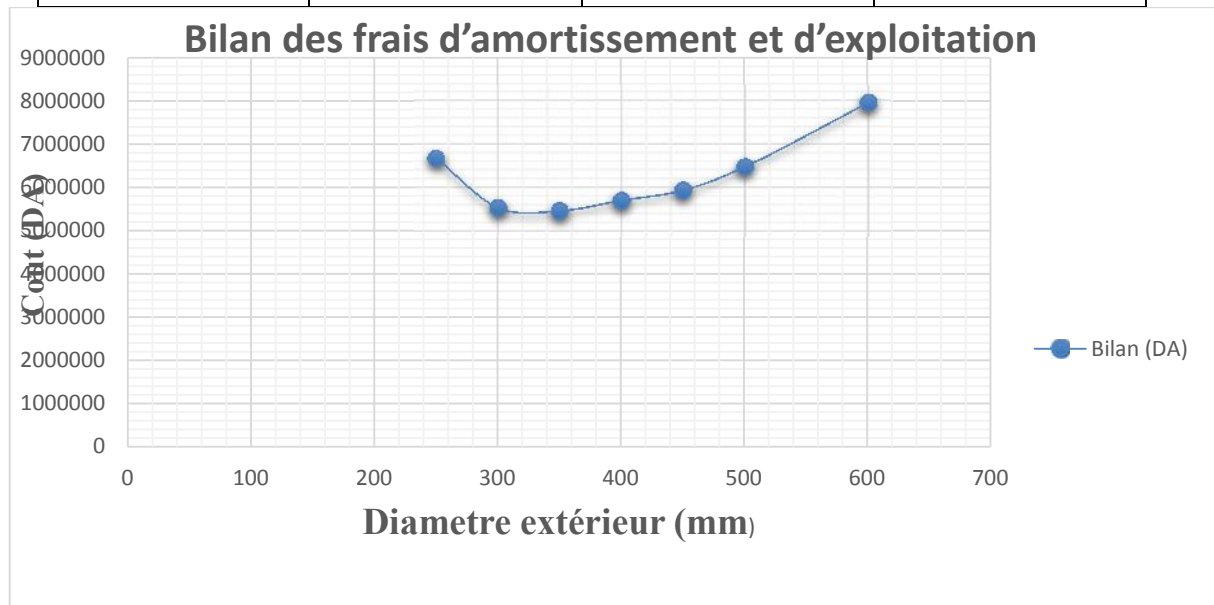


Figure IV.5 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en fonte à la cote 125m variante 1
 Nous allons prendre un diamètre de 350 mm offrant une vitesse de 1.78 m/s.

IV.9.1.2.2. Sous variante 2 : SP2 à la cote 145m

Dans ce cas, les caractéristiques de la conduite ne changent pas, à part la longueur qui devient 3343 m.

a) Micro variante 1 : conduite en PEHD

les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.9 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M1

D _{extérieur} (mm)	épaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	Longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	Hmt (m)
160	9,5	141	10,96	1545134,88	0,0108	3343	70	1723,97	1793,97
200	11,9	176,2	7,02	1236458,67	0,0112	3343	70	586,66	656,66
250	14,8	220,4	4,48	988493,732	0,0117	3343	70	200,14	270,14
315	18,7	277,6	2,83	784812,747	0,0121	3343	70	91,74	161,74
400	23,7	352,6	1,75	617878,668	0,0127	3343	70	20,73	90,73
500	29,7	440,6	1,12	494471,218	0,0131	3343	70	7,02	77,02
630	37,4	555,2	0,71	392406,373	0,0138	3343	70	2,33	72,33

Tableau IV.10 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M1

D _{intérieur} (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)
160	3343	1209,53	9,37	1793,97	3672,36	26808231,6	112594573	378872,09
200	3343	1892,38	9,37	656,66	1344,23	9812885,72	41214120	592767,41
250	3343	2937,81	9,37	270,14	552,99	4036813,33	16954616	920236,96
315	3343	4684,62	9,37	161,74	331,09	2416948,61	10151184,2	1467406,15
400	3343	7516,52	9,37	90,73	185,73	1355822,81	5694455,81	2354467,96
500	3343	11724,8	9,37	77,02	157,66	1150930,17	4833906,7	3672662,67
630	3343	17729,6	9,37	72,33	148,06	1080824,13	4539461,35	5553597,68

Tableau IV.11 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M1

D _{extérieur} (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
160	112594573	378872,089	112973445
200	41214120	592767,408	41806887,4
250	16954616	920236,96	17874852,9
315	10151184,2	1467406,15	11618590,3
400	5694455,81	2354467,96	8048923,77
500	4833906,7	3672662,67	8506569,37
630	4539461,35	5553597,68	10093059

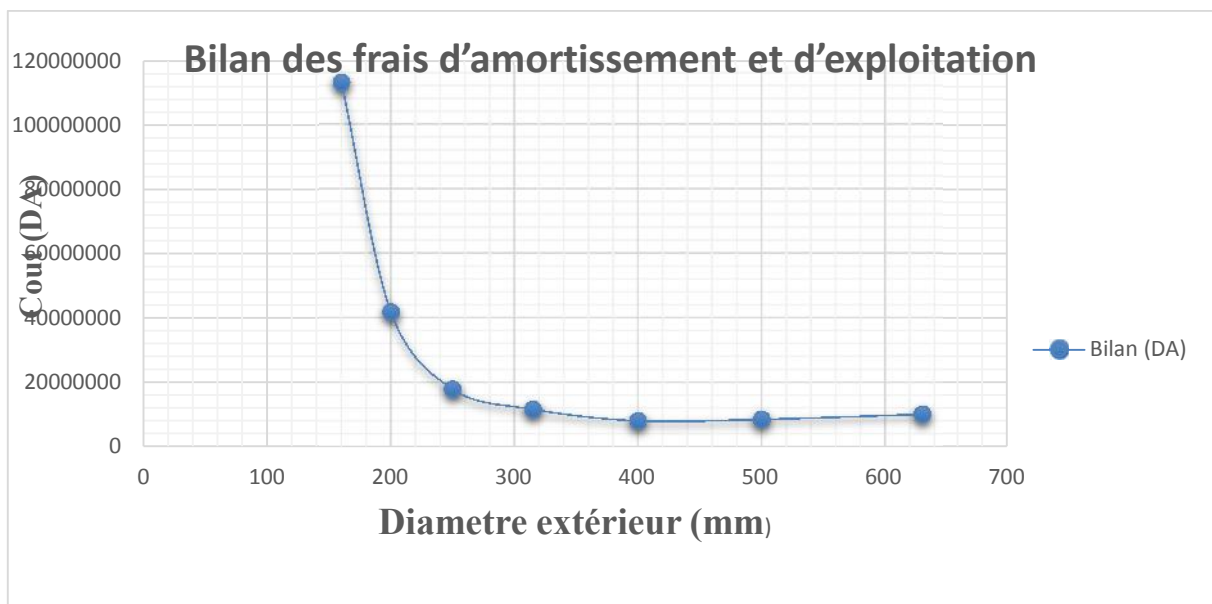


Figure IV.6 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en PEHD à la cote 145m Variante 1
 Nous allons prendre un diamètre de 400 mm offrant une vitesse de 1.75 m/s.

b) Micro variante 2 : conduite en fonte ductile

Les résultats sont apparents dans les tableaux qui vont suivre :

Tableau IV.12 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M2

D (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	3,49	871456,074	0,013	3343	118,43	70	188,43
300	2,42	726213,395	0,012	3343	43,93	70	113,93
350	1,78	622468,624	0,012	3343	20,33	70	90,33
400	1,36	544660,046	0,012	3343	10,43	70	80,43
450	1,08	484142,263	0,011	3343	5,3	70	75,3
500	0,87	435728,037	0,011	3343	3,13	70	73,13
600	0,61	363106,697	0,011	3343	1,26	70	71,23

Tableau IV.13 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M2

Dintérieur (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F_{exploitation} (DA)	F_{amortissement} (DA)
250	3343	11542,36	9,37	188,43	385,72	2815740,03	3575989,84	3615518,46
300	3343	12336,05	9,37	113,93	233,22	1702539,63	2162225,33	3864133,2
350	3343	13521,23	9,37	90,33	184,9	1349783,07	1714224,49	4235377,92
400	3343	14910,06	9,37	80,43	164,64	1201836,23	1526332,02	4670413,78
450	3343	15982,11	9,37	75,3	154,15	1125294,92	1429124,55	5006221,75
500	3343	17885,15	9,37	73,13	149,7	1092842,35	1387909,78	5602328,29
600	3343	22831,78	9,37	71,23	145,87	1064853,36	1352363,77	7151806,22

Tableau IV.14 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V1.S2.M2

Dextérieur (mm)	F_{exploitation} (DA)	F_{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
250	3575989,84	3615518,46	7191508,3
300	2162225,33	3864133,2	6026358,53
350	1714224,49	4235377,92	5949602,41
400	1526332,02	4670413,78	6196745,79
450	1429124,55	5006221,75	6435346,3
500	1387909,78	5602328,29	6990238,07
600	1352363,77	7151806,22	8504169,98

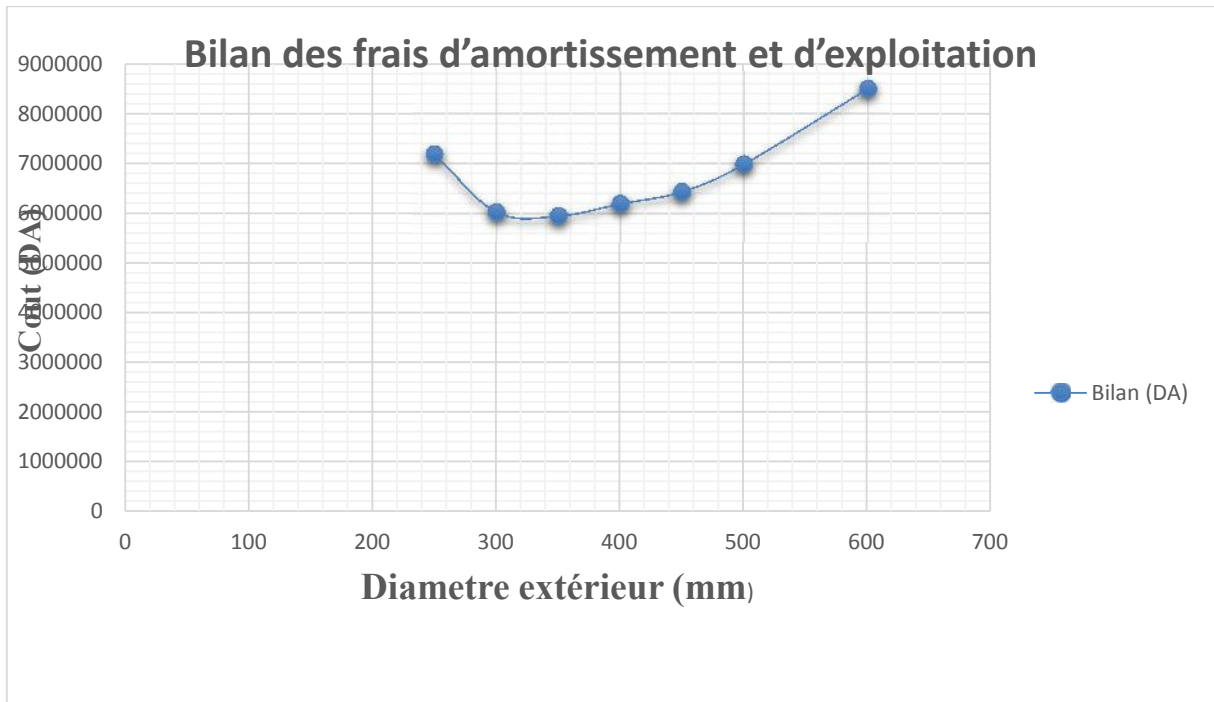


Figure IV.7 : bilan total du tronçon SP1 SP2 en fonte à la cote 145m variante 1

Nous allons prendre un diamètre de 350 mm offrant une vitesse de 1.78 m/s.

IV.9.1.3. Tronçon SP2 - R

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \dots\dots\dots(IV.17)$$

- $Q_{max,j} = 906.52 \text{ m}^3/j$.
- $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{exp} = \frac{906.52}{20 * 3600} = 0,01259 \text{ m}^3/s$$

Le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D_{ec \text{ Bonin}} = \mathbf{0,414 \text{ m}}$$

Le diamètre calculé donné par la formule de BRESS :

$$D_{ec \text{ Bress}} = \mathbf{0,621 \text{ m}}$$

IV.9.1.3.1. Sous variante 1: SP2 à la cote 125m

C'est la conduite reliant la SP2 au réservoir a une longueur de 786m.

a) Micro variante 1 : conduite en PEHD

Les résultats sont consignés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.15 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R V1.S1.M1

D _{extérieur} (mm)	épaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	Longueur (m)	Δ HT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	14,6	130,8	12,73	1665627,05	0,0106	786	579,1	115	694,1
200	18,2	163,6	8,14	1331687,15	0,0111	786	198,1	115	313,1
250	22,7	204,6	5,20	1064829,02	0,0115	786	67,09	115	182,09
315	28,6	257,8	3,28	845089,288	0,0119	786	21,86	115	136,86
400	36,3	327,4	2,03	665436,831	0,0125	786	6,95	115	121,95
500	45,4	409,2	1,30	532414,512	0,013	786	2,37	115	117,37
630	57,2	515,6	0,82	422544,644	0,0136	786	0,78	115	115,78

Tableau IV.16 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-R V1.S1.M1

D _{intérieur} (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)
160	786	1786,51	9,37	694,1	1420,87	10372325,6	43563767,6	131573,246
200	786	2805,48	9,37	313,1	640,94	4678884,55	19651315,1	206618,552
250	786	4340,56	9,37	182,09	372,75	2721066,71	11428480,2	319674,431
315	786	6881,37	9,37	136,86	280,16	2045149,54	8589628,06	506800,514
400	786	11116,05	9,37	121,95	249,64	1822368,91	7653949,44	818677,074
500	786	17335,76	9,37	117,37	240,26	1753923,29	7366477,81	1276747,52
630	786	26341,1	9,37	115,78	237	1730172,58	7266724,84	1939974,6

Tableau IV.17 : Bilan pour le tronçon SP2-R V1.S1.M1

D _{extérieur} (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
160	43563767,6	131573,246	43695340,8
200	19651315,1	206618,552	19857933,7
250	11428480,2	319674,431	11748154,6
315	8589628,06	506800,514	9096428,57
400	7653949,44	818677,074	8472626,51
500	7366477,81	1276747,52	8643225,33
630	7266724,84	1939974,6	9206699,44

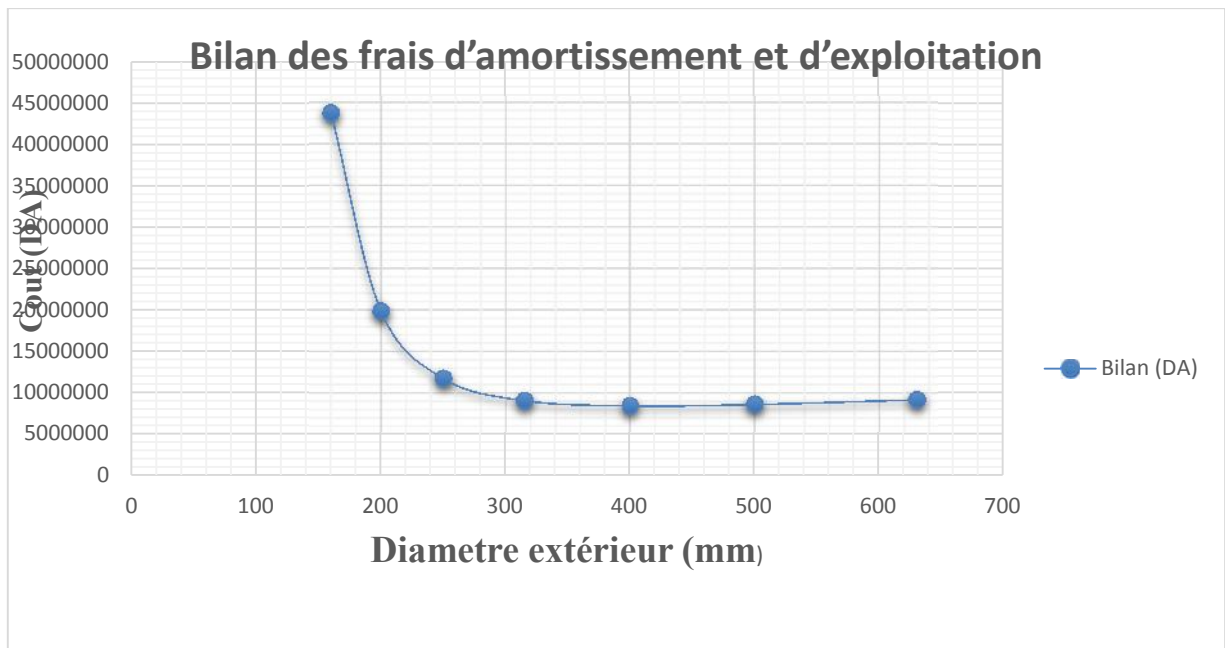


Figure IV.8 : Bilan total du tronçon SP2 R en PEHD à la cote 125m variante 1

Nous allons prendre un diamètre de 400 mm offrant une vitesse de 2.03 m/s

b) Micro variante 2: conduite en Fonte ductile

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV. 18 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R V1.S1.M2

D (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	3,49	871456,074	0,013	786	27,84	115	142,84
300	2,42	726213,395	0,012	786	10,33	115	125,33
350	1,78	622468,624	0,012	786	4,78	115	119,78
400	1,36	544660,046	0,012	786	2,45	115	117,45
450	1,08	484142,263	0,011	786	1,25	115	116,25
500	0,87	435728,037	0,011	786	0,74	115	115,74
600	0,61	363106,697	0,011	786	0,29	115	115,29

Tableau IV. 19 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-R V1.S1.M2

D'intérieur (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)
250	786	11542,36	9,37	142,84	292,41	2134593,59	2710933,86	850074,038
300	786	12336,05	9,37	125,33	256,56	1872859,96	2378532,15	908527,878
350	786	13521,23	9,37	119,78	245,19	1789920,49	2273199,02	995814,251
400	786	14910,06	9,37	117,45	240,43	1755135,5	2229022,09	1098099,08
450	786	15982,11	9,37	116,25	237,96	1737139,25	2206166,85	1177053,63
500	786	17885,15	9,37	115,74	236,92	1729509,06	2196476,51	1317209,1
600	786	22831,78	9,37	115,29	236,02	1722928,34	2188119	1681519,5

Tableau IV. 20 : Bilan pour le tronçon SP2-R V1.S1.M2

Dextérieur (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
250	2710933,86	850074,038	3561007,9
300	2378532,15	908527,878	3287060,03
350	2273199,02	995814,251	3269013,28
400	2229022,09	1098099,08	3327121,17
450	2206166,85	1177053,63	3383220,48
500	2196476,51	1317209,1	3513685,61
600	2188119	1681519,5	3869638,5

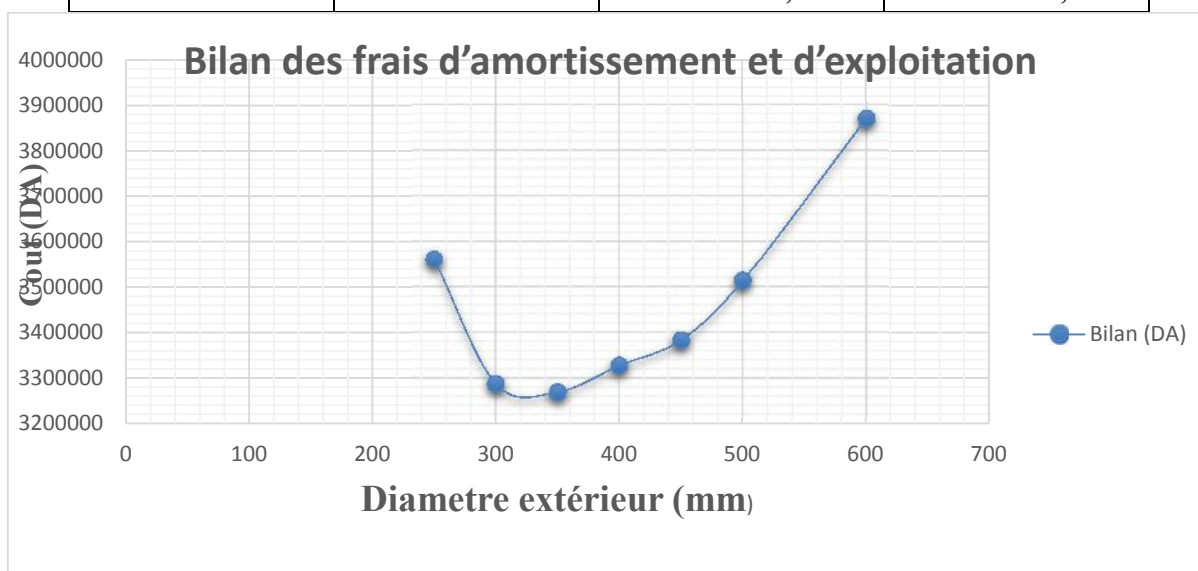


Figure IV.14 : Bilan total du tronçon SP2 R en fonte à la cote 125m variante 1

Nous allons prendre un diamètre de 350 mm offrant une vitesse de 1.78 m/s.

IV.9.1.3.2. Sous variante 2 : SP2 à la cote 145m

Dans ce cas, les caractéristiques de la conduite ne changent pas, à part la longueur qui devient 705 m.

a) Micro variante 1 : conduite en PEHD

les résultats sont témoignés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.21 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R V1.S2.M1

D _{extérieur} (mm)	épaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	Longueur (m)	Δ HT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	14,6	130,8	12,73	1665627,05	0,0106	705	519,42	95	614,42
200	18,2	163,6	8,14	1331687,15	0,0111	705	177,69	95	272,69
250	22,7	204,6	5,20	1064829,02	0,0115	705	60,17	95	155,18
315	28,6	257,8	3,28	845089,288	0,0119	705	19,61	95	114,61
400	36,3	327,4	2,03	665436,831	0,0125	705	6,23	95	101,23
500	45,4	409,2	1,30	532414,512	0,013	705	2,13	95	97,13
630	57,2	515,6	0,82	422544,644	0,0136	705	0,7	95	95,7

Tableau IV.22 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-R V1.S2.M1

D _{intérieur} (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Annuité (%)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)
160	705	1786,51	9,37	614,42	1257,76	9181649,11	38562926,3	118014,171
200	705	2805,48	9,37	272,69	558,21	4074936,71	17114734,2	185325,801
250	705	4340,56	9,37	155,18	317,65	2318878,72	9739290,63	286730,883
315	705	6881,37	9,37	114,61	234,61	1712617,14	7192991,97	454572,98
400	705	11116,05	9,37	101,23	207,23	1512794,82	6353738,25	734309,589
500	705	17335,76	9,37	97,13	198,82	1451402,75	6095891,55	1145174,3
630	705	26341,1	9,37	95,7	195,9	1430099,64	6006418,47	1740053,55

Tableau IV.23 : Bilan pour le tronçon SP2-R V1.S2.M1

D _{extérieur} (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
160	38562926,3	118014,171	38680940,4
200	17114734,2	185325,801	17300060
250	9739290,63	286730,883	10026021,5
315	7192991,97	454572,98	7647564,95
400	6353738,25	734309,589	7088047,84
500	6095891,55	1145174,3	7241065,86
630	6006418,47	1740053,55	7746472,03

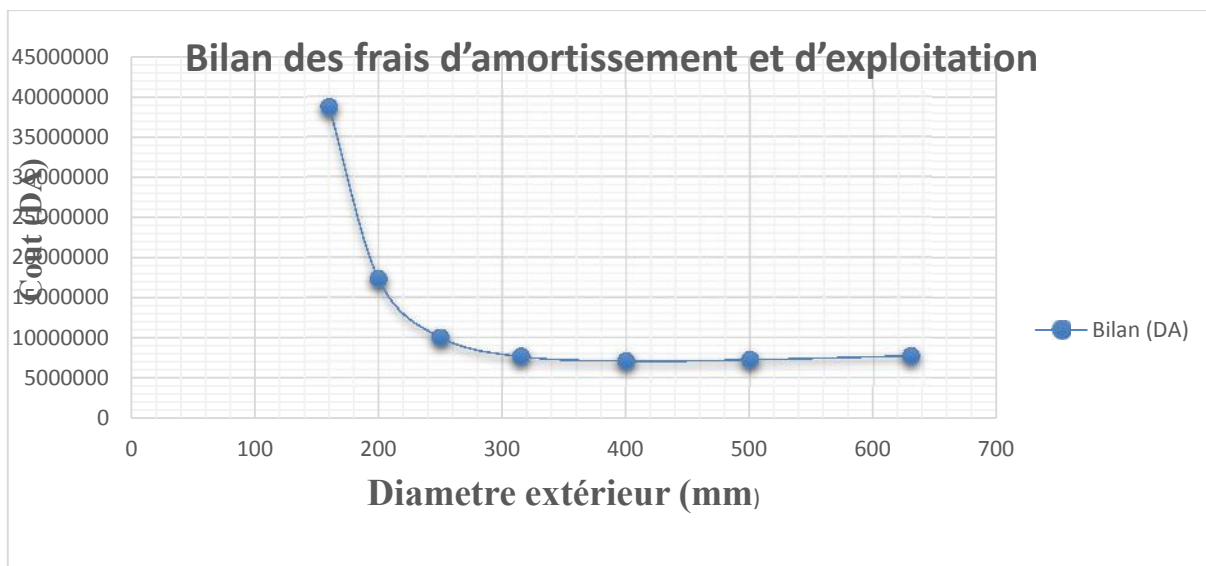


Figure IV.9 : Bilan total du tronçon SP2 R en PEHD à la cote 145m variante 1

Nous allons prendre un diamètre de 400 mm offrant une vitesse de 2.03 m/s.

b) Micro variante 2 : conduite en fonte ductile

Tableau IV.24 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R V1.S2.M2

D (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	3,49	871456,074	0,013	705	24,97	95	119,97
300	2,42	726213,395	0,012	705	9,26	95	104,26
350	1,78	622468,624	0,012	705	4,29	95	99,29
400	1,36	544660,046	0,012	705	2,19	95	97,19
450	1,08	484142,263	0,011	705	1,12	95	96,12
500	0,87	435728,037	0,011	705	0,66	95	95,66
600	0,61	363106,697	0,011	705	0,27	95	95,27

Tableau IV.25 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-R V1.S2.M2

Dintérieur (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexploitation (DA)	Famortissement (DA)
250	11542,36	705	119,97	245,59	1792843,67	2276911,46	762470,988
300	12336,05	705	104,26	213,44	1558082,59	1978764,9	814900,959
350	13521,23	705	99,29	203,25	1483690,32	1884286,71	893192,172
400	14910,06	705	97,19	198,97	1452490,05	1844662,36	984936,199
450	15982,11	705	96,12	196,76	1436348,37	1824162,43	1055754,21
500	17885,15	705	95,66	195,82	1429504,5	1815470,71	1181466,18
600	22831,78	705	95,27	195,01	1423601,94	1807974,47	1508233,14

Tableau IV.26 : Bilan pour le tronçon SP2-R V1.S2.M2

Dextérieur (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
250	2276911,46	762470,988	3039382,45
300	1978764,9	814900,959	2793665,85
350	1884286,71	893192,172	2777478,88
400	1844662,36	984936,199	2829598,56
450	1824162,43	1055754,21	2879916,64
500	1815470,71	1181466,18	2996936,89
600	1807974,47	1508233,14	3316207,61

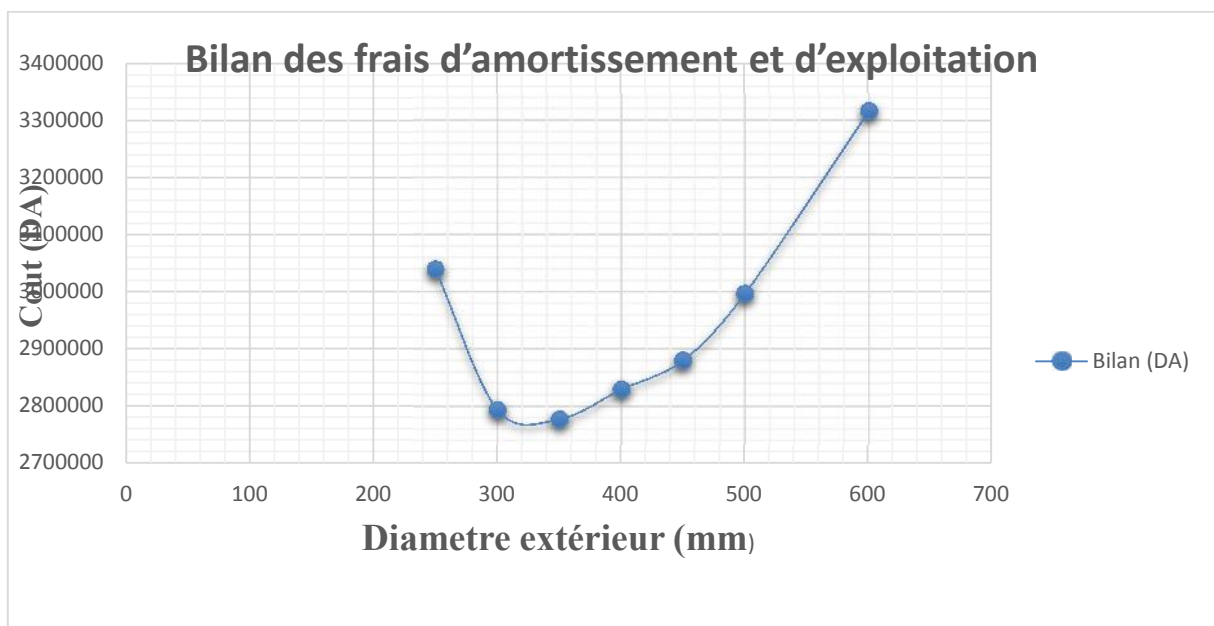


Figure IV.10 : Bilan total du tronçon SP2-R en fonte à la cote 145m variante 1

Nous allons prendre un diamètre de 350 mm offrant une vitesse de 1.78 m/s

Interprétation

Donc pour la première variante, la sous variante retenue est celle en PEHD avec la **SP2** en cote 145m, ayant des diamètres de 400 mm pour les tronçons **SP1-SP2** et **SP2-R** avec des vitesses acceptables de 1.75 m/s et un bilan total **17 935 056,6 DA**.

IV.9.2. variante 2

Dans cette variante nous avons opté de suivre une partie de l'itinéraire proposé en variante 1, jusqu'à la limite ouest du parc animalier, puis suivre un chemin de piste jusqu'au réservoir implanté à la cote 235m et ce sur une distance de 3744m.

IV.9.2.1. Tronçon SP1 - SP2

Le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D_{ec \text{ Bonin}} = 0,414 \text{ m}$$

Le diamètre calculé donné par la formule de BRESS :

$$D_{ec \text{ Bress}} = 0,621 \text{ m}$$

IV.9.2.1. 1. Sous variante 1: SP2 implantée a la cote 140m

a) Micro variante 1 : conduite en PEHD

Tableau IV.27 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M1

D _{extérieur} (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	Longueur (m)	Δ HT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	141	10,96	1545134,88	0,0108	2774	1430,54	65	1495,54
200	176,2	7,02	1236458,67	0,0112	2774	486,81	65	551,81
250	220,4	4,48	988493,732	0,0117	2774	166,07	65	231,07
315	277,6	2,83	784812,747	0,0121	2774	54,18	65	119,18
400	352,6	1,75	617878,668	0,0127	2774	17,2	65	82,2
500	440,6	1,12	494471,218	0,0131	2774	5,82	65	70,82
630	555,2	0,71	392406,373	0,0138	2774	1,93	65	66,93

Tableau IV.28 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M1

D _{intérieur} (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)
160	2774	1209,53	1495,54	3061,46	22348625,3	93864226,1	314385,634
200	2774	1892,38	551,81	1129,59	8245996,06	34633183,5	491874,601
250	2774	2937,81	231,07	473,02	3453048,17	14502802,3	763606,739
315	2774	4684,62	119,18	243,97	1781008,45	7480235,48	1217644,23
400	2774	7516,52	82,2	168,27	1228379,4	5159193,49	1953722,44
500	2774	11724,79	70,82	144,98	1058360,8	4445115,35	3047551,97
630	2774	17729,58	66,93	137,01	1000187,26	4200786,48	4608339,81

Tableau IV.29 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M1

Dextérieur (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
160	93864226,1	314385,634	94178611,7
200	34633183,5	491874,601	35125058,1
250	14502802,3	763606,739	15266409,1
315	7480235,48	1217644,23	8697879,71
400	5159193,49	1953722,44	7112915,93
500	4445115,35	3047551,97	7492667,32
630	4200786,48	4608339,81	8809126,28

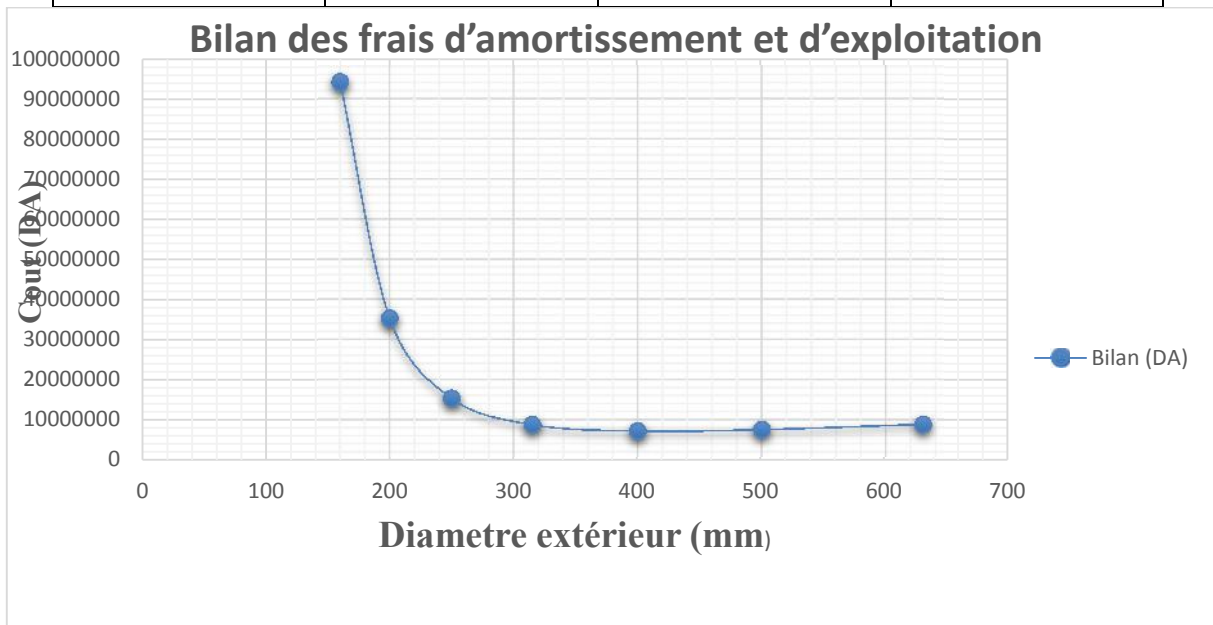


Figure IV.11 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en PEHD à la cote 140m variante 2
 Nous allons prendre un diamètre de 400 mm offrant une vitesse de 1.75 m/s.

b) Micro variante 2: conduite en Fonte ductile

Tableau IV.30 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M2

D (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	3,49	871456,074	0,013	2774	98,2685318	65	163,27
300	2,42	726213,395	0,012	2774	36,4540791	65	101,45
350	1,78	622468,624	0,012	2774	16,8660034	65	81,87
400	1,36	544660,046	0,012	2774	8,65072384	65	73,65
450	1,08	484142,263	0,011	2774	4,4004924	65	69,4
500	0,87	435728,037	0,011	2774	2,59844676	65	67,59
600	0,61	363106,697	0,011	2774	1,04425747	65	66,04

Tableau IV.31 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M2

Dintérieur (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexploitation (DA)	Famortissement (DA)
250	2774	11542,36	163,27	334,22	2439809,36	3098557,89	3000134,07
300	2774	12336,05	101,45	207,68	1516082,8	1925425,15	3206432,99
350	2774	13521,23	81,87	167,58	1223367,66	1553676,93	3514489,48
400	2774	14910,06	73,65	150,77	1100602,32	1397764,95	3875479,45
450	2774	15982,11	69,4	142,07	1037088,83	1317102,82	4154130,76
500	2774	17885,15	67,59	138,38	1010159,9	1282903,07	4648776,15
600	2774	22831,78	66,04	135,19	986934,812	1253407,21	5934523,02

Tableau IV.32 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V2.S1.M2

Dextérieur (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement (DA)	Bilan (DA)
250	3098557,89	3000134,07	6098691,97
300	1925425,15	3206432,99	5131858,14
350	1553676,93	3514489,48	5068166,41
400	1397764,95	3875479,45	5273244,41
450	1317102,82	4154130,76	5471233,58
500	1282903,07	4648776,15	5931679,22
600	1253407,21	5934523,02	7187930,23

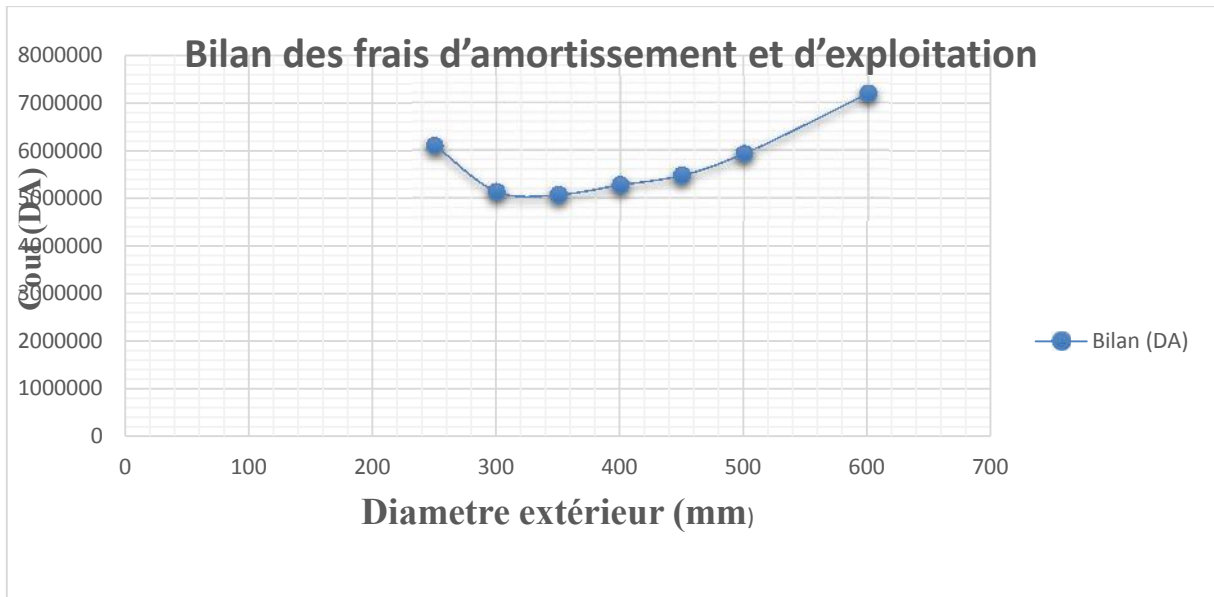


Figure IV.12 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en fonte à la cote 140m variante 2

Nous allons prendre un diamètre de 350 mm offrant une vitesse de 1.78 m/s.

IV.9.2.1. 2. Sous variante 2 : SP2 implantée à la cote 160m

Dans cette sous variante la station de reprise sera implanté à la cote 160 m sur une longueur de 2915.68m de la station de pompage et à 727.48m du réservoir.

a) Micro variante 1 : conduite en PEHD

Les résultats sont consignés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.33 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2 V2.S2.M1

Dext (mm)	e (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	14,6	130,8	12,73	1665627,05	0,0106	2915,68	2148,19	85	2233,19
200	18,2	163,6	8,14	1331687,15	0,0111	2915,68	734,87	85	819,87
250	22,7	204,6	5,20	1064829,02	0,0115	2915,68	248,87	85	333,87
315	28,6	257,8	3,28	845089,288	0,0119	2915,68	81,08	85	166,08
400	36,3	327,4	2,03	665436,831	0,0125	2915,68	25,78	85	110,78
500	45,4	409,2	1,30	532414,512	0,013	2915,68	8,79	85	93,79
630	57,2	515,6	0,82	422544,644	0,0136	2915,68	2,89	85	87,89

Tableau IV.34 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2 V2.S2.M1

Dint (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)	Fam (DA)
160	2915,68	1786,51	2233,19	4571,46	33371684,8	140161076	488073,131
200	2915,68	2805,48	819,87	1678,32	12251771	51457438,2	766454,937
250	2915,68	4340,56	333,87	683,45	4989213,34	20954696	1185837,59
315	2915,68	6881,37	166,08	339,98	2481887,41	10423927,1	1879984,89
400	2915,68	11116,05	110,78	226,78	1655479	6953011,81	3036896,15
500	2915,68	17335,76	93,79	191,99	1401578,82	5886631,04	4736116,04
630	2915,68	26341,1	87,89	179,93	1313475,18	5516595,76	7196367,87

Tableau IV.35 : Bilan pour le tronçon SP1-SP2 V2.S2.M1

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
160	140161076	488073,131	140649149
200	51457438,2	766454,937	52223893,2
250	20954696	1185837,59	22140533,6
315	10423927,1	1879984,89	12303912
400	6953011,81	3036896,15	9989907,96
500	5886631,04	4736116,04	10622747,1
630	5516595,76	7196367,87	12712963,6

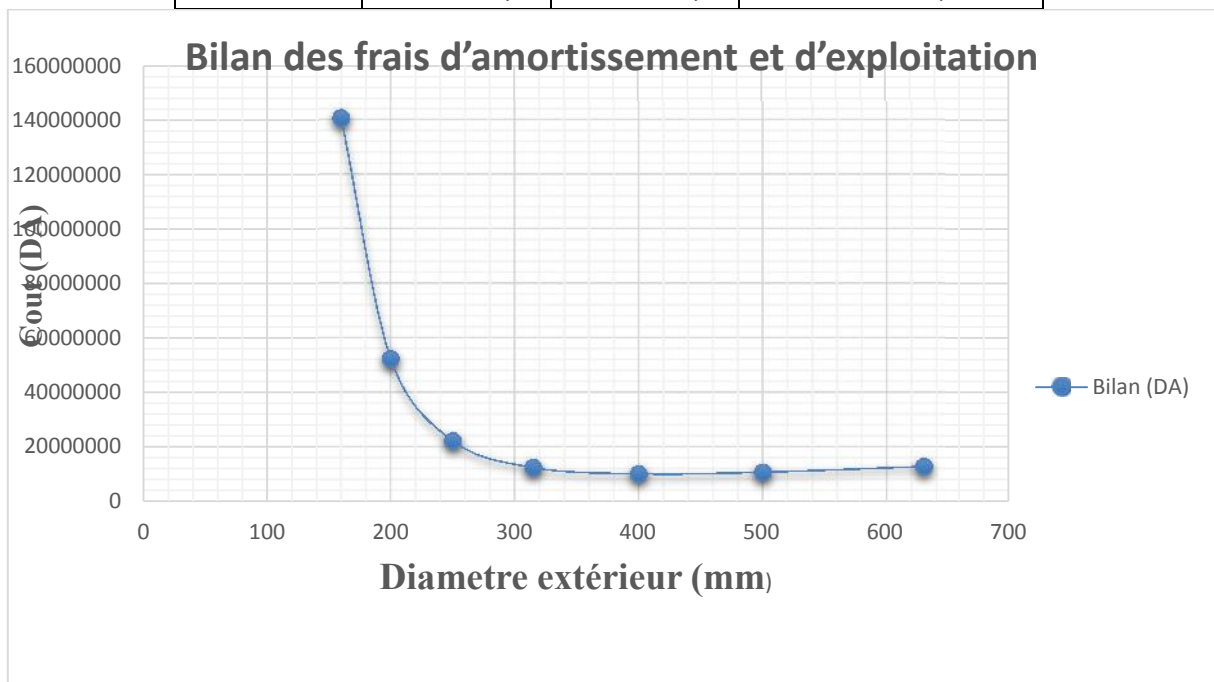


Figure IV.13 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en PEHD à la cote 160m variante 2
 Nous allons prendre un diamètre de 400 mm offrant une vitesse de 1.75 m/s.

b) micro Variante : conduite en Fonte ductile

Tableau IV.36 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-SP2 V2.S2.M2

Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	3,49	871456,074	0,015	2915,68	119,18	85	204,18
300	2,42	726213,395	0,014	2915,68	44,7	85	129,7
350	1,78	622468,624	0,014	2915,68	20,68	85	105,68
400	1,36	544660,046	0,013	2915,68	9,85	85	94,85
450	1,08	484142,263	0,013	2915,68	5,46	85	90,47
500	0,87	435728,037	0,012	2915,68	2,98	85	87,98
600	0,61	363106,697	0,012	2915,68	1,19	85	86,19

Tableau IV.37 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-SP2 V2.S2.M2

Dint (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)	Fam (DA)
250	2915,68	11542,36	204,18	417,96	3051140,22	3874948,08	3153363,7
300	2915,68	12336,05	129,7	265,51	1938205,68	2461521,21	3370199,19
350	2915,68	13521,23	105,68	216,34	1579262,77	2005663,72	3693989,44
400	2915,68	14910,06	94,85	194,16	1417398,47	1800096,06	4073416,7
450	2915,68	15982,11	90,47	185,19	1351884,98	1716893,93	4366299,92
500	2915,68	17885,15	87,98	180,09	1314724,14	1669699,66	4886208,96
600	2915,68	22831,78	86,19	176,45	1288093,65	1635878,93	6237624,4

Tableau IV.38 : Bilan pour le tronçon SP2-SP2 V2.S2.M2

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
250	3874948,08	3153363,7	7028311,78
300	2461521,21	3370199,19	5831720,4
350	2005663,72	3693989,44	5699653,16
400	1800096,06	4073416,7	5873512,76
450	1716893,93	4366299,92	6083193,85
500	1669699,66	4886208,96	6555908,62
600	1635878,93	6237624,4	7873503,33

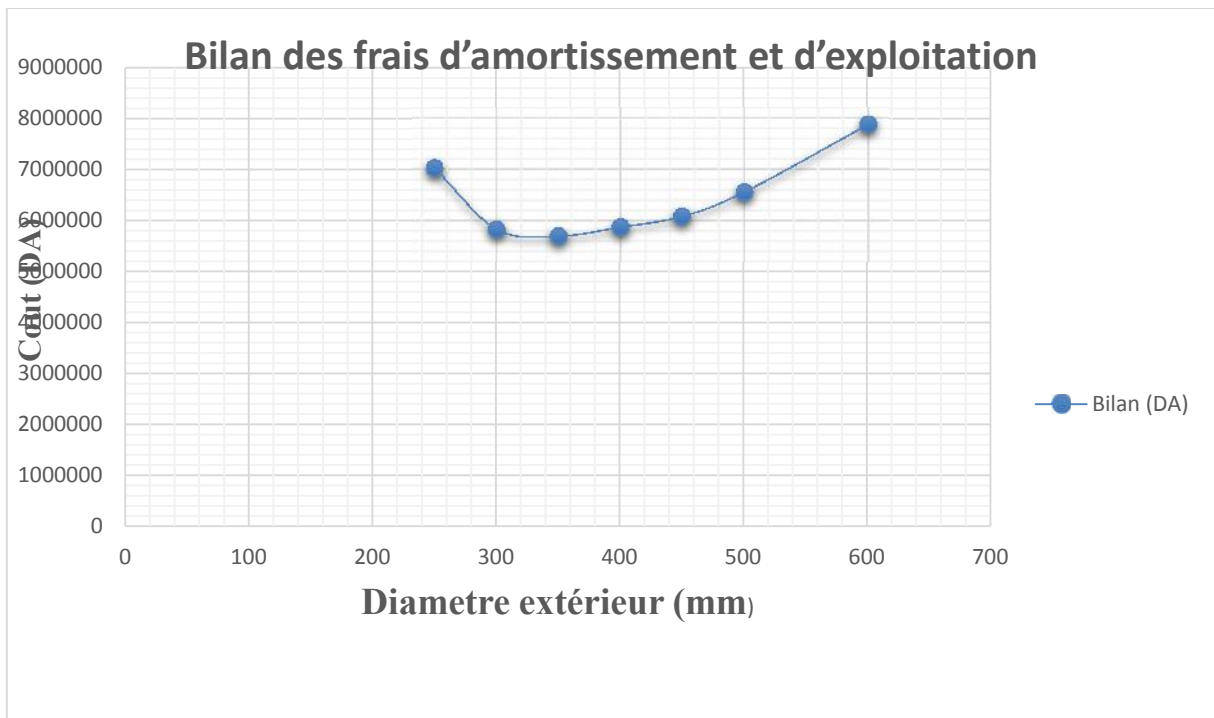


Figure IV.14 : Bilan total du tronçon SP1 SP2 en fonte a la cote 160m variante 2

Nous allons prendre un diamètre de 350 mm offrant une vitesse de 1.78 m/s.

IV.9.2.2. Tronçon SP2 R

Le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D_{ec \text{ Bonin}} = 0,414 \text{ m}$$

Le diamètre calculé donné par la formule de BRESS :

$$D_{ec \text{ Bress}} = 0,621 \text{ m}$$

IV.9.2.2.1. Sous variante 1 : SP2 implanté à la cote 140m

a) Micro variante 1 : conduite en PEHD

Les résultats sont consignés dans les tableaux ci-après :

Tableau IV. 39 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R V2.S1.M1

D_{extérieur} (mm)	épaisseur (mm)	D_{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ colebrook	Longueur (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	14,6	145,4	10,30	1498289,45	0,0137	970	544,11	100	644,11
200	18,2	181,8	6,59	1198301,9	0,0142	970	184,55	100	284,55
250	22,7	227,3	4,22	958430,647	0,0147	970	62,53	100	162,53
315	28,6	286,4	2,66	760653,932	0,0154	970	20,63	100	120,63
400	36,3	363,7	1,65	598986,214	0,016	970	6,49	100	106,49
500	45,4	454,6	1,05	479215,324	0,0164	970	2,18	100	102,18
630	57,2	572,8	0,66	380326,966	0,0172	970	0,72	100	100,72

Tableau IV. 40: Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-R V2.S1.M1

D_{intérieur} (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F_{exploitation} (DA)	F_{amortissement} (DA)
160	970	1786,51	644,11	1318,45	9624672,36	40423623,9	162374,107
200	970	2805,48	284,55	582,45	4251875,12	17857875,5	254987,272
250	970	4340,56	162,53	332,69	2428668,58	10200408	394509,158
315	970	6881,37	120,63	246,92	1802492,43	7570468,23	625440,838
400	970	11116,05	106,49	217,98	1591231,86	6683173,83	1010326,67
500	970	17335,76	102,18	209,16	1526843,33	6412741,97	1575629,89
630	970	26341,1	100,72	206,17	1505024,27	6321101,93	2394116,24

Tableau IV. 41 : Bilan pour le tronçon SP2-R V2.S1.M1

D _{extérieur} (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
160	40423623,9	162374,107	40585998
200	17857875,5	254987,272	18112862,8
250	10200408	394509,158	10594917,2
315	7570468,23	625440,838	8195909,06
400	6683173,83	1010326,67	7693500,49
500	6412741,97	1575629,89	7988371,86
630	6321101,93	2394116,24	8715218,16

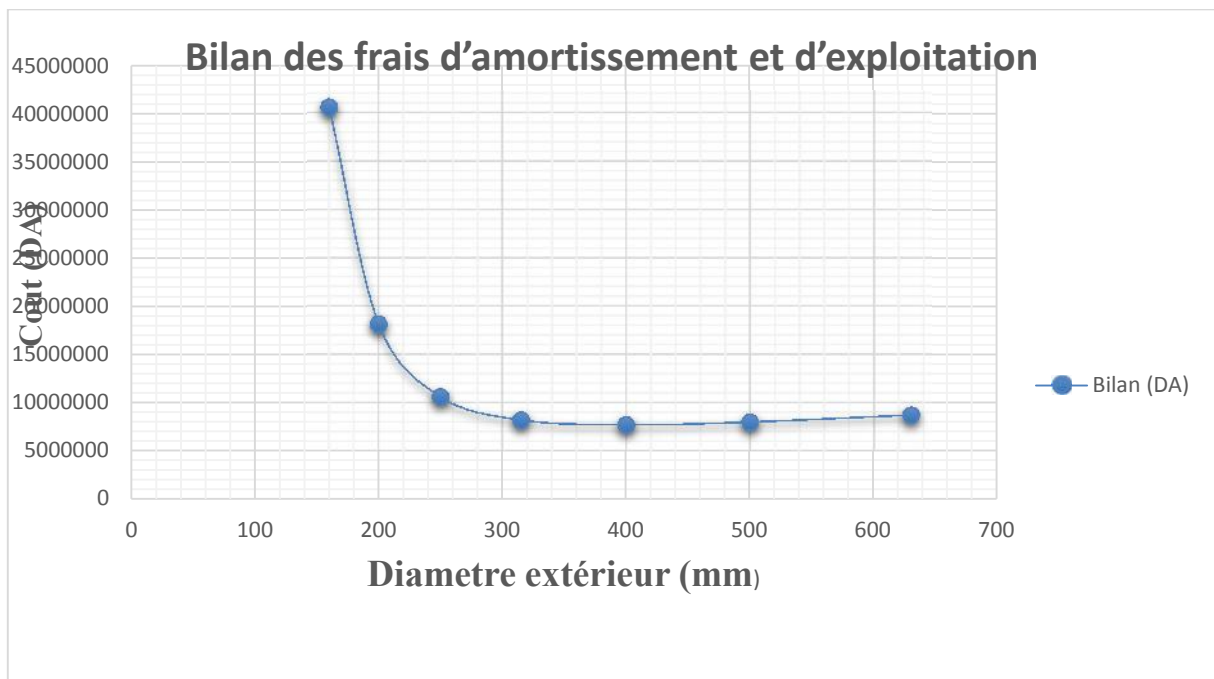


Figure IV.15 : Bilan total du tronçon SP2-R en PEHD à la cote 140m variante 2

Nous allons prendre un diamètre de 400 mm offrant une vitesse de 1.65 m/s.

b) Micro variante 2 : conduite en Fonte ductile

Tableau IV.42 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R V2.S1.M2

D (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	ΔH (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	3,49	160300,859	0,015	970	39,64	100	139,64
300	2,42	128240,687	0,014	970	14,87	100	114,87
350	1,78	106867,239	0,014	970	6,88	100	106,88
400	1,36	80150,4293	0,013	970	3,28	100	103,28
450	1,08	64120,3435	0,013	970	1,82	100	101,82
500	0,87	53433,6196	0,012	970	0,99	100	100,99
600	0,61	45800,2453	0,012	970	0,40	100	100,40

Tableau IV.43 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-R V2.S1.M2

Dintérieur (mm)	Longueur (m)	Prix du ml (DA)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Famortissement (DA)	Fexploitation (DA)
250	970	11542,36	139,64	285,84	2086652,55	1049073,56	2650048,74
300	970	12336,05	114,87	235,13	1716461,98	1121211,25	2179906,72
350	970	13521,23	106,88	218,78	1597068,37	1228931,07	2028276,82
400	970	14910,06	103,28	211,40	1543228,15	1355160,44	1959899,75
450	970	15982,11	101,82	208,42	1521436,68	1452598	1932224,58
500	970	17885,15	100,99	206,72	1509076,03	1625563,4	1916526,56
600	970	22831,78	100,40	205,51	1500218,05	2075157,65	1905276,92

Tableau IV.44 : Bilan pour le tronçon SP2-R V2.S1.M2

Dextérieur (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
250	2650048,74	1049073,56	3699122,3
300	2179906,72	1121211,25	3301117,96
350	2028276,82	1228931,07	3257207,9
400	1959899,75	1355160,44	3315060,19
450	1932224,58	1452598	3384822,58
500	1916526,56	1625563,4	3542089,96
600	1905276,92	2075157,65	3980434,57

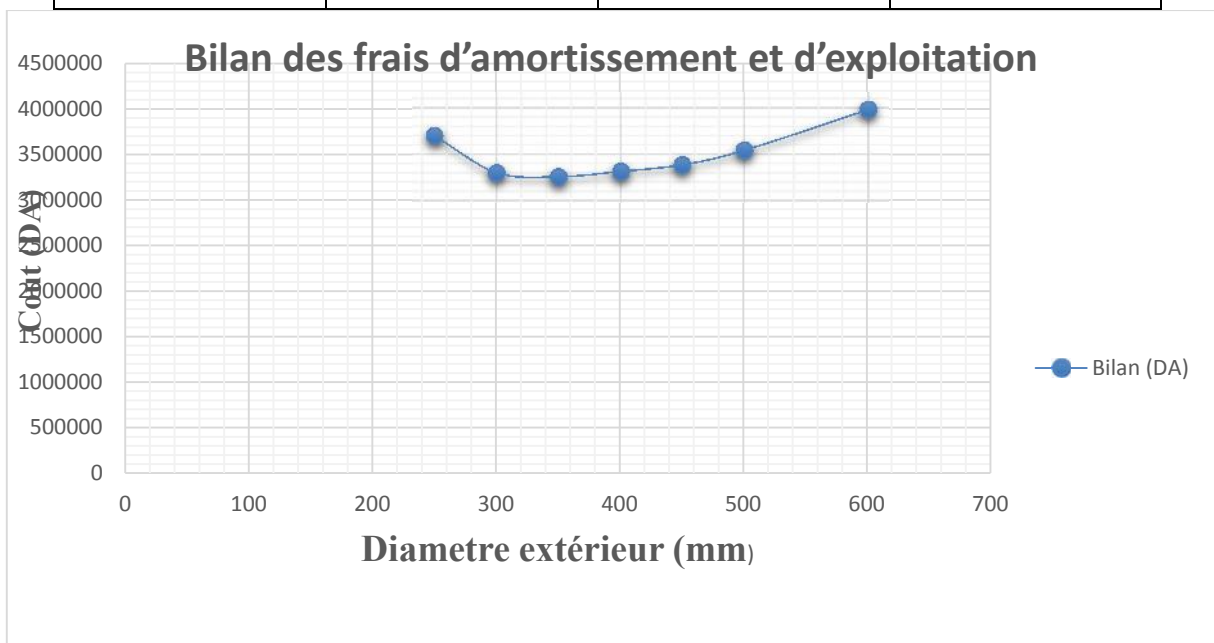


Figure IV.16 : Bilan total du tronçon SP2 R en fonte à la cote 140m variante 2

Nous allons prendre un diamètre de 350 mm offrant une vitesse de 1.78 m/s

IV.9.2.2.2. Sous variante 2 : SP2 implantée à la cote 160m

La station de reprise sera implantée à la cote 160m et distant de 727.48m du réservoir du pôle universitaire.

a) Micro variante 1 : conduite en PEHD

Les résultats sont consignés dans le tableau ci-après :

Tableau IV. 45 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R V2.S2.M1

Dext (mm)	e (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	Δ HT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
160	14,6	145,4	10,30	217800,08	0,0153	727,48	455,73	80	535,73
200	18,2	181,8	6,59	178112,065	0,0159	727,48	154,98	80	234,98
250	22,7	227,3	4,22	156850,155	0,0164	727,48	52,32	80	132,32
315	28,6	286,4	2,66	122554,173	0,0172	727,48	17,28	80	97,28
400	36,3	363,7	1,65	97983,41	0,018	727,48	5,48	80	85,48
500	45,4	454,6	1,05	78348,4158	0,0189	727,48	1,88	80	81,88
630	57,2	572,8	0,66	62180,3176	0,0199	727,48	0,62	80	80,62

Tableau IV. 46 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-R V2.S2.M1

Dint (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)	Fam (DA)
160	727,48	1786,51	535,73	1096,60	8005182,72	33621767,4	121777,233
200	727,48	2805,48	234,98	480,98	3511158,19	14746864,4	191235,196
250	727,48	4340,56	132,32	270,85	1977238,35	8304401,07	295873,734
315	727,48	6881,37	97,28	199,12	1453595,36	6105100,53	469067,733
400	727,48	11116,05	85,48	174,96	1277225,48	5364347,02	757724,17
500	727,48	17335,76	81,88	167,61	1223569,54	5138992,06	1181689,93
630	727,48	26341,1	80,62	165,03	1204747,82	5059940,83	1795537,82

Tableau IV. 47 : Bilan pour le tronçon SP2-RV2.S2.M1

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
160	33621767,4	121777,233	33743544,7
200	14746864,4	191235,196	14938099,6
250	8304401,07	295873,734	8600274,8
315	6105100,53	469067,733	6574168,26
400	5364347,02	757724,17	6122071,19
500	5138992,06	1181689,93	6320681,99
630	5059940,83	1795537,82	6855478,65

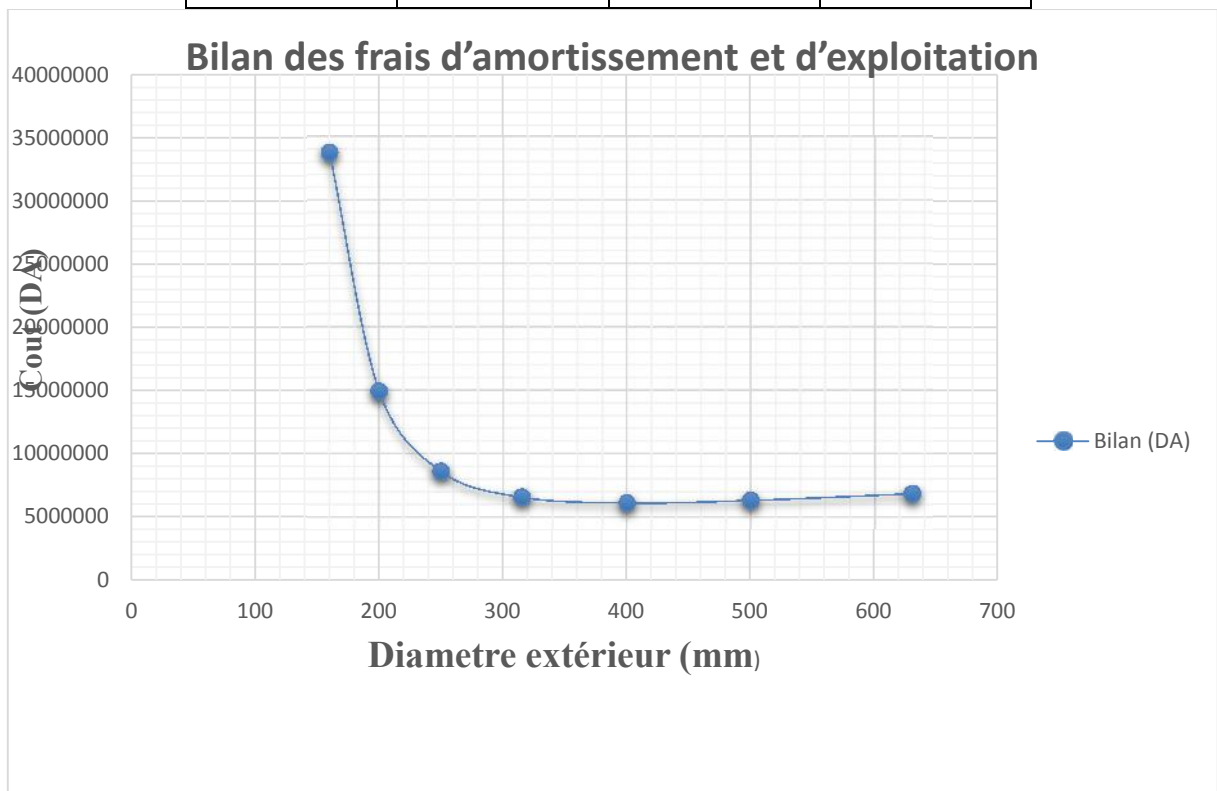


Figure IV.17 : Bilan total du tronçon SP2-R en PEHD à la cote 160m variante 2

Nous allons prendre un diamètre de 400 mm offrant une vitesse de 1.65 m/s.

b) Micro variante 2 : conduite en fonte ductile

Les résultats sont dans les tableaux ci-après :

Tableau IV.48 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R V2.S2.M2

Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	3,49	160300,859	0,015	727,48	29,73	80	109,73
300	2,42	128240,687	0,014	727,48	11,15	80	91,15
350	1,78	106867,239	0,014	727,48	5,16	80	85,16
400	1,36	80150,4293	0,013	727,48	2,46	80	82,46
450	1,08	64120,3435	0,013	727,48	1,36	80	81,36
500	0,87	53433,6196	0,012	727,48	0,74	80	80,74
600	0,61	45800,2453	0,012	727,48	0,30	80	80,30

Tableau IV.49 : Frais d'investissement et d'exploitation pour le tronçon SP2-R V2.S2.M2

Dint (mm)	L(m)	Prix du ml (DA)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)	Fam (DA)
250	727,48	11542,36	109,73	224,62	1639690,52	2082406,96	1049073,56
300	727,48	12336,05	91,15	186,58	1362055,22	1729810,13	1121211,25
350	727,48	13521,23	85,16	174,32	1272512,47	1616090,84	1228931,07
400	727,48	14910,06	82,46	168,79	1232133,42	1564809,44	1355160,44
450	727,48	15982,11	81,36	166,55	1215790,27	1544053,64	1452598
500	727,48	17885,15	80,74	165,28	1206520,04	1532280,45	1625563,4
600	727,48	22831,78	80,30	164,37	1199876,73	1523843,45	2075157,65

Tableau IV.50 : Bilan pour le tronçon SP2-R V2.S2.M2

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
250	2082406,96	455498,833	3131480,52
300	1729810,13	534154,965	2851021,38
350	1616090,84	581734,73	2845021,91
400	1564809,44	703672,831	2919969,89
450	1544053,64	786783,538	2996651,64
500	1532280,45	840885,319	3157843,85
600	1523843,45	921672,966	3599001,1

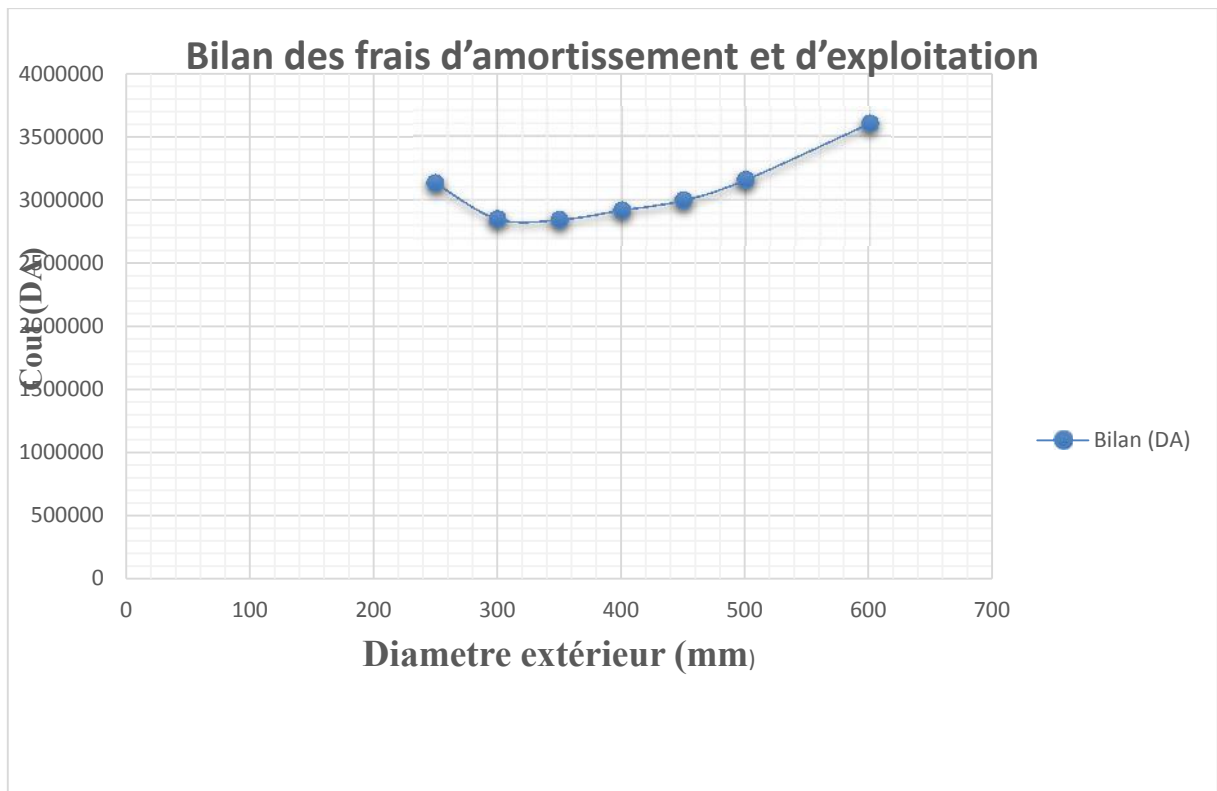


Figure IV.18 : Bilan total du tronçon SP2-R en fonte à la cote 160m variante 2
Nous allons prendre un diamètre de 350 mm offrant une vitesse de 1.78 m/s.

IV.9.2.3. Comparaison entre les sous variantes de la variante 2

Les bilans finaux de toutes les sous-variantes de la deuxième variante se trouvent dans le tableau ci-après :

Tableau IV.51 : Comparaison entre les sous variantes de la variante 2

Sous variante	Bilan (DA)
SP2 a la cote 140 m en PEHD	14 806416.4
SP2 a la cote 140 m en Fonte ductile	8 325 374.31
SP2 a la cote 160 m en PEHD	16 111 979.2
SP2 a la cote 160 m en Fonte ductile	8 544 675.07

Interprétation

Donc pour la deuxième variante, la sous variante retenue est celle en fonte ductile avec **SP2** en cote 140m, ayant des diamètres de 350 mm pour les tronçon **SP1-SP2** et **SP2-R** avec des vitesses acceptables de 1.75 et 1.78 m/s respectivement ainsi qu'un bilan total de **8 325 374.31 DA**

IV.9.3. Variante 3

Cette variante est à écarter bien qu'elle soit la plus courte possible et ce parce que son tracé ne correspond pas aux critères de choix d'un tracé d'une conduite d'alimentation en eau potable. En effet le terrain y est fortement accidenté en plus d'être doté d'un fort couvert végétal

IV.9.4. Comparaison entre les variantes retenues

Tableau IV.52 : Comparaison entre les variantes retenues :

Variante	Bilan (DA)
Variante 1 avec SP2 à la cote 145m en PEHD	17 935 056,6
Variante 2 avec SP2 à la cote 140m en fonte ductile	8 325 374.31

Interprétation

La variante retenue est donc la deuxième variante qui suit une partie de la RN 43 pour prendre un chemin de piste pour atteindre la station de reprise **SP2** sur une distance de 2774 m puis continuer vers le réservoir placé a la cote 235m sur une distance de 970m et ce avec des conduites en fonte ductile de 350 mm de diamètre.

IV.10. Eventualité de dédoublement de la conduite

Il serait judicieux d'étudier la variante de dédoublement de la conduite, et ce, en vue de sécuriser le réseau en cas de panne ou de cassure dans la conduite principale et d'assurer un débit minimum aux agglomérations concernées, néanmoins pour le projet d'adduction de la nouvelle ville de TIMIZERT et du nouveau pôle universitaire à partir de la station de traitement de KISSIR, la variante de dédoublement ne peut être prise en considération pour les raisons suivantes :

- Le tracé de l'adduction passe à proximité de la ville ce qui rend immédiate l'opération de réparation en cas de panne
- Le coût onéreux qu'offre la variante de dédoublement, en effet les prix du ML des conduites en fonte ne varient pas beaucoup d'un diamètre à un autre par contre le creusement de deux tranchées sur toute la longueur du projet vas nous amener à des coûts exorbitants.
- L'inexistence d'un diamètre inférieur a 100 mm en fonte chez le constructeur que nous avons choisi, en effet le tronçon R1-R est dimensionné avec un DN 350 mm, or lors du dédoublement, nous allons prendre deux conduites de DN 100 mm ce qui ne serait pas en notre faveur vu que le cout vas être doublé aussi.

- La rapidité d'intervention des agents habilités en cas de panne de la conduite
- Conduite de courte longueur ce qui rend facile la détection de panne surtout avec le développement technologique et l'avancée de la science notamment dans le domaine de la détection des fuites.

Conclusion

L'analyse des résultats de l'étude d'adduction effectuée sur la région de TIMIZERT 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 : la deuxième variante en fonte ductile a été adoptée, elle prend en compte deux tronçons SP1-SP1 et SP2-R ayant des longueurs de 2774 et 970m respectivement et des diamètres de 350mm, tout en ayant des vitesses acceptables et l'ordre de 1.75 et 1.78 m/s respectivement .

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 deux 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.

V.1. 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.



Figure V.1 : Schéma d'une pompe

V.2. 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.

V.2.1. 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 :

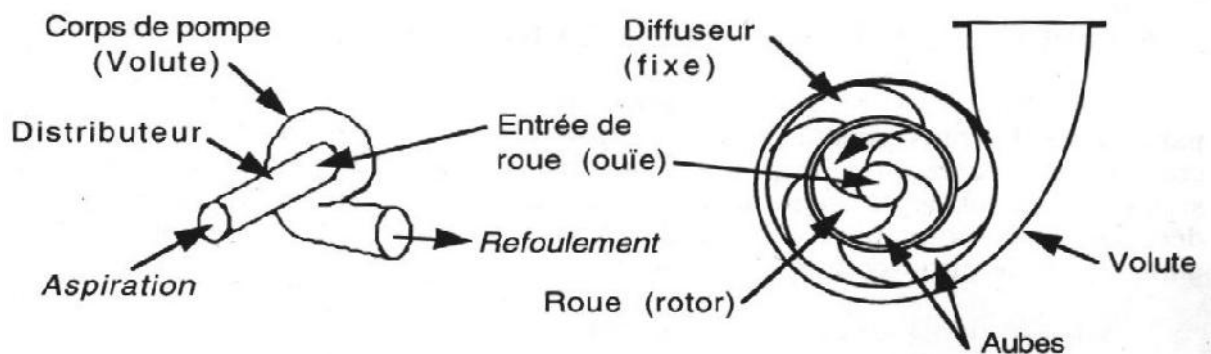


Figure V.2 : Constitution d'une pompe centrifuge.

V.2.2. 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.

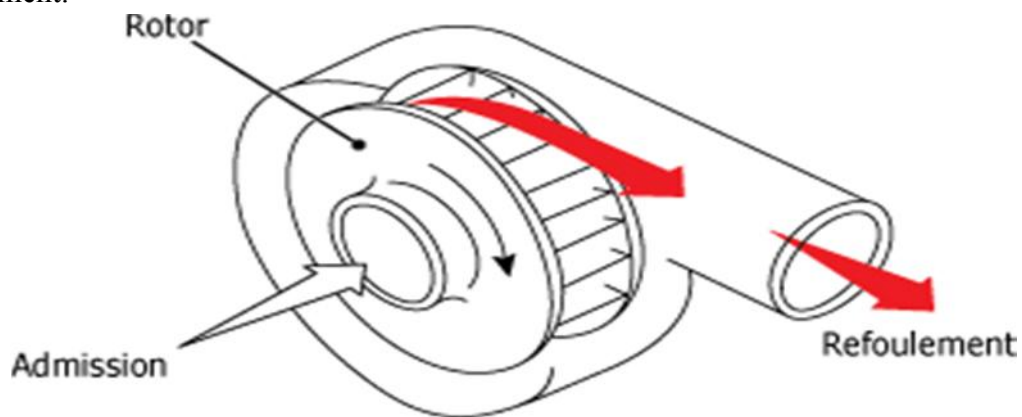


Figure V.3 : Schéma d'une pompe volumétrique

V.2.3. 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 V.4) ;
- Pompe axiale (Figure V.5) ;
- Pompe hélico-centrifuge (Figure V.6).

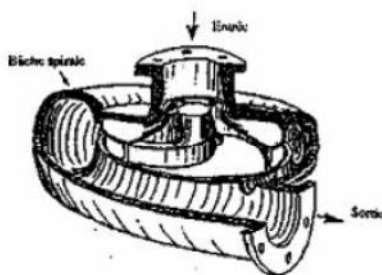


Figure V.4: Pompe centrifuge

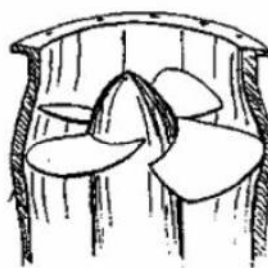


Figure V.5: Pompe axiale

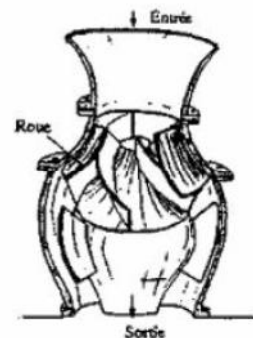


Figure V.6: Pompe hélicocentrifuge

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.

V.3. 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 ;

V.3.1. 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.

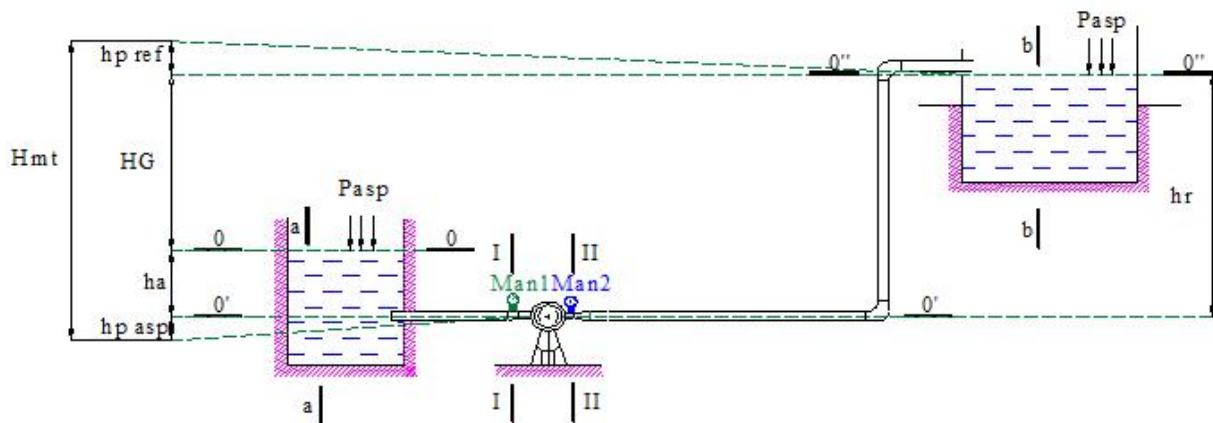


Figure V.7 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge

V.3.2. 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.

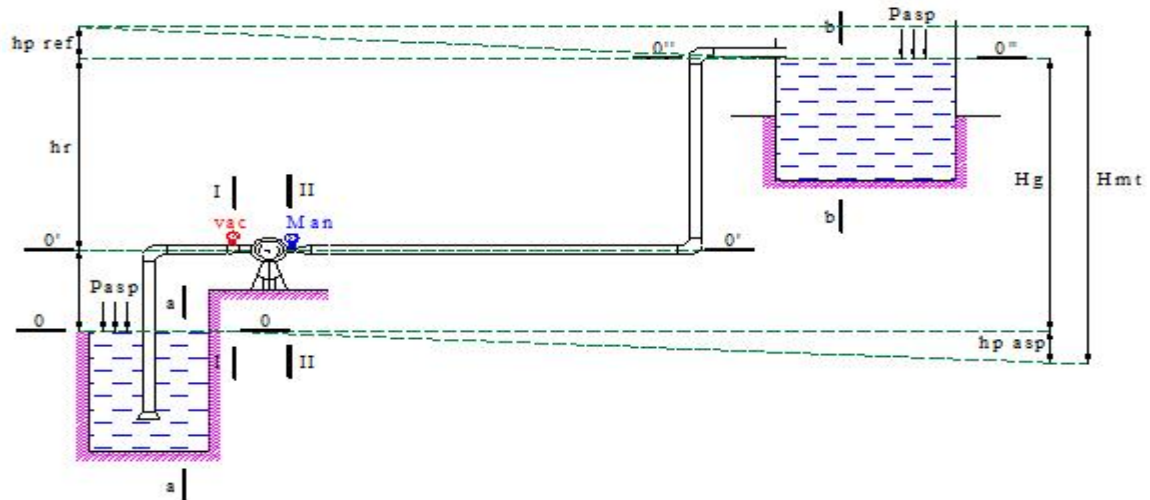


Figure V.8 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration

V.4. 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.
- Anticavitationnelle.
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée (de préférable).

V.5. 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.

V.6. 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.

V.7. 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.

V.7.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas :

- Chaque conduite de refoulement abouti 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.

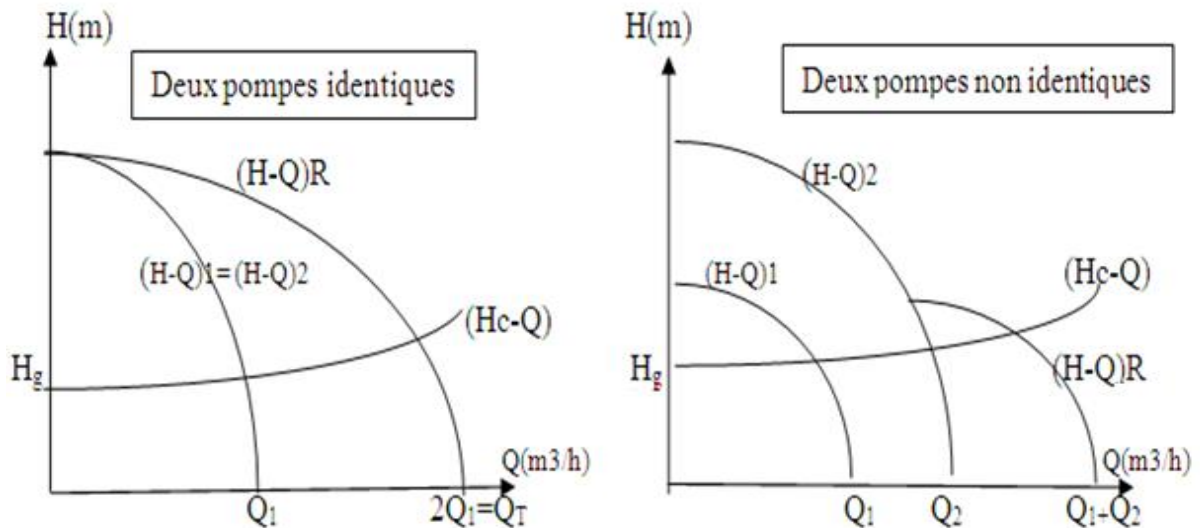


Figure V.9: Couplage de deux pompes en parallèle

V.7.2. 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.

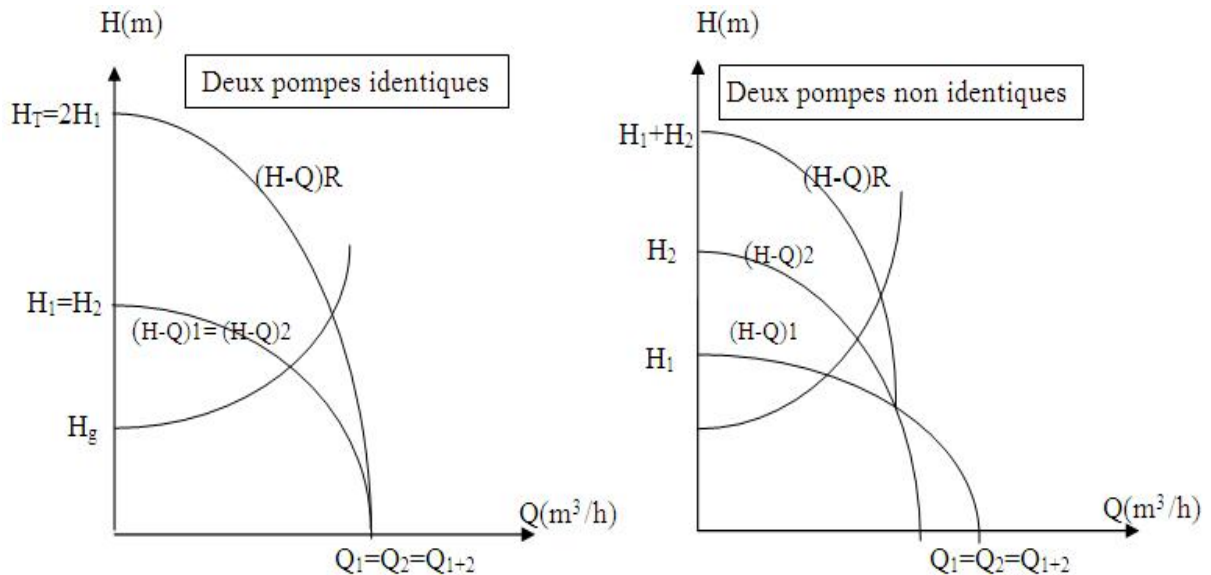


Figure V.10 : Couplage de deux pompes en série.

V.8. Courbes caractéristiques des pompes

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

$[H-Q]$; $[P_{abs}-Q]$; $[\square_p -Q]$; $[(NPSH)_r-Q]$; $[H_c-Q]$.

V.9. 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 :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite ($s^2 \cdot m^{-5}$) elle est donnée par :

$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5) \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

L : Longueur de la conduite(m).

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

D : Diamètre de la conduite(m).

V.10. 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 $[H_c-Q]$ 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.

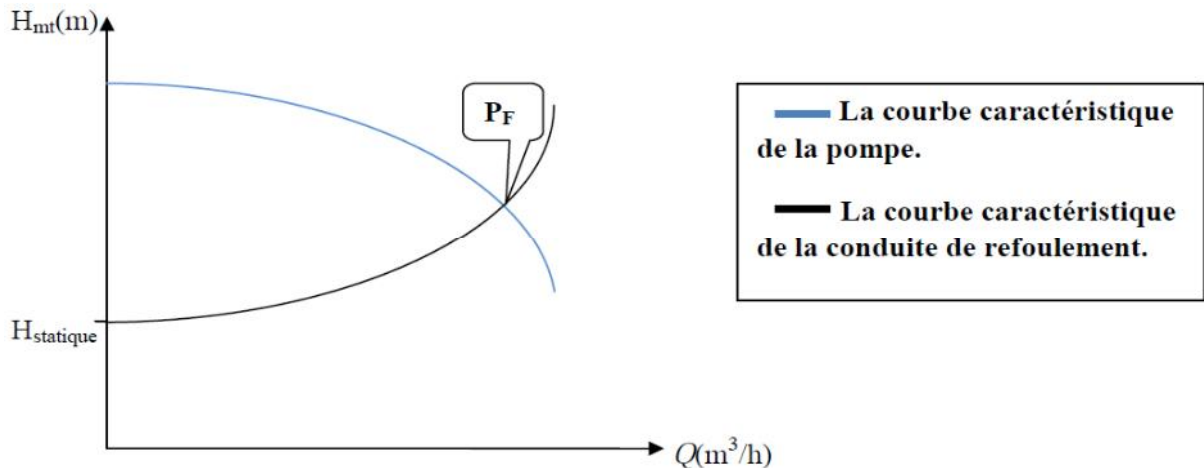


Figure V.11: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

V.11. 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 :

V.11.1. 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 :

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

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.

V.11.2. 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 suivantes :

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.

V.12. 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).

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.
- Éviter de transporter des liquides à des températures trop élevées.
- Éviter 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.

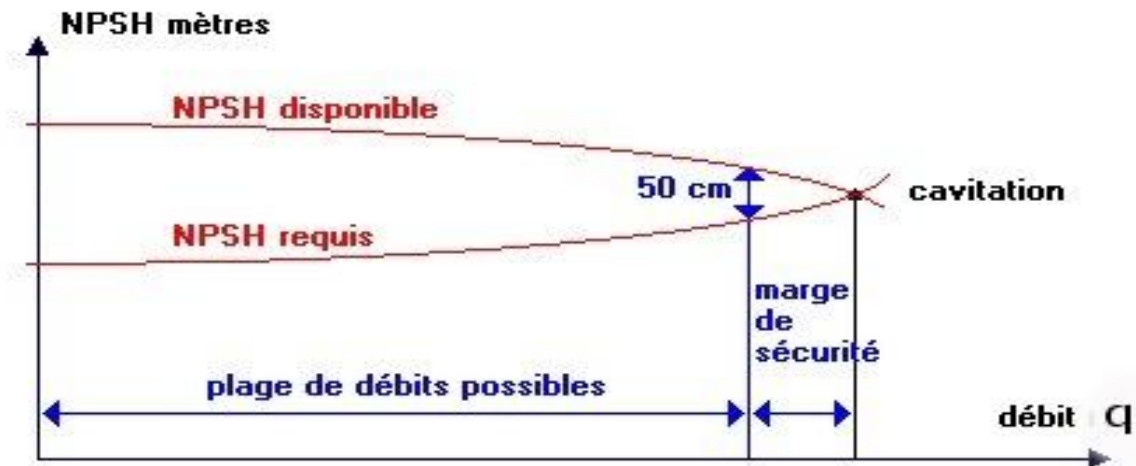


Figure V.12: Graphe représentatif de la plage de fonctionnement

V.13. Calage des pompes Centrifuges

V.13.1. 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 :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{\sigma} - \frac{P_v}{\sigma} - \left(-h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Sigma h_{asp} \right) \dots\dots(V.4)$$

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

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 :

$$\frac{P_{atm}}{\sigma} - \frac{P_v}{\sigma} - \left(-h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Sigma h_{asp} \right) = NPSH_r + S ; \dots\dots(V.6)$$

$$h_{asp}^{adm} = - \frac{P_{atm}}{\sigma} + \frac{P_v}{\sigma} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Sigma h_{asp} + NPSH_r + S ; \dots\dots(V.7)$$

V.13.2. Côte de la pompe

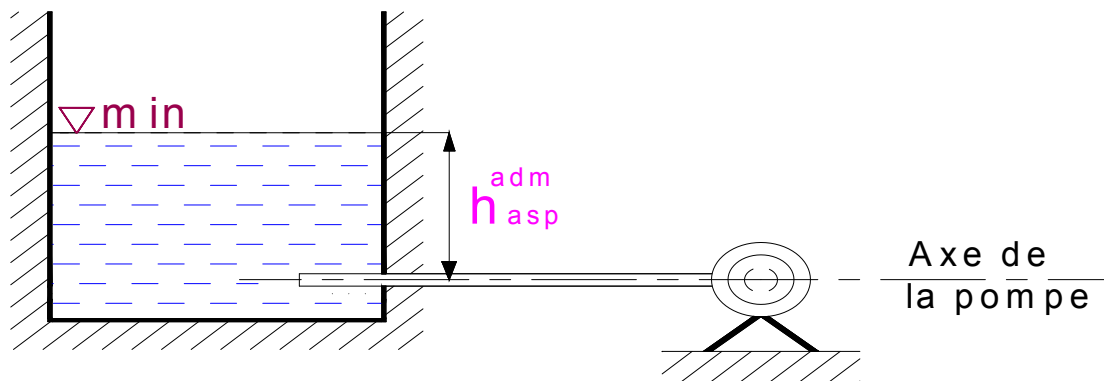


Figure V.13 : Calage de la pompe en charge.

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

r : Réserve de sécurité = (0.1÷0.3) m

V.13.3. Installation en aspiration

Pour une installation en aspiration le NPSH_d est donné par :

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

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{\varrho} - \frac{P_v}{\varrho} - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} - \Sigma h_{asp} - NPSH_{r-s} ; \quad \dots\dots(V.9)$$

V.13.4. Côte de la pompe

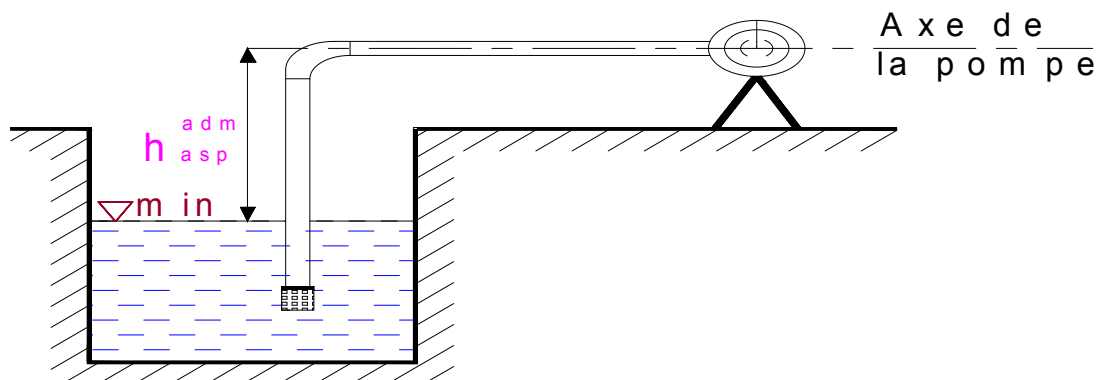


Figure V.14 : Calage de la pompe en aspiration.

$$\nabla_{\text{axe de la pompe}} = \nabla_{\text{min}} + h_{asp}^{adm} - r \quad \dots\dots(V.10)$$

Avec :

P_{atm} : pression atmosphérique ;

P_v : Tension de vapeur saturée ;

$h_{\text{asp}}^{\text{adm}}$: 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.

V.14. Moteur d'entraînement

V.14.1. 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.

V.14.2. 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 mécanique en énergie électrique.

V.14.3. Choix du moteur

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

V.14.4. Critères de choix du moteur

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

V.14.5. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

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

V.14.6. 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 absorbée par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\rho \times Q_a \times HMT \times K}{\eta_p \times \eta_{acc} \times \eta_m} \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

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

Q_a : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

η_p : rendement de la pompe

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 100 \%$;

η_m : 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 V.1 :

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	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

V.15. Application à l'adduction de la ville de TIMIZERT

V.15.1. Pour la station SP1

nous allons utiliser la catalogue numérique des pompes appelé **CAPRARI** Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de **171.1 l/s** et une hmt de **81.86 m**.

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

	Débit (l/s)	HMT (m)
Caractéristiques requises	171.1	81.86

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

N	Type de pompe	Q Total (l/s)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs Total (Kw)	(NPSH)r (m)	Nbr D'étage
1	aucune	-	-	-	-	-	-	-
2	PM 150/3A	171.1	79.4	81.9	1450	86.6	3.39	4
3	PM 125 / 5A	171	64.1	81.9	1450	71	4.52	4
4	PM 125 / 4 B	171.2	75.8	81.9	1450	45.3	2.06	4
5	PM 125 / 5D	171.35	75.8	81.9	1450	37.1	1.64	4
6	PM 100 / 2 E	171.12	75.7	81.9	2900	30.2	3.23	2

V.15.1.1. La pompe choisie

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

V.15.1.2. 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.4 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1

Données techniques	Caractéristiques
Q	28.52 l/s
H	81,9 m
n. poles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur	45 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement:	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration :	DN125 (UNI PN25)

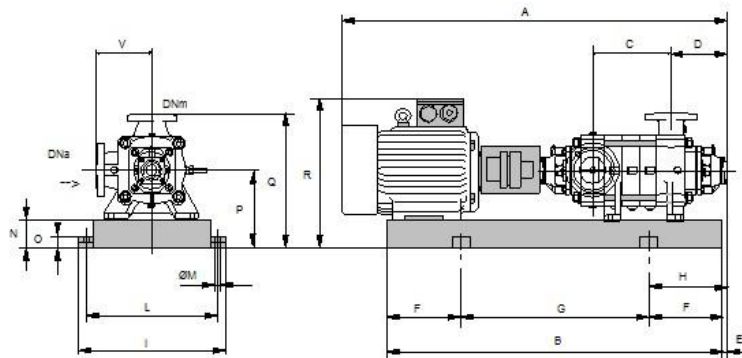


Figure V.15 : Schéma de la pompe PM 100 / 2E

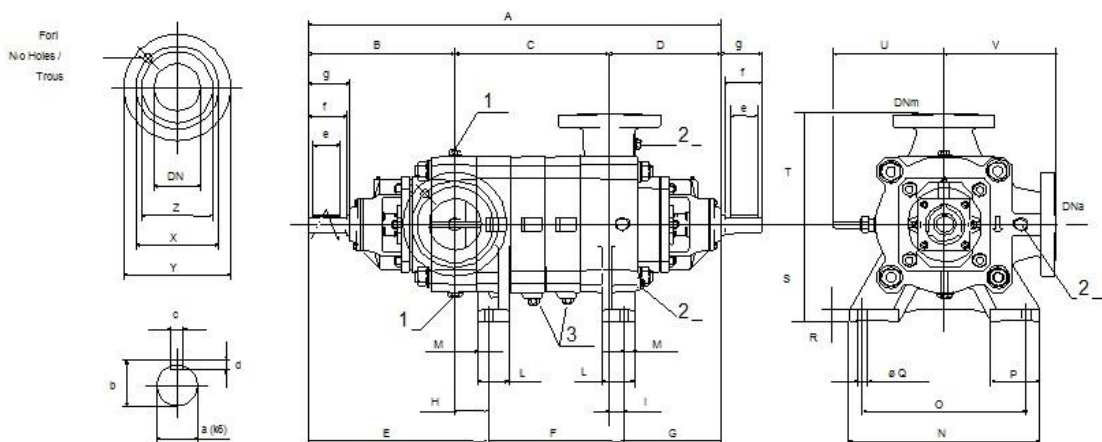


Figure V.16 : Dimensions de la pompe PM 100/ 2E

Tableau V.5 : Dimensions de la pompe choisi pour SP1

Désignation	Dimensions (mm)
A	1724
B	1277
C	170
D	293
E	210
F	200
G	877
H	410
I	600
L	550
M	20
N	120
O	42
P	345
Q	615
R	726
V	270
DNa	125
DNm	100

V.15.1.3. Matériaux de construction**Tableau V.6** : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP1

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

V.15.1.4. Nombre de pompes installées

Pour refouler un débit de 171.1 l/s nous avons utilisé six (06) pompes de type **PM 100 / 2 E** donnant un débit total de 171.12 l/s

V.15.1.5. Courbes caractéristiques des pompes

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

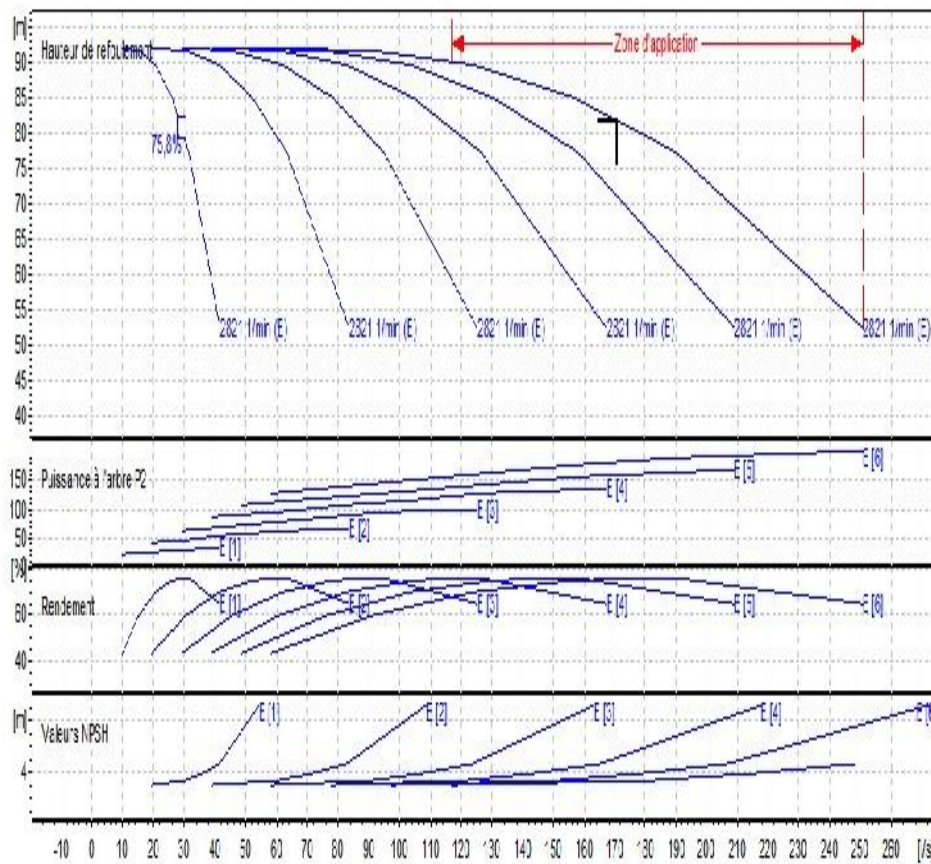


Figure V.17 : Courbes caractéristiques de la pompe PM 100 / 2 E

V.15.1.6. Courbe caractéristique de la conduite

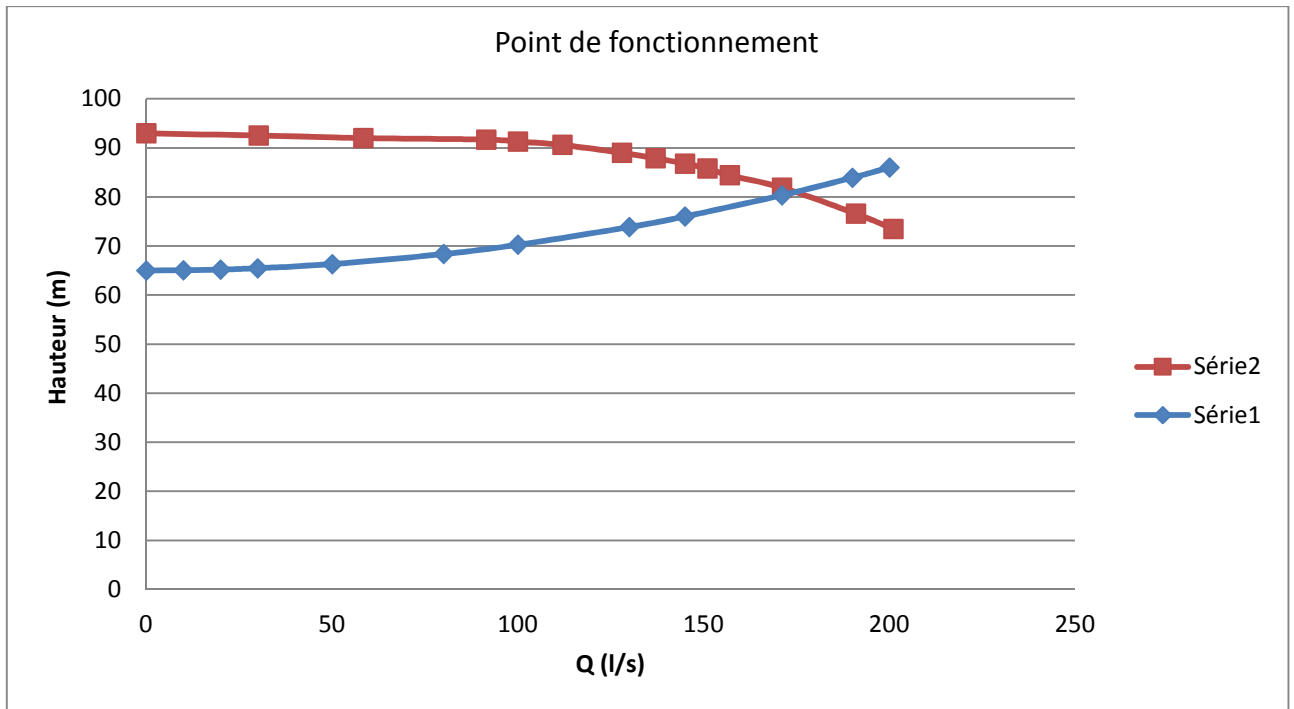


Figure V.18 : Point de fonctionnement de la pompe PM 100 / 2 E

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

$$\begin{cases} Q_B = 0.171 m^3 / s \cong Q_{app} = 0.171 m^3 / s \\ H_B = 81.82 m = H_{app} = 81.86 m \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.15.1.7. Dimensionnement des équipements des pompes

Le nombre des collecteurs d'aspiration = nombre de pompes pour notre cas nous avons Six **(06)** 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.

$$Da = (1,2-1,5) da \dots \dots (V.10)$$

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 :

$$Da = 1,5 * 125 = 187.5 mm.$$

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 :

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

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

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

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,171}{\pi \cdot 0,2^2} = 5,45 \text{ m/s}$$

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

Dans notre cas nous avons $250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$ nous devons donc avoir une vitesse entre 1 et 1.5 m/s.

Donc on prend $V_{asp} = 1,45 \text{ m/s}$ et on cherche le diamètre qui correspond à la vitesse :

$$D_a = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V_{asp}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,171}{\pi \cdot 1,45}} = 387 \text{ mm.}$$

Nous le normaliserons à $D_a = 400 \text{ mm}$.

Vérification de la vitesse avec $D_a = 400 \text{ mm}$:

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,171}{\pi \cdot 0,4^2} = 1,36 \text{ m/s}$$

b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

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

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

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

Tableau V.7 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

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

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C

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

$$h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times h_{asp}^{lin}$$

h_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration. En utilisant la formule :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{2 \times g \times D^5} \dots \dots \dots (V.14)$$

Avec :

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

D : diamètre de la conduite d'aspiration (m), Da=200mm

Q : débit refoulé (m³/s)

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.23 m. La station de pompage 1 sera implanté a la cote 75m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 75$$

$$P_{atm} = 10,22 \text{ mce}$$

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

le diamètre de la conduite d'aspiration : Da = 400 mm et la vitesse y sera de :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 1,36 \text{ m/s}.$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{2 \times g \times D^5} \quad h_{asp}^{lin} = 0,028 \text{ m}.$$

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,028 = 0,0308 \text{ m}.$$

$$h_{asp}^{adm} = 10,22 - 0,216 - 0,0308 - \frac{1,36^2}{2 \times 9,81} - 3,23 - 0,5 \quad h_{asp}^{adm} = 6,14 \text{ m} ;$$

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

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)_d = 10,22 - 0,216 - 0,0308 - 0,0942 - 6,14 = 3,73 \text{ m}$$

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 à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$axe = \min + h_{asp}^{adm} - r ;$$

axe : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

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

min : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

$$min = C_p - h + h_{inc} \dots \dots \dots (V.15)$$

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

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

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

Le niveau minimum du plan d'aspiration sera :

$$min = 75 + 0.3 \text{ m.}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$axe = 75.3 + 6.14 - 0,3 = 81.14 \text{ m} \quad axe = 81.14 \text{ m. NGA;}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 81.14 m. pour éviter la cavitation.

V.15.1.7.1. 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 **$y = 0.3 \text{ m}$**

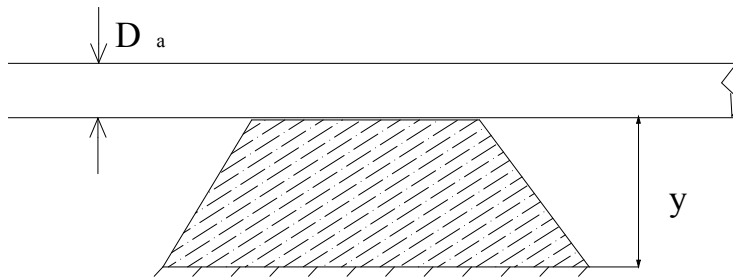


Figure V.19 : Schéma de la butée

b) Longueur du convergent

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

Prenons: $lc = 3.5 (Da - da) = 3.5 * (400 - 125) = 962.5 \text{ mm}$

c) Dimension du trancon

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

Nous aurons :

$$l_{trasp} = 2 * 400 = \text{mm} = 800 \text{ mm}$$

V.15.1.7.2. Equipements en aval

Comme pour l'amont nous aurons :

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

$$l_{tr} = 2 * 350 = \mathbf{700\text{ mm}}$$

$$d_v = 0,25 D_r$$

$$d_v = 0,25 * 350 = \mathbf{87.5\text{ mm}}$$

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

$$l_{div} = 3,5(350 - 100) = \mathbf{875\text{ mm}}$$

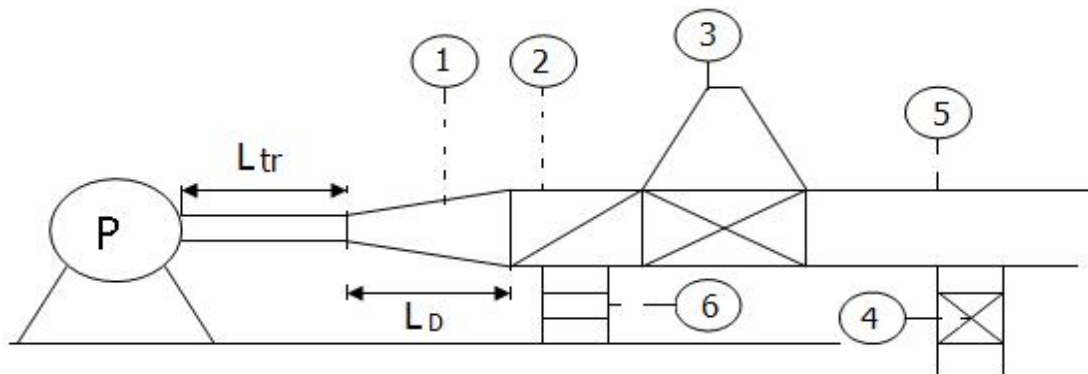


Figure V.20 : équipements en aval

Sur la Figure V.21, les équipements en total à l'aval d'une pompe sont :

1. Le divergent
2. Tronçon
3. Ventouse
4. Vidange de fond
5. Conduite de refoulement
6. Butée

V.15.1.8. Choix du moteur

Selon le logiciel CAPRARI, le moteur adéquat pour notre pompe devrait avoir les caractéristiques suivantes :

- Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.
- Forme de construction : B3
- Degré de protection : IP55
- Classe d'isolation : F

Selon le tableau V.3 la puissance de notre pompe est de 30.2 kW, Or d'après le tableau V.1 le coefficient majorateur de la puissance du moteur sera de 1.25. en utilisant la formule V.12 et en prenant un rendement du moteur de 95 % et d'accouplement de 100 % la puissance du moteur sera de :

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,1711 * 81,86 * 1,25}{0,95 * 1 * 0,75} = 241.056KW$$

Nous prendrons une vitesse du moteur de $V = 2900 + 200 = 3100 \text{ tr/mn}$.

Une étude comparative entre les différents modèles existant sur le marché nous permet de choisir le moteur :

BRUSHLESS nouvelle gamme AM3500, il dispose d'un couple inertiel important.



Figure V.21 : Moteur adéquat pour la pompe PM 100 / 2 E

Bien que le CAPRARI offre des groupes électropompes complets mais nous souhaiterons remplacer le moteur fourni par celui là car il est plus adapté a notre pompe.

V.15.1.10. Dimensionnement du bâtiment de la station de reprise

a) Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

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

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r$$

H_p : hauteur de la pompe.

$$\text{A.N : } H_p = 0.726\text{m.}$$

H_s : hauteur du socle $= (0.3 - 0.05)\text{m}$, $H_s = 0.5\text{m}$.

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

$$\text{A.N : } H_5 = 0.726 + 0.5 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.726 \text{ m.}$$

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, $H_9 = 0,5\text{m}$.

A.N : $H_b = 1.726 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.526\text{m}$.

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 **$H_b = 8.4\text{ m}$** .

b) Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \dots \dots \dots (V.19)$$

n: nombre de pompes, $n = 8$ (tenant compte les deux pompes de secours).

L : largeur de la pompe et celle du moteur,

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

$L = 8 \times 600 \Rightarrow L = 4.8\text{m}$.

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

nous prendrons : $L_{int} = 1.5\text{ m}$.

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, $l_1 = 0,5\text{m}$.

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration.

l_4 : longueur des accessoires de refoulement.

A.N: $l_3 + l_4 = 0.9625 + 700 + 800 + 87.5 + 875 = 3.425\text{ m}$.

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

A.N : $L_b = 4.8 + 10.5 + 2.5 + 0.5 + 3.425 \Rightarrow L_b = 22.2\text{ m}$.

La station aura une longueur de **22.2 m**.

c) 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, $l_1 = 1.5\text{m}$.

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: $L_p = 0.87\text{m}$.

A.N: $l_b = 8.57\text{m}$.

La station de pompage aura une largeur de 9 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.

$$\sum SF = 0,15 \times 27 \times 8.4 \qquad \sum SF = 34.02 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

n : nombre de fenêtres ;

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

$$\text{A.N : } n = \frac{34.02}{1.4 * 2.2} \Rightarrow n = 12 \text{ fenêtres}$$

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 :

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

Vu que la pompe PM 100/ 2 E et son moteur pèsent tous deux 219 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever **262.8 kg**

V.15.2. Pour la station SP2

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de **171.1 l/s** et une hmt de **106.88 m**.

Tableau V.9 : Caractéristiques de la deuxième station de pompage SP2

	Débit (l/s)	HMT (m)
Caractéristiques requises	171.1	106.88

Tableau V.10: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP2

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs Total (Kw)	(NPSH)r (m)	Nbr D'étage
2	PM 150/ 4 A	171.1	79.3	107	1450	113	3.41	4
3	PM 150/ 5 E	179.55	75.7	107	1450	78.7	2.13	4
4	PM 100 / 2 B	175.6	75.2	108	2900	61.8	5.21	2
5	PM 100 / 2 C	177.4	77.4	109	2900	49.8	3.83	2

V.15.2.1. La pompe choisie

Pour cette station de reprise nous allons prendre une **PM 100 / 2 C** et ce parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques du point de vue rendement comparée aux autres pompes avec toutes fois une légère différence quant aux autres par rapport à la puissance absorbée et à la NPSH r.

V.15.2.2. 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.11: Caractéristiques de la pompe choisi pour SP2

Données techniques	Caractéristiques
Q	35.48 l/s
H	109 m
n. poles	4
Fréquence	50 Hz

Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur	55 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement :	DN 80 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration :	DN100 (UNI PN25)

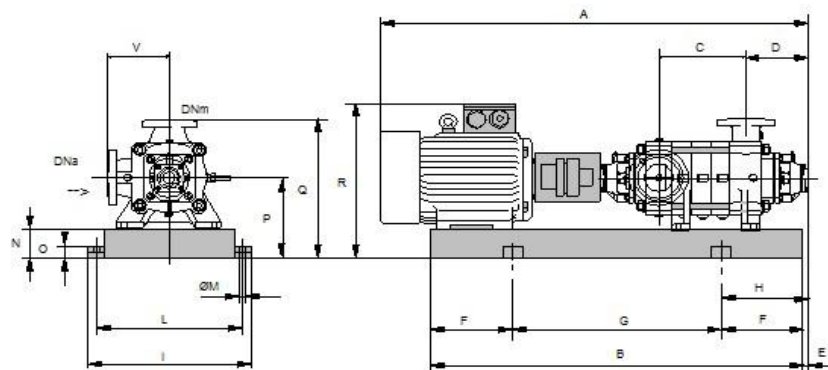


Figure V.22 : Schéma de la pompe PM 100 / 2 C

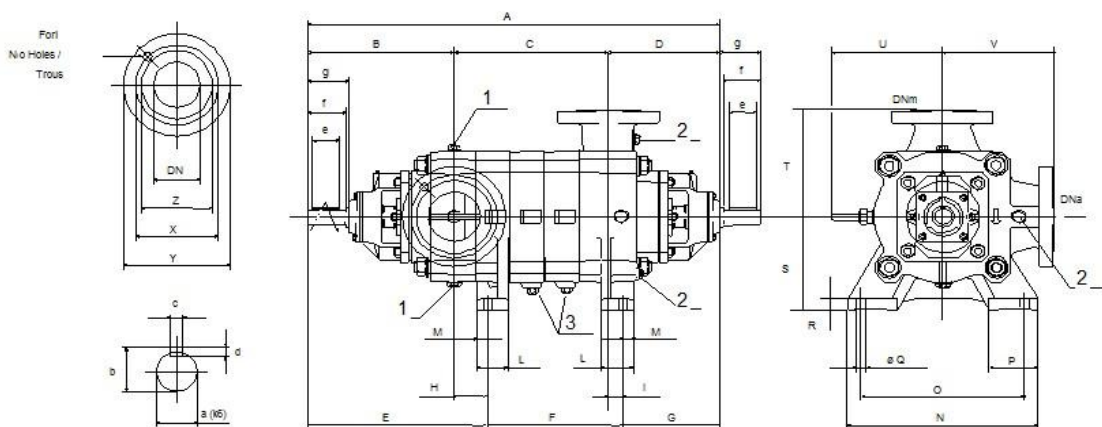


Figure V.23 : Dimensions de la pompe PM 100 / 2 C

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

Désignation	Dimensions (mm)
A	2030
B	1763
C	730
D	274
E	195

F	300
G	1163
H	495
I	600
L	550
M	20
N	100
O	42
P	300
Q	545
R	553
V	245
DNa	100
DNm	80

V.15.2.3. Matériaux de construction

Tableau V.13 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP1

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

V.15.2.4. Nombre de pompes installées

Pour refouler un débit de 171.1 l/s nous avons utilisé cinq (05) pompes de type **PM100 / 2 C** donnants un débit total de 177.4 l/s.

V.15.2.5. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques d'une pompe de type **PM 80 / 10 A** et qui sont [H-Q], [Pabs - Q], [η_p - Q] et [(NPSH)_r - Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

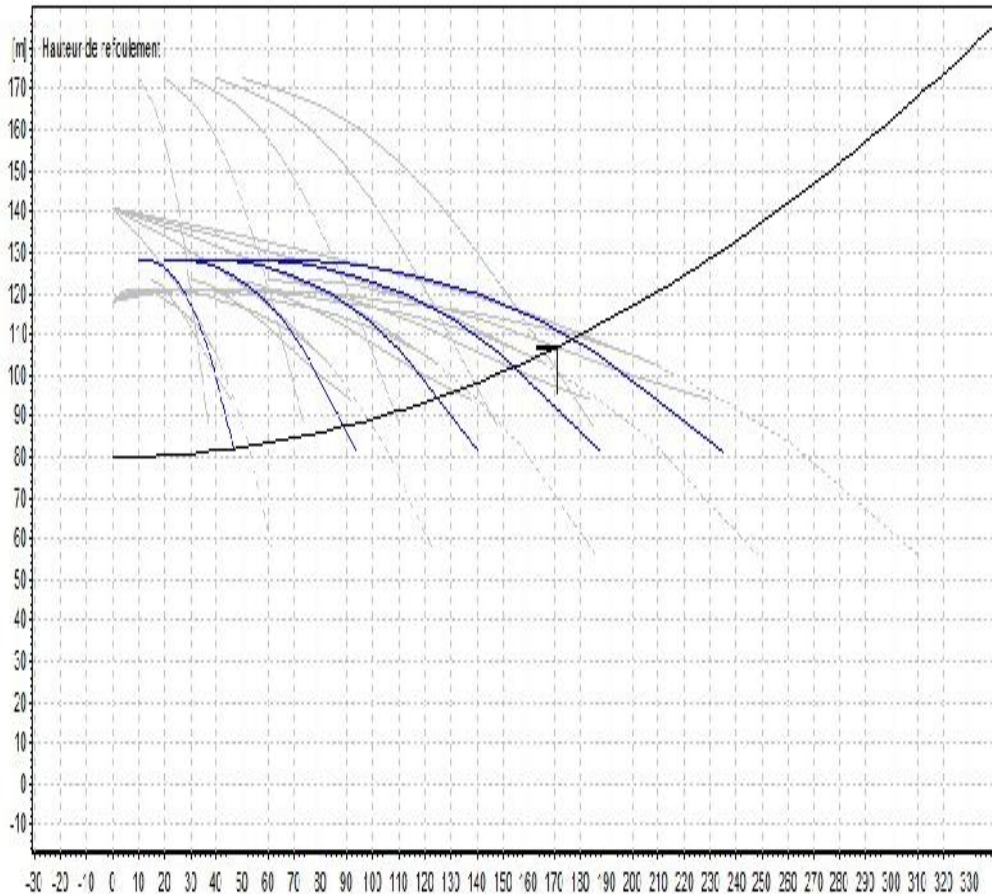


Figure V.24 : Courbes caractéristiques de la pompe PM 80 / 10 A

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

$$\begin{cases} Q_B = 0.1774 \text{ m}^3 / \text{s} \cong Q_{app} = 0.171.1 \text{ m}^3 / \text{s} \\ H_B = 108 \text{ m} = H_{app} = 106.88 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement dans la plage de bon fonctionnement, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.15.2.7. Dimensionnement des équipements des pompes

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

$$Da = (1,2-1,5) \text{ da}$$

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 100 mm ;
 Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :
 $Da = 1,5 * 100 = 150 \text{ mm}$.

a) Vérification de la vitesse

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

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

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

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

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,01256}{\pi \cdot 0,15^2} = 0,71 \text{ m/s}$$

La vitesse est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.83 m. La station de reprise sera implanté a la cote 140m, ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 * 140$$

$$P_{atm} = 10,14 \text{ mce}$$

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

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $Da = 150 \text{ mm}$ et la vitesse y sera de :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 0,71 \text{ m/s}.$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times C^2}{2 \times g \times D^5} \quad h_{asp}^{lin} = 0,157 \text{ m}.$$

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 15,26 = 16,78 \text{ m}.$$

$$h_{asp}^{adm} = 10,14 - 0,216 - 0,157 - \frac{0,71^2}{2 \times 9,81} - 3,83 - 0,5 \quad h_{asp}^{adm} = 5,41 \text{ m} ;$$

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

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)_d = 10,14 - 0,216 - 0,157 - 0,0256 - 5,41 = 4,33 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

c) Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration sera:

$$\min = 135 + 0.3 \text{ m.}$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$c_{\text{axe}} = 135.3 + 5.41 - 0,3 = 140.41 \quad c_{\text{axe}} = 140.41 \text{ m. NGA};$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 140.41 m. pour éviter la cavitation.

V.15.2.7.1. Equipement en amont

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

- $l_{\text{con}} = (3,5 - 4)(D_a - d_a)$

Prenons: $l_c = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 * (150 - 100) = 175 \text{ m}$

- $l_{\text{tr}} = 2.D_a$

nous aurons : $l_{\text{trasp}} = 2 * 150 = 300 \text{ mm}$

V.15.2.7.2. Equipement aval

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

$l_{\text{tr}} = 2 * 100 = 200 \text{ mm}$

$d_v = 0,25 D_r$

$d_v = 0,25 * 100 = 25 \text{ mm}$

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

$l_{\text{div}} = 3,5(100 - 80) = 70 \text{ mm}$

V.15.2.8. Choix du moteur

Selon le logiciel CAPRARI, le moteur adéquat pour notre pompe devrait avoir les caractéristiques suivantes :

- Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.
- Forme de construction : B3.
- Degré de protection : IP55.
- Classe d'isolation : F.

Selon le tableau V.3 la puissance de notre pompe est de 49.8 kw , Or d'après le tableau V.1. Le coefficient majorateur de la puissance du moteur sera de 1.22. en utilisant la formule V.12 et en prenant un rendement du moteur de 95 % et d'accouplement de 100 % la puissance du moteur sera de :

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,171 * 108 * 1,22}{0,95 * 1 * 0,774} = 300.59KW$$

Nous prendrons une vitesse du moteur de $V = 2900 + 200 = 3100 \text{ tr/mn}$.

Une étude comparative entre les différents modèles existant sur le marché nous permet de choisir le moteur :

HELLOPRO de type ALUCV3 , il dispose d'un couple inertiel relativement élevé et répond aux caractéristiques requises .



Figure V.25 : Moteur adéquat pour la pompe PM 100 / 2 C

Bien que le CAPRARI offre des groupes électropompes complets mais nous souhaiterons remplacer le moteur fourni par celui là car il est plus adapté a notre pompe

V.16. 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.

V.16.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

V.16.2. 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

V.16.3. 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.

V.16.4. 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.

V.16.5. 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.

V.16.6. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation ou de nettoyage.

Remarque La station de pompage se trouvant à l'intérieure de la station de traitement et qui est destiné à l'alimentation des couloirs EL AOUANA et JIJEL, occupe les dimensions suivantes : 22m*12m*10m et ne peut pas supporter le système de pompage que nous avons projeté, c'est pour cela que nous avons dimensionné un bâtiment séparé.

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 :

Pour le système de transfert d'eau de la station de traitement de KISSIR vers le réservoir de TIMIZERT, il nous faut une station de pompage et une autre de reprise :

- La station de pompage de Kissir qui comprend six (06) pompes multicellulaires à haute pression à axe horizontal de type PM 100 / 2 E et deux (02) autres de secours de même type.
- La station de reprise qui se trouve à la cote 140m comprend cinq (05) pompes multicellulaires à haute pression à axe horizontal de type PM 100 / 2 C et deux autres 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 surtout que nous avons opté pour des tuyaux en fonte ductile.

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1.1. Définition [2] [4]

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.

VI.1.2. 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.

VI.1.3. 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 :

VI.1.3.1. 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.

VI.1.3.2. 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.

VI.1.3.3. 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.

VI.1.4. 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 :

VI.1.4.1. Les réservoirs d'air

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression a 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.

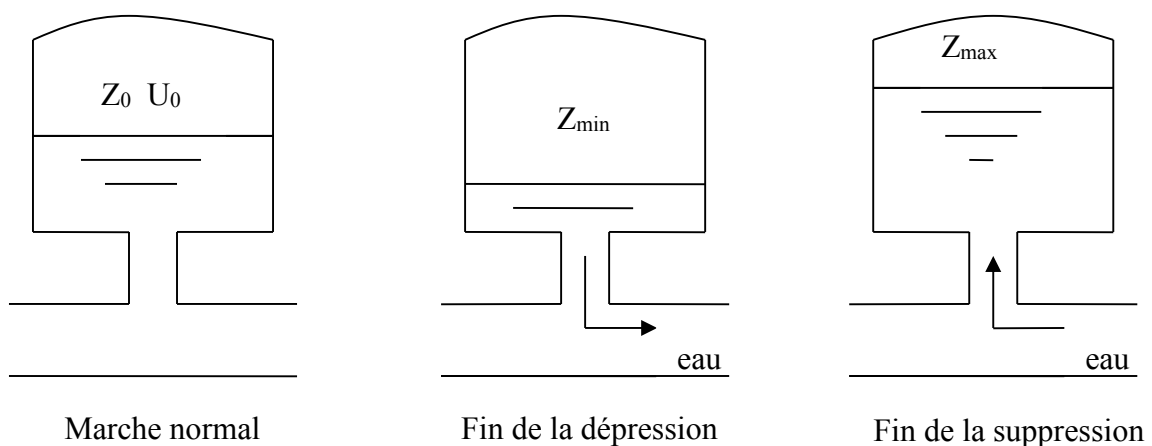


Figure VI.1 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

VI.1.4.2. 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.

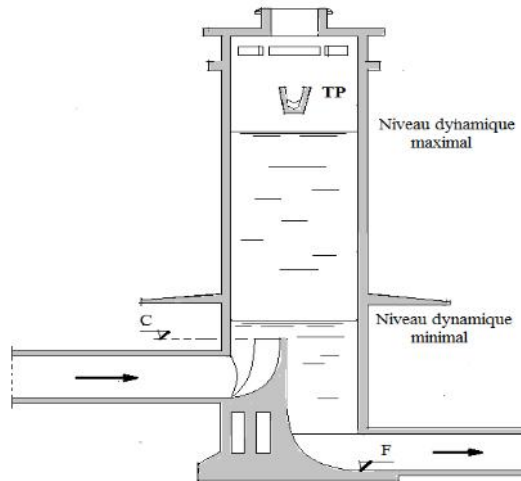


Figure VI.2 : Cheminée d'équilibre

VI.1.4.3. 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.

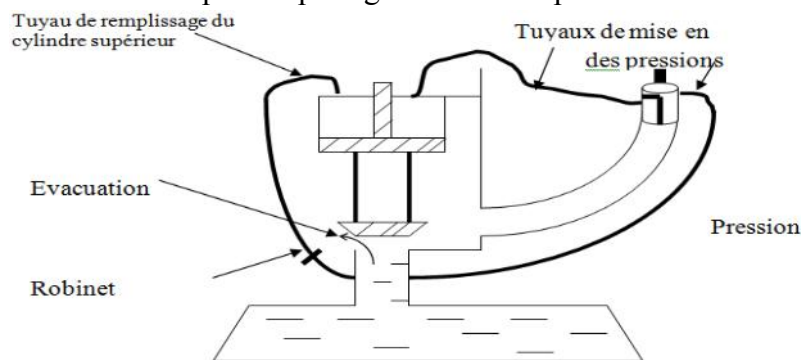


Figure VI.3 : Soupape de décharge

VI.1.4.4. 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"> • Coût limité • Entretien et réglage facile • Ne consomme pas d'énergie • Indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). • Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement 	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> • Pas de pertes d'eau; • Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). • Importante durée de vie ; • Indépendante d'une installation électrique. 	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilités d'installation limitées. • 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"> • Bon fonctionnement ; • Bonne sécurité ; • Pas de pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût élevé. • 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"> • Dispositif économique • Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> • Consommation d'énergie supplémentaire. • Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. • Inapproprié dans les stations forte fréquence de démarrage. 	Utilisé comme protection contre les dépressions

Remarque : Nous optons pour le réservoir d'air.

VI.1.5. 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 où 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 $\frac{L}{c}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

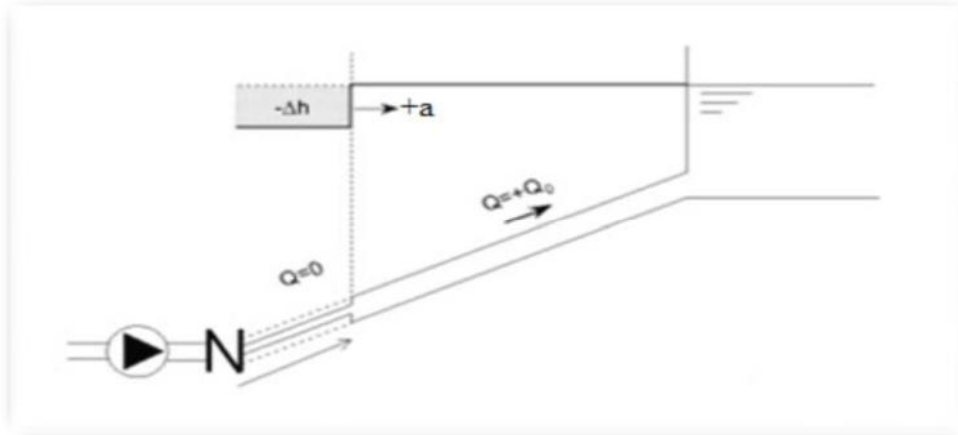


Figure VI.4 : Schéma de la première phase du coup de bélier

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 $\frac{L}{c}$ C'est-à-dire à $\frac{2L}{c}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver confrontée au clapet qui entre temps s'est fermé.

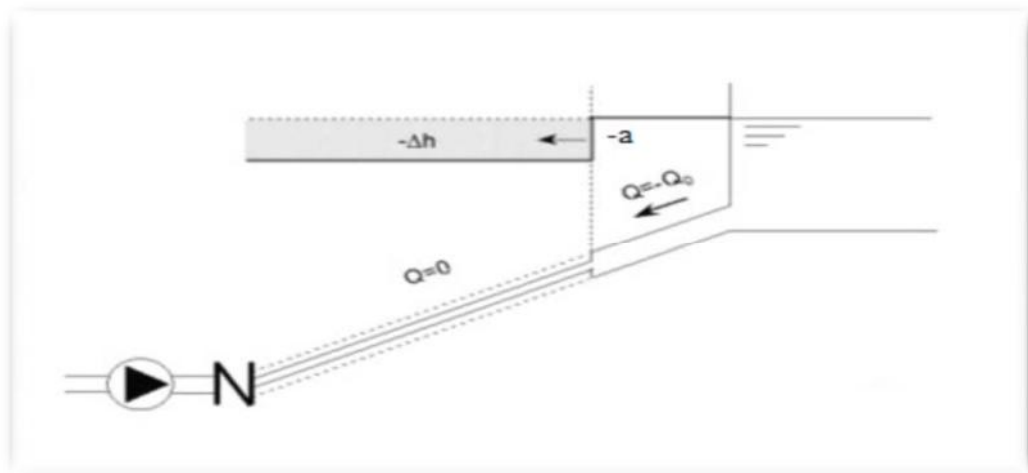


Figure VI.5 : Schéma de la deuxième phase du coup de bélier

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 $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{c}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

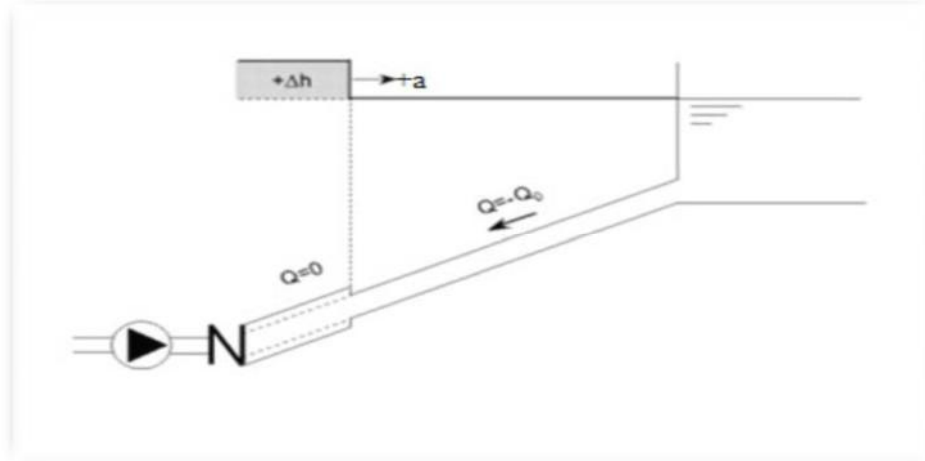


Figure VI.6 : Schéma de la troisième phase du coup de bélier

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 $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine nous nous retrouvons donc dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

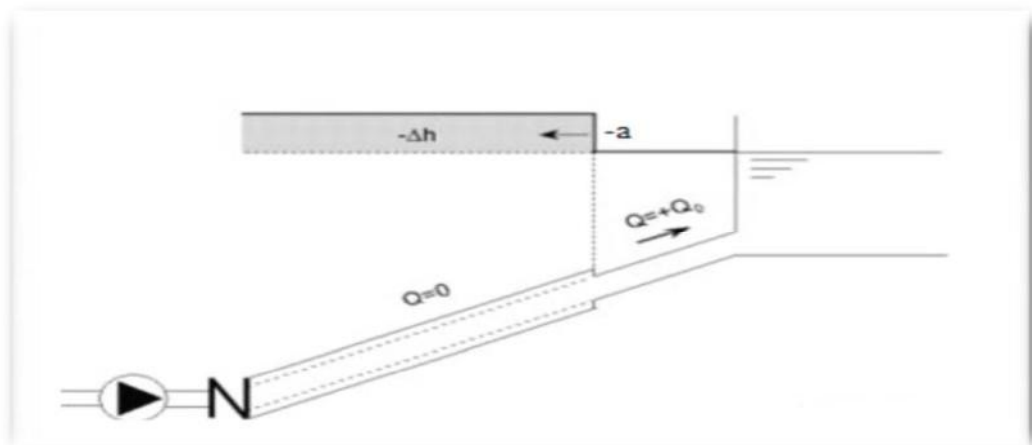


Figure VI.7 : Schéma de la quatrième phase du coup de bélier

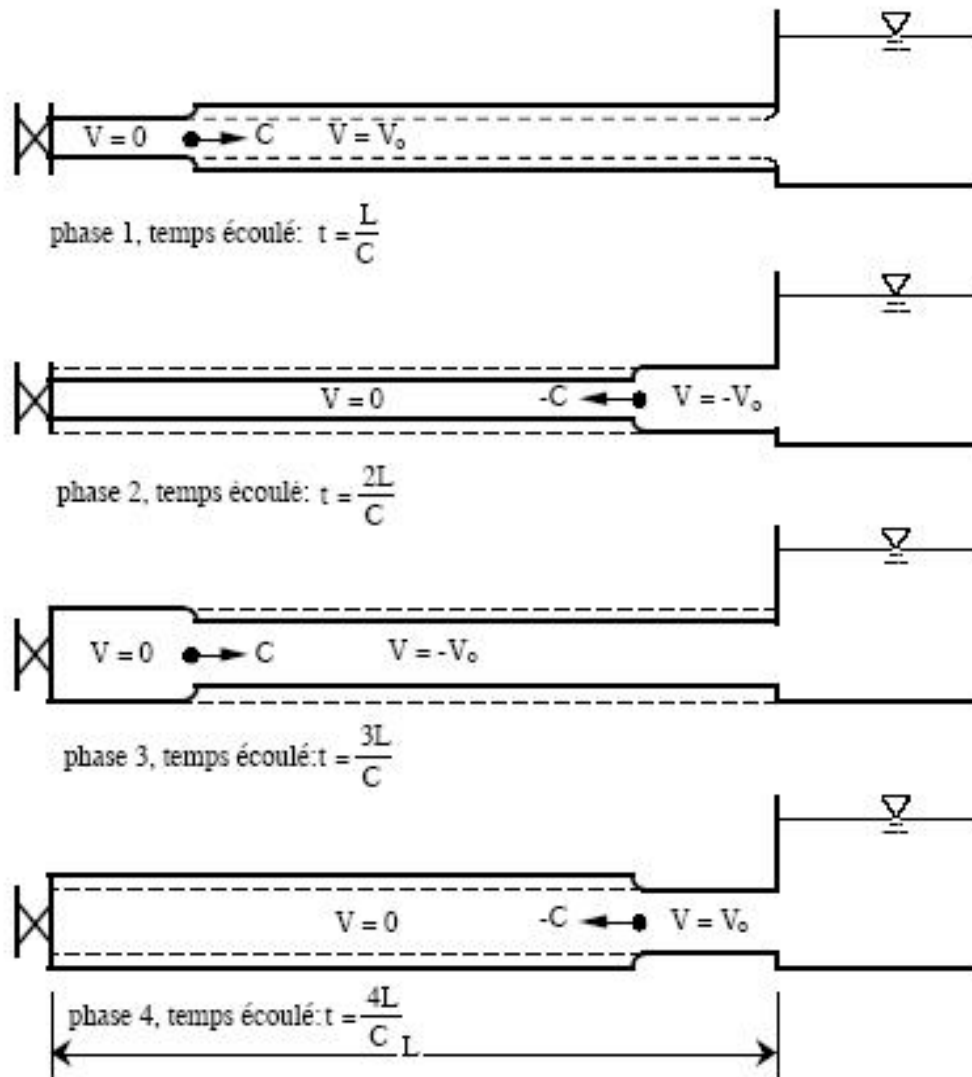


Figure VI.8 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

VI.1.6. 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 dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

VI.1.7. 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:

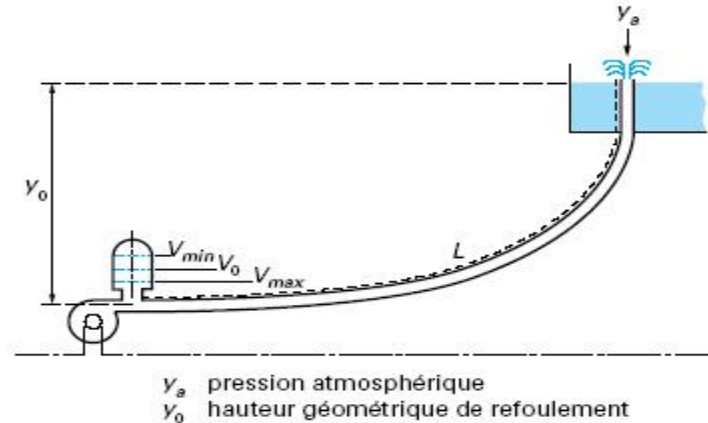


Figure VI.9 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier

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 Vuibert :** 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 grandes emplettes.
- **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 :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad \dots\dots(VI.1)$$

$$A = \frac{cV_0}{g.H_0} \quad \dots\dots(VI.2)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad \dots\dots(VI.3)$$

c : célérité d'onde de choc (m/s).

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H_0 : pression statique absolue = $H_g + 10$ (m).

H_{abs} : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \text{ (m)}. \dots\dots\dots(VI.4)$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m).

S : section de la conduite de refoulement (m).

U_0 : volume d'air initial (m³).

g : accélération de pesanteur (m/s²).

Remarque : Nous optons pour la méthode de PUECH et MEUNIER.

VI.1.7.1. procédé de la méthode de PUECH et MEUNIER

❖ **Protection contre la dépression**

Une fois les valeurs de A et K calculées nous superposerons le profil en long de la conduite a la famille des courbes B , nous choisirons par la suite la courbe qui laissera un minimum de 3m de pression absolue de sécurité au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B ainsi obtenus permettra de calculer aisément le volume du réservoir d'air.

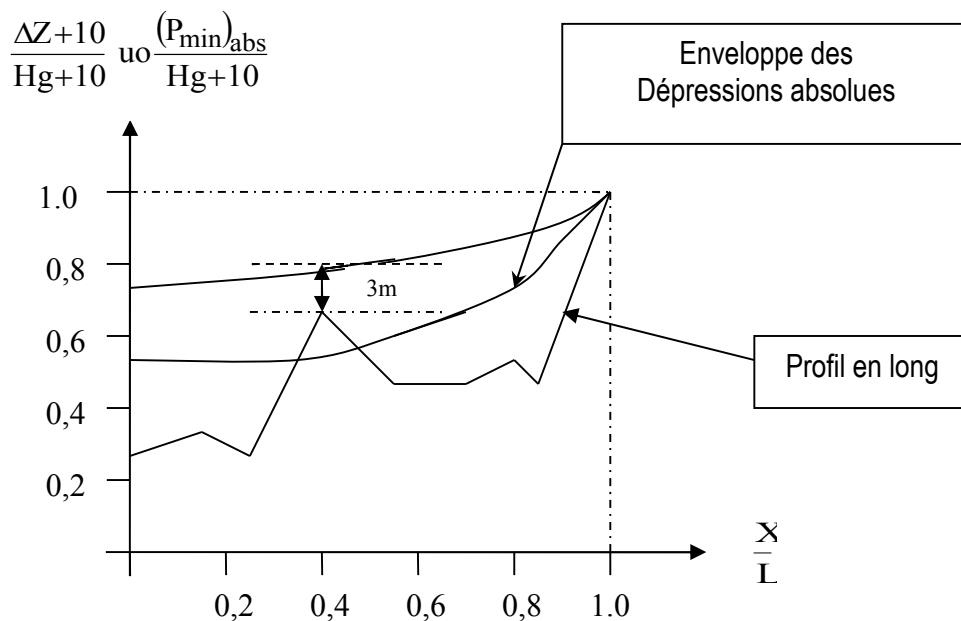


Figure VI.10: Profil en long d'une conduite.

Une fois le paramètre B calculé, il nous faudra trouver U_0 par la formule :

$$U_0 = \frac{V^2 LS}{gHabs B} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Le plus grand volume d'air sera donc assimiler a la plus faible pression. Sur le graphique obtenus nous pouvons lire les coordonnées du point B donnant ainsi la valeur de $\frac{F_{min}}{F_0}$.

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, ainsi nous aurons :

$$P_{min}U_{max}^{12} = H_{abs}U_0^{12} \dots\dots\dots(VI.6)$$

Ce qui donne :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{F_{min}} \right)^{\frac{1}{12}} \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec U_{max} étant le volume du réservoir d'air Recherché

❖ **Protection contre la surpression**

Il est recommander d'utiliser un diaphragme à bord vif pour faire chuter la pression, ce dernier à un diamètre optimum nommé d :

Si $d = 0$, l'eau sera arrêtée et la surpression sera maximale.

Si $d = DN$, il n'y a plus de dispositif de limitation de pression.

Pour ce faire, nous allons utilisé l'abaque proposée par MM, DUBIN et GUENEAU (**Annexe III.6**) permettant de calculer le diamètre optimum 'd' du diaphragme et la pression maximale à la pompe.

VI.1.7.2. Application de la méthode de PUECH et MEUNIER

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.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

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

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

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

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

$E_m = 1 * 10^{11}$ pour la fonte

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

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

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

❖ caractéristiques de l'adduction

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI.2

Tableau VI.2: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1	Fonte	350	0.096	1.78	2774	65
SP2	Fonte	350	0.096	1.78	970	100

❖ Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde C calculés par la formule VI.8 sont regroupés dans le tableau VI.3:

Tableau VI.3: Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν _m	ν _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP1	2,07	1000	0,175	0,3	0,33	2	1	0.0077	1075.17
SP2	2,07	1000	0,175	0,3	0,33	2	1	0.0077	1075.17
SP1	Dépression(mce)		-130.08			Surpression(mce)		260.08	
SP2	Dépression(mce)		-95.08			Surpression(mce)		295.08	

La fonte ductile que nous avons utilisé pour notre projet possède un PN50 cela veut dire que notre adduction n'est pas susceptible a la surpression mais uniquement a la dépression puisque la valeur de la dépression descend en dessous de -10 m.c.e.

❖ Protection contre la dépression

- Calcul de la capacité du réservoir d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VI.4:

Tableau VI.4: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction

Tronçon	H0(m)	Habs (m)	V0 (m/s)	C (m/s)	g (m/s ²)	Acal	Kcal
SP1-SP2	75	91.86	1,78	1075.17	9.81	2,6	0.22
SP2- R	110	116.88	1.78	1075.17	9.81	1.77	0,06

Tableau VI.5 : Tableau du profil en long absolu du tronçon SP1-SP2

Côte z(m)	75	85	100	110	120	130	140
Longueur	0	110	1711	1740	1838	2279	2774
$\frac{z + 10}{Hg + 10}$	0.13	0.26	0.47	0.6	0.73	0.87	1
x/L	0	0.039	0.62	0.63	0.66	0.82	1

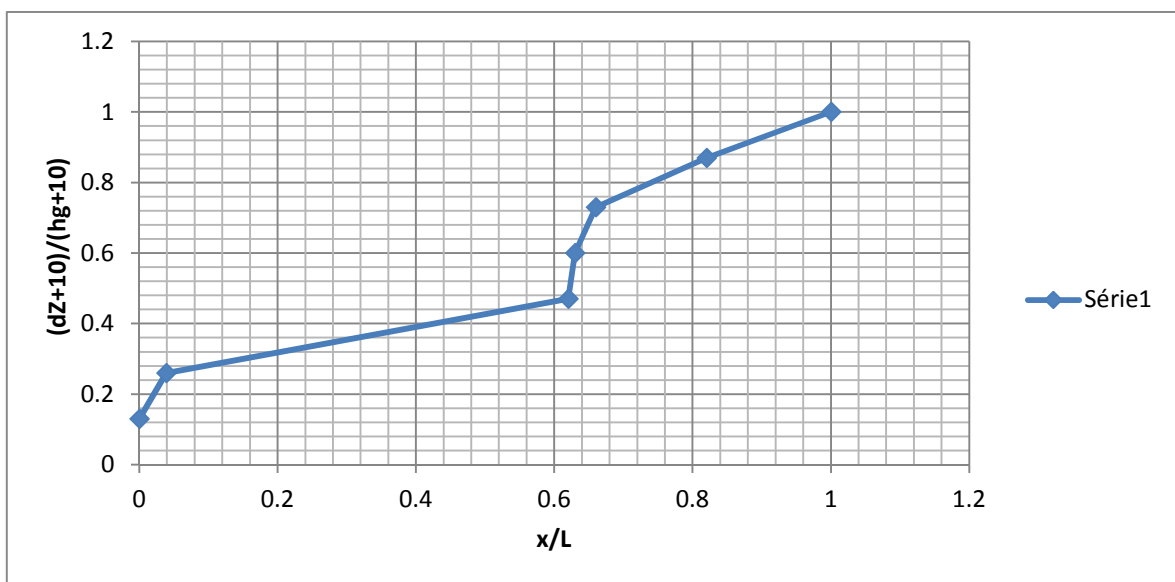


Figure VI.11 : Profil en long absolu de la conduite SP1-SP2.

Nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,2 A=4) (Annexe III.1)

Tableau VI.6 : Tableau du profil en long absolu du tronçon SP2-R

Côte z(m)	140	160	175	195	210	225	240
Longueur	0	469	571	654.7	703.4	827	970
$\frac{z + 10}{Hg + 10}$	0.09	0.27	0.41	0.59	0.73	0.86	1
x/L	0	0.48	0.58	0.67	0.73	0.85	1

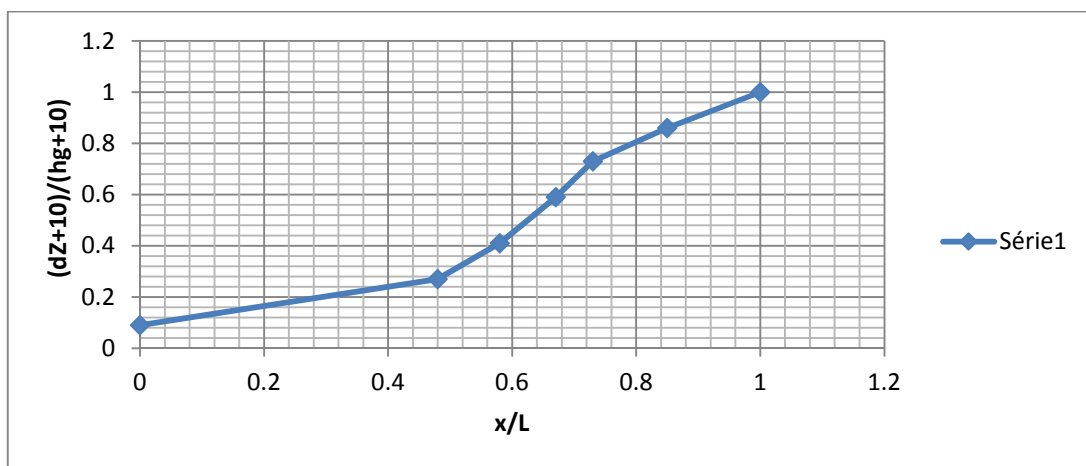


Figure VI.12 : Profil en long absolu de la conduite SP2-R.

Nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes ($K=0, A=2$) (Annexe III.2)

Remarque : Pour le tronçon SP1-SP2, nous avons superposé le profil absolue avec deux familles de courbes, nous prendrons donc celle Assurant une pression supérieure a 3m et donnant le plus grand volume d'air.

Tableau VI.7 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.

Tronçon	B	Pmini/H0	Pmini(m)	U0(m ³)	Umax(m ³)
SP1-SP2	0.4	0,87	69.6	4.68	5.89
SP2- R	0.6	0,86	94.6	0,42	0.5

❖ Protection contre la surpression

Bien que notre conduite ne soit pas susceptible a la surpression mais nous placerons une tuyère pour atténuer les surpressions.

• Pour le tronçon SP1-SP2

L'abaque de DUBIN et GUENEAU, et pour A = 4 et B = 0,2, nous permet de lire :

$\alpha(V_0^2/H_0) = 12.6$ donc $\alpha = 360$

$P_{max}/H_0 = 1.005$

avec : $\alpha = 1/2g [(D^2/0.6d^2)-1]^2$(IV.9)

avec d etant le diamètre de la tuyère
 D etant le diamètre de la conduite
 Donc : P max = 92.32 m et d =49 mm

• Pour le tronçon SP2-R2

Pour A = 4 et B = 0,2 nous aurons :

$\alpha(V_0^2/H_0) = 12.6$ donc $\alpha = 350$

$P_{max}/H_0 = 1.005$

Donc : P max = 110.55 m et d = 45 mm

Selon le catalogue d'Hydrofort CHARLATTE (Annexe III.3) nous optons pour deux réservoirs d'air de volume 6000L et 500L pour les deux stations de pompage respectivement.

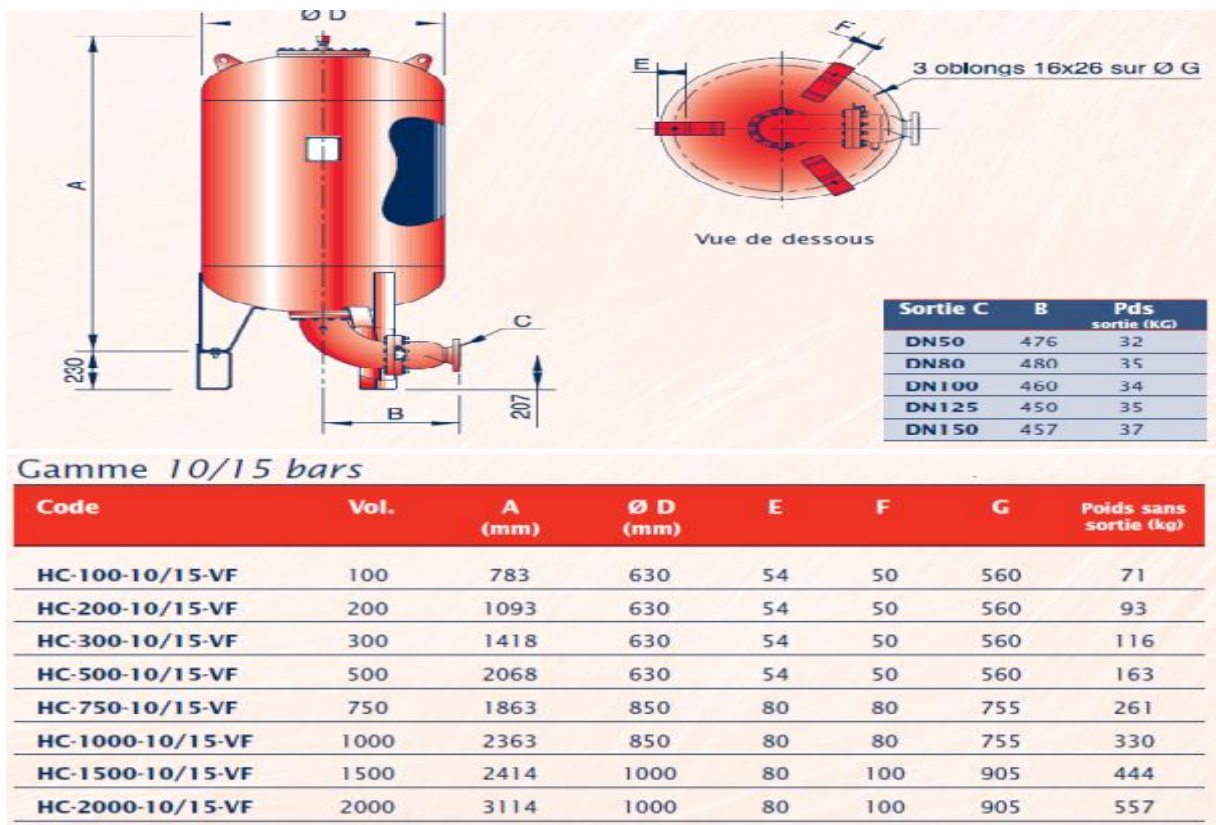


Figure VI.13 : Catalogue CHARLATTE pour les réservoirs d'air

VI.1.8. 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.

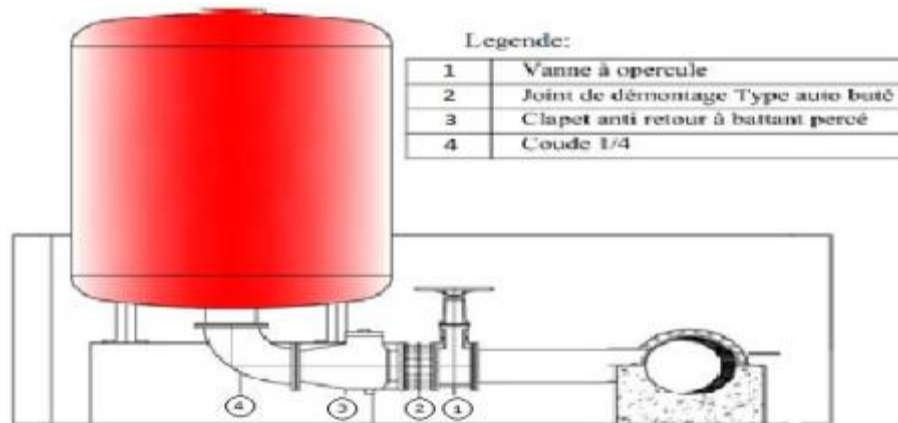


Figure VI.14 : Installation du réservoir d'air

VI.2. Protection des conduites contre la corrosion

VI.2.1. 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

VI.2.2. Les différentes formes de la corrosion

a) Corrosion chimique

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que le CO_2 et l' O_2 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.

VI.2.3. 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.

VI.2.4. Protection des conduites contre la corrosion

VI.2.4.1. 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.

: VI.2.4.2. 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.

VI.2.4.2.1. 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 continu, 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 électronégatif que le fer, zinc ou magnésium par exemple, de façon à former des piles où la conduite jouera le rôle de cathode.

VI.2.4.2.2. 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 2.5 mm 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 et SP2, ayant des capacités respectives de 6000 et 500 litres d'air avec des tuyères de diamètre 49 et 45 mm respectivement. 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 : 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.

VII.1. Organisation du chantier

VII.1.1. Différents travaux à entreprendre

VII.1.1.1. 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

VII.1.1.2. 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.

VII.1.1.3. Travaux concernant les réservoirs [6]

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 manœuvre.

VII.1.2. Choix des engins de terrassement [7]

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes 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.

VII.2. Pose de canalisation [5]

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 différents contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

VII.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.

VII.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.

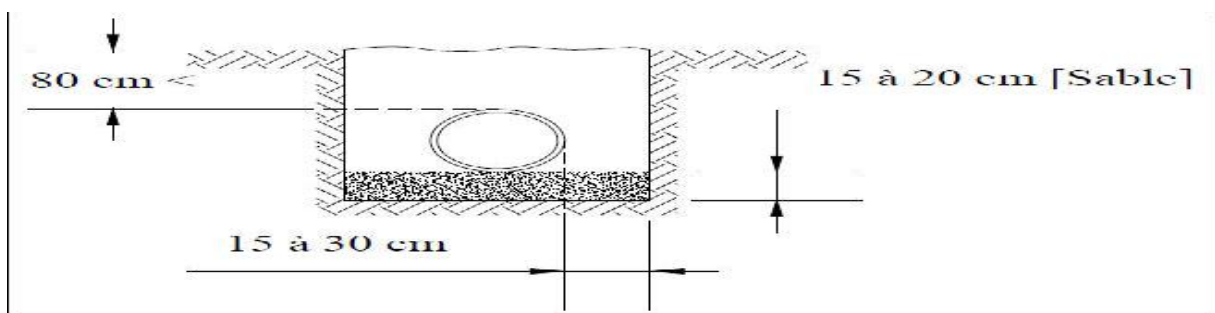


Figure VII.1 : Profondeur de tranchée

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.

VII.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'aire entraînée soit 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.

VII.2.5. 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.

VII.2.6. 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.

VII.2.7. 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.

VII.2.8. Différents cas de pose de canalisation

VII.2.8.1 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 fraiche 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.

VII.2.8.2 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

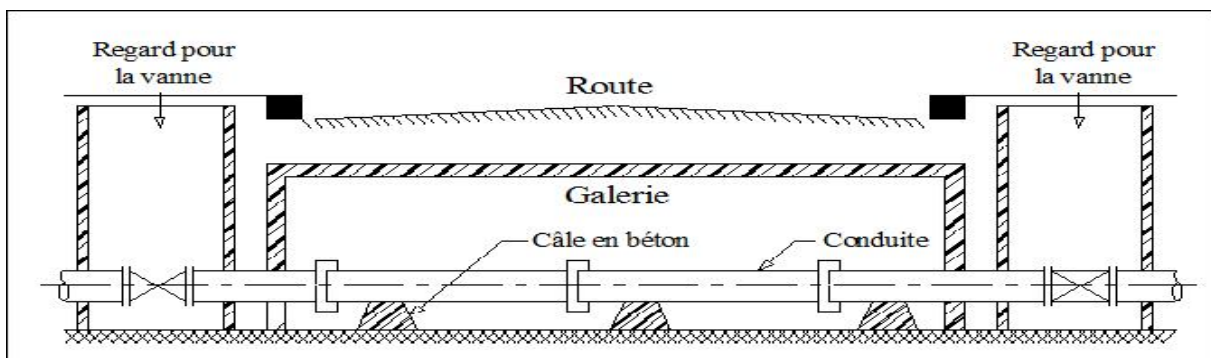


Figure VII.2 : pose en galerie

VII.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.

VII.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.

VII.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 le 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 certains cas, on dispose de contrepoids disposés 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 maintenus par des butées en béton posées 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 descendues lentement par flottaison et halage jusqu'au fond de la rivière.

VII.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.

VII.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 VII.1 : Profondeurs et couleurs des grillages

Réseau	Profondeur habituelle (m)	Couleur du grillage avertisseur
Eau usée	1,50	Marron
Eau potable	1,20	Bleu
Électricité	0,75	Rouge
Gaz	0,80	Jaune
Téléphonie	0,75	Vert
Éclairage public	0,50	-

En pose en terre, il y a lieu de respecter certaines distances entre réseaux concessionnaires. Le tableau suivant présente les espacements entre réseaux :

Tableau VII.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.

VII.2.10. Passages spéciaux de l'adduction

Pour le projet de l'adduction en eau potable de la nouvelle ville de TIMIZERT, la conduite d'amenée se doit de couper la RN43 au point de coordonnées 36°47'38.03 N et 5°40'23.02 E et ayant une altitude de 83m et ce compte tenu des conditions topographique défavorable du site en question. Pour ce faire et pour protéger la canalisation contre les charges qui peuvent nuire à cette dernière et provoqué des ruptures, nous proposons une gaine en polyéthylène d'un diamètre de 400mm à l'intérieure d'une galerie tout au long de la largeur de la route, soit sur 16.5 m

VII.3. 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:

VII.3.1. 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 VII.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 VII.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.

VII.3.2. 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.

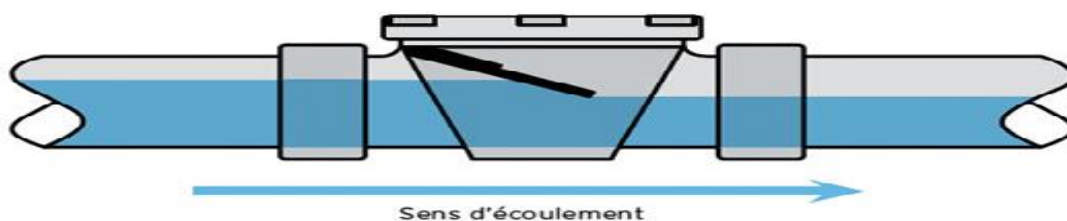


Figure VII.5 : Clapet anti-retour

VII.3.3. 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 a 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.

VII.3.4. By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

VII.3.5. Crépines

Les crépines sont des cylindres perforés qui évitent l'entrée de particules solides dans le corps de la pompe.



Figure VII.6 : crépines

VII.3.6. 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.

VII.3.7. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Nous nous servons d'appareils qui servent à créer une contraction de la section d'écoulement qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

b) Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- **Manomètres à aiguilles** : dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille, soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.
- **Manomètres à soufflet** : ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger du gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

VII.3.8. 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.

VII.4. Estimation quantitative et financière du projet

VII.4.1. Estimation quantitative

VII.4.1.1. Pour les stations de pompage

a) Calcul du volume du décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à décapage 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**

b) 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**

c) 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 .

d) 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'air 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 VII.3 : Calcul des volumes pour les stations de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*I*h (m ³)	VTotale (m ³)
Semelles	1,5	1,5	0,4	20	18	18
Béton de propreté	1,5	1,5	0,1	20	4.5	4.5
Avants poteaux	0,25	0,25	0,75	20	0.94	0.94
Poteaux	0,25	0,25	5	20	6.25	6.25
Longrines	36	0,40	0,45	/	6.48	6.48
Poutres	36	0,40	0,45	/	6.48	6.48
Remblai compacté	4,6	3,33	0,15	20	2.3	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	29.64	

VII.4.1.2. 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 :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Avec :

H_{tr} : 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.

h₁ : épaisseur du lit de pose de sable h₁ = 0,15 m.

D'où :

$$H_{tr} = 0.95 + D$$

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

$$V_{exc} = St.L = (b.H_{tr}).L$$

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 :

$$V_{eva} = K_f * V_{exc} - V_{rem}.$$

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,3

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII.4 : 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)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
350	0,096	2774	1,3	0.85	3065.27	266.3	353.69	2445.3	806
100	0,096	970	1,05	0.6	611.1	7.61	87.3	516.19	123.38

VII.4.1.3. Travaux pour les réservoirs

Pour ce faire nous avons fait l'analogie avec un projet similaire réalisé par l'entreprise INJAZ qui s'est fait en Janvier 2015 et ayant presque les mêmes caractéristiques que notre projet à savoir deux réservoirs circulaires en béton de type semi enterrés ayant les dimensions suivantes:

- Pour le premier réservoir : 2*2000 m³ ayant un diamètre de 23m.
- Pour le deuxième réservoir : 500 m³ et un diamètre de 11m.

VII.4.2. Estimation financière

VII.4.2.1. Devis estimatif des travaux

Tableau VII.5 : 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	440.99	246 594.00
Les remblais	m ³	700	2963.77	2 074 639.00
Evacuation	m ³	700	929.38	692 566.00
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				6 613 148.5

VII.4.2.2. Devis de pose des conduites

Tableau VII.6 : Devis estimatif de la pose des conduites

Désignation de conduites	Unité	Prix unitaire DA	Longueur	Montant DA
Conduite 350 mm	ML	230.00	2774	638 020.00
Conduite 100 mm	ML	195.00	970	189 150.00
Grillage	ML	13	3744	48 672.00
Total	875 842.00			

VII.4.2.3. Devis des pompes et réservoirs anti-bélier

Tableau VII.7 : Devis estimatif des pompes et réservoirs anti-bélier

Désignation	N	Prix unitaire DA	Montant DA
Pompes SP1	8	1 960 000,00	15 680 000.00
Pompes SP2	2	1 690 380,00	3 380 760.00
Réservoir 6000 L	1	3 240 980,00	3 240 980,00
Réservoir 100 L	1	153 050,00	153 050,00
Total		22 454 790.00	

VII.4.2.4. Réservoirs**Tableau VII.8 : Devis estimatif des réservoirs**

Réservoirs	Coût
Réservoirs 2*2000 m3	19 252 714.00
Réservoir 500 m3	3 618 470.53
Total	22 871 185.53

VII.4.2.5. Accessoires**Tableau VII.9 : Devis estimatif des accessoires**

Désignation	Accessoires
Total	1 220 531.02

D'après l'étude financière suscitée, le coût total du projet Après ajout de la TVA s'élève à approximativement 63 221 531,55 DA.

VII.5. Planification des travaux [6]

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'œuvre 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.

VII.5.1. 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 VII.10 : 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

VII.5.2. Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.11 : 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

VII.5.3. Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau

Tableau VII.12 : 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

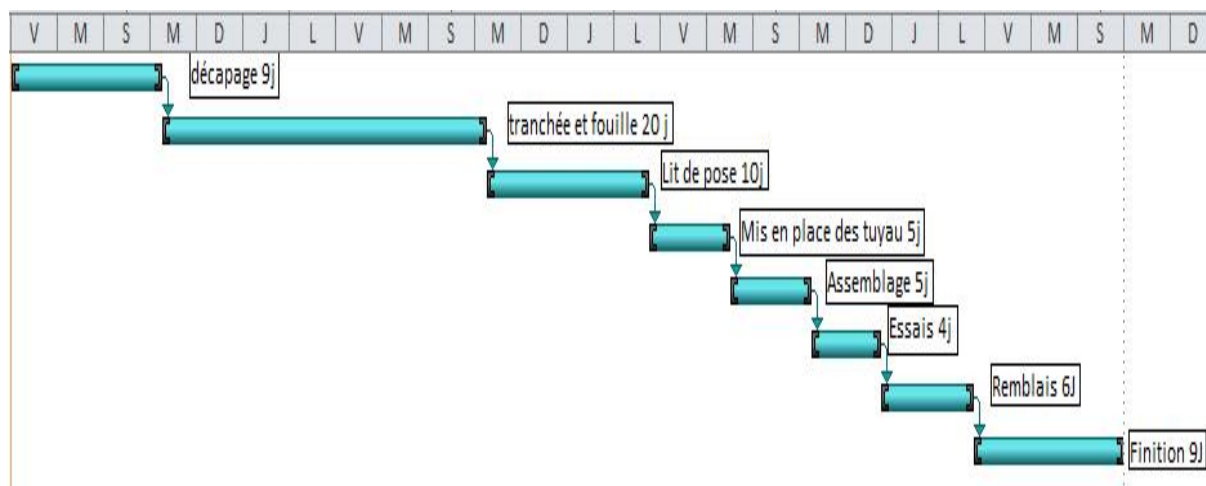


Figure VII.14 : Diagramme de GANTT de l'adduction

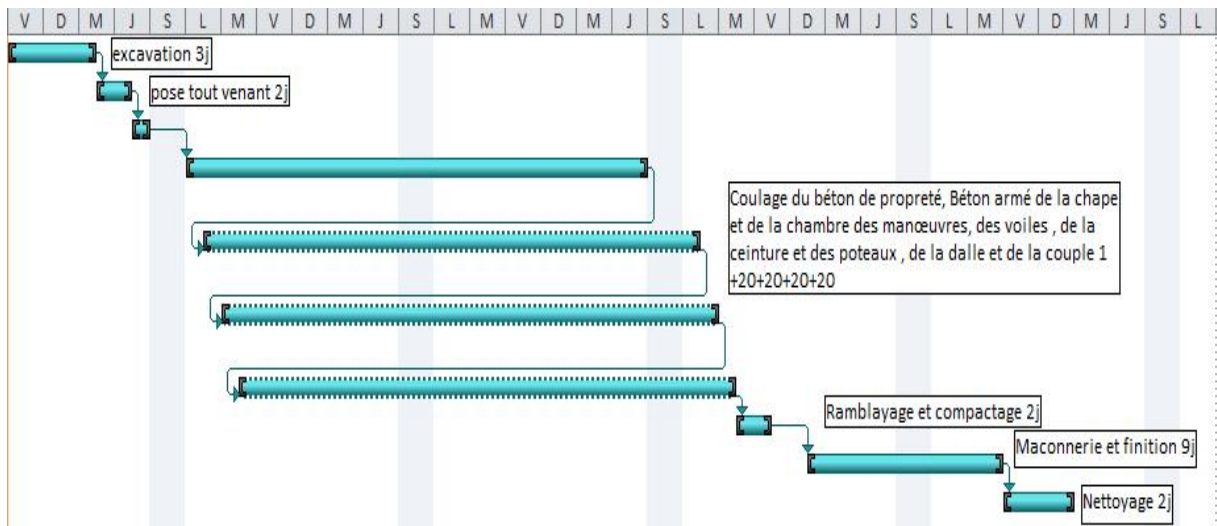


Figure VII.15 : Diagramme de GANTT des réservoirs

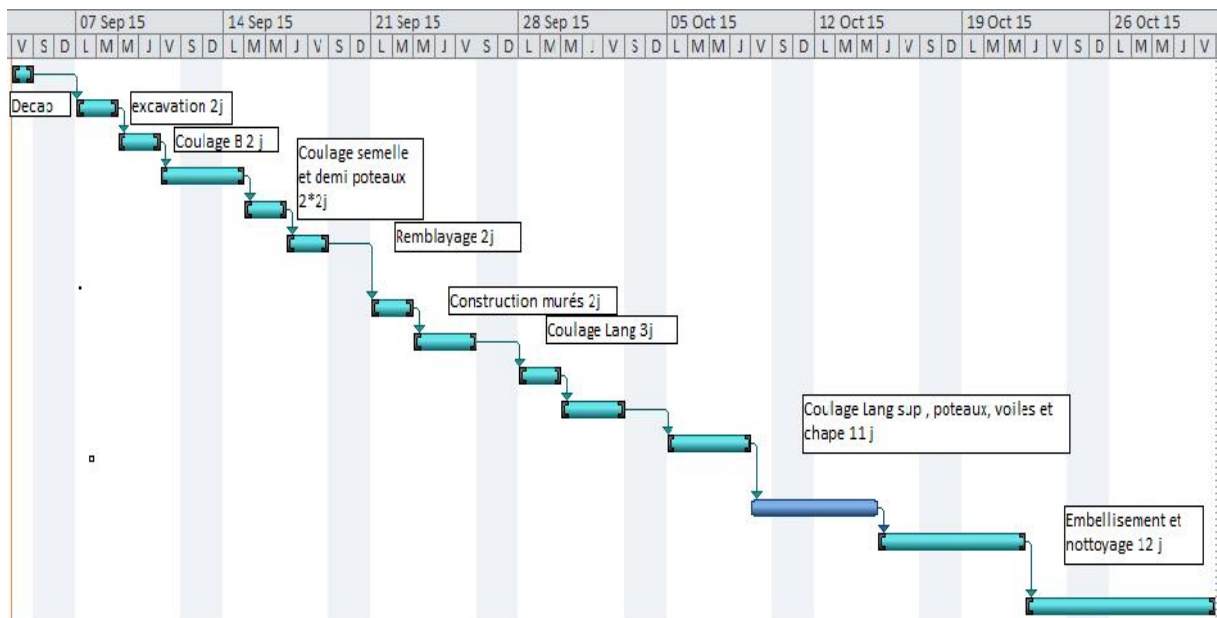


Figure VII.16 : Diagramme de GANTT des stations de pompage

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.

VII.6. 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

VII.6.1. 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.

VII.6.2. Prévention

- Le matériel utilisé doit être conforme et bien entretenu.
- La signalisation dans l'entreprise, et principalement sur les chantiers doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Amélioration des techniques de travail.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièremment, 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 63 221 531,55 DA.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude d'adduction en eau potable de la nouvelle ville de TIMIZERT et du nouveau pôle universitaire à partir de la station de traitement de KISSIR 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 un horizon de 25 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 11412.66 m³/j
- Dimensionner deux réservoirs pour TIMIZERT et pour le pôle universitaire de capacité 2*2000 et 500 m³ respectivement calculés en tenant compte de la variation horaire de la consommation.
- Projeter des conduites en fonte ductile de diamètres 350 et 80 mm respectivement pour les tronçons SP1-SP2 et SP2-R2.
- Implanter une station de pompage ainsi qu'une autre de reprise et protéger l'adduction du coup de bélier en projetant deux 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, édition Eyrolles, 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] **Y. MEZERREG** . « Etude du système de transfert pour l'alimentation en eau potable des agglomérations de CHADIA et GHARIANA a partir du barrage d'EL AGREM (W.JIJEL) » . 144 . Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2013.
- [6] **I. ABDI**. « Etude du transfert du barrage de BOUSSIABA (W.JIJEL) vers le barrage de BENI HAROUN (W.MILA) » .242. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2011.
- [7] **A. BADACHE** « Adduction d'eau potable a partir du barrage EL AGREM pour l'alimentation des villes TAHER, TLETA et BAZOUL (W.JIJEL) » .146. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2014.
- [8] **PNE** : plan national de l'eau édition 2014.
- [9] **Catalogue PPI** : Plastic pipe institut
- [10] **RICHARDS W. BANDS** : Ductile Iron Pipe Research association USA, 2013.
- [11] **M. MOREL** : Cours et exercices de mécanique des fluides Tome II Edition CHIHAB Eyrolles

Logiciels

CAPRARI , HAMMER water & programme de coup de bélier

Sites web

www.numeriques.net/mecanique_des_fluides/Colebrook

Annexes

Annexe 1 : Analyses

Annexe 1.1 : Analyse physico-chimique de l'eau brute du barrage de KISSIR



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère des Ressources en Eau
E.P. ALGERIENNE DES EAUX
Zone Constantine
Unité de Jijel

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة الموارد المائية
الجزائرية للمياه - منطقة قسنطينة -
وحدة جيجل

FICHE D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES

N° Réf

NATURE DE PRELEVEMENT EAU BRUT KISSIR

PRELEVEMENT /Date :05 / 05/2015

ANALYSE : Date :. 05/05/2015

Heure :

Heure :...

Par :

Par :

Aspect	Couleur	Odeur	Saveur	Température

PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES				
Paramètre	Unité	Concentration	Normes pour les eaux de boisson	
			Minimum	Maximum
Température	°C	/		25
PH	-	6.75	6,5	8,5
Conductivité à 20°C	µs/Cm	182.1	200	2800
Turbidité	NTU	/	-	5
O ₂ Dissous	mg/l	/	5	Saturation
Salinité	‰	0.1	-	-
TDS	mg/l	85.6	-	-
Cl ₂ Résiduel	mg/l	/	0,2	0,6
Résidu Sec à 180 °C	mg/l	/	-	1500
TA	°F	0.00	-	-
TAC	°F	2	-	-
TH	°F	14	-	50
Cl ⁻	mg/l	49.7	-	500
Ca ²⁺	mg/l	26.45	-	200
Mg ²⁺	mg/l	7.78	-	150
SO ₄ ²⁻	mg/l	19.76	-	400
M.O	Mg/l	5.55	-	-

PARAMETRES INDESIRABLES				
Paramètre	Unité	Concentration	Normes pour les eaux de boisson	
			Minimum	Maximum
NH ₄ ⁺	mg/l	-	-	0,5
NO ₂ ⁻	mg/l	<0.01	-	0,2
NO ₃ ⁻	mg/l	-	-	50
Phosphate	mg/l	0.24	-	5
Fe ²⁺	mg/l	0.52	-	0,3


Commentaire :

.....
.....
.....

Le Chef de Laboratoire

وئيس مختبر الوحدة
أطريج رشيد

Annexe 1.2 : Analyse bactériologique de l'eau brute du barrage de KISSIR

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 سطيف وحدة ولاية جيجل
---	---	---

FICHE D'ANALYSES BACTERIOLOGIQUES

N°Ref 25

Nature de prelevement ; EAU BRUTE STATION KISSIR

Prélevement ; Date :05/05/2015

Analyse ;Date 05/05/2015

Paramètres Bacteriologiques	Résultats
Coliformes totaux	20 UFC
E.coli	+
Stréptocoque	absence

Observation :

- Eau de mauvaise qualité Bacteriologique.

Le Chef de service bacteriologique :

Le Chef de laboratoire


 رئيس مختبر الوحدة
 أطيرج رشيد

Annexe 1.3 : Analyse physico-chimique de l'eau traitée a la sortie de la station de traitement de KISSIR



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère des Ressources en Eau
E.P. ALGERIENNE DES EAUX
Zone Constantine
Unité de Jijel

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة الموارد المائية
الجزائرية للمياه - منطقة قسنطينة -
وحدة جيجل

FICHE D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES

N° Réf

NATURE DE PRELEVEMENT EAU TRAITEE KISSIR

PRELEVEMENT /Date :05 / 05/2015

ANALYSE : Date :. 05/05/2015

Heure :

Heure :...

Par :

Par :

Aspect	Couleur	Odeur	Saveur	Température

PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES				
Paramètre	Unité	Concentration	Normes pour les eaux de boisson	
			Minimum	Maximum
Température	°C	/		25
PH	-	6.82	6,5	8,5
Conductivité à 20°C	µs/Cm	197	200	2800
Turbidité	NTU	/	-	5
O ₂ Dissous	mg/l	/	5	Saturation
Salinité	‰	0.1	-	-
TDS	mg/l	94.3	-	-
Cl ₂ Résiduel	mg/l	/	0,2	0,6
Résidu Sec à 180 °C	mg/l	/	-	1500
TA	°F	0.00	-	-
TAC	°F	2.2	-	-
TH	°F	10.8	-	50
Cl ⁻	mg/l	53.25	-	500
Ca ²⁺	mg/l	24.55	-	200
Mg ²⁺	mg/l	11.18	-	150
SO ₄ ²⁻	mg/l	18.98	-	400
M.O	Mg/l	4.37	-	-

PARAMETRES INDESIRABLES				
Paramètre	Unité	Concentration	Normes pour les eaux de boisson	
			Minimum	Maximum
NH ₄ ⁺	mg/l	-	-	0,5
NO ₂ ⁻	mg/l	<0.01	-	0,2
NO ₃ ⁻	mg/l	-	-	50
Phosphate	mg/l	0.03	-	5
Fe ²⁺	mg/l	0.01	-	0,3


Commentaire :

.....
.....
.....

Le Chef de Laboratoire

المسئول عن الوحدة
أطاريح رشيد

Annexe I.4 : Analyse bactériologique de l'eau traitée a la sortie de la station de traitement de KISSIR

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 BACTERIOLOGIQUES

N°Ref 24

Nature de prelevement ; EAU TRAITEE STATION KISSIR

Prélevement ; Date ;05/05/2015

Analyse ;Date 05/05/2015

Paramètres Bacteriologiques	Résultats
Coliformes totaux	absence
E.coli	absence
Stréptocoque	absence

Observation :

- Eau de mauvaise qualité Bacteriologique.

Le Chef de service bacteriologique :

Le Chef de laboratoire


 رئيس مختبر الوحدة
 أطريج رشيد

Annexe 2 : Prix**Annexe 2.1 : Prix du ML des conduites en fonte ductile selon
ELECTROSTEEL ALGERIE**

Diamètre en (mm)	Prix du ML (DA)
60	4200.00
80	5443.08
100	6682,31
125	7836,22
150	8534,23
200	10323,1
250	11542,36
300	12336,05
350	13521,23
400	14910,06
450	15982,11
500	17885,15
600	22831,78
700	27777,32
800	31722,86
900	35668,4

Annexe 2.2 : Prix du ML des conduites en PEHD selon CHIALI

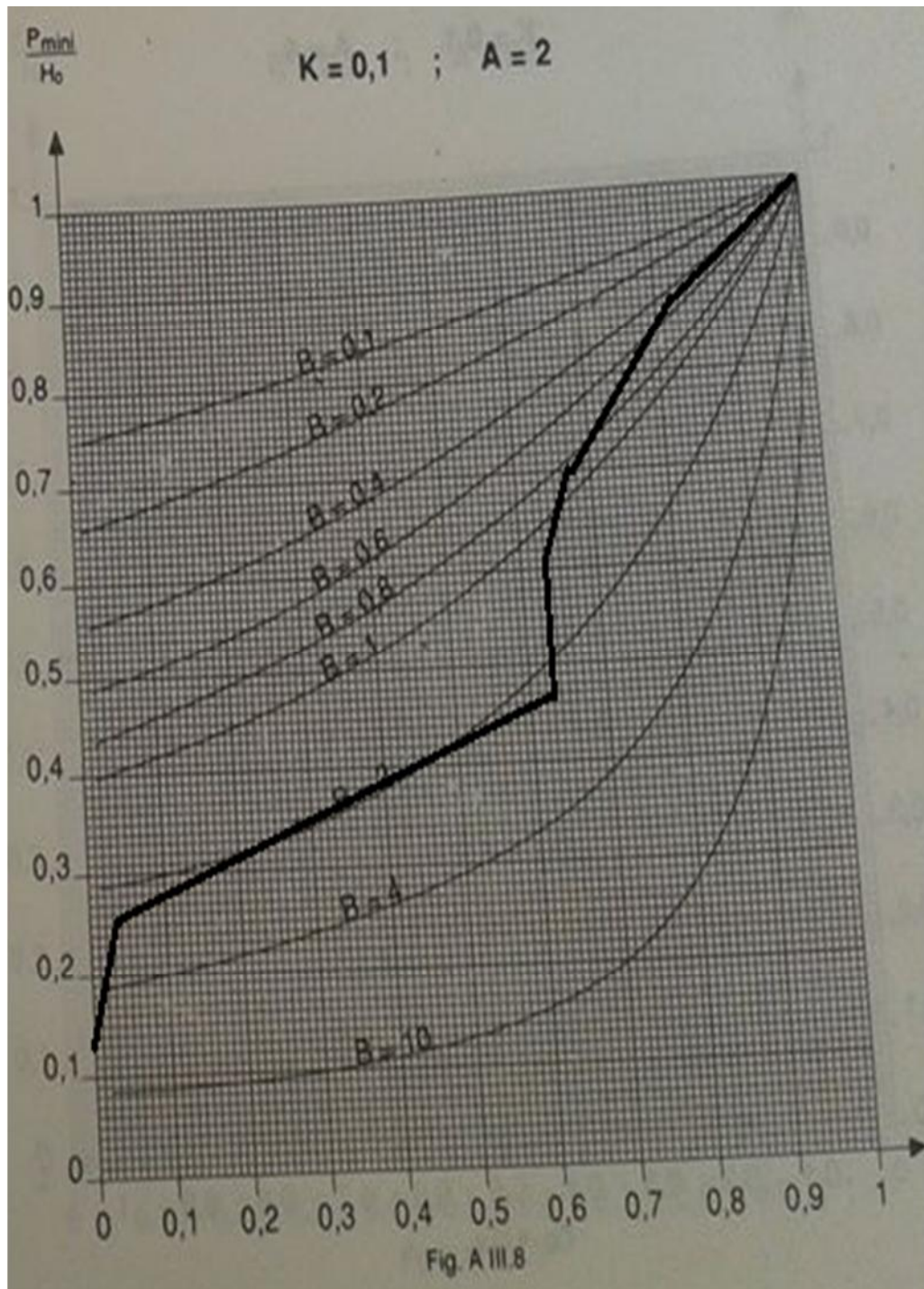
Pour les Tubes en polyéthylène de gamme PN 16

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 3 : Abaques & Catalogue

Annexe 3.1 : Abaque de PUECH et MEUNIER pour $K=0.1$ et $A=2$ 

Annexe 3.3 : Catalogue HYDROFORT CHARLATTE pour les réservoirs d'air

Gamme *eaux claires*

Surpression - Régulation - Protection anti-bélier

Hydrochoctype 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. Prismaire antirouille glycérophthalique, couleur ocre rouge, épaisseur 30 microns.
Externe. Laque monocouche résine uréthane, acrylique couleur orange, épaisseur 30 microns.

**VESSIE**

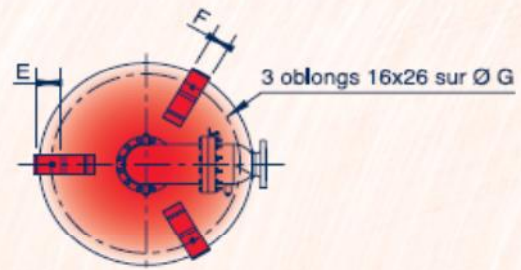
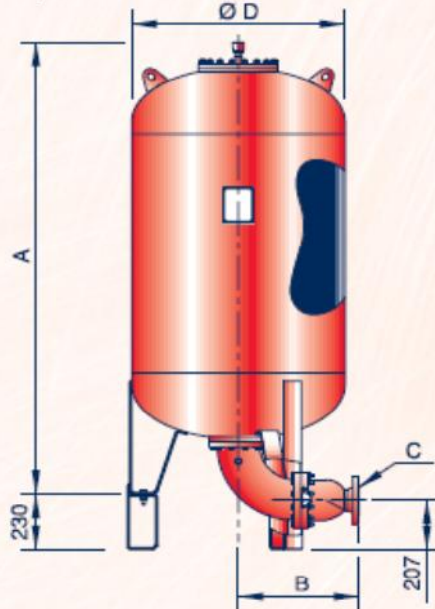
Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).

**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
DN80	480	35
DN100	460	34
DN125	450	35
DN150	457	37

Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

Gamme 10/15 bars

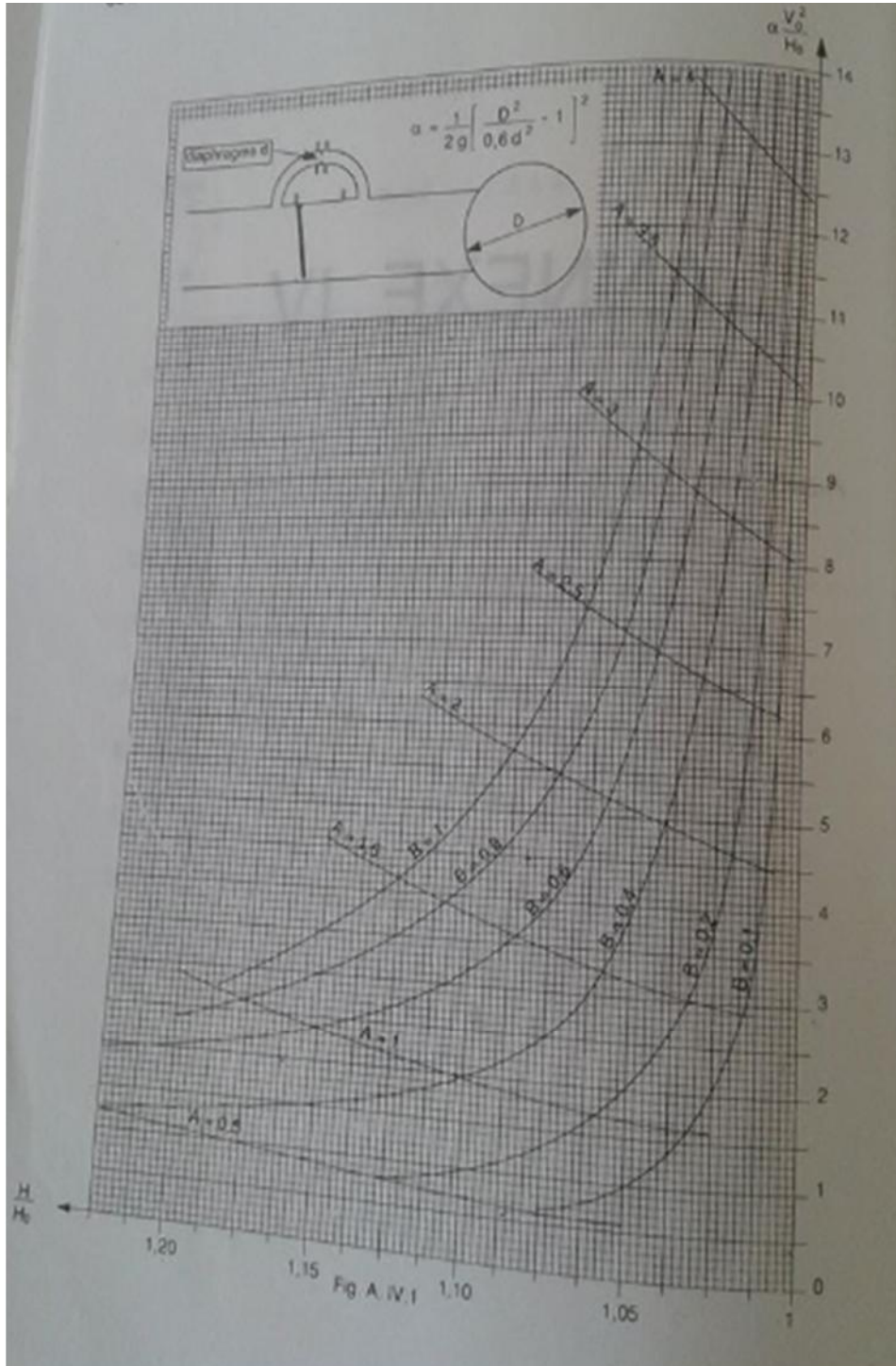
Code	Vol.	A (mm)	Ø D (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
HC-100-10/15-VF	100	783	630	54	50	560	71
HC-200-10/15-VF	200	1093	630	54	50	560	93
HC-300-10/15-VF	300	1418	630	54	50	560	116
HC-500-10/15-VF	500	2068	630	54	50	560	163
HC-750-10/15-VF	750	1863	850	80	80	755	261
HC-1000-10/15-VF	1000	2363	850	80	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

CHARLATTE
FAYAT GROUP

17, rue Paul-Bert - 89400 Migennes - Tél. : 03 86 92 30 14 - Fax : 03 86 92 30 01
E-mail : reservoir@charlattereservoirs.fayat.com - www.charlatte.com

Annexe 3.4: Abaque de MM, DUBIN et GUENEAU



Annexe IV : Variation de la consommation en fonction du nombre d'habitant

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