

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 a partir d'un piquage pour l'alimentation
des villes d'Elmain et tenietanar (w. Bordj Bou Arreridj).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-14

APA Citation (APA توثيق):

Kenioua, Nabil (2014). Etude d'adduction a partir d'un piquage pour l'alimentation
des villes d'Elmain et tenietanar (w. Bordj Bou Arreridj)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 : AEP

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'ADDUCTION A PARTIR D'UN PIQUAGE POUR
L'ALIMENTATION DES VILLES D'ELMAIN ET
TENIETANASR (W.B B ARRERIDJ)**

PRESENTE PAR :

Mr :KENIOUA Nabil.

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . KHODJET-KESBA Omar	PROFESSEUR.	Président
M ^r . HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
M ^{me} . BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examineur
M ^r . DJELLAB Mohamed	M.C.B.	Examineur
M ^r . AZZAZ Sofiane	Ingénieur (SEAAL)	invité
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M.A.A.	Promotrice

Septembre - 2014

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice M^{me} MOKRANE , pour l'aide qu'elle m'a offerte durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude a nos professeurs et enseignants qui nous ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis et toute personne m'a aidé pour obtenir ce degré de connaissance et de succès.

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents MAHFOUD et
DALLOUA, qui m'ont soutenus durant toutes ces
années de formation.*

A toutes mes sœurs, tous mes frères.

A toute la famille KENIOUA.

A mes cousins HAROUN et AMMAR

A tous mes amis de l'E.N.S.H.

*Et à toute la promotion 2013/2014
de l'hydraulique.*

KENIOUA NABIL (ZOBIR).

نقوم في هذه الدراسة بتقييم احتياجات بلديات الماين، ثنية النصر، تفرق، جعفر، القلة، بولاية برج بوعريبيج على المدى البعيد.

كما نقوم بتحديد ابعاد انابيب نقل الماء ذوات السيلان بالجاذبية أو بالضخ وكذلك الخزانات و محطات الضخ و ضخات المطلوبة لنقل هذه الكميات من الماء .
لأخير نتطرق الى ظاهرة المطرقة المائية و كيفية حماية الأنابيب منها .

Résumé

Dans cette étude, nous évaluerons les besoins en eau potable des communes d'ELMAIN ;TENIETANASR ;COLLA ;TEFFREG ;et DJAAFRA de la wilaya de BORDJ BOUARRIREDJ.

Nous dimensionnerons les conduites, gravitaires et refoulement, du point de vue technico-économique, les réservoirs du stockage et les stations de pompage et les types des pompes correspondantes.

Enfin, nous nous étalerons sur un moyen de protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier.

Abstract

In this study we will evaluate the requirements out of drinking water for the communes for ELMAIN, TENIETANASR, COLLA, TEFFREG et DJAAFRA of the wilaya of BORDJ BOUARRIREDJ. We will dimension the pipes, gravitating and repression, from the technico-economic point of view, and so the storage tanks and the stations of pumping, and we will choose the good pumps. In the end we will be spread out over a means of protection of the pipes against the phenomenon of water hammer.

sommaire

<i>Introduction générale</i>	1
Chapitre I :Etude du site du projet	
<i>Introduction</i>	2
<i>I-1 Situation géographique</i>	2
<i>I-2 Relief</i>	3
<i>I-3 Situation géologique et géotechnique</i>	3
<i>I-4 Sismicité</i>	4
<i>I-5 Végétation</i>	4
<i>I-6 Situation climatologique</i>	5
<i>I-7 Situation agricole</i>	5
<i>I-8 Ressources en eaux superficielles et profondes</i>	6
<i>I-9 Présentation du barrage de Tichy-Haf</i>	6
<i>I-10 Population</i>	6
<i>I-11 Situation hydraulique</i>	8
<i>Conclusion</i>	8
Chapitre II : Estimation des besoins	
<i>Introduction</i>	9
<i>II-1 : Evaluation de la situation démographique</i>	9
<i>II-2 : Estimation des besoins en eau potable</i>	11
<i>II-2-1:besoins domestique</i>	11
<i>II-2-2:besoins scolaires</i>	12
<i>II-2-3:Besoins sanitaires</i>	13
<i>II-2-4:besoins des locaux commerciaux et publics</i>	13
<i>II-2-5:besoins industrielles et agricoles</i>	15
<i>II-2-6:pertes et gaspillage</i>	15
<i>II-2-7: récapitulatif des consommations journalières</i>	15
<i>II-3 : Etude des variations des débits</i>	16

<i>II-3-1 : Détermination du débit moyen journalier</i>	16
<i>II-3-2 : Détermination du débit minimum journalier</i>	17
<i>II-3-3 : Détermination du débit maximum journalier</i>	17
<i>II-3-4 : variation horaire du débit maximum journalier</i>	17
Conclusion	23

Chapitre III :Etude du stockage

<i>Introduction</i>	24
<i>III -1 : Définition</i>	24
<i>III-2 :Rôles des réservoirs</i>	24
<i>III-3 : Classification</i>	25
<i>III-5 : Capacité des réservoirs</i>	27
<i>III-5-1 :Méthode analytique</i>	27
<i>III-5-2:Méthode graphique</i>	27
<i>III-5-3: Dimensionnement des réservoirs d'alimentation</i>	28
<i>III-5-3-1 :Dimensionnement du réservoir d'ELMAIN</i>	29
<i>III-5-3-2 : Dimensionnement du réservoir de DJAAFRA</i>	30
<i>III-5-3-3 : Dimensionnement du réservoir de TEFRREG</i>	31
<i>III-5-3-4 : Dimensionnement du réservoir de COLLA</i>	32
<i>III-5-3-5 : Dimensionnement du réservoir de TENIET ANASR</i>	33
<i>III-5-3-6 : Dimensionnement du réservoir tampon</i>	34
<i>III-5-4 : Dimensionnement des bâches d'aspiration</i>	35
<i>III-5-4-1 : Dimensionnement de la bâche d'aspiration de la station de pompage (sp1)</i>	35
<i>III-5-4-2 : Dimensionnement de la bâche d'aspiration de la station de pompage (sp2)</i>	36
<i>III-5-4-3 :Dimensionnement de la bâche d'aspiration de la station de pompage (sp5)</i>	36
Conclusion	36

Chapitre IV :Etude de l'adduction

<i>Introduction</i>	37
<i>IV-1: Classification</i>	37
<i>IV-2 : Choix du tracé</i>	37
<i>IV-3 :Choix de matériau de canalisation</i>	37

<i>IV-4 : Etude des variantes de l'adduction</i>	38
<i>IV-4-1 : proposition des variantes</i>	38
<i>IV-4-2 : choix de variante</i>	41
<i>IV-5 : Etude technico-économique de l'adduction</i>	41
<i>VI-5-1 : étude de l'adduction gravitaire</i>	41
<i>IV-5-2 : étude de l'adduction par refoulement</i>	44
<i>IV-5-2-1 : Calcul des pertes de charge</i>	45
<i>IV-5-2-2 : Calcul de la hauteur manométrique totale</i>	46
<i>IV-5-2-3 : Puissance absorbée par la pompe</i>	46
<i>IV-5-2-4: Energie consommée par la pompe</i>	46
<i>IV-5-2-5: Calcul des frais d'exploitation</i>	46
<i>IV-5-2-6: Frais d'amortissement</i>	46
<i>IV-5-2-7: Détermination des diamètres économiques</i>	46
<i>IV-6 : Etude de pompage</i>	60
<i>IV-6-1 : Choix des pompes</i>	60
<i>IV-6-2 : Couplage des pompes</i>	60
<i>IV-6-3 : Choix du nombre de pompes</i>	60
<i>IV-6-4 : Courbes caractéristiques et Points de fonctionnement des pompes</i>	62
<i>IV-6-5 : mode du réglage</i>	67
<i>IV-6-6 : étude de la cavitation</i>	67
<i>V-6-7. Choix du moteur électrique</i>	69
<i>IV-6-7 : dimensionnement des stations de pompage</i>	71
<i>IV-7 : Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire</i>	75
<i>IV-7-1 : Causes du coup de bélier</i>	75
<i>IV-7-2 : Amplitude des coups de bélier</i>	76
<i>IV-7-3 : Risques dus aux coups de bélier</i>	76
<i>IV-7-4 : Fatigue de la canalisation</i>	77
<i>IV-7-5 : Interprétation physique du coup de bélier</i>	77
<i>IV-7-6 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier</i>	78
<i>2/Calcul des réservoirs d'air</i>	81
<i>3/Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction</i>	83
<i>4/Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon</i>	84

<i>IV-7-7 :Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier</i>	87
<i>Conclusion</i>	89
Chapitre v :Organisation de chantier	
<i>Introduction</i>	90
<i>V-1 : Définition</i>	90
<i>V-2 : Implantation du trace des tranchées sur le terrain</i>	90
<i>1.Matérialisation</i>	90
<i>2. Nivellement</i>	90
<i>3. Excavation des tranchées</i>	90
<i>4. La profondeur (H_{tr})</i>	90
<i>5. Largueur de la tranchée</i>	90
<i>6. Choix du coefficient du talus</i>	91
<i>7. Section transversale de la tranchée (S_{tr})</i>	91
<i>8. volumes des déblais et remblais</i>	91
<i>9. estimation des couts de pose des canalisations</i>	91
<i>V-3 : les stations de pompage</i>	92
<i>V-4 : Evaluation des durées des travaux</i>	93
<i>2. La durée d'excavation</i>	93
<i>2-1.Choix d'excavateur</i>	93
<i>2-2.Rendement d'exploitation de la pelle choisie</i>	93
<i>2-3.La durée d'excavation</i>	94
<i>3. Définitions des tâches et leurs durées</i>	94
<i>Conclusion</i>	95
Chapitre VI :Protection et Sécurité de travail	
<i>Introduction</i>	95
<i>VI-1-statistique sur les accidents du travail</i>	95
<i>VI.2. Les causes des accidents de travail dans un chantier</i>	95
<i>VI.3 Protections individuelles</i>	97
<i>VI.4.Prévention médicale</i>	97
<i>VI.5.1.Examen clinique, éventuels examens complémentaires</i>	97
<i>VI.5.2.Information du salarié par le médecin du Travail</i>	97
<i>Conclusion</i>	97
<i>Conclusion générale</i>	98

Liste des tableaux

CHAPITRE I :ETUDE DE SITE DU PROJET

<i>Tableau I :1 : Répartition mensuelle des précipitations</i>	<i>page 6</i>
<i>Tableau I :2 : Evolution de l'agglomération de 1996 jusqu' à 2008</i>	<i>page 7</i>

CHAPITRE II :ESTIMATION DES BESOINS

<i>Tableau II-1: évaluation de la population aux horizons (2014-1040).</i>	<i>Page 10</i>
<i>Tableau II-2:dotation unitaire moyenne</i>	<i>page 12</i>
<i>Tableau II-3:tableau récapitulatif des besoins domestiques</i>	<i>page 12</i>
<i>Tableau II-4:tableau récapitulatif des besoins scolaires</i>	<i>page 13</i>
<i>Tableau II-5: tableau récapitulatif des besoins sanitaires</i>	<i>page 14</i>
<i>Tableau II-6: tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux d'ELMAIN</i>	<i>page 14</i>
<i>Tableau II-7 :tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux de TENIET ANASR</i>	<i>page 15</i>
<i>Tableau II-8 :tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux de COLLA</i>	<i>page 15</i>
<i>Tableau II-9 :tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux de DJAAFRA</i>	<i>page 16</i>
<i>Tableau II-10 :tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux de TEFFREG</i>	<i>page 16</i>
<i>Tableau II-11 :tableau récapitulatif des différentes demandes journalières</i>	<i>page 16</i>
<i>Tableau II-12 : tableau récapitulatif des besoins journaliers des cinq communes</i>	<i>page 16</i>
<i>Tableau II-13:tableau récapitulatif des consommation journalières Q_{minj}, Q_{moyj}, Q_{maxj}</i>	<i>page 20</i>
<i>Tableau II-14: Répartition horaire du débit maximum journalier</i>	<i>page 21</i>
<i>Tableau II-15 : variation du débit horaire pour la commune d'ELMAIN</i>	<i>page 22</i>
<i>Tableau II-16 :variation du débit horaire pour la commune de JDAAFRA</i>	<i>page 23</i>
<i>Tableau II-17 :variation du débit horaire pour la commune de COLLA</i>	<i>page 23</i>
<i>Tableau II-18 :variation du débit horaire pour la commune de TENIET ANASR</i>	<i>page 25</i>
<i>Tableau II-19 :variation du débit horaire pour la commune de TEFFREG</i>	<i>page 26</i>
<i>Tableau III-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'ELMAIN</i>	<i>page 28</i>

CHAPITRE III :ETUDE DE STOCKAGE

<i>Tableau III-2 :Evaluation du volume résiduel du réservoir de DJAAFRA</i>	<i>page 30</i>
<i>Tableau III-3 :Evaluation du volume résiduel du réservoir de TEFFREG</i>	<i>page 31</i>

<i>Tableau III-4 :Evaluation du volume résiduel du réservoir de COLLA</i>	<i>page 32</i>
<i>Tableau III-5 :Evaluation du volume résiduel du réservoir de TENIETANASR</i>	<i>page 33</i>
<i>tableau III-6 :les volumes des réservoirs des communes.</i>	<i>Page 34</i>
<i>Tableau III-7 :les volumes des réservoirs existants.</i>	<i>page 34</i>
<i>Tableau III-8 :Tableau récapitulatif des différentes dimensions des bâches d'aspiration</i>	<i>page 37</i>

CHAPITRE VI :ETUDE DE L'ADDUCTION

<i>Tableau IV-1: Coefficients K', m, s pour différents types du tuyau</i>	<i>page 44</i>
<i>Tableau IV-2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction</i>	<i>page 45</i>
<i>Tableau IV-3 : Les altitudes des différents points de l'adduction</i>	<i>page 46</i>
<i>Tableau IV-4: Diamètres calculés du tronçon RT-R5</i>	<i>page 47</i>
<i>Tableau IV-5 : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire</i>	<i>page 47</i>
<i>Tableau IV-5: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2</i>	<i>page 48</i>
<i>Tableau IV-6:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2</i>	<i>page 49</i>
<i>Tableau IV-7: Variation journalière des tarifs de l'énergie</i>	<i>page 49</i>
<i>Tableau IV-8: Calcul des frais d'exploitation du SP1- SP2</i>	<i>page 49</i>
<i>Tableau IV-9:Bilan du tronçon SP1- SP2</i>	<i>page 57</i>
<i>Tableau IV-10: Calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3</i>	<i>page 58</i>
<i>Tableau IV-11:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3</i>	<i>page 59</i>
<i>Tableau IV-12: Calcul des frais d'exploitation du SP2- SP3</i>	<i>page 59</i>
<i>Tableau IV-13:Bilan du tronçon SP2- SP3</i>	<i>page 59</i>
<i>Tableau IV-14: Calcul de la HMT du tronçon SP3-SP4</i>	<i>page 60</i>
<i>Tableau IV-15:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-SP4</i>	<i>page 61</i>
<i>Tableau IV-16: Calcul des frais d'exploitation du SP3- SP4</i>	<i>page 61</i>
<i>Tableau IV-17:Bilan du tronçon SP3- SP4</i>	<i>page 61</i>
<i>Tableau IV-18: Calcul de la HMT du tronçon SP4-R1</i>	<i>page 62</i>
<i>Tableau IV-19:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4-R1</i>	<i>page 63</i>
<i>Tableau IV-20: Calcul des frais d'exploitation du SP4-R1</i>	<i>page 63</i>
<i>Tableau IV-21:Bilan du tronçon SP4-R1</i>	<i>page 63</i>

<i>Tableau IV-22: Calcul de la HMT du tronçon R1-R2</i>	<i>page 64</i>
<i>Tableau IV-23: Calcul des frais d'amortissement du tronçon R1-R2</i>	<i>page 65</i>
<i>Tableau IV-24: Calcul des frais d'exploitation du R1-R2</i>	<i>page 65</i>
<i>Tableau IV-25: bilan du tronçon R1-R2</i>	<i>page 65</i>
<i>Tableau IV-26: Calcul de la HMT du tronçon R2-sp5</i>	<i>page 66</i>
<i>Tableau IV-27: Calcul des frais d'amortissement du tronçon R2-sp5</i>	<i>page 67</i>
<i>Tableau IV-28: Calcul des frais d'exploitation du R2-sp5</i>	<i>page 67</i>
<i>Tableau IV-29: Bilan du tronçon R2-sp5</i>	<i>page 67</i>
<i>Tableau IV-30: Calcul de la HMT du tronçon SP5-RT</i>	<i>page 68</i>
<i>Tableau IV-31: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP5-RT</i>	<i>page 69</i>
<i>Tableau IV-32: Calcul des frais d'exploitation du SP5-RT</i>	<i>page 69</i>
<i>Tableau IV-33: Bilan du tronçon SP5-RT</i>	<i>page 69</i>
<i>Tableau IV-34: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de sp1</i>	<i>page 71</i>
<i>Tableau IV-35: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de sp2</i>	<i>page 72</i>
<i>Tableau IV-36: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de sp3</i>	<i>page 72</i>
<i>Tableau IV-37: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de sp4</i>	<i>page 72</i>
<i>Tableau IV-38: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de sp5</i>	<i>page 73</i>
<i>Tableau IV-39: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température</i>	<i>page 73</i>
<i>Tableau IV-40 : les cotes de calage des pompes.</i>	<i>Page 73</i>
<i>Tableau IV-41: Coefficient de correction en fonction de la puissance.</i>	<i>Page 73</i>
<i>Tableau IV-42: les moteurs des pompes choisis</i>	<i>page 74</i>
<i>Tableau IV-43 : cotations des organes de la pompe</i>	<i>page 76</i>
<i>Tableau IV-44: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.</i>	<i>Page 79</i>
<i>Tableau VI.45 : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.</i>	<i>Page 74</i>
<i>Tableau IV-46 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction</i>	<i>page 78</i>
<i>Tableau IV-47 : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon</i>	<i>Page 79</i>
<i>Tableau IV-48 : Détermination du B pour le tronçon SP1-SP2</i>	<i>page 79</i>
<i>Tableau IV-49 : Détermination du B pour le tronçon: SP2-SP3</i>	<i>page 79</i>

<i>Tableau IV-50 : Détermination du B pour tronçon: SP3-SP4</i>	<i>page 79</i>
<i>Tableau IV-51 : Détermination du B pour le tronçon: SP4-SP5</i>	<i>page 79</i>
<i>Tableau IV-52: Détermination du B pour tronçon: SP5-RT</i>	<i>page 80</i>
<i>Tableau IV-53 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon</i>	<i>Page 80</i>
<i>Tableau IV-54 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire</i>	<i>Page 81</i>
<i>Tableau IV-55 : loi de manœuvre du robinet vanne.</i>	<i>Page 82</i>
<i>Tableau IV-56: tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne</i>	<i>page 83</i>

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER

<i>Tableau V-1 : Choix du coefficient du talus</i>	<i>page 87</i>
<i>Tableau V-2 : Coefficient de foisonnement</i>	<i>page 87</i>
<i>Tableau V-3 : résumé les résultats obtenus</i>	<i>page 88</i>
<i>Tableau V-4: Devis des différents travaux de pose des conduites</i>	<i>page 88</i>
<i>Tableau V-5 : les prix des tuyaux des tançons</i>	<i>page 88</i>
<i>Tableau V-6 : les couts de construction des stations de pompage</i>	<i>page 89</i>
<i>Tableau V-7 : les équipements des stations et leurs prix</i>	<i>page 90</i>
<i>Tableau V-8. : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement</i>	<i>page 93</i>
<i>Tableau V-9 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction</i>	<i>page 94</i>

Liste des figures

<i>Figure I-1 :situation administrative de la zone d'étude</i>	<i>page 3</i>
<i>Figure I-2 : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas</i>	<i>Page 4</i>
<i>Figure I-3 :diagrammes d'accroissance démographique</i>	<i>page 7</i>
<i>Figure I-4 :eaux souterraines de la wilaya de BBAreridj</i>	<i>page 8</i>
<i>Figure II-1:répartition des habitants par année de projection.</i>	<i>Page 11</i>
<i>Figure II-2 : les débits moyens journaliers</i>	<i>page 18</i>
<i>figure III-1 : coupe transversale d'un réservoir</i>	<i>page 30</i>
<i>Figure III-2 : les courbes de consommation cumulée et les apports</i>	<i>page 32</i>
<i>Figure IV-1 : schéma vertical pour la variante N 1</i>	<i>page 47</i>
<i>Figure IV-2 : schéma vertical pour la variante N2</i>	<i>page 48</i>
<i>Figure IV-3 : schéma vertical pour la variante N3</i>	<i>page 49</i>
<i>Figure IV-4:bilan des frais d'amortissement et d'exploitation</i>	<i>Page 58</i>
<i>Figure IV-5 :bilan des frais d'amortissement et d'exploitation</i>	<i>page 60</i>
<i>Figure IV-6: bilan des frais d'amortissement et d'exploitation</i>	<i>page 62</i>
<i>Figure IV-7: bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.</i>	<i>Page 64</i>
<i>Figure IV-8 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitation</i>	<i>page 66</i>
<i>Figure IV-9: bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.</i>	<i>Page 68</i>
<i>Figure IV-10 bilan des frais d'amortissement et d'exploitation</i>	<i>page 70</i>
<i>Figure IV-11: les courbes caractéristiques du groupe de pompage de sp1 et de la conduite</i>	<i>page 75</i>
<i>Figure IV-12: les courbes caractéristiques du groupe de pompage de sp2 et de la conduite</i>	<i>page 77</i>
<i>Figure IV-13: les courbes caractéristiques du groupe de pompage sp3 et de la conduite</i>	<i>page 80</i>
<i>Figure IV-14: les courbes caractéristiques du groupe de pompage sp4 et de la conduite</i>	<i>page 81</i>
<i>Figure IV-15: les courbes caractéristiques du groupe de pompage sp5 et de la conduite</i>	<i>page 82</i>
<i>Figure IV-16 : les cotes d'une pompe multicellulaire à axe horizontale</i>	<i>page 82</i>
<i>Figure IV-17 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier</i>	<i>Page 84</i>
<i>Figure IV-18 : Profil en long et l'enveloppe des dépressions.</i>	<i>Page 84</i>

<i>Figure IV-19 : dimensions et caractéristiques d'un réservoir d'air (anti-bélier)</i>	<i>page 86</i>
<i>Figure IV-20: Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne)</i>	<i>page 86</i>
<i>figure V-1 : schéma de la tranchée</i>	<i>page 90</i>
<i>Figure V-2 : pelle hydraulique</i>	<i>page 91</i>
<i>Figure V-3 : bulldozer</i>	<i>page 91</i>
<i>Figure V-4 :chargeur</i>	<i>page 92</i>
<i>Figure V-5 : Compacteur</i>	<i>page 93</i>
<i>Figure V-6: Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier</i>	<i>Page 93</i>
<i>Figure VI.1 Pourcentage des différentes natures d'accident</i>	<i>page 95</i>

Liste des planches

Planche 1/4 : schéma vertical de l'adduction

Planche 2/4 : profil en long de la conduite gravitaire PR4-R4

Planche 3/4 : plan de la station de pompage SP3

Planche 4/4 : les accessoires dans une adduction

Introduction

Introduction

Introduction Générale

L'eau est l'élément le plus important dans la nature .la vie ne peut pas continuer sans cet élément. Et comme c'est la source de la vie c'est une source d'investissement, de développement de culture, de l'industrie et beaucoup des autre points.

C'est dans ce cadre qu'entre l'objectif de notre travail dans le but de remédier aux problèmes d'alimentation en eau potable de la région d'étude en partie ouest de la wilaya de B.B.ARRERIDJ.

L'état du système actuel n'assure ni la qualité ni la quantité d'eau demandées à cause du manque des ressources et le développement démographique important de la wilaya de B.B.ARRERIDJ , pour cela l'état a fait créer un nouveau réseau pour couvrir le manque d'eau, par un branchement (piquage) a partir d'une conduite qui relie le barrage de TICHY-HAF de BEJAIA avec les réseaux de la wilaya de SETIF, qui transporte des grands débits avec des hautes charges.

Pour cela nous diviserons notre travail par des chapitres contenant les étapes d'analyser , estimer et calculer les différents paramètres de réalisation du projet qui assure une bonne alimentation en eau pour cette région.

Le premier chapitre fera l'objet d'étude de connaissance de la zone d'étude du coté géologique, hydraulique et démographique, pour bien orienter nos calculs et chiffres, puis nous passerons ,dans le second chapitre à estimer et évaluer les besoins en eau pour les différentes utilisations journalières dans la région d'étude, ces informations dirigent notre choix des matériaux des canalisations et leurs caractéristiques mécaniques.

Passant par ces données nous calculerons, dans le troisième chapitre les dimensions des conduites et les paramètres hydrauliques, les vitesses, les pressions, les pertes de charge la HMT de chaque pompes dans le système d'alimentation, puis, dans le quatrième chapitre nous allons effectuer le choix des pompes selon les résultats obtenus.

Pour assurer la bonne distribution, nous allons passer, dans le cinquième chapitre aux calculs des ouvrages de reprise et de stockage, en vérifiant l'état et les capacités des ouvrages existants.

Enfin nous discuterons et estimerons les étapes de réalisation, les devis et le délai de réalisation pour le projet, les conditions du travail, et la protection du système.

Chapitre I :

Etude Du Site

Du Projet

Introduction

La présentation du site d'étude est parmi les étapes les plus importantes dans une étude d'un projet, ce chapitre permet de connaître les situations géologique, climatique, démographique et hydraulique de notre zone d'étude.

I-1 : Situation géographique :

La zone d'étude contient cinq (05) communes de la wilaya de BORDJ BOUARRERIDJ, ce sont les communes de ELMAIN, TEFFREG, DJAAFRA, COLLA et TENIETANASR qui se trouvent au nord de la wilaya de BORDJ BOUARRERIDJ, ces communes situent entre la latitude 36°19'70" et 36°04'04" et la longitude 4°17'30" et 4°30'd'après la carte d'état majeure à l'échelle 1/10 000 ; et sont délimitées comme suite :

*Commune d'ELMAIN :

Au Nord : BeniOurtilane (Wilaya de SETIF).

Au l'Est : commune de Guenzet (Wilaya de SETIF).

Au l'Oust : commune d'Akbou (Wilaya de BEJAIA).

Au Sud : les communes de Djafraa et Teffreg (Wilaya de BORDJ BOUARRERIDJ).

*Commune de TEFFREG :

Au Nord : commune d'ELMAIN.

Au l'Est : commune de Guenzet (Wilaya de SETIF).

Au l'Oust : commune de DJAAFRA.

Au Sud : sud de DJAAFRA.

*Commune de DJAAFRA :

Au Nord : commune d'ELMAIN.

Au l'Est : commune de TEFFREG.

Au l'Oust : commune d'IGHIL ALI (Wilaya de BEJAIA).

Au Sud : commune de COLLA.

*Commune de COLLA :

Au Nord : commune DJAAFRA.

Au l'Est : commune de TEFFREG.

Au l'Oust : commune d'IGHIL ALI (Wilaya de BEJAIA).

Au Sud : commune de MEDJANA.

*Commune de TENIET ANASR :

Au Nord : (Wilaya de BEJAIA).

Au l'Est : commune de Colla (Wilaya de BORDJ BOUARRERIDJ).

Au l'Oust : commune de Mansoura (Wilaya de BOUIRA).

Au Sud : commune de Medjana (Wilaya de BORDJ BOUARRERIDJ)

La figure qui suit montre les communes d'étude :

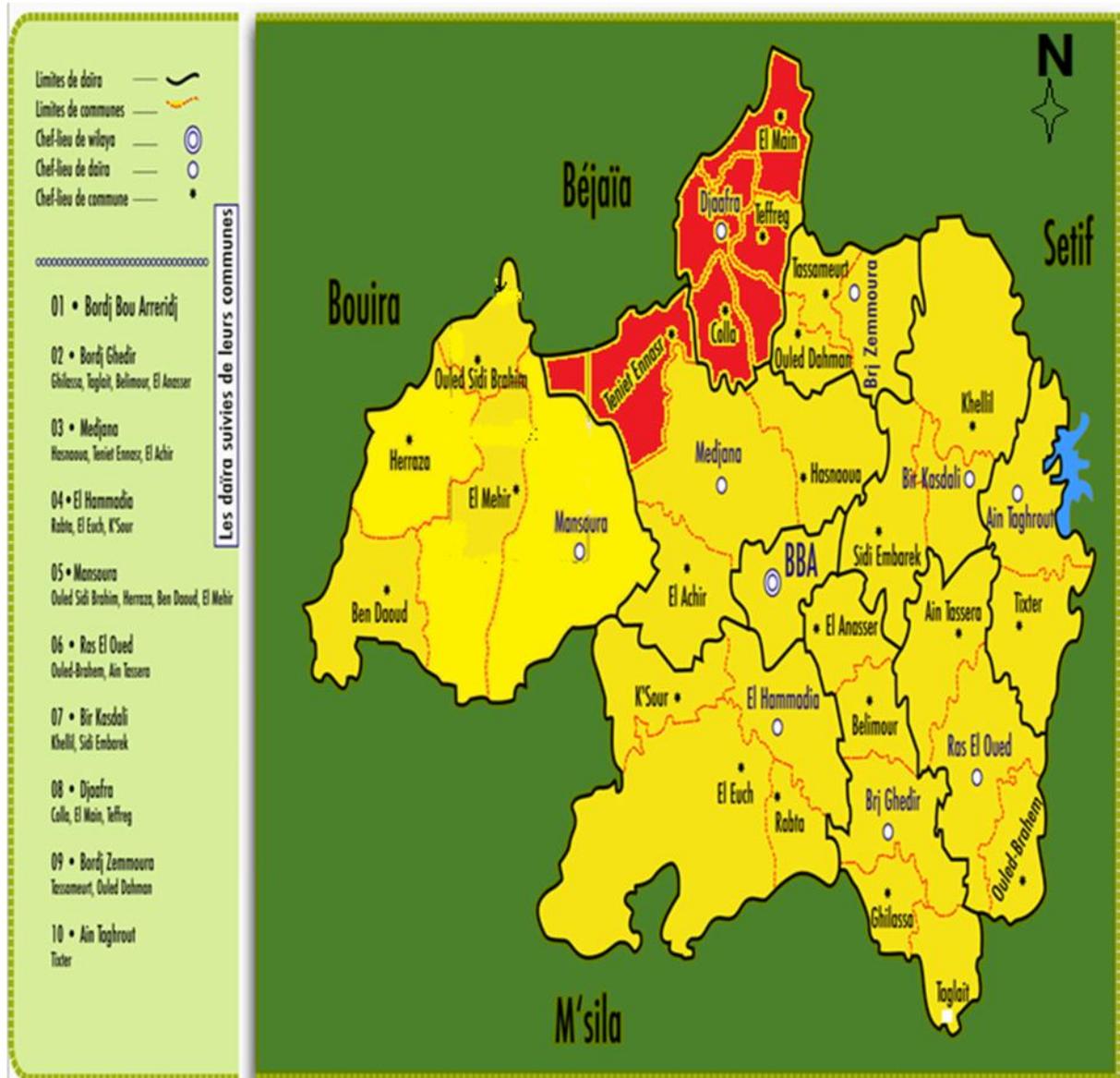


Figure I-1 : situation administrative de la zone d'étude.

I-2 Relief

La région objet de l'étude est caractérisée pour être une zone extrêmement montagneuse, présentant des altitudes supérieures à 1000 mètres NGA (les cotes variant entre 300 m et 1330 m NGA); et des dénivelés très forts, avec de fortes pentes, car ces zones hautes sont sillonnées par des gorges profondes dans le fond desquelles se trouvent les lits de plusieurs oueds, comme l'Oued Elmain, qui reçoivent les eaux d'écoulement causées par les Précipitations sous forme de pluie ou neige, qui sont relativement importantes (près de 750mm/an en moyenne).

I-3 Situation géologique et géotechnique :

La géologie de l'aire de l'étude peut être décomposée en trois grandes zones :

Zone des hautes plaines :

Par ailleurs, la zone montagneuse demeure une région de l'arboriculture notamment l'olivier et le figuier.

Les hautes plaines sont le domaine de la céréaliculture et des cultures maraîchères.

Par contre, dans la zone semi-aride, et compte tenu de la qualité saline de ses sols, la flore est généralement pauvre.

I-6 Situation climatologique

La zone d'étude appartient à l'étage bioclimatique semi-aride qui est caractérisé par un climat à hiver tempéré. La pluie annuelle moyenne dans la région d'étude située à l'intérieur de la wilaya de Bordj Bou Arreridj est comprise entre 300 et 500 mm d'après la carte des pluies de l'Algérie du nord de l'ANRH .

Une pluie annuelle moyenne comprise entre 320 mm et 450 mm, et 420 mm ,le tableau qui suite montre les précipitations annuelles .

Tableau I-1 : Répartition mensuelle des précipitations(2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
P (mm)	27.4	32.5	34.9	37.8	35.5	29.5	33.6	38.1	34.1	12.5	5.3	5.7
P en %	8,1	9,5	10,8	12,1	11,3	9,0	10,0	11,8	10,6	3,5	1,5	1,8

Source : Station pluviométrique de portes de fer (150401)

On remarque l'existence d'une saison sèche qui correspond aux mois de juin à août, avec des pluies moyennes mensuelles inférieures à 13 mm et une saison humide qui correspond aux autres mois ; le mois le plus pluvieux est décembre avec 37,8 mm tandis que le mois le moins arrosé est Juillet qui affiche 5,7 mm. Le gradient de température moyenne du mois le plus froid (janvier) au mois le plus chaud (juillet) varie de 5,60°C à 28,08°C. Le mois le plus chaud à un poids supérieur de 5 fois celui du mois le plus froid. Les mois les plus chauds correspondent aux mois de juin, juillet, août et septembre. Les mois les plus froids sont ceux de décembre, janvier et février. La vitesse moyenne du vent est de 2,28 m/s, vent faible à moyen.

I-7 Situation agricole

La surface agricole utile représente 2196 Ha soit 41,5% de la superficie totale de la commune d'ELMAIN, les limites au développement aux cultures sont liées à l'irrégularité des ressources en eau, un autre obstacle est la limite des sols qui peut entraîner leur alcalinisation. Les plantations fruitières s'étendent sur environ 420 Ha. L'arbre dominant est l'olivier, planté souvent sur des sols argileux parfois salés. La forêt occupe une place prépondérante de 4050Ha sur une surface totale de 6975 Ha le reste de la superficie, occupé par les cultures, les agglomérations, les équipements et les infrastructures, est relativement réduit. La couverture végétale pour les communes de la wilaya de Bordj Bou Arreridj est constituée par des forêts, des maquis et des surfaces couvertes par des plantes de steppes. De grandes surfaces sont actuellement dénudées; elles ont été l'objet d'une érosion intense due essentiellement aux orages très fréquents dans la région. mais communes de la daïra de Medjana possèdent des potentialités importantes en terrain agricole.

I-8 Ressources en eaux superficielles et profondes

Le périmètre d'étude est circonscrit dans les terrains peu ou faiblement aquifères. Ce sont des terrains à perméabilité de fissure. Ces terrains présentent des réserves en eau limitées, régularisées aux moyens de sources à débits variables généralement tarissables en période de basses eaux ou captées par des forages ou des puits de faibles profondeurs réalisées au niveau des nappes d'inféro-flux longeant les Oueds.

La région étudiée est caractérisé par la nature géologique dominée par des argiles et schistes à perméabilité réduite et à ressources en eau souterraines très limitée tant sur le plan quantitatif que sur le plan qualitatif.

I-9 Presentation du barrage de Tichy-Haf

L'aménagement du barrage TichyHaf est un aménagement à but multiple qui entre dans le cadre du plan général de maîtrise des ressources en eau de l'Algérie.

Il se situe dans l'ouest de la petite Kabylie, à une dizaine de kilomètres au nord-est de l'agglomération de Sidi Yahia, sur l'oued Bousselam qui est un affluent de l'oued Soummam.

I-9-1 : Caractéristiques hydrauliques :

- Aire du bassin versant: 3890 Km² (dont 2020 Km² contrôlés par le barrage Ain Zada)
- Apport annuel moyen de la rivière: 185 Hm³/an (5.9 m³/s).
- Débit des crues maximales: $Q_{1000} = 4300 - 5000$ m³/s. $Q_{10000} = 8200$ m³/s.
- Volume des crues maximales: $V_{1000} = 335 - 369$ Hm³.
- Apport solide: de 3 à 3.5 Hm³/an.

I-9-2 : Caractéristiques principales du barrage :

- Type: barrage voûte à double courbure.
- Terrain de fondation: calcaire dolomitique jurassique, marne crétacée à l'amont.
- Hauteur: 83.50 m sur fond de fouilles.
- Longueur en crête: 275 m.
- Largeur en crête: 6m.
- Largeur maximale: 18m à la base (33m en rive droite).
- Rayon de courbure: 138m en crête, 25m à la base.
- Altitude de la crête: 305.50m
- Volume du barrage: 120 000 m³ (plus 40 000 pour le renforcement de la rive droite).

I-10 : Population

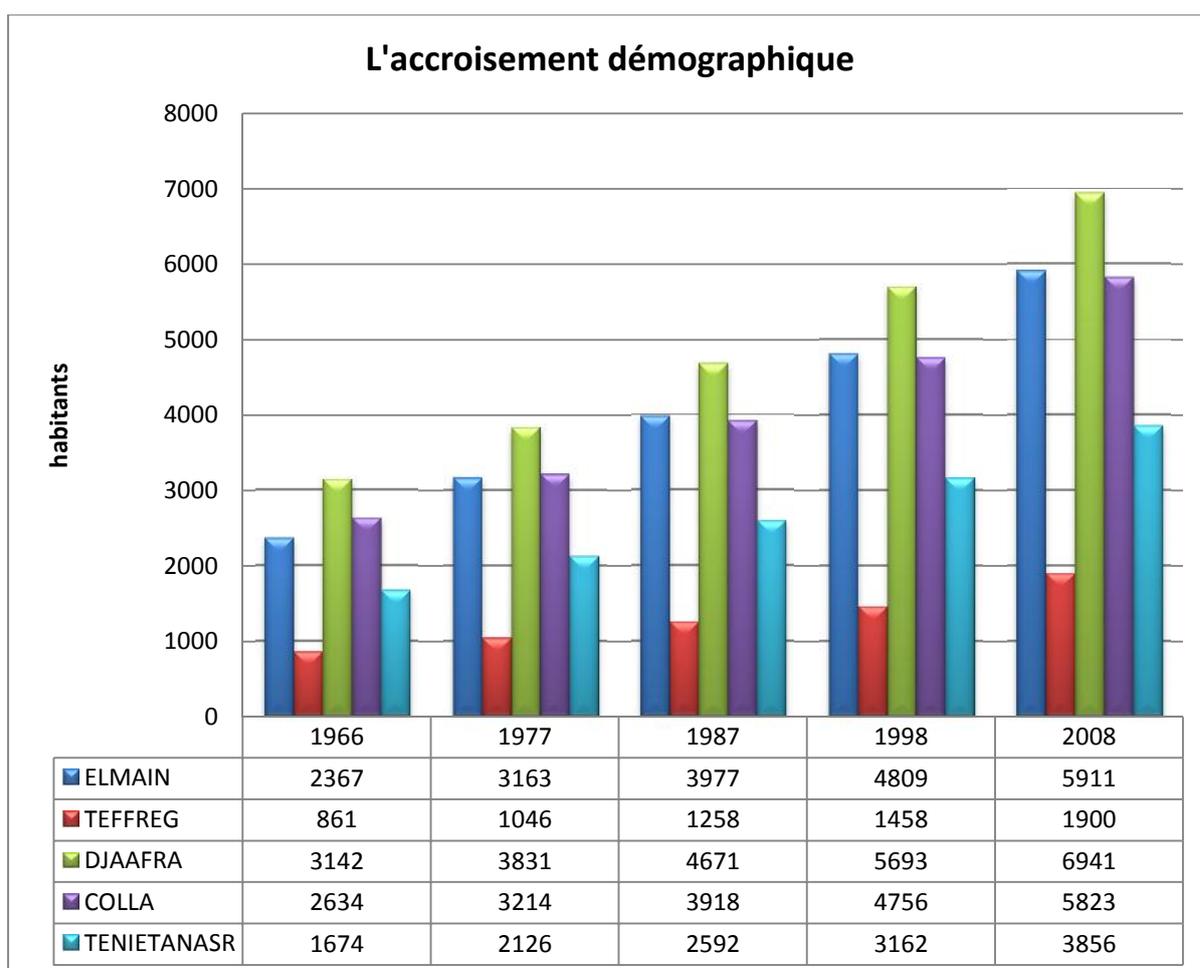
Les données de la population de 1966 à 1998 proviennent de l'Office National de Statistique (ONS) et les données de la population de l'année 2008 de la Direction de Planification et d'Aménagement du Territoire (DPAT). Le tableau I-2 résume l'évolution de la population de la zone d'étude de 1966 jusqu'à 2008.

Tableau I-2 : Evolution de l'agglomération de 1996 jusqu' à 2008

Communes	agglomération en 1966	agglomération en 1977	agglomération en 1987	agglomération en 1998	agglomération en 2008
ELMAIN	2367	3163	3977	4809	5911
TEFFREG	861	1046	1258	1458	1900
DJAAFRA	3142	3831	4671	5693	6941
COLLA	2634	3214	3918	4756	5823
TENIETANASR	1674	2126	2592	3162	3856

Source (ONS)

La figure suivante montre la situation démographique des cinq communes.

*Figure I-3 :diagrammes d'accroissance démographique*

La densité de population en 2008 est presque le double en 1966 (42 ans), ça montre que le développement démographique était important pendant ces 42 ans. On peut remarquer que le taux d'accroissement dans les cinq communes était approché.

L'examen de la dispersion de la population révèle une forte concentration des habitants au niveau d'ELMAIN et DJAAFRA par rapport à les autres communes.

I-11: Situation hydraulique

La région étudiée a des eaux souterraines réparties comme montre la figure suivante :

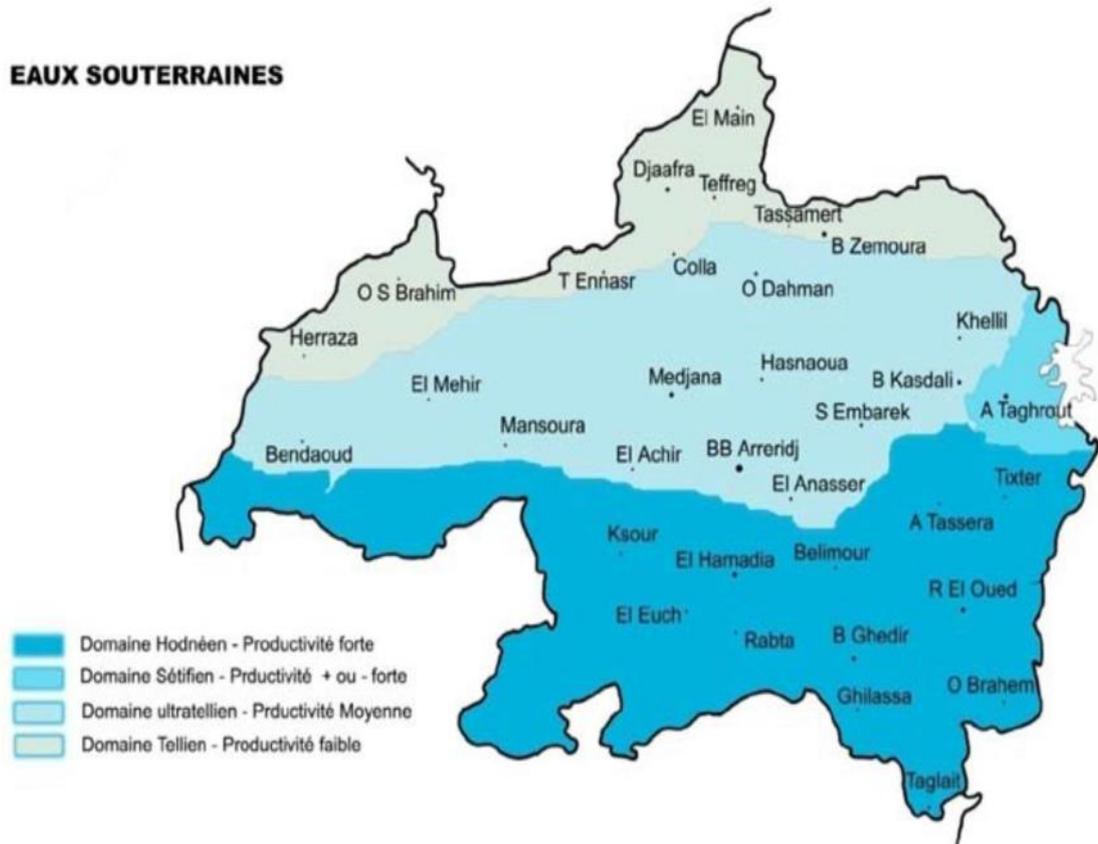


Figure I-4 eaux souterraines

On remarque que notre région est sous une difficulté d'exploiter les eaux souterraines, et c'est parmi les causes de réaliser ce projet.

Cette région est alimentée actuellement par un réseau réalisé dans les années des quatre-vingts (1986-1987) à partir des forages qui débitent en globale un débit de 52,88 l/s.

Conclusion

Les données hydrauliques, géologiques, géographiques, topographiques et démographiques du site d'étude sont ceux qui orientent notre travail et nous montrent la difficulté du point de vue relief de notre région d'étude.

Chapitre II :

Estimation

Des Besoins

Introduction

Pour un bon dimensionnement de canalisations on doit d'abord passer par une estimation convenable des besoins pour les différentes catégories de consommation, cette étape nous permet d'éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement d'une canalisation.

Les calculs se basent sur la fixation impérative des normes pour chaque catégorie de consommation.

II-1 : Evaluation de la situation démographique

Cette étude touche cinq (5) communes de la wilaya de BORDJ BOUARRERIDJ, ce sont les communes de : ELMAIN, DJAAFRA, TEFFREG, COLLA, TENIETANASR,

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_n = P_0 * (1+a)^n \quad \text{(II-1)}$$

P_n : population à l'horizon de calcul (2040);

P_0 : population à l'année du dernier recensement 2014 ;

a: taux d'accroissement démographique, (Source DHW de la Wilaya de BORDJ BOUARRERIDJ)

n : nombre d'années séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul (26 ans).

On cite les résultats sur le tableau II-1.

Tableau II-1: évaluation de la population aux horizons (2014-1040).

Daira	commune	agglomeration	2008	208-2014		2014-2020		2020-2030		2030-2040		
				T(%)	P	T(%)	P	T(%)	P	T(%)	P	
DJAAFRA	DJAAFRA	<i>Djaafra</i>	832	2,5	965	2,5	1119	2,25	1398	1,73	1659	
		<i>OuedKhlifa</i>	5085	2,1	5760	2,5	6680	2,25	8345	1,56	9742	
		<i>Ouchane</i>	372	2,2	424	2,5	492	2,2	611	1,62	718	
		<i>Boufenzer</i>	334	2,1	378	2,5	439	2,3	551	1,6	646	
		<i>AourirDjaafra</i>	205	2	231	2,5	268	2,3	336	1,61	394	
		<i>BondaKebira</i>	113	2	127	2,5	148	2,3	185	1,6	217	
		<i>Total</i>	6941									13376
	ELMAIN	<i>Elmain</i>	3514	2,3	4028	2,5	4671	2,1	5750	1,51	6680	
		<i>OuedSidiIdir</i>	2397	2,2	2731	2,6	3186	2,2	3961	1,52	4606	
		<i>Total</i>	5911								11286	
	TEFFREG	<i>Teffreg</i>	1045	2,2	1191	2,5	1381	2,4	1751	1,71	2074	
		<i>OuedZaid</i>	578	2,2	659	2,6	768	2,3	964	1,65	1136	
		<i>Achabou</i>	277	3	331	2,5	384	2,1	472	1,63	555	
		<i>Total</i>	1900								3765	
	COLLA	<i>Colla</i>	4522	2,2	5153	2,45	5958	2	7263	1,56	8479	
		<i>Village Colla</i>	1301	2,1	1474	2,52	1711	2,26	2140	1,58	2503	
		<i>Total</i>	5823								10982	
	MEDJANA	TENIET ANASR	<i>Tenietanasr</i>	2487	2,52	2888	2,1	3271	1,7	3872	1,6	4538
			<i>Hachachna-Khebatna</i>	742	1,93	832	2,3	954	2,3	1197	1,7	1417
			<i>Ain Kahla</i>	627	1,96	704	2,6	822	2,2	1022	1,6	1197
			<i>Total</i>	3856								7152
total		24431		27875		32250		39817		46561		

Donc à l'horizon 2040, le nombre d'habitants des quatre communes concernées par notre étude sera **46561 habitants**.

La répartition des habitants par années de projection est représentée sur la figure II-1

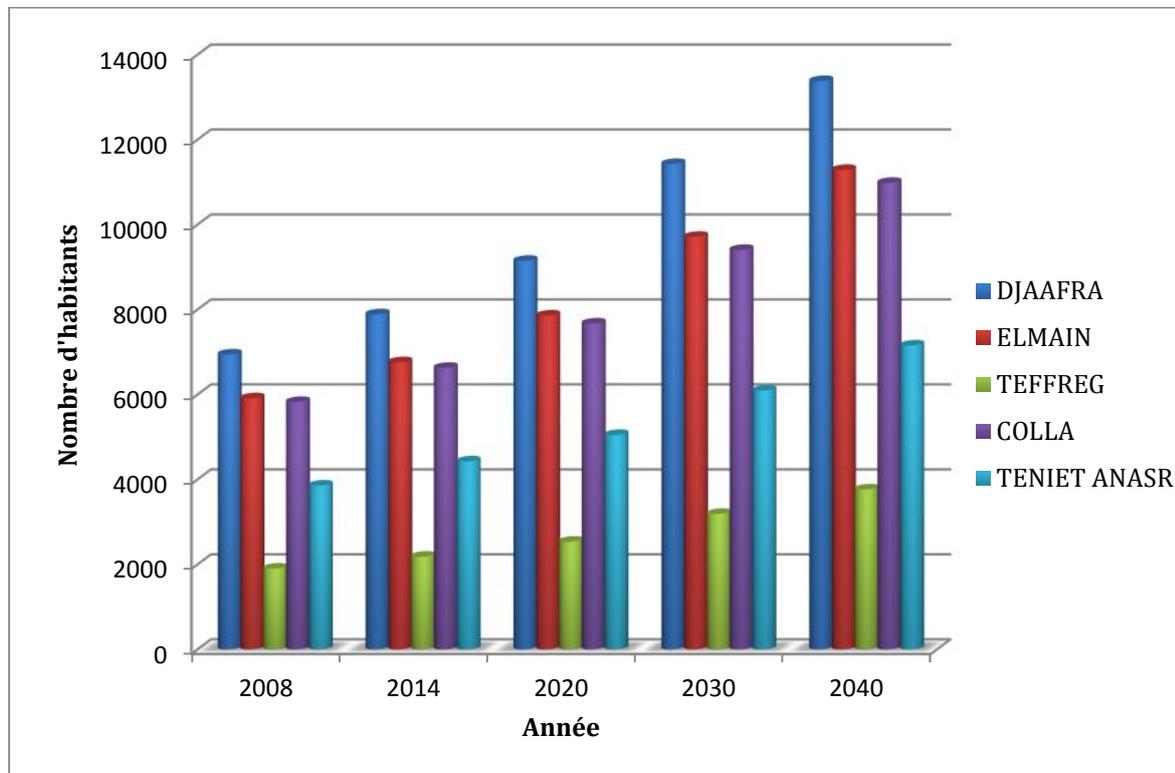


Figure II-1:répartition des habitants par année de projection.

II-2 : Estimation des besoins en eau potable

Ces calculs nous permettent d'évaluer les quantités de l'eau consommée par les différentes catégories de consommation dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement des sanitaires et les habitudes de la population et leurs activités sociales et culturelles.

II-2-1:besoins domestique

La valeur de cette consommation dépend de la dotation, et cette dernière dépend du nombre d'habitants, comme le montre le tableau II-2 .

Tableau II-2:dotation unitaire moyenne.

Nombre d'habitant (habitant)	Dotation (l/j/hab)
3000	150
3000-5000	175
5000-20000	200
20000-100000	250
100000	300

(Source : A.D.E Wilaya de B.B.Arreridj)

La consommation moyenne journalière est calculée comme suite :

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

Tableau II-3:tableau récapitulatif des besoins domestiques

Communes	Nombre d'Habitants (2040)	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (m3/j)
ELMAIN	11285	200	2257
DJAAFRA	13376	200	2675,2
TEFFREG	3765	175	658,875
COLLA	10982	200	2196,4
TENIET ANASR	7152	200	1430,4
TOTAL	46561		9217,875

D'après ce tableau le débit moyen journalier est : Q=9217,875 m³/j.

II-2-2:besoins scolaires

Cette catégorie représente les quantités d'eau demandées pour établissements d'éducation,

Tableau II-4:tableau récapitulatif des besoins scolaires

Commune	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m3/j)
COLLA	Ecolesprimaires	9	1590	20	31,8
	CEM	1	646	20	12,92
	Lycées	1	600	20	12
	Total				56,72
DJAAFRA	Ecolesprimaires	12	2100	20	42
	CEM	2	560	20	11,2
	Lycées	2	540	20	10,8
	Total				64
TEFFREG	Ecolesprimaires	4	520	20	10,4
	CEM	1	320	20	6,4
	Lycées	0	0	20	0
	Total				16,8
EL MAIN	Ecolesprimaires	6	1280	20	25,6
	CEM	3	960	20	19,2
	Lycées	2	946	20	18,92
	Total				63,72
TENIET ANASR	Ecolesprimaires	4	1264	20	25,28
	CEM	2	1040	20	20,8
	Lycées	1	945	20	18,9
	Total				64,98
TOTAL					266,22

II-2-3: Besoins sanitaires

Comme les autres établissements, les établissements sanitaires nécessitent l'eau pour les différentes utilisations.

Tableau II-5: tableau récapitulatif des besoins sanitaires

commune	Equipements	nombre	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q_{moyj} (m ³ /j)
COLLA	salles de soin	3	60	15	0,9
	Centre de santé	1	20	15	0,3
	Total				1,2
DJAAFRA	salles de soin	5	75	15	1,13
	Centre de santé	2	26	15	0,39
	Total				1,52
TEFFREG	salles de soin	2	50	15	0,75
	Centre de santé	1	40	15	0,6
	Total				1,35
ELMAIN	salles de soin	2	80	15	1,2
	Centre de santé	1	40	15	0,6
	Total				1,8
TENIET ANASR	salles de soin	2	50	15	0,75
	maternité	1	10	60	0,6
	Total				1,35
TOTAL					7,22

II-2-4: besoins des locaux commerciaux et publics

Cette catégorie de besoins touche les entreprises d'état, les locaux commerciaux ...etc., pour chaque commune, et elle varie d'une commune à l'autre, selon les besoins sociaux et la nature de la ville (rurale, urbaine).

- La commune d'ELMAIN :

Tableau II-6: tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux d'ELMAIN

Equipement	nombre	Capacité	Dotation(l/j/cons)	Débit(m ³ /j)
Siège administratifs	2	200 employeurs	15	3
Mosquées	17	5320 fidèles	25	133
Cantines	5	1100 repas	20	20
Complexes sportif	3	600 sportifs	10	6
Services de sécurité	2	90 agents	50	4,5
Total				165,3

- La commune de TENIET ANASR :

Tableau II-7 :tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux de TENIET ANASR

Equipement	Nombre	Capacité	Dotation(l/j/cons)	Débit(m ³ /j)
Siège administratifs	1	120 employeurs	15	1,8
Mosquées	13	3900 fidèles	25	97,5
Cantines	4	900 repas	20	18
Complexes sportif	2	600 sportifs	10	6
Services de sécurité	4	240 agents	50	12
Total				135,3

- La commune de COLLA :

Tableau II-8 :tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux de COLLA

Equipement	Nombre	Capacité	Dotation(l/j/cons)	Débit(m ³ /j)
Siège administratifs	1	90 employeurs	15	1,35
Mosquées	9	900 fidèles	25	22,5
Cantines	5	900 repas	20	4,5
Complexes sportif	3	200 sportifs	10	2
Services de sécurité	1	40 agents	50	2
Total				32,35

- La commune de DJAAFRA :

Tableau II-9 :tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux de DJAAFRA

Equipement	Nombre	Capacité	Dotation(l/j/cons)	Débit(m ³ /j)
Siège administratifs	4	320 employeurs	15	4,8
Mosquées	24	12000 fidèles	25	300
Cantines	4	800 repas	20	16
Complexes sportif	3	200 sportifs	10	2
Services de sécurité	4	240 agents	50	12
Total				334,8

- La commune de TEFFREG :

Tableau II-10 :tableau récapitulatif des besoins publics et commerciaux de TEFFREG

Equipement	Nombre	Capacité	Dotation(l/j/cons)	Débit(m ³ /j)
Siège administratifs	3	150 employeurs	15	1,8
Mosquées	10	6500 fidèles	25	162,5
Cantines	1	100 repas	20	2
Complexes sportif	2	200 sportifs	10	2
Services de sécurité	1	50 agents	50	2,5
Total				170,8

La somme totale des demandes sociales est de $Q_{total}=838,55 \text{ m}^3/\text{j}$.

II-2-5:besoins industrielles et agricoles

D'après les données obtenues, on remarque que les industries dans ces régions n'existent pas à cause de la nature rurale de la région, et même pour les besoins en eaux pour les activités agricoles qui sont assurés par des puits et des sources locales des eaux.

II-2-6:pertes et gaspillage

Des pertes inévitables d'eau sont dues au lavage des voitures dans les maisons ou les filtres dans les stations d'épuration, aux robinets non ou mal fermés et principalement aux fuites des canalisations de distribution enterrées ou des canalisations intérieures des immeubles.

Ces pertes estimées de 5% jusqu'à 35% pour les réseaux mal entretenus, pour notre étude on les prend environ de 10% de la consommation.

II-2-7: récapitulatif des consommations journalières

Tableau II-11 :tableau récapitulatif des différentes demandes journalières

Besoins (m ³ /j)	ELMAIN	TENIET ANASR	COLLA	DJAAFRA	TEFFREG
Domestique	2257	1430,4	2196,4	2675,2	658,86
Scolaire	63,72	64,98	56,72	64	16,8
Sanitaire	1,8	1,35	1,2	1,52	1,35
Publique	165,3	135,3	32,35	334,8	170,8
Pertes	248,78	163,20	228,67	307,55	84,78
Total= $Q_{moyj}(\text{m}^3/\text{j})$	2736,60	1795,23	2515,34	3383,07	932,59

La figure II-2 montre les demandes journalières pour les cinq communes.

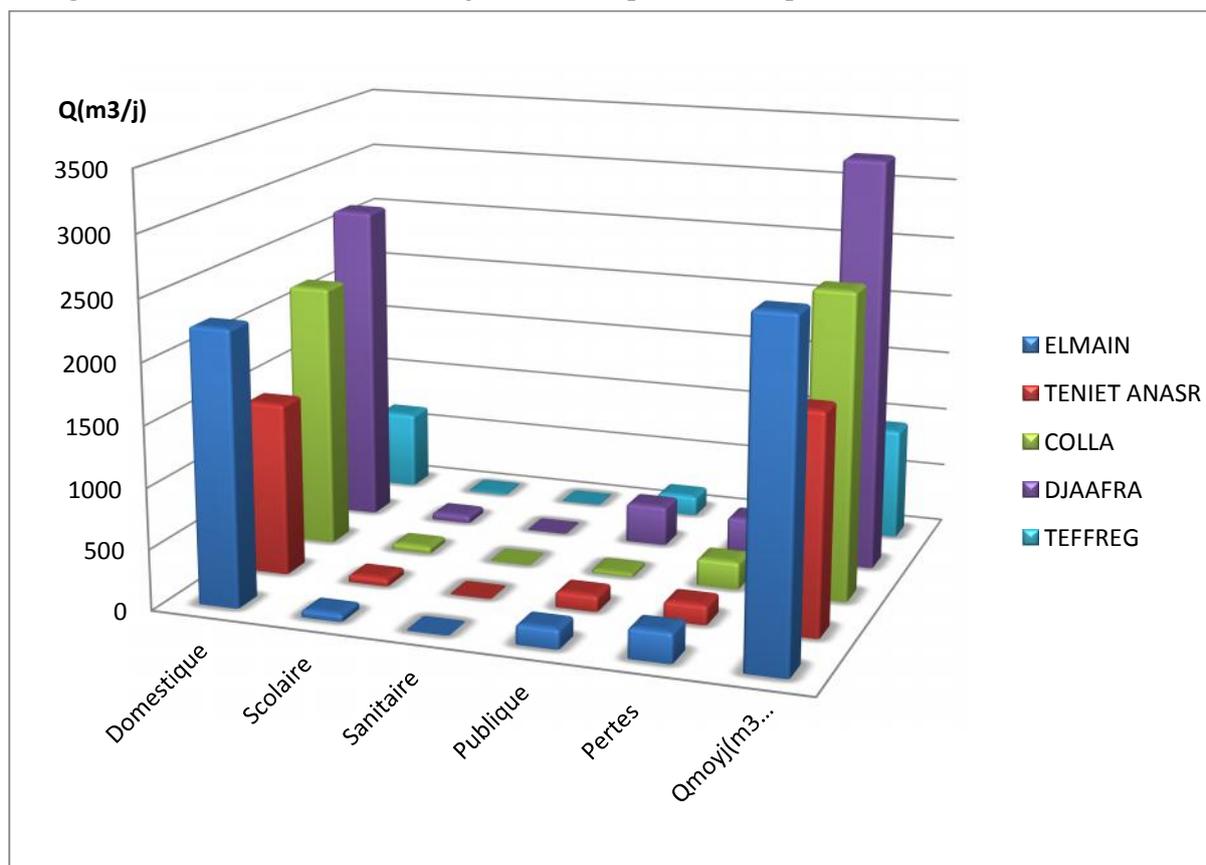


Figure II-2 : les débits moyens journaliers

II-3 : Etude des variations des débits

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week end ;

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

II-3-1 : Détermination du débit moyen journalier

Ce débit est la somme des besoins qui a été calculé, comme le montre le tableau suivant:

Tableau II-12 : tableau récapitulatif des besoins journaliers des cinq communes

commune	ELMAIN	TENIET ANASR	COLLA	DJAAFRA	TEFFREG
Q _{moyj} (m³/j)	2736,60	1795,23	2515,34	3383,07	932,59

II-3-2 : Détermination du débit minimum journalier

Ce débit montre la valeur minimale de la consommation qui peut être marqué pendant l'année, c'est une valeur caractéristique par rapport au régime de consommation annuelle, il est caractérisé par le coefficient $K_{\min j}$:

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

$Q_{\min j}$: débit minimum journalier

$Q_{\text{moy}j}$: débit moyen journalier

$K_{\min j}$: coefficient de minoration des débits journaliers, $K_{\min j} \in [0,7 - 0,9]$

On le prend $K_{\min j}=0,8$

II-3-3 : Détermination du débit maximum journalier

C'est la valeur majorant les consommations journalières pendant l'année, il est caractérisé par le coefficient de majoration $K_{\max j}$.

$$Q_{\max} = Q_{\text{moy}j} * K_{\max j} \quad (\text{II-4})$$

Q_{\max} : débit maximum journalier.

$Q_{\text{moy}j}$: débit moyen journalier

$K_{\max j}$:coefficient de majoration des débits journaliers, $K_{\max j} \in [1,1 - 1,3]$

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

Tableau II-13:tableau récapitulatif des consommation journalières $Q_{\min j}$, $Q_{\text{moy}j}$, $Q_{\max j}$

commune	$Q_{\text{moy}j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}(\text{m}^3/\text{j})$
ELMAIN	2736,60	0,8	2189,28	1,3	3557,58
TENIET ANASR	1795,23	0,8	1436,19	1,3	2333,80
COLLA	2515,34	0,8	2012,27	1,3	3269,94
DJAAFRA	3383,07	0,8	2706,46	1,3	4397,99
TEFFREG	932,59	0,8	746,07	1,3	1212,37
TOTAL	11362,84		9090,27		14771,69

II-3-4 : variation horaire du débit maximum journalier

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier, ces coefficients dépendent de nombre d'habitants comme le montre le tableau suivant.

Tableau II-14: Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants			
	10000	10000 à 50000	50000 à 100000	100000
00-01	1	1.5	3	3.35
01-02	1	1.5	3.2	3.25
02-03	1	1.5	2.5	3.3
03-04	1	1.5	2.6	3.2
04-05	2	2.5	3.5	3.25
05-06	3	3.5	4.1	3.4
06-07	5	4.5	4.5	3.85
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6
12-13	7	5	4.4	4.6
13-14	7	5	4.1	4.55
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75
15-16	4.5	6	4.4	4.7
16-17	5	6	4.3	4.65
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35
18-19	6.5	5	4.5	4.4
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3
20-21	4.5	4	4.5	4.3
21-22	3	3	4.8	3.75
22-23	2	2	4.6	3.75
23-24	1	1.5	3.3	3.7
Total	100%	100%	100%	100%

Pour notre cas les villes DJAAFRA et COLLA et ELMAN ont un nombre d'habitants compris entre 10000 et 50000 habitants, c'est-à-dire qu'on doit multiplier leurs débits journaliers maximums par les coefficients de la deuxième colonne du tableau précédent, mais pour les communes de TENIET ANASR et TEFFREG on multiplie leurs débits journaliers maximums par les coefficients de la première colonne.

- **La commune d'ELMAIN :**

Tableau II-15 : variation du débit horaire pour la commune d'ELMAIN

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=3557,58\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	53,36	1,5	53,36
1-2	1,5	53,36	3	106,73
2-3	1,5	53,36	4,5	160,09
3-4	1,5	53,36	6	213,45
4-5	2,5	88,94	8,5	302,39
5-6	3,5	124,52	12	426,91
6-7	4,5	160,09	16,5	587,00
7-8	5,5	195,67	22	782,67
8-9	6,3	222,35	28,3	1005,02
9-10	6,3	222,35	34,5	1227,37
10-11	6,3	222,35	40,7	1449,71
11-12	6,3	222,35	47	1672,06
12-13	5,0	177,88	52	1849,94
13-14	5,0	177,88	57	2027,82
14-15	5,5	195,67	62,5	2223,49
15-16	6,0	213,45	68,5	2436,94
16-17	6,0	213,45	74,5	2650,40
17-18	5,5	195,67	80	2846,06
18-19	5,0	177,88	85	3023,94
19-20	4,5	160,09	89,5	3184,03
20-21	4,0	142,30	93,5	3326,34
21-22	3,0	106,73	96,5	3433,06
22-23	2,0	71,15	98,5	3504,22
23-24	1,5	53,36	100	3557,58

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour la commune d'ELMAIN est de **$222,35\text{m}^3/\text{h}$** et survient entre 8h et midi.

- **La commune de DJAAFRA :**

Tableau II-16 :variation du débit horaire pour la commune de JDAAFRA

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=4397,99\text{m}^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	65,97	1,5	65,97
1-2	1,5	65,97	3	131,94
2-3	1,5	65,97	4,5	197,91
3-4	1,5	65,97	6	263,88
4-5	2,5	109,95	8,5	373,83
5-6	3,5	153,93	12	527,76
6-7	4,5	197,91	16,5	725,67
7-8	5,5	241,89	22	967,56
8-9	6,3	274,87	28,25	1242,43
9-10	6,3	274,87	34,5	1517,31
10-11	6,3	274,87	40,75	1792,18
11-12	6,3	274,87	47	2067,06
12-13	5,0	219,90	52	2286,95
13-14	5,0	219,90	57	2506,85
14-15	5,5	241,89	62,5	2748,74
15-16	6,0	263,88	68,5	3012,62
16-17	6,0	263,88	74,5	3276,50
17-18	5,5	241,89	80	3518,39
18-19	5,0	219,90	85	3738,29
19-20	4,5	197,91	89,5	3936,20
20-21	4,0	175,92	93,5	4112,12
21-22	3,0	131,94	96,5	4244,06
22-23	2,0	87,96	98,5	4332,02
23-24	1,5	65,97	100	4397,99

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour la commune de DJAAFRA est de **$274,87\text{m}^3/\text{h}$** et survient entre 8h et midi.

- **La commune de COLLA:**

Tableau II-17 :variation du débit horaire pour la commune de COLLA

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=3269,94 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommationcumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	49,05	1,5	49,05
1-2	1,5	49,05	3	98,1
2-3	1,5	49,05	4,5	147,15
3-4	1,5	49,05	6	196,2
4-5	2,5	81,75	8,5	277,94
5-6	3,5	114,45	12	392,39
6-7	4,5	147,15	16,5	539,54
7-8	5,5	179,85	22	719,39
8-9	6,3	204,37	28,3	923,76
9-10	6,3	204,37	34,5	1128,13
10-11	6,3	204,37	40,7	1332,5
11-12	6,3	204,37	47	1536,87
12-13	5,0	163,50	52	1700,37
13-14	5,0	163,50	57	1863,87
14-15	5,5	179,85	62,5	2043,71
15-16	6,0	196,20	68,5	2239,91
16-17	6,0	196,20	74,5	2436,11
17-18	5,5	179,85	80	2615,95
18-19	5,0	163,50	85	2779,45
19-20	4,5	147,15	89,5	2926,6
20-21	4,0	130,80	93,5	3057,39
21-22	3,0	98,10	96,5	3155,49
22-23	2,0	65,40	98,5	3220,89
23-24	1,5	49,05	100	3269,94

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour la commune de COLLA est de **204,37m³/h** et survient entre 8h et midi.

- **La commune de TENIET ANASR:**

Tableau II-18 :variation du débit horaire pour la commune de TENIET ANASR

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=2333,8\text{m}^3/\text{j}$		Consommationcumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	23,34	1	23,34
1-2	1	23,34	2	46,68
2-3	1	23,34	3	70,01
3-4	1	23,34	4	93,35
4-5	2	46,68	6	140,03
5-6	3	70,01	9	210,04
6-7	5	116,69	14	326,73
7-8	6,5	151,70	20,5	478,43
8-9	6,5	151,70	27	630,13
9-10	5,5	128,36	32,5	758,49
10-11	4,5	105,02	37	863,51
11-12	5,5	128,36	42,5	991,87
12-13	7	163,37	49,5	1155,23
13-14	7	163,37	56,5	1318,60
14-15	5,5	128,36	62	1446,96
15-16	4,5	105,02	66,5	1551,98
16-17	5	116,69	71,5	1668,67
17-18	6,5	151,70	78	1820,36
18-19	6,5	151,70	84,5	1972,06
19-20	5	116,69	89,5	2088,75
20-21	4,5	105,02	94	2193,77
21-22	3	70,01	97	2263,79
22-23	2	46,68	99	2310,46
23-24	1	23,34	100	2333,80

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de TENIET ANASR est de **151,7m³/h** et survient entre 7h et 9h.

- **La commune de TEFFREG:**

Tableau II-19 :variation du débit horaire pour la commune de TEFFREG

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=1212,37 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommationcumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	12,12	0,3	12,12
1-2	1	12,12	0,3	24,25
2-3	1	12,12	0,3	36,37
3-4	1	12,12	0,3	48,49
4-5	2	24,25	0,7	72,74
5-6	3	36,37	1,0	109,11
6-7	5	60,62	1,7	169,73
7-8	6,5	78,80	2,2	248,54
8-9	6,5	78,80	2,2	327,34
9-10	5,5	66,68	1,9	394,02
10-11	4,5	54,56	1,5	448,58
11-12	5,5	66,68	1,9	515,26
12-13	7	84,87	2,4	600,12
13-14	7	84,87	2,4	684,99
14-15	5,5	66,68	1,9	751,67
15-16	4,5	54,56	1,5	806,23
16-17	5	60,62	1,7	866,84
17-18	6,5	78,80	2,2	945,65
18-19	6,5	78,80	2,2	1024,45
19-20	5	60,62	1,7	1085,07
20-21	4,5	54,56	1,5	1139,63
21-22	3	36,37	1,0	1176,00
22-23	2	24,25	0,7	1200,25
23-24	1	12,12	0,3	1212,37

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ de la commune de TEFFREG est de **78,80m³/h** et survient entre 7h et 9h.

Conclusion

Le débit maximum journalier demandé pour alimenter les cinq communes est 14771,69m³/j, avec des forages qui débitent en globale un débit de 52,88 l/s, on a un déficit de 118,08 l/s, les informations de ce chapitre ont permis d'évaluer les débits qui traversent les canalisations du projet, qui serviront aussi à déterminer les capacités des réservoirs pour chacune des communes concernées.

Chapitre III :

Etude Du

Stockage

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est le dimensionnement des différents réservoirs de notre système qui est composé de cinq réservoirs de distribution pour les communes d'ELMAIN ;TEFFREG ; DJAAFRA ; COLLA et TENIETANASR, et un réservoir tampon.

III -1 : Définition

Le réservoir est un élément important dans le réseau de distribution. Placé en général sur un point haut, il permet de stocker de l'eau et de la fournir au réseau de distribution.

Le temps de séjour de l'eau dans les cuves dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage.

III-2 :Rôles des réservoirs

- En plus de stocker et distribuer l'eau, les réservoirs ont d'autres fonctions qu'on peut regrouper dans ces lignes:
- Le réservoir assure les demandes des heures de pointe qui dépassent les débits fournis par la pompe ou bien un autre réservoir, donc il couvre les déficits d'heures de pointes pendant la journée.
- Le réservoir par cette fonction réduit la puissance demandée en pointe pour la station de pompage et le coût d'exploitation.
- Le réservoir joue le rôle d'un régulateur de débit et de pression dans le réseau, car il brise la haute charge de débit d'adduction et assure la bonne pression dans le réseau par son altitude.
- Le réservoir doit assurer la sécurité contre l'incendie, par le stockage du volume d'incendie.
- Le réservoir assure aussi la continuité d'alimentation en eau même si la pompe s'arrête de refouler l'eau vers le réseau, donc il compense les écarts entre la production et la consommation.
- Le réservoir disposé à l'aval immédiat d'une station de traitement joue un rôle de réacteur participant au traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau.
- Le réservoir a aussi une fonction de simplification des problèmes d'exploitation en permettant des arrêts pour l'entretien et la réparation de certains équipements ou installations : ouvrages de production, stations de pompage, canalisations maitresses,...en cas d'une panne.

III-3 : Classifications des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon différents critères :

Classification selon l'usage

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon).
- Réservoir de traitement.

Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoirs au sol (enterré, semi-enterré ou sur le sol) alimentant gravitairement le réseau de distribution.
- Réservoirs (généralement t au sol) avec station de surpression associée. L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression.
- Réservoirs surélevés, la cuve du réservoir étant disposée sur une tour.
- Réservoirs sous-pression où un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

Classification selon le matériau de construction

Selon la nature des matériaux de construction, nous distinguons:

Réservoir métalliques ;

- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé ;

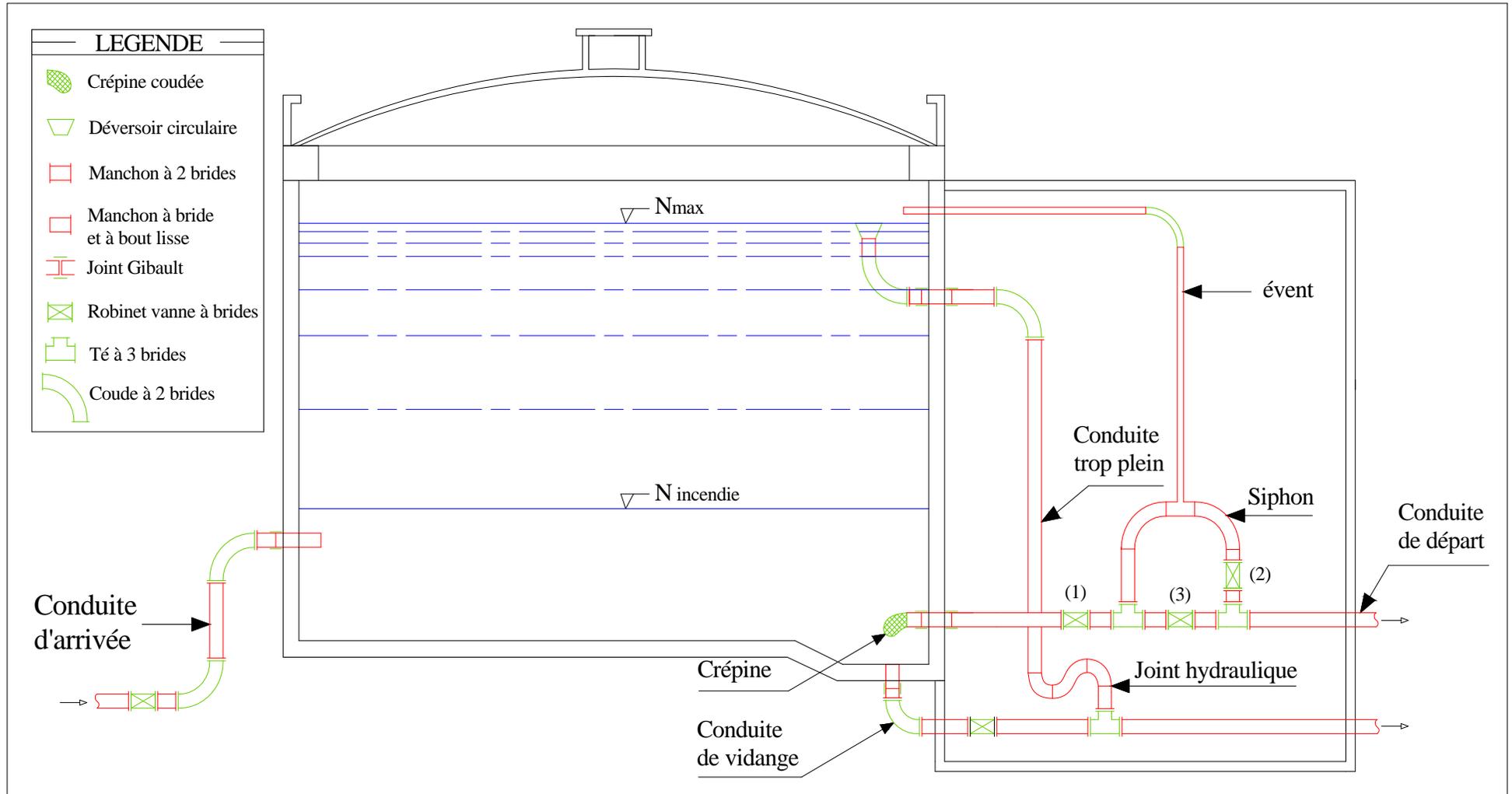
Classification selon la forme géométrique

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire (carré).

Comme on trouve parfois des réservoirs de formes quelconques (sphérique, conique,...).

La figure III-1 montre les différents équipements d'un réservoir



III-5 : Capacité des réservoirs

Un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La method analytique.
- La method graphique.

III-5-1 :Méthode analytique

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

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

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 :

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

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

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

III-5-2:Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier, comme le montre la figure IV-2

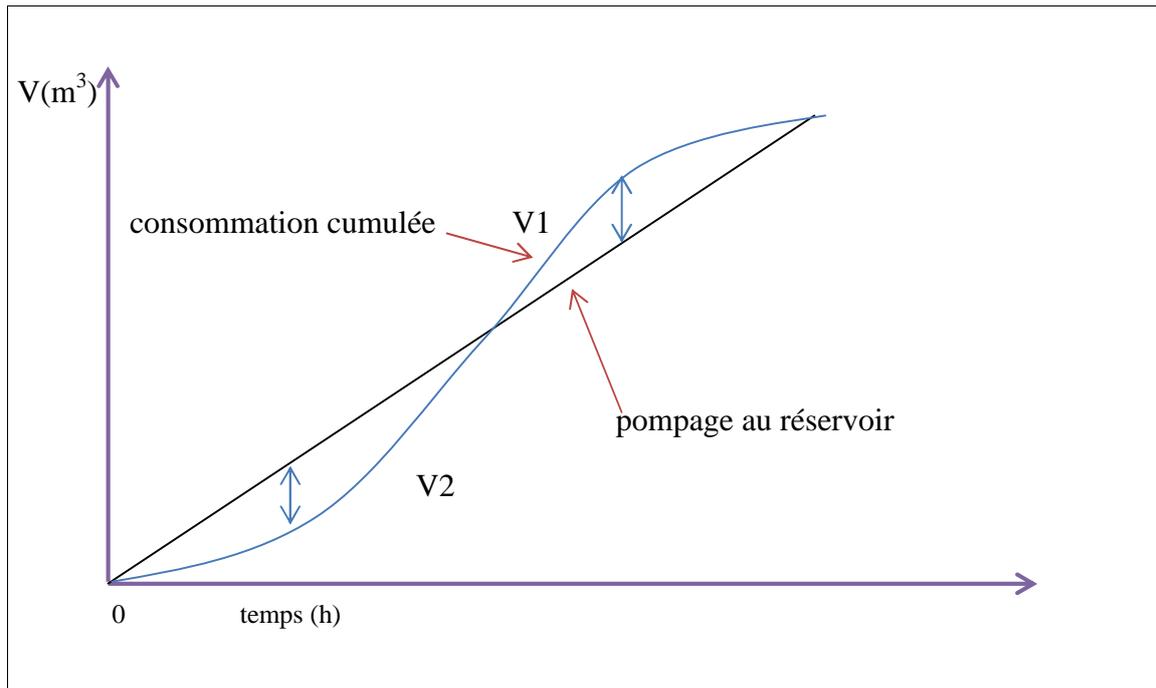


Figure III-2 : les courbes de consommation cumulée et les apports

Donc : $R_{max} = V_1 + V_2$ (III-3)

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

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

le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

III-5-3: Dimensionnement des réservoirs d'alimentation

Dans cette présente étude, sept réservoirs terminaux doivent être prévu, et leurs capacités sont déterminées par la formule suivante:

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(III-5)}$$

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 :

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

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

III-5-3-1 :Dimensionnement du réservoir d'ELMAIN :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'ELMAIN est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'ELMAIN :

Heures	arrive au réservoir	départ du réservoir	Surplus	deficit	commulés
	%	%	%	%	%
00-01	5	1,5	3,5	-	3,5
01-02	5	1,5	3,5	-	7
02-03	5	1,5	3,5	-	10,5
03-04	5	1,5	3,5	-	14
04-05	5	2,5	2,5	-	16,5
05-06	5	3,5	1,5	-	18
06-07	5	4,5	0,5	-	18,5
07-08	5	5,5	-	0,5	18
08-09	5	6,25	-	1,25	16,75
09-10	5	6,25	-	1,25	15,5
10-11	5	6,25	-	1,25	14,25
11-12	5	6,25	-	1,25	13
12-13	5	5	-	0	13
13-14	5	5	-	0	13
14-15	5	5,5	-	0,5	12,5
15-16	5	6	-	1	11,5
16-17	5	6	-	1	10,5
17-18	5	5,5	-	0,5	10
18-19	5	5	-	0	10
19-20	5	4,5	0,5	-	10,5
20-21	-	4	-	4	6,5
21-22	-	3	-	3	3,5
22-23	-	2	-	2	1,5
23-24	-	1,5	-	1,5	0
Total	100	100	19	19	

Calcul de la capacité du réservoir d'ELMAIN :

- Le volume résiduel sera : $V_r \Rightarrow V_r = 3557.58 \cdot 18.5 / 100 = 658.15 \text{m}^3$

- La capacité totale sera : $V_t = 658.15 + 120 \Rightarrow V_t = 778.15 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

III-5-3-2 : Dimensionnement du réservoir de DJAAFRA :

L'évaluation du volume du réservoir de DJAAFRA est montrée dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de DJAAFRA :

Heures	arrive au réservoir	départ du réservoir	surplus	déficit	cumulés
00-01	5	1,5	3,5	-	3,5
01-02	5	1,5	3,5	-	7
02-03	5	1,5	3,5	-	10,5
03-04	5	1,5	3,5	-	14
04-05	5	2,5	2,5	-	16,5
05-06	5	3,5	1,5	-	18
06-07	5	4,5	0,5	-	18,5
07-08	5	5,5	-	0,5	18
08-09	5	6,25	-	1,25	16,75
09-10	5	6,25	-	1,25	15,5
10-11	5	6,25	-	1,25	14,25
11-12	5	6,25	-	1,25	13
12-13	5	5	-	0	13
13-14	5	5	-	0	13
14-15	5	5,5	-	0,5	12,5
15-16	5	6	-	1	11,5
16-17	5	6	-	1	10,5
17-18	5	5,5	-	0,5	10
18-19	5	5	-	0	10
19-20	5	4,5	0,5	-	10,5
20-21	-	4	-	4	6,5
21-22	-	3	-	3	3,5
22-23	-	2	-	2	1,5
23-24	-	1,5	-	1,5	0
Total	100	100	19	19	

Calcul de la capacité du réservoir de DJAAFRA:

- Le volume résiduel sera : $V_r \Rightarrow V_r = 4397.99 * 18.5 / 100 = 813.63 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 813.63 + 120 \Rightarrow V_t = 933.63 \text{ m}^3$

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

III-5-3-3 : Dimensionnement du réservoir de TEFREG :

L'évaluation du volume du réservoir de TEFREG est montrée dans le tableau suivant :

Tableau III-3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de TEFREG :

Heures	arrive au réservoir	départ du réservoir	surplus	deficit	commulés
00-01	5	1	4	-	4
01-02	5	1	4	-	8
02-03	5	1	4	-	12
03-04	5	1	4	-	16
04-05	5	2	3	-	19
05-06	5	3	2	-	21
06-07	5	5	0	-	21
07-08	5	6,5	-	1,5	19,5
08-09	5	6,5	-	1,5	18
09-10	5	5,5	-	0,5	17,5
10-11	5	4,5	0,5	-	18
11-12	5	5,5	-	0,5	17,5
12-13	5	7	-	2	15,5
13-14	5	7	-	2	13,5
14-15	5	5,5	-	0,5	13
15-16	5	4,5	0,5		13,5
16-17	5	5	-	0	13,5
17-18	5	6,5	-	1,5	12
18-19	5	6,5	-	1,5	10,5
19-20	5	5	-	0	10,5
20-21	-	4,5	-	4,5	6
21-22	-	3	-	3	3
22-23	-	2	-	2	1
23-24	-	1	-	1	0
Total	100	100	22	22	

Calcul de la capacité du réservoir de TEFREG:

- Le volume résiduel sera : $V_r \Rightarrow V_r = 1212.37 * 21 / 100 = 254.6 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 254.6 + 120 \Rightarrow V_t = 374.6 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$.

III-5-3-4 : Dimensionnement du réservoir de COLLA :

L'évaluation du volume du réservoir de COLLA est montrée dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de COLLA :

Heures	arrive au réservoir	départ du réservoir	surplus	deficit	commulés
00-01	4,167	1,5	2,667	-	2,667
01-02	4,167	1,5	2,667	-	5,334
02-03	4,167	1,5	2,667	-	8,001
03-04	4,167	1,5	2,667	-	10,668
04-05	4,167	2,5	1,667	-	12,335
05-06	4,167	3,5	0,667	-	13,002
06-07	4,167	4,5	-	0,333	12,669
07-08	4,167	5,5	-	1,333	11,336
08-09	4,167	6,25	-	2,083	9,253
09-10	4,167	6,25	-	2,083	7,17
10-11	4,167	6,25	-	2,083	5,087
11-12	4,167	6,25	-	2,083	3,004
12-13	4,167	5	-	0,833	2,171
13-14	4,167	5	-	0,833	1,338
14-15	4,167	5,5	-	1,333	0,005
15-16	4,167	6	-	1,833	-1,828
16-17	4,167	6	-	1,833	-3,661
17-18	4,167	5,5	-	1,333	-4,994
18-19	4,167	5	-	0,833	-5,827
19-20	4,167	4,5	-	0,333	-6,16
20-21	4,167	4	0,167	-	-5,993
21-22	4,167	3	1,167	-	-4,826
22-23	4,167	2	2,167	-	-2,659
23-24	4,167	1,5	2,667	-	0
Total	100	100	19,17	19,17	

Calcul de la capacité du réservoir de COLLA:

- Le volume résiduel sera : $V_r \Rightarrow V_r = 3269.94 * (13.002 + 6.16) / 100 = 626.59 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 626.59 + 120 \Rightarrow V_t = 746.59 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

III-5-3-5 : Dimensionnement du réservoir de TENIET ANASR :

L'évaluation du volume du réservoir de TENIETANASR est montrée dans le tableau suivant :

Tableau III-5 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de TENIETANASR :

Heures	arrive au réservoir	départ du réservoir	surplus	deficit	commulés
00-01	4,167	1	3,167	-	3,167
01-02	4,167	1	3,167	-	6,334
02-03	4,167	1	3,167	-	9,501
03-04	4,167	1	3,167	-	12,668
04-05	4,167	2	2,167	-	14,835
05-06	4,167	3	1,167	-	16,002
06-07	4,167	5	-	0,833	15,169
07-08	4,167	6,5	-	2,333	12,836
08-09	4,167	6,5	-	2,333	10,503
09-10	4,167	5,5	-	1,333	9,17
10-11	4,167	4,5	-	0,333	8,837
11-12	4,167	5,5	-	1,333	7,504
12-13	4,167	7	-	2,833	4,671
13-14	4,167	7	-	2,833	1,838
14-15	4,167	5,5	-	1,333	0,505
15-16	4,167	4,5	-	0,333	0,172
16-17	4,167	5	-	0,833	-0,661
17-18	4,167	6,5	-	2,333	-2,994
18-19	4,167	6,5	-	2,333	-5,327
19-20	4,167	5	-	0,833	-6,16
20-21	4,167	4,5	-	0,333	-6,493
21-22	4,167	3	1,167	-	-5,326
22-23	4,167	2	2,167	-	-3,159
23-24	4,167	1	3,167	-	0
Total	100	100	22,503	22,495	

Calcul de la capacité du réservoir de TENIETANASR:

- Le volume résiduel sera : $V_r \Rightarrow V_r = 2333.8 * (6.493 + 16.002) / 100 = 524.99 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 524.99 + 120 \Rightarrow V_t = 644.99 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

On résume les résultats sur le tableau suivant :

tableau III-6 :les volumes des réservoirs des communes.

Commune	ELMAIN	DJAAFRA	TEFFREG	COLLA	TENIETANASR
Volume (m ³)	1000	1000	500	1000	1000

D'après les données de départ, les communes précédentes ont des réservoirs existants avec les capacités suivantes :

Tableau III-7 :les volumes des réservoirs existants.

Commune	ELMAIN	DJAAFRA	TEFFREG	COLLA	TENIETANASR
Etat	Bon	Bon	Bon	Bon	bon
Hauteur (m)	4	5	4	4	4
Volume (m ³)	1200	1500	1000	1000	1500
Cote terrain	1056	1325	1061	1241	1236
Cote trop plein	1060	1330	1065	1245	1240

Pour cela les réservoirs existants sont suffisants pour stocker et distribuer les besoins journalières à l'horizon de calcul.

III-5-3-6 : Dimensionnement du réservoir tampon

Le réservoir tampon est un ouvrage qui reçoit les eaux pompées par refoulement, transporte les gravitairement vers les réservoirs de distribution.

Le réservoir tampon joue aussi le rôle de relais, qui sert à transiter le débit refoulé .La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'entrée.

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V_{RT} = V_R + V_S + V_L$$

$$\text{Avec: } Q = Q_0 - [Q_0 \times \frac{t}{T}] = Q_0 \times (1 - \frac{t}{T}) \quad (\text{III-5})$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt \quad (\text{III-6})$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2} \quad (\text{III-7})$$

$$V_s = \frac{Q_0 T}{2}$$

V_s : Le volume de sécurité

Q_0 : le débit transité dans la conduite ($Q_{TENIETANASR} + Q_{COLLA}$), $Q_0 = 64,858 \text{ l/s}$.

$T = 900 \text{ s}$

$$V_s = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0,06486 \times 900}{2} = 30 \text{ m}^3$$

V_r : volume résiduel

$T = 2700 \text{ s}$

V_L : volume nécessaire au signal d'alarme

$$V_r = \frac{Q_0 T}{4} = \frac{0, \times 2700}{4} = 44 \text{ m}^3$$

$$V = V_r + V_s = 44 + 30 = 74 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V_{RT} = V_R + V_S + V_L$$

$$V_L = S \cdot h$$

$$h = 10 \text{ cm} = 0.1 \text{ m}$$

pour une hauteur du réservoir tampon $H=4\text{m}$ alors:

$$S = (V_S + V_R) / H = 18,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } D = \sqrt{\frac{S \cdot 4}{3.14}} = 4,85 \text{ m.}$$

Pour $D=5\text{m}$ alors

$$H = 3,77 \text{ m} \quad H_{\text{totale}} = 3,77 + 0,1 = 3,9 \text{ m}, \text{ on le prend } H = 4\text{m}$$

Donc le volume total sera

$$V = S \cdot H = H \cdot D^2 \cdot 3.14 / 4 = 78,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Alors : } V_{RT} = 80 \text{ m}^3$$

III-5-4 : Dimensionnement des bâches d'aspiration :

III-5-4-1 : Dimensionnement de la bâche d'aspiration de la station de pompage (sp1) :

La station de pompage (sp1) se situe à 2568 m du point de piquage, elle alimente la bâche de reprise de la station de pompage (sp2), les pompes de la station (sp1) sont alimentées à partir de la bâche de reprise (b1), cette bâche est alimentée elle-même par gravité à partir de point de piquage 24h avec un débit représente la somme des cinq débits des communes,

$$Q_{tr} = Q_{ELMAIN} + Q_{TENIET ANASR} + Q_{COLLA} + Q_{TEFFREG} + Q_{DJAFA} = 615,49 \text{ m}^3/\text{h} \quad (170,971/\text{s}).$$

Donc le volume de la bâche (b1) est calculé par la relation suivante :

$$V = V_{b1} + V_S + V_L \quad (\text{III-8})$$

$$V_{b1} = Q_{tr} \cdot T / 2 \quad (\text{III-9})$$

V_S : volume de sécurité.

$$V_S = Q_{tr} \cdot T' / 2 \quad (T' = 15 \text{ min})$$

V_L : volume de signal d'alarme.

$$V_L = S \cdot H_0 \text{ avec } : H_0 = 10 \text{ cm}$$

Avec :

Q_{tr} : Débit transite par la conduite gravitaire ($Q_{tr} = 615,49 \text{ m}^3/\text{h}$).

T : le temps de stockage ($T = 4$ heures).

Donc : $V_{b1} + V_s = 615.49 * 4.25 / 2 = 1308 \text{ m}^3$, pour une hauteur de $H=4\text{m}$ alors :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V / H}{3.14}} = 20.41 \text{ m} \quad \text{donc pour } D = 20 \text{ m} \text{ alors } H = 4.15 \text{ m} \text{ donc } H_{\text{total}} = 4.15 + 0.1 = \mathbf{4.25 \text{ m}} \quad \text{donc}$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{1334.5 \text{ m}^3}$$

III-5-4-2 : Dimensionnement de la bache d'aspiration de la station de pompage (sp2) :

La station de pompage (sp2) se situe à 1530 m de la station de pompage (sp1), elle alimente la bache de prise de la station de pompage (sp3), les pompes de la station (sp2) sont alimentées à partir de la bache de prise (b2), cette bache est alimentée elle-même par la station de pompage (sp1) avec le débit refoulé $Q = 738 \text{ m}^3/\text{h}$ (205.16 l/s).

Le volume de cette station est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = V_R + V_S + V_L$$

V_s : Le volume de sécurité

Q_0 : débit transite (m^3/s)

$$T = 900 \text{ s} \quad Q_0 = 0,2052 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$V_s = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0,2052 \times 900}{2} = 92,34 \text{ m}^3$$

V_R : volume résiduel

$$T = 2700 \text{ s}$$

$$V_r = \frac{Q_0 T}{4} = \frac{0,2052 \times 2700}{4} = 138,51 \text{ m}^3$$

$$V = V_r + V_s = 230,85 \text{ m}^3$$

Pour $H=4\text{m}$ alors $D=8,57 \text{ m}$ donc pour $D=9\text{m}$ $H=3,63\text{m}$ $H_{\text{total}}=3,63+0,1=\mathbf{3,73\text{m}}$

On le prend $H=4\text{m}$ et $V_2=\mathbf{250 \text{ m}^3}$.

Les stations (SP2) ; (SP3) ; (SP4) refoulent le même débit donc leurs volumes sont les mêmes.

III-5-4-3 : Dimensionnement de la bache d'aspiration de la station de pompage (sp5) :

Le volume de cette station est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = V_R + V_S + V_L$$

V_s : Le volume de sécurité

Q_0 : débit transite (m^3/s)

$$T = 900 \text{ s} \quad Q_0 = 0,1389 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$V_s = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{0,1389 \times 900}{2} = 62,5 \text{ m}^3$$

V_R : volume résiduel

$$T = 2700 \text{ s}$$

$$V_R = \frac{Q_0 T}{4} = \frac{0,1389 \times 2700}{4} = 93,75 \text{ m}^3$$

$$V = V_r + V_s = 156,25 \text{ m}^3$$

Pour $H=3\text{m}$ alors $D=8,15\text{m}$ donc pour $D=8,5\text{m}$ $H=2,75\text{m}$ $H_{\text{total}}=2,75+0,1=2,85\text{m}$ et $V_t=162 \text{ m}^3$

On le prend $V_5=175 \text{ m}^3$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III-8 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions des baches d'aspiration

La bache	Bache (b1)	Bache (b2)	Bache (b3)	Bache (b4)	Bache (5)
Volume (m ³)	1500	250	250	250	175
H (m)	4,25	4	4	4	2,85
D (m)	20	9	9	9	8,5

Conclusion

Les réservoirs sont les ouvrages les plus importants dans un système d'AEP, car ils assurent et règlent les pressions et les débits dans le réseau de distribution, l'importance du réservoir nous exige le bon dimensionnement de ces ouvrages, c'est la même chose que pour les baches d'aspiration qui raccordent les eaux d'une conduite avec une station de pompage.

Chapitre IV :

Etude Des

Variantes

D'adduction

Introduction

Ce chapitre a pour but d'étudier et choisir les meilleures variantes et les meilleures solutions pour les différentes étapes du transport d'eau d'un côté technique et économique, et de dimensionner les différentes canalisations et les groupes électropompes de l'adduction.

IV-1: Classification

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

IV-2 : Choix du tracé

Le tracé représente le chemin des canalisations qui composent notre adduction, ce tracé peut être établi théoriquement sur une carte topographique (ou photo aérienne), pour éviter les passages difficiles, mais le tracé définitif se fait en passant sur le terrain naturel.

1-Critères du choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il faut prendre en compte les critères suivants :

- Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine...
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux,
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée,
- Préférer les accessibles : le long des chemins existants par exemple,
- étudier les problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problème fonciers,
- Au niveau de la communauté, le tracé est généralement dicté par les contraintes liées à l'occupation des sols (jardins, maison...).

2-Effectuer le choix du tracé

on va choisir une adduction mixte, car on a une partie refoulement du point de piquage de cote piézométrique $C_p=562\text{m}$ jusqu'au réservoir tampon de DJAAFRA ($C_{tp}=1330\text{m}$), et une partie gravitaire du réservoir tampon au réservoir de TENIET ANASR $C_{tn}=1240\text{m}$.

- la longueur des conduites principales du tracé : 28,5 km.
- le point le plus bas : point du piquage avec une cote de $C_t=314\text{ m}$.
- le point le plus haut : le site du réservoir tampon de DJAAFRA $C_{tp}=1330\text{ m}$.

IV-3 :Choix de matériau de canalisation

Le choix du matériau dépend de plusieurs critères, Il y a deux types de critères différents, les critères techniques et les critères financiers. Pour les critères techniques, on trouve principalement :

- Les pressions de service et maximales, voire les dépressions.
- La qualité des revêtements intérieurs et extérieurs.

Pour le revêtement intérieur, il s'agit de vérifier qu'il permet de transporter l'eau, dans des conditions sanitaires répondant aux normes de potabilité. Pour le revêtement extérieur, il s'agit là de vérifier qu'il protège le tuyau contre les agressions extérieures, principalement les attaques chimiques et électrochimiques, sources de corrosion. Les charges statiques et dynamiques dues au poids des terres et aux trafics usuels qui peuvent, suivant les cas, être importants. Il est donc nécessaire d'y prêter attention et de le préciser lors de la demande

Pour les critères financiers, on considère coûts du transport, du levage, de montage qui peuvent être différents d'un matériau.

1-Tuyaux en fonte ductile : Ce tube a subi de nombreuses évolutions, principalement dans ses revêtements intérieurs et extérieurs. Il existe d'ailleurs aujourd'hui, plusieurs types de revêtements intérieurs et extérieurs. Les qualités principales de ce tuyau sont :

- une bonne connaissance du produit posé depuis très longtemps,
- une bonne élasticité,
- une excellente résistance mécanique.

Ces principaux défauts sont :

- un poids élevé,
- un prix relativement élevé (pour les petits diamètres) ;
- une structure multicouche,
- une sensibilité à la corrosion.

2-Poly éthylène :

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- la résistance à la corrosion,
- la légèreté,
- la souplesse,
- le faible prix (pour les petits diamètres).

Ces principaux défauts sont :

- un raccord nécessitant certaines précautions,
- une résistance mécanique légèrement moins bonne.

3-L'acier :

Les tuyaux en acier possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques et leur conductibilité est excellente, ce qui réduit cependant leur résistance à la corrosion par rapport aux tuyaux en fonte. Sans enveloppe ni protection cathodique anti corrosion, la durée d'exploitation des tuyaux en acier reste raisonnable et sa rentabilité économique. Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où économie sur le transport, mais plus lourds que les tuyaux en matières plastiques. Leur résistance aux contraintes (chocs, écrasement déplacement de terrains) est supérieure à celle des tuyaux en matières plastiques. Par contre leur résistance à la corrosion est due à la qualité de ses revêtements intérieur et extérieur mais le passage au balai électrique permet la détection, , des éventuelles détériorations du revêtement extérieur au moment de la pose. Donc, le choix du matériau dépend principalement de l'aspect technico économique de la conception.

D'un point de vue économique, pour les diamètres supérieurs à 350 mm, il est préférable de prévoir des conduites en **fonte ductile** plutôt qu'en PEHD comme notre cas ou on a des grands débits et des grandes pressions aussi a cause des larges dénivelés sur les différents tronçons du tracé.

D'un point de vue technique, la conduite doit résister à la pression de service. Les conduites en fonte ductile sont caractérisées par une pression nominale de 25 bars, ce qui oriente notre choix vers ce type de matériau notamment lorsqu'il s'agit de pression supérieure à la pression nominale des conduites en PEHD (16 bars) pour les faibles diamètres. Dans notre projet, on prévoit des conduites en **fonte ductile** caractérisées par une pression nominale

de 25 bars pour le tracé principal, le PEHD sera consacré aux tronçons soumis aux faibles pressions notamment les piquages vers les réservoirs de distribution.

IV-4 : Etude des variantes de l'adduction

Cette étude touche la partie de refoulement d'un côté économique, pour cela on doit étudier plusieurs variantes d'installations des stations de pompage.

IV-4-1 : proposition des variantes

On a proposé trois variantes à étudier :

Variante N1 :

Pour cette variante on profite de la charge des eaux au point de piquage ($C_p=562m$) pour alimenter la première station de pompage (sp1) gravitairement, donc on implante la station (sp1) à une cote de 550 m (NGA), cette station alimente la deuxième station (sp2) implantée à une cote de 810m (NGA), cette station alimente la troisième station (sp3) qui est implantée à une cote de 1070m (NGA) et qui va alimenter à son tour les réservoirs de distribution et tampon de DJAAFRA à une cote de 1330m (NGA).

La figure III-1 représente la variante N1 :

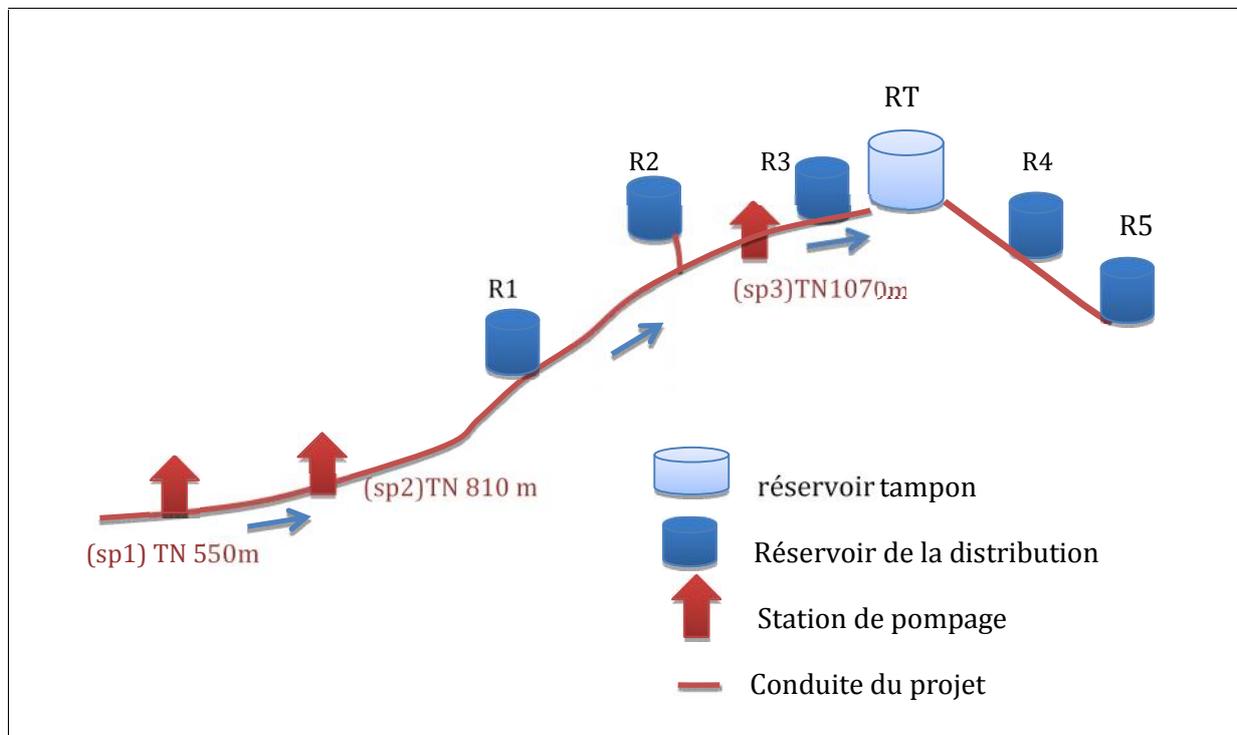


Figure IV-1 : schéma vertical pour la variante N1

Variante N2

Pour cette variante on profite de la charge des eaux au point de piquage ($C_p=562m$) pour alimenter la première station de pompage (sp1) gravitairement comme la première variante, mais cette fois avec quatre stations de pompage implantées comme suite :

la station (sp1) a une cote de 550 m (NGA), cette station alimente la deuxième station (sp2) implantée à une cote de 745m (NGA), cette station alimente la troisième station (sp3) qui est implantée à une cote de 940m (NGA) et qui va alimenter la station (sp4) implantée à une cote

de 1135m (NGA) et qui alimente à son tour les réservoirs de distribution et tampon de DJAAFRA a une cote de 1330m (NGA).

La figure IV-2 représente la variante N2 :

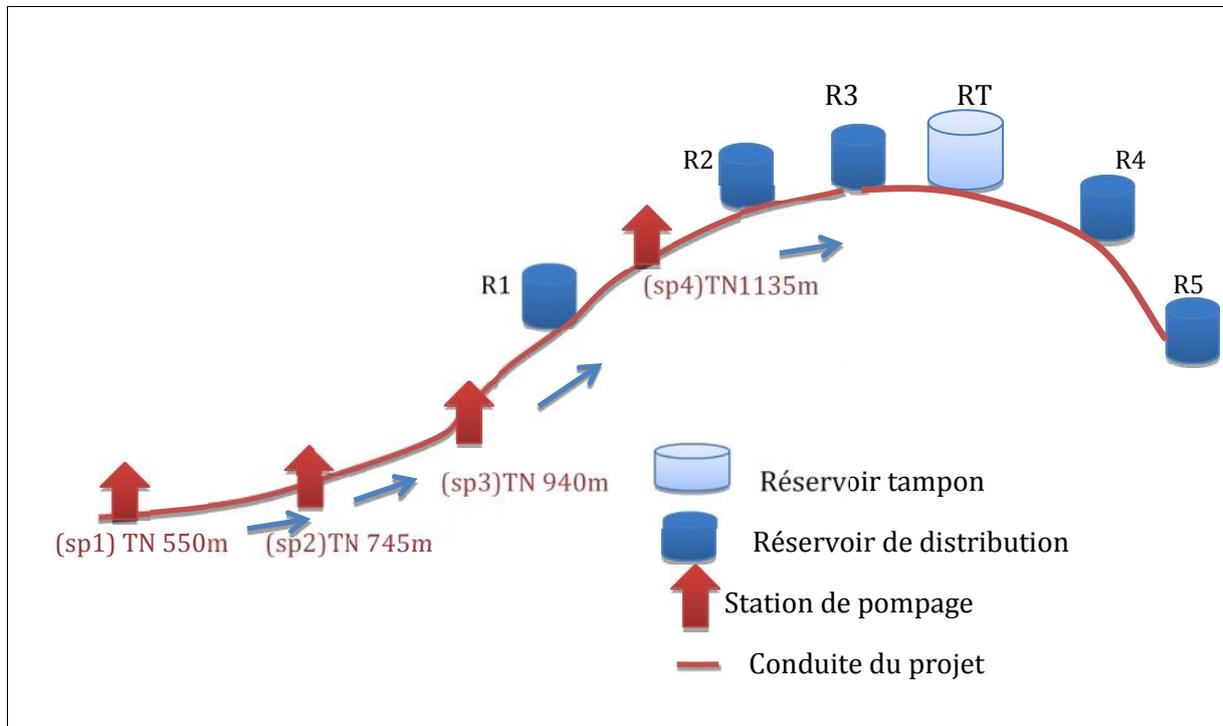


Figure IV-2 : schéma vertical pour la variante N2

Variante N3

Pour cette variante on profite de la charge des eaux au point du piquage ($C_p=562m$) pour alimenter la première station de pompage (sp1) gravitairement comme la première variante, mais avec cinq stations de pompage implantées comme suite :

la station (sp1) a une cote de 550 m (NGA) en début et après le dimensionnement de la partie gravitaire en l'impose définitivement, cette station alimente la deuxième station (sp2) implantée à une cote de 718m (NGA), cette station alimente la troisième station (sp3) qui est implantée à une cote de 878m (NGA) et qui va alimenter la station (sp4) implantée à une cote de 1038m (NGA) et qui alimente la station (sp5) de cote 1170m(NGA) qui alimente à son tour les réservoirs de distribution et tampon de DJAAFRA a une cote de 1330m (NGA).

La figure IV-3 représente la variante N3 :

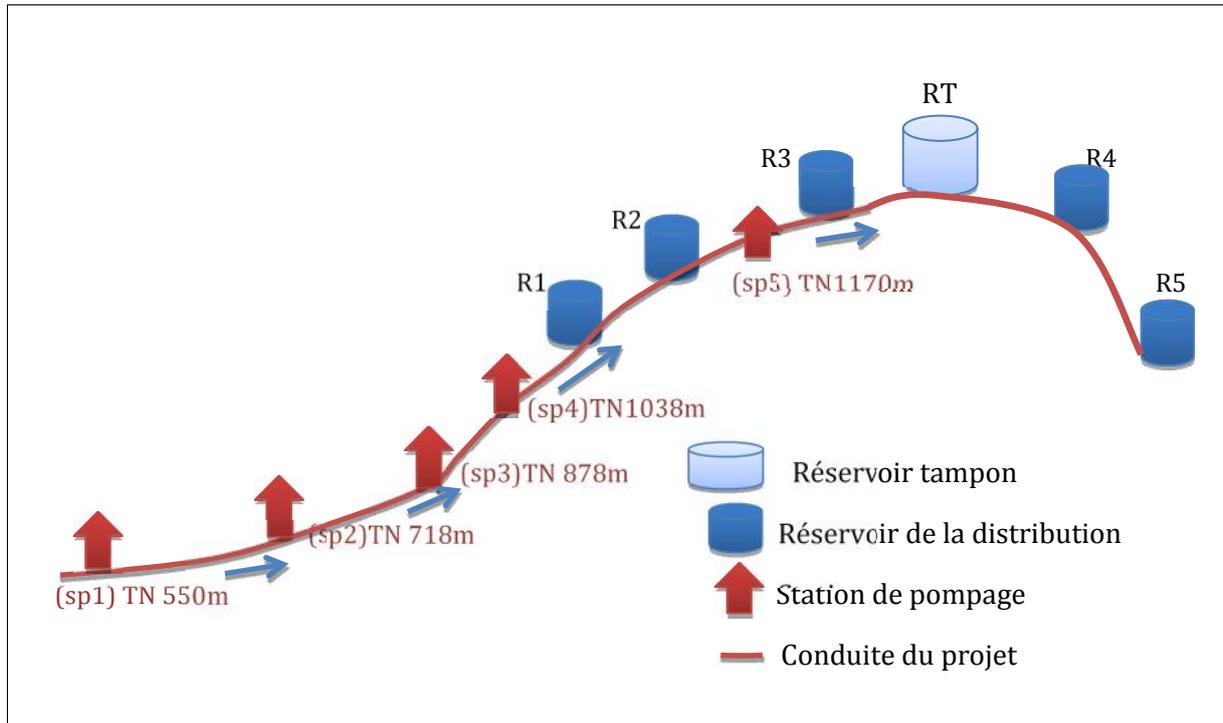


Figure IV-3 : schéma vertical pour la variante N3

IV-4-2 : choix de variante

Pour la variante N1 (trois stations de pompage), on remarque que la hauteur géométrique est très élevée, elle dépasse 256m et c'est une pression très élevée par rapport à la pression supportée par une conduite de la fonte ductile (25 bars), et pour la deuxième variante il y a une hauteur géométrique de 192 m mais il y a un risque de dépasser cette valeur avec les pertes de charge qui peuvent être élevées à cause des longueurs très grandes des conduites, la troisième variante (cinq stations de pompage) nous donne une hauteur géométrique moyenne de 154m, c'est une valeur plus sécurisée pour notre système, donc la variante N3 est la meilleure variante.

IV-5 : Etude technico-économique de l'adduction

Notre adduction est une adduction mixte, partie gravitaire et refoulement.

VI-5-1 : étude de l'adduction gravitaire

Le principe de dimensionnement de l'adduction gravitaire est par la détermination du diamètre avantageux, c'est le diamètre pour lequel on profite de la différence de charge entre le point de départ (point de piquage) et le point d'arrivée (la bache de la première station de pompage).

Le premier tronçon gravitaire est du point de piquage vers la station de pompage (SP1), la cote piézométrique de ce point est $CP=562m$ (NGA) et la cote de la station (SP1) est estimée à $C(sp1)=550m$, le deuxième tronçon est entre le réservoir tampon et le point de piquage vers le réservoir de COLLA, et le dernier est entre le point de piquage et le réservoir de TENIETANASR.

1 -principe de détermination du diamètre avantageux

La formule la plus utilisée pour calculer de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est la suivante :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^s}{D_{av}^m} \text{ (IV-1)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

$$L_{eq} = L_g + L_{ep} \text{ (IV-2)}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g$$

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) ;

s : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients **K'** , **m** et **s** sont donnés dans ce tableau

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , s pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^s}{\Delta H_t}} \text{ (IV-3)}$$

Dans notre cas, on prend : **$K' = 0,001735$** ; **$s = 2$** ; **$m = 5,3$** (matériaux : la fonte ductile).

2-La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \quad Q = V * \frac{f * D^2}{4} \text{ Ainsi: } \quad V = \frac{4 * Q}{f * D^2} \text{ (IV-4)}$$

3-Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV-2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir tampon	Piquage (PR4)	5172	5947,8
2	Piquage (PR4)	Réservoir existant de COLLA	1199	1378,85
3	Piquage (PR4)	Réservoir existant de TENIETANASR	5855	6733,25

4- Les caractéristiques des différents points :

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après

Tableau IV-3 : Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote du terrain (m)
1	Piquage (PP1) (cote piézométrique)	562
2	Réservoir tampon (trop plein)	1330
3	Piquage (PR4)	1300
4	Réservoir Colla (trop plein)	1245
5	Réservoir TENIETANASR (trop plein)	1240

5- Dimensionnement des différents tronçons

On doit dimensionner tronçon par tronçon

5-1-Tronçon : piquage (PP1)- bâche (B1):

- **Charge disponible :**

$$\Delta H_d = C_{p \text{ point de piquage (pp1)}} - C_{SP1}$$

$$\Delta H_d = 562 - 550 = 12m$$

On suppose que la charge disponible égale la perte de charge, donc :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{K' * L_e * Q^5}{\Delta H_t}}$$

$$Q=205,16 \text{ l/s}$$

$$L_e=2953,2m$$

$$D_{cal}=437 \text{ mm avec } V=1,14m/s.$$

Ce diamètre doit être normalisé soit a : D=450mm, ou D=400 mm.

On le normalise a un diamètre D=450mm pour assurer que l'eau arrive a la bâche (b1), pour cela on calcule la nouvelle cote de la bâche (B1).

$$h = K' L_{450} \frac{Q^2}{D_{450}^{5,3}}$$

Donc : $h=14,85$ m

$C(B1)=562-14,85=547,15$ m

5-2-Tronçon : (RT)-(R5):

Calcul du gradient hydraulique :

On doit calculer d'abord la charge disponible pour calculer le gradient hydraulique moyen

I_{moy} .

$I_{moy} = h/L$ avec : $h=Ct_{RT}-CTP_{R5}$

$h=90$ m et $L=L_{eq}=(5860+5170)*1.1=12133$ m

$I_{moy}=0,00816$ m/ml

Le tableau suivant résume les deux tronçons de cette partie gravitaire (RT-R5) :

Détermination des diamètres :

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

Tableau IV-4: Diamètres calculés du tronçon RT-R5

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	H _i (m)	D _{calculé} (mm)
RT-PR4	64,86	5170	5947,8	0,0071	42,23	273
PR4-R5	27,01	5860	6739	0,0071	47,85	196
PR4-R4	37,85	1199	1378,85	0,0745	77,77	172

6-Normalisation des diamètres

Après la normalisation on calcule les paramètres hydrauliques :

Tableau IV-5 : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire.

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	L _{eq}	H _i (m)	C _p (m) (point d'arrive)	C _T (m) (point d'arrive)	P (m) (point d'arrivé)
RT-PR4	64,86	300	0,92	5947,8	17,87	1312,13	1300	12,13
PR4-R5	27,01	200	0,80	6739	26,66	1285,47	1240	45,47
PR4-R4	37,85	200	1,21	1378,85	10,71	1301,42	1245	56,42

IV-5-2 : étude de l'adduction par refoulement

L'écoulement en charge par refoulement nous exige de trouver le diamètre économique de la conduite de l'adduction, pour réduire le cout d'exploitation et de pose des canalisations.

Pour un diamètre réduit d'une conduite de refoulement, on bénéficie sur le cout d'achat et de pose, mais on va agrandir les vitesses et les pertes de charge, et pour les compenser on doit élever la HMT de la pompe, cette élévation nous crée une élévation du cout d'exploitation, par contre le grand diamètre a un cout du pose plus élevé mais avec des pertes de charge moins, donc on gagne sur le cout d'exploitation mais on perd sur le cout de pose.

Pour cela on doit choisir le meilleur diamètre qui nous assure un cout total le plus réduit, on commence par la détermination de la gamme de diamètre par les deux formules du diamètre économique :

-la formule de BRESS :

$$D=1,5\sqrt{Q} \quad (\text{IV-5})$$

Avec Q : débit pompé en m³/s.

-la formule de BONIN :

$$D=\sqrt{Q} \quad (\text{IV-6})$$

Avec Q : débit pompé en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km).

Les diamètres trouvés par ces formules sont des diamètres non normalisés, pour cela on doit les normaliser.

IV-5-2-1 : Calcul des pertes de charge

1/ pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent:

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D 2 g} = I * L \quad (\text{IV-7})$$

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

ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

-Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 L n \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV-8}) \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + T \quad (\text{IV-9})$$

- K_0 : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- T : le coefficient de vieillissement de conduite ($T = 0,04$ mm/an) à partir de l'abaque de PETER-LAMONT [2]

- T : la durée d'utilisation de la conduite ($t = 26$ ans).

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 26 = 1,84$ mm.

2/ Pertes de charge singulières :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 5 % à 10% des pertes de charge linéaires (on prend 10% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l$$

3/ Pertes de charge totales (H_t) :

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

IV-5-2-2 : Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV-10})$$

Hg: la hauteur géométrique

H_t: pertes de charge totales.

IV-5-2-3 : Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\gamma} \quad (\text{IV-11})$$

: rendement de la pompe en (65-90) (%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

IV-5-2-4: Energie consommée par la pompe

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

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure)

P: puissance de la pompe en (kW)

IV-5-2-5: Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

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

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

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

IV-5-2-6: Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = Prc * A \text{ [DA]}$$

Prc: prix de ml de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV-14})$$

i: Taux d'annuité annuel (Algérie), i = 8 % [3]

n: nombre d'années d'amortissement, n = 26 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{26}-1} + 0,08 = 0,0925 = 9,25(\%)$$

IV-5-2-7: Détermination des diamètres économiques :

Le calcul du diamètre économique se fait à base d'une étude technico-économique .

1/Tronçon SP 1 –SP2 :

- $Q = 0,20516 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 1530\text{m}$
- $H_g = 170,85\text{m}$

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

Tableau IV-5: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2

D (mm)	Q l/s	V m/s		L (m)	H(m)	Ht(m)	Hg (m)	HMT (m)
250	205,16	4,18	0,0161509	1530	88,09	96,90	170,85	267,75
300	205,16	2,90	0,0155260	1530	34,03	37,44	170,85	208,29
350	205,16	2,13	0,0150255	1530	15,24	16,76	170,85	187,61
400	205,16	1,63	0,0146112	1530	7,60	8,36	170,85	179,21
450	205,16	1,29	0,0142599	1530	4,12	4,53	170,85	175,38
500	205,16	1,05	0,0139562	1530	2,38	2,62	170,85	173,47
600	205,16	0,73	0,0134532	1530	0,92	1,01	170,85	171,86

Tableau IV-6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort}10⁶(DA)
250	11542,36	1530	1,634
300	12336,05	1530	1,746
350	13521,23	1530	1,914
400	14910,06	1530	2,110
450	15982,11	1530	2,262
500	17885,15	1530	2,531
600	22831,78	1530	3,231

Les prix unitaires du cout d'énergie sont dans le tableau suivant:

Tableau IV-7: Variation journalière des tarifs de l'énergie .

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

Source : SONELGAZ

Selon ce tableau, on choisit les heures d'exploitation ou les prix sont moins chers, donc on les choisit de 17h à 21h, les 20h d'exploitation ont un prix moyen de $e=1,272 \text{ DA}$.

A partir des valeurs de HMT cités dans le tableau III-3 on calcule le frais d'exploitation.

Tableau IV-8: Calcul des frais d'exploitation du SP1- SP2

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)
250	728,217	5,316	6,762
300	566,486	4,135	5,260
350	510,258	3,725	4,738
400	487,408	3,558	4,526
450	476,985	3,482	4,429
500	471,787	3,444	4,381
600	467,427	3,412	4,340

Tableau IV-9: Bilan du tronçon SP1- SP2

Diamètre (mm)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitation} 10 ⁶ (DA)	Bilan10 ⁶ (DA)
250	1,634	6,762	8,395
300	1,746	5,260	7,006
350	1,914	4,738	6,652
400	2,110	4,526	6,636
450	2,262	4,429	6,691
500	2,531	4,381	6,912
600	3,231	4,340	7,572

La figure IV-4 montre la variation du cout du projet en fonction du diamètre :

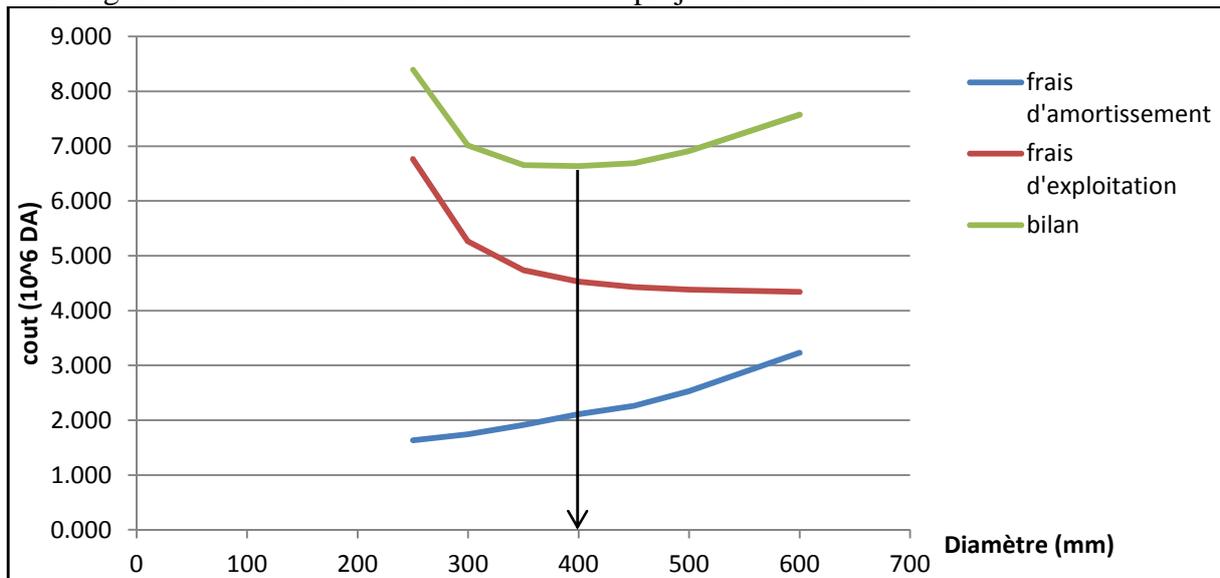


Figure IV-4: bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Le diamètre le plus économique pour le tronçon (sp1)-(sp2) est D=400mm.

V=1,63 m/s

2/Tronçon SP2 –SP3 :

- Q = 0,20516 m³/s
- L = 1360m
- Hg = 160m

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

Tableau IV-10: Calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3

<i>D</i> (mm)	<i>Q</i> l/s	<i>V</i> m/s		<i>L</i> (m)	<i>H</i> (m)	<i>Ht</i> (m)	<i>Hg</i>	<i>HMT</i> (m)
250	205,16	4,18	0,0161509	1360	78,30	86,13	160	246,13
300	205,16	2,90	0,0155260	1360	30,25	33,28	160	193,28
350	205,16	2,13	0,0150255	1360	13,54	14,90	160	174,90
400	205,16	1,63	0,0146112	1360	6,76	7,43	160	167,43
450	205,16	1,29	0,0142599	1360	3,66	4,02	160	164,02
500	205,16	1,05	0,0139562	1360	2,11	2,33	160	162,33
600	205,16	0,73	0,0134532	1360	0,82	0,90	160	160,90

Tableau IV-11: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)
250	11542,36	1360	1,452
300	12336,05	1360	1,552
350	13521,23	1360	1,701
400	14910,06	1360	1,876
450	15982,11	1360	2,011
500	17885,15	1360	2,250
600	22831,78	1360	2,872

Tableau IV-12: Calcul des frais d'exploitation du SP2- SP3

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)
250	669,425	4,887	6,216
300	525,664	3,837	4,881
350	475,683	3,472	4,417
400	455,372	3,324	4,228
450	446,107	3,257	4,142
500	441,487	3,223	4,099
600	437,612	3,195	4,063

Tableau IV-13: Bilan du tronçon SP2- SP3

Diamètre (mm)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitation} 10 ⁶ (DA)	Bilan10 ⁶ (DA)
250	1,452	6,216	7,668
300	1,552	4,881	6,433
350	1,701	4,417	6,118
400	1,876	4,228	6,104
450	2,011	4,142	6,153
500	2,250	4,099	6,349

600	2,872	4,063	6,936
-----	-------	-------	-------

La figure IV-5 montre la variation du cout du projet en fonction du diamètre :

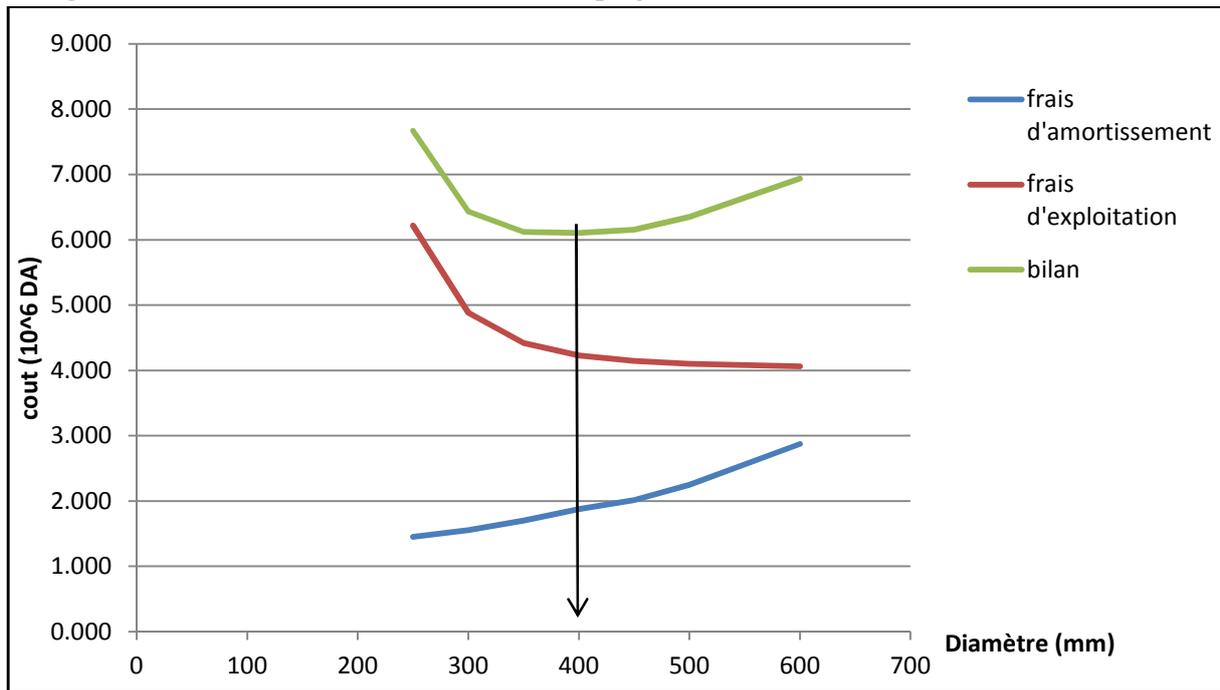


Figure IV-5 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Le diamètre le plus économique pour le tronçon (sp2)-(sp3) est D=400mm.

$V=1,63 \text{ m/s}$

3/Tronçon SP3 –SP4 :

On a :

- $Q = 0,20516 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 1080\text{m}$
- $H_g = 150\text{m}$

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

Tableau IV-14: Calcul de la HMT du tronçon SP3-SP4

D mm	Q l/s	V m/s		L (m)	H(m)	Ht(m)	Hg	HMT (m)
250	205,16	4,18	0,0161509	1080	62,18	68,40	150	218,40
300	205,16	2,90	0,0155260	1080	24,02	26,43	150	176,43
350	205,16	2,13	0,0150255	1080	10,76	11,83	150	161,83
400	205,16	1,63	0,0146112	1080	5,36	5,90	150	155,90
450	205,16	1,29	0,0142599	1080	2,91	3,20	150	153,20
500	205,16	1,05	0,0139562	1080	1,68	1,85	150	151,85
600	205,16	0,73	0,0134532	1080	0,65	0,72	150	150,72

Tableau IV-15: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-SP4

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)
250	11542,36	1080	1,153
300	12336,05	1080	1,232
350	13521,23	1080	1,351
400	14910,06	1080	1,490
450	15982,11	1080	1,597
500	17885,15	1080	1,787
600	22831,78	1080	2,281

Tableau IV-16: Calcul des frais d'exploitation du SP3- SP4

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)
250	593,996	4,336	5,516
300	479,833	3,503	4,456
350	440,143	3,213	4,087
400	424,014	3,095	3,937
450	416,656	3,042	3,869
500	412,987	3,015	3,835
600	409,910	2,992	3,806

Tableau IV-17: Bilan du tronçon SP3- SP4

Diamètre (mm)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitation} 10 ⁶ (DA)	Bilan10 ⁶ (DA)
250	1,153	5,516	6,669
300	1,232	4,456	5,688
350	1,351	4,087	5,438
400	1,490	3,937	5,427
450	1,597	3,869	5,466
500	1,787	3,835	5,622
600	2,281	3,806	6,087

La figure IV-6 montre la variation du cout du projet en fonction du diamètre :

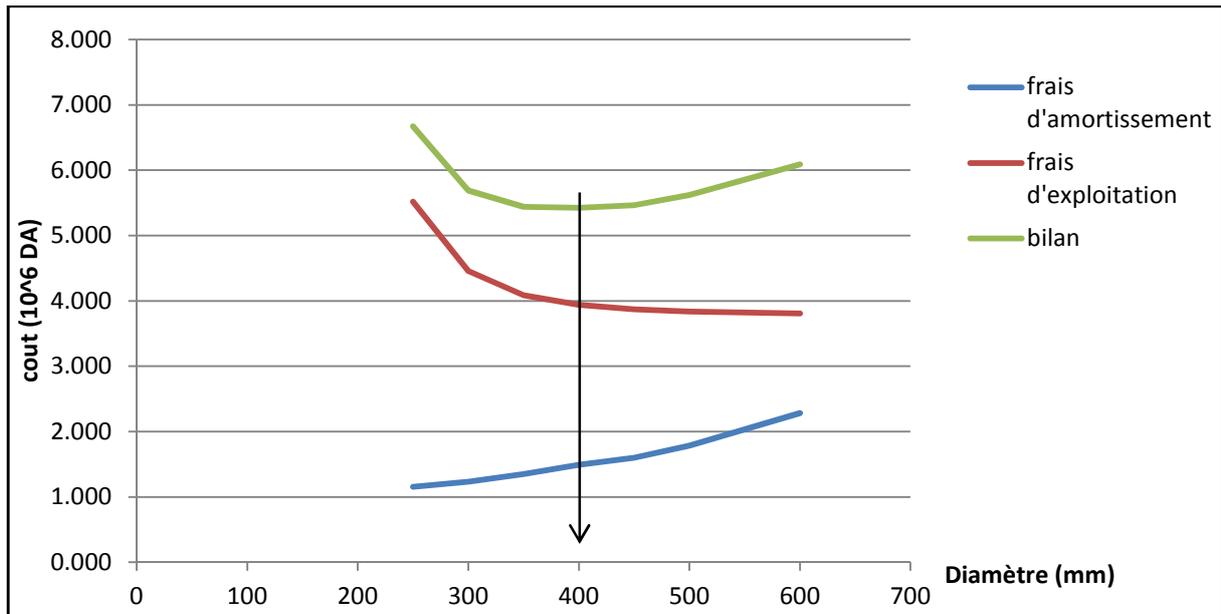


Figure IV-6: bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Le diamètre le plus économique pour le tronçon (sp3)-(SP4) est D=400mm.

V=1,63 m/s

2-le tronçon (sp4)-(R1):

- Q = 0,20516 m³/s
- L = 1360m
- Hg = 22m

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

Tableau IV-18: Calcul de la HMT du tronçon SP4-R1

D mm	Q l/s	V m/s		L (m)	H(m)	Ht(m)	Hg	HMT (m)
250	205,16	4,18	0,0161509	1360	78,30	86,13	22	108,13
300	205,16	2,90	0,0155260	1360	30,25	33,28	22	55,28
350	205,16	2,13	0,0150255	1360	13,54	14,90	22	36,90
400	205,16	1,63	0,0146112	1360	6,76	7,43	22	29,43
450	205,16	1,29	0,0142599	1360	3,66	4,02	22	26,02
500	205,16	1,05	0,0139562	1360	2,11	2,33	22	24,33
600	205,16	0,73	0,0134532	1360	0,82	0,90	22	22,90

Tableau IV-19: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP4-R1

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)
250	11542,36	1360	1,452
300	12336,05	1360	1,552
350	13521,23	1360	1,701
400	14910,06	1360	1,876
450	15982,11	1360	2,011
500	17885,15	1360	2,250
600	22831,78	1360	2,872

Tableau IV-20: Calcul des frais d'exploitation du SP4-R1

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)
250	294,098	2,147	2,731
300	150,337	1,097	1,396
350	100,357	0,733	0,932
400	80,046	0,584	0,743
450	70,781	0,517	0,657
500	66,161	0,483	0,614
600	62,285	0,455	0,578

Tableau IV-21: Bilan du tronçon SP4-R1

Diamètre (mm)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitation} 10 ⁶ (DA)	Bilan10 ⁶ (DA)
250	1,452	2,731	4,183
300	1,552	1,396	2,948
350	1,701	0,932	2,633
400	1,876	0,743	2,619
450	2,011	0,657	2,668
500	2,250	0,614	2,864
600	2,872	0,578	3,451

La figure IV-7 montre la variation du cout du projet en fonction du diamètre :

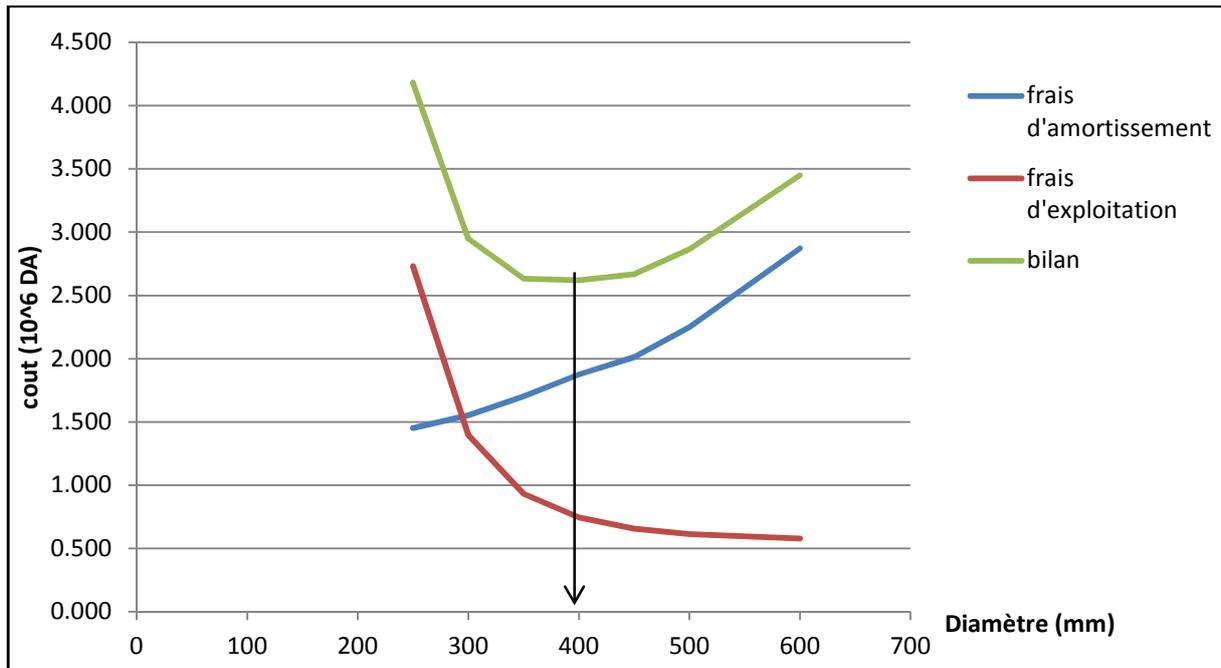


Figure IV-7: bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Le diamètre le plus économique pour le tronçon (SP4-R1) est D=400mm.

$V=1,63 \text{ m/s}$

4/Tronçon (R1)-(R2):

- $Q = 0,15575 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 10518\text{m}$
- $H_g = 105\text{m}$

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

Tableau IV-22: Calcul de la HMT du tronçon R1-R2

D mm	Q l/s	V m/s		L (m)	H(m)	Ht(m)	Hg	HMT (m)
250	155,75	3,17	0,0161509	10518	349,02	383,92	105	488,92
300	155,75	2,20	0,0155260	10518	134,84	148,32	105	253,32
350	155,75	1,62	0,0150255	10518	60,37	66,41	105	171,41
400	155,75	1,24	0,0146112	10518	30,11	33,12	105	138,12
450	155,75	0,98	0,0142599	10518	16,31	17,94	105	122,94
500	155,75	0,79	0,0139562	10518	9,42	10,37	105	115,37
600	155,75	0,55	0,0134532	10518	3,65	4,02	105	109,02

Tableau IV-23: Calcul des frais d'amortissement du tronçon R1-R2

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)
250	11542,36	10518	11,230
300	12336,05	10518	12,002
350	13521,23	10518	13,155
400	14910,06	10518	14,506
450	15982,11	10518	15,549
500	17885,15	10518	17,401
600	22831,78	10518	22,213

Tableau IV-24: Calcul des frais d'exploitation du R1-R2

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)
250	1009,491	7,369	9,374
300	523,037	3,818	4,857
350	353,916	2,584	3,286
400	285,188	2,082	2,648
450	253,837	1,853	2,357
500	238,203	1,739	2,212
600	225,090	1,643	2,090

Tableau IN-25: Bilan du tronçon R1-R2

Diamètre (mm)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitation} 10 ⁶ (DA)	Bilan10 ⁶ (DA)
250	11,230	9,374	20,603
300	12,002	4,857	16,859
350	13,155	3,286	16,441
400	14,506	2,648	17,154
450	15,549	2,357	17,906
500	17,401	2,212	19,613
600	22,213	2,090	24,303

La figure IV-8 montre la variation du cout du projet en fonction du diamètre :

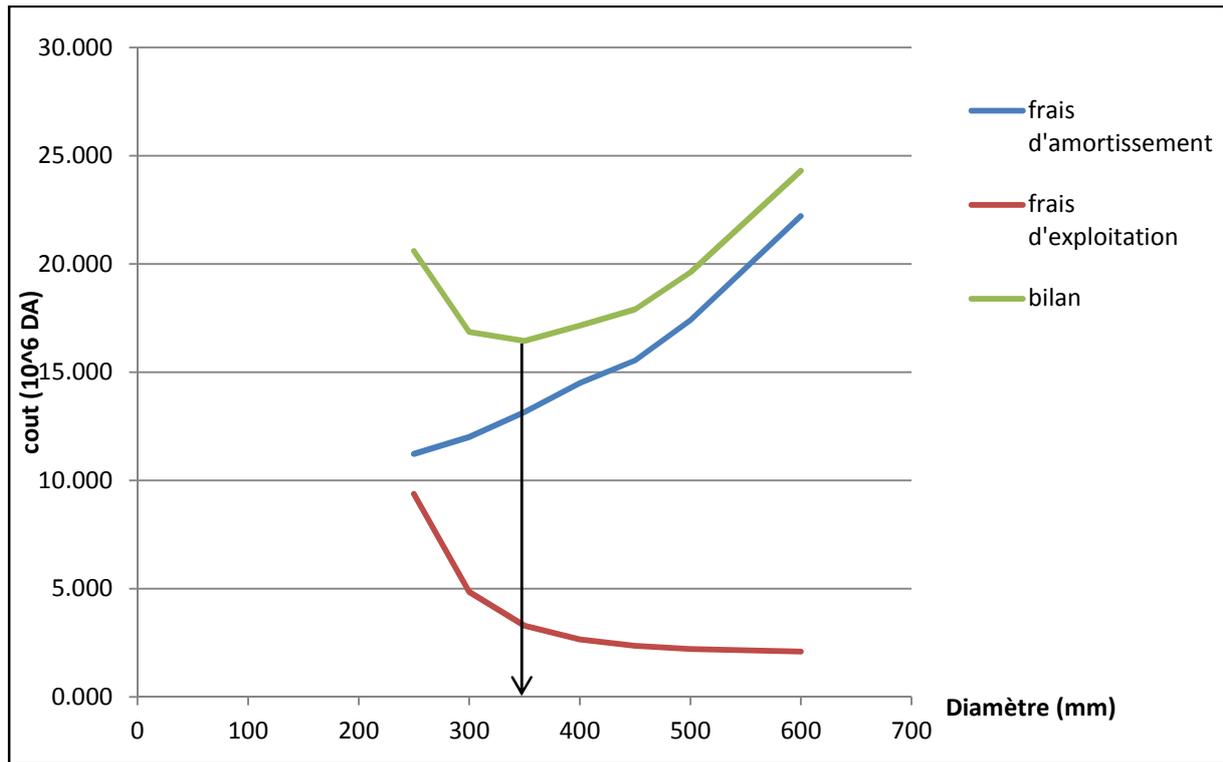


Figure IV-8 : bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Le diamètre le plus économique pour le tronçon (R1-R2) est D=350mm.

V=1,62 m/s

2-tronçon de (R2)-(SP5):

- Q = 0,13891 m³/s
- L = 1285m
- Hg = 5m

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

Tableau IV-26: Calcul de la HMT du tronçon R2-sp5

D mm	Q l/s	V m/s		L (m)	H(m)	Ht(m)	Hg	HMT (m)
250	138,91	2,83	0,0161509	1285	33,92	37,31	5	42,31
300	138,91	1,97	0,0155260	1285	13,10	14,41	5	19,41
350	138,91	1,44	0,0150255	1285	5,87	6,45	5	11,45
400	138,91	1,11	0,0146112	1285	2,93	3,22	5	8,22
450	138,91	0,87	0,0142599	1285	1,58	1,74	5	6,74
500	138,91	0,71	0,0139562	1285	0,92	1,01	5	6,01
600	138,91	0,49	0,0134532	1285	0,35	0,39	5	5,39

Tableau IV-27: Calcul des frais d'amortissement du tronçon R2-sp5

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)
250	11542,36	1285	1,372
300	12336,05	1285	1,466
350	13521,23	1285	1,507
400	14910,06	1285	1,772
450	15982,11	1285	1,900
500	17885,15	1285	2,126
600	22831,78	1285	2,714

Tableau IV-28: Calcul des frais d'exploitation du R2-sp5

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)
250	77,913	0,569	0,723
300	35,750	0,261	0,432
350	21,092	0,154	0,196
400	15,135	0,110	0,141
450	12,418	0,091	0,115
500	11,063	0,081	0,103
600	9,926	0,072	0,092

Tableau IV-29: Bilan du tronçon R2-sp5

Diamètre (mm)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitation} 10 ⁶ (DA)	Bilan10 ⁶ (DA)
250	1,372	0,723	2,095
300	1,466	0,432	1,898
350	1,507	0,196	1,703
400	1,772	0,141	1,913
450	1,900	0,115	2,015
500	2,126	0,103	2,229
600	2,714	0,092	2,806

La figure IV-9 montre la variation du cout du projet en fonction du diamètre :

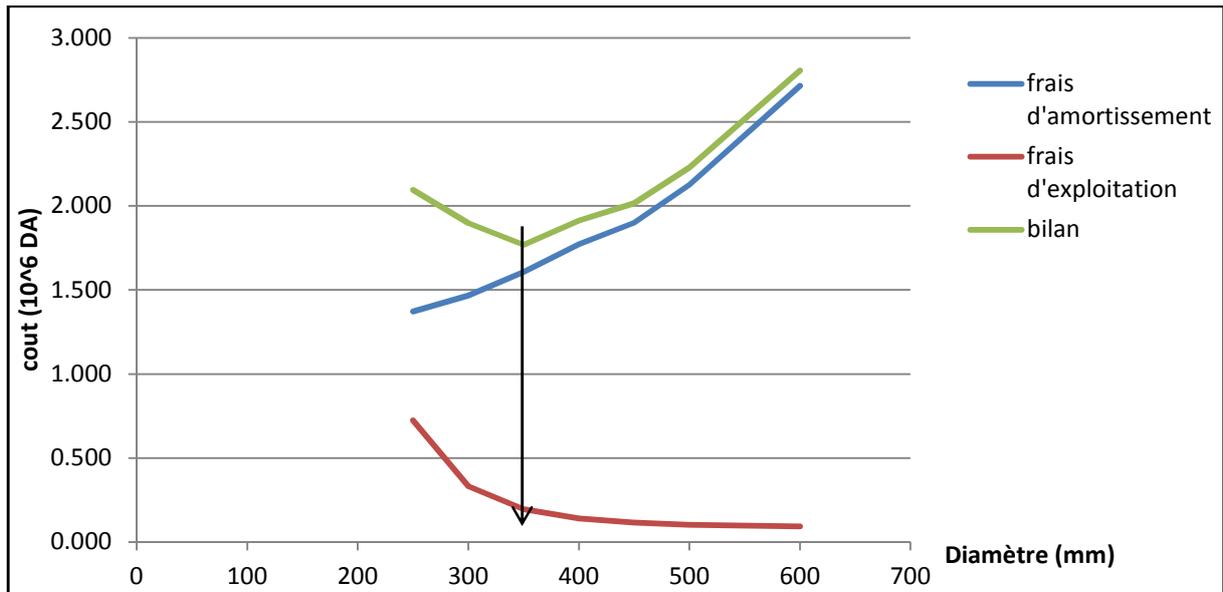


Figure IV-9: bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Conclusion

Le diamètre le plus économique pour le tronçon (R2-sp5) est D=350mm.

V=1,44 m/s.

2-tronçon de (SP5)-(RT):

- Q = 0,13891 m³/s
- L = 4445m
- Hg = 160m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés :

Tableau IV-30: Calcul de la HMT du tronçon SP5-RT

D (mm)	Q l/s	V m/s		L (m)	H(m)	Ht(m)	Hg	HMT (m)
250	138,91	2,83	0,0161509	4445	117,33	129,06	160	289,06
300	138,91	1,97	0,0155260	4445	45,33	49,86	160	209,86
350	138,91	1,44	0,0150255	4445	20,29	22,32	160	182,32
400	138,91	1,11	0,0146112	4445	10,12	11,13	160	171,13
450	138,91	0,87	0,0142599	4445	5,48	6,03	160	166,03
500	138,91	0,71	0,0139562	4445	3,17	3,49	160	163,49
600	138,91	0,49	0,0134532	4445	1,23	1,35	160	161,35

Tableau IV-31: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP5-RT

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} 10 ⁶ (DA)
250	11542,36	4445	4,746
300	12336,05	4445	5,072
350	13521,23	4445	5,559
400	14910,06	4445	6,130
450	15982,11	4445	6,571
500	17885,15	4445	7,354
600	22831,78	4445	9,388

Tableau IV-32: Calcul des frais d'exploitation du SP5-RT

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} 10 ⁶ (DA)
250	532,302	3,886	4,943
300	386,455	2,821	3,588
350	335,750	2,451	3,118
400	315,144	2,301	2,926
450	305,744	2,232	2,839
500	301,057	2,198	2,795
600	297,126	2,169	2,759

Tableau IV-33: Bilan du tronçon SP5-RT

Diamètre (mm)	F _{amortissement} 10 ⁶ (DA)	F _{exploitation} 10 ⁶ (DA)	Bilan10 ⁶ (DA)
250	4,746	4,943	9,689
300	5,072	3,588	8,677
350	5,559	3,118	8,661
400	6,130	2,926	9,057
450	6,571	2,839	9,410
500	7,354	2,795	10,149
600	9,388	2,759	12,147

La figure IV-10 montre la variation du cout du projet en fonction du diamètre :

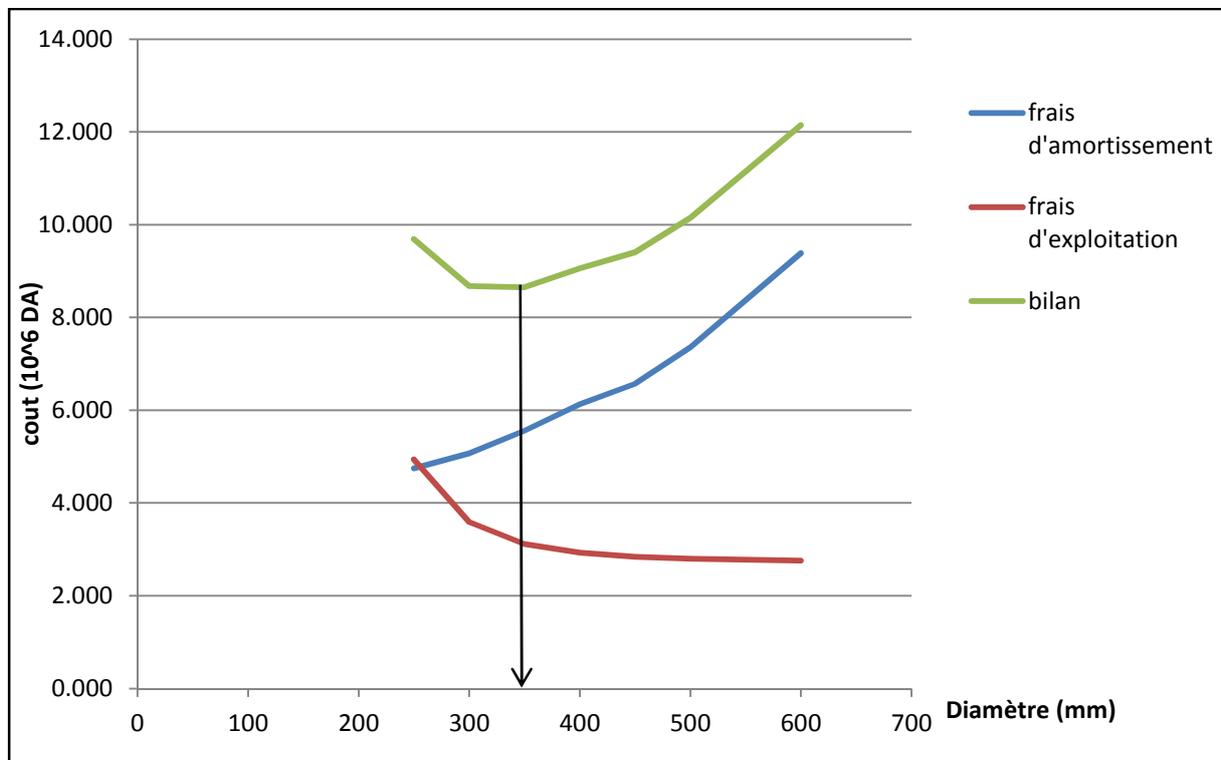


Figure IV-10 bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Conclusion

Le diamètre le plus économique pour le tronçon (SP5-RT) est $D=350\text{mm}$.

$V=1,44\text{ m/s}$

IV-6 : Etude de pompage

Dans notre projet le refoulement occupe une grande partie de l'adduction (61%), ce type d'écoulement exige le bon choix des pompes et leur calage.

IV-6-1 : Choix des pompes

Pour le bon choix des pompes on doit tenir en compte plusieurs critères :

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

IV-6-2 : Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

IV-6-3 : Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$, minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

1 : Refoulement dans la station (SP1)

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau :

Tableau IV-34: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N^{brc} d'étage	P_{abs} Totale(Kw)	$(NPSH)_r$ (m)	\varnothing roue (mm)
1	205.16	179.21	Aucune							
2	205.16	179.21	PM150/5B	76.1	189	1750	5	524	6.21	150
3	205.16	179.21	PM150/6E	77.6	195	1750	6	560	3.32	150
4	205.16	179.21	PM100/2A	77.5	182	3500	2	500	6.13	100

A partir du tableau IV-34, on déduit que la variante de quatre pompes (4) est la meilleure du point de puissance absorbée, et la vitesse de rotation, le rendement.

On opte pour un nombre de pompe de quatre (04) en plus deux (02) pompes de secours. Ces pompes sont identiques de type **PM 100/2A.CAPRARI multicellulaire à axe horizontal**.

2 : Refoulement dans la station (SP2)

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau :

Tableau IV-35: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} Total (Kw)	(NPSH) _r (m)	Øroue (mm)
1	205.16	167.34	aucune							
2	102.58	167.34	PM150/4A	79.9	160	1750	4	405	5.03	150
3	68.39	167.34	PM150/6E	76.3	195	1750	6	523	2.89	150
4	51.29	167.34	PM100/2B	78	172	3500	2	420	6.52	100

A partir du tableau IV-35, on déduit que la variante de quatre pompes (4) est la meilleure du point de vue de HMT, puissance absorbée, et la vitesse de rotation et le nombre d'étages.

On opte pour un nombre de pompe de quatre (04) en plus deux (02) pompes de secours .Ces pompes sont identiques de type **PM100/2B.CAPRARI multicellulaire à axe horizontal.**

3 : Refoulement dans la station (SP3)

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau :

Tableau IV-36: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} Totale(Kw)	(NPSH) _r (m)	Øroue (mm)
1	205.16	165.9	Aucune							
2	102.58	165.9	PM150/4A	80	160	1750	4	395	4.72	150
3	68.39	165.9	PM150/4B	76.7	171	1750	4	497	3.1	150
4	51.29	165.9	PM125/5A	76.3	166	1750	5	466	2.75	150

A partir du tableau IV-36, on déduit que la variante de quatre pompes (4) est la meilleure du point de vue de puissance absorbée, NPSH_r, et bon rendement.

On opte pour un nombre de pompe de quatre (04) en plus deux (02) pompes de secours. Ces pompes sont identiques de type **PM125/5A.CAPRARI multicellulaire à axe horizontal.**

4 : Refoulement dans la station (SP4)

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau :

Tableau IV-37: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} Totale(Kw)	(NPSH) _r (m)	Øroue (mm)
1	205.16	212.29	Aucune							
2	102.58	212.29	PM150/5A	79.7	212.4	1750	5	513	5.32	150
3	68.39	212.29	PM150/7E	74.9	228	1750	7	609	3.04	150

A partir du tableau IV-37, on déduit que la variante de deux pompes (2) est la meilleure, le nombre des pompes réduit ; bon rendement ; la puissance absorbée la plus faible.

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus une (01) pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type **PM150/5A.CAPRARI multicellulaire à axe horizontal.**

5 : Refoulement vers la station (SP5)

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau :

Tableau IV-38: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} Totale(Kw)	(NPSH) _r (m)	Øroue (mm)
1	138.91	182.32	Aucune							
2	138.91	182.32	PM150/6E	76.2	194	1750	6	361	2.79	150
3	138.91	182.32	PM125/6B	75.4	184	1750	6	333	2.56	125
4	138.91	182.32	PM80/3A	75.9	183	3500	3	338	3.88	80

A partir du tableau, on choisit la variante de quatre pompes (4), le nombre des cellules réduit, bon rendement, vitesse de rotation élevée.

On opte pour un nombre de pompe de quatre (04) en plus deux (02) pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type **PM125/6B.CAPRARI multicellulaire à axe horizontal.**

IV-6-4 : Courbes caractéristiques et Points de fonctionnement des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, on distingue les courbes caractéristiques :

* [H-Q] * [P_{abs}-Q] * [y_p-Q] * [(NPSH)_r-Q] * [H_c-Q]

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique du groupe des pompes installées [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (IV-16)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (IV-17)$$

Avec :

Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \} * L_{ref} * Q^2}{f^2 * g * D_{ec}^{5,3}} = Q^2. \quad (IV-18)$$

} : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, } = 0,01098 pour D = 350mm.

Donc H_c=H_g+ Q².

Le coefficient λ est le seul inconnu dans l'équation, car H_g est connu et Q est variable, donc mathématiquement pour connaître l'équation de la courbe de la conduite il suffit de calculer ce coefficient λ , et pour le calculer on a besoin de connaître un seul point de cette courbe, pour cela le programme CAPRRARI demande la hauteur géométrique quand on cherche à tirer le type d'une pompe, une fois qu'on introduit les coordonnées du point demandé ($Q_{appelé}, HMT$) le programme calculera automatiquement le coefficient λ , et tire l'équation de la conduite et le point de fonctionnement.

1 : Refoulement : SP1-Bâche SP2

Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe et le point de fonctionnement sont données sur la figure (IV-11).

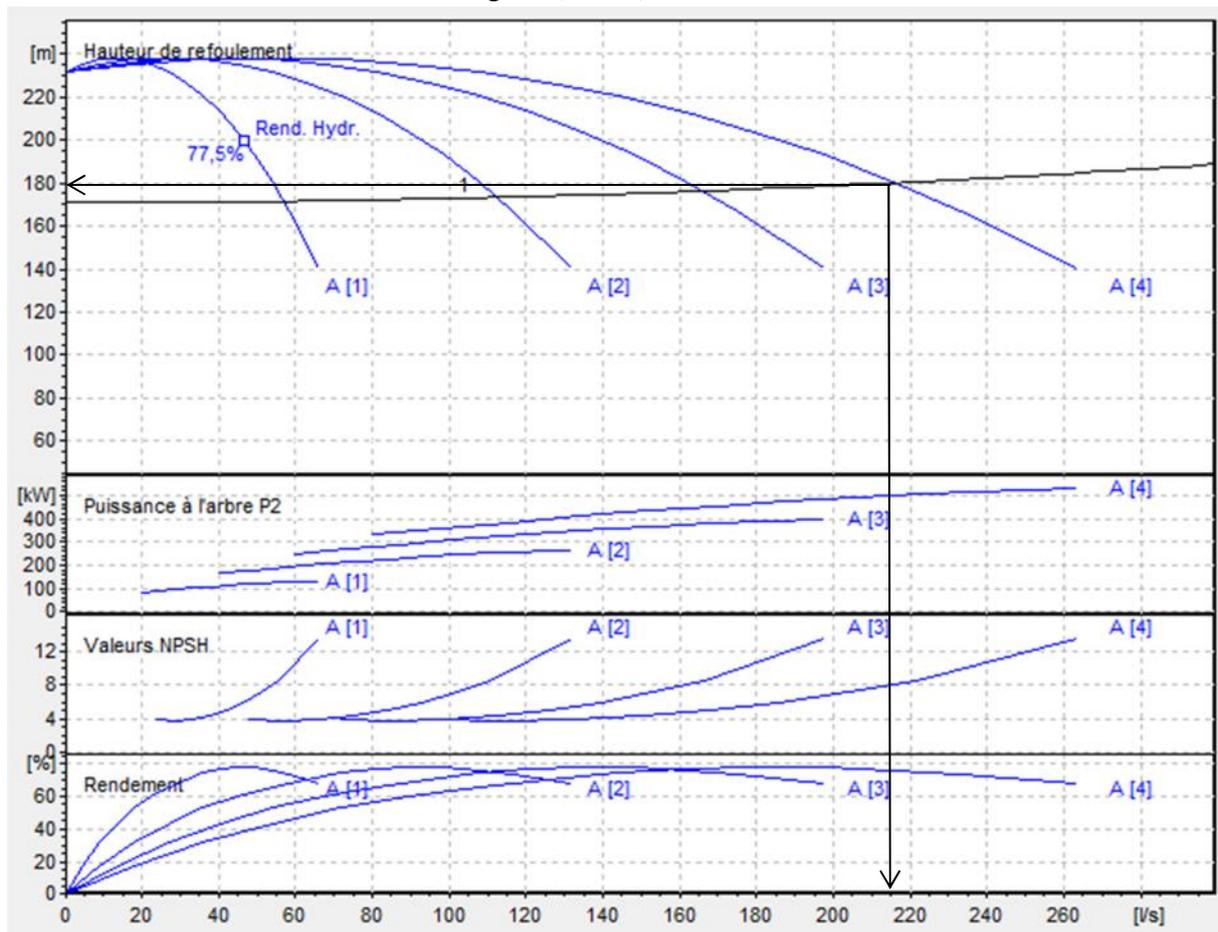


Figure IV-11: les courbes caractéristiques du groupe de pompage sp1 et de la conduite

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 216.2l/s > Q_{app} = 205.16l/s \\ H_{Pf} = 180m > H_{app} = 179.21m \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés.

1 : Refoulement : SP2-Bâche SP3

Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe et le point de fonctionnement sont données sur la figure (IV-12).

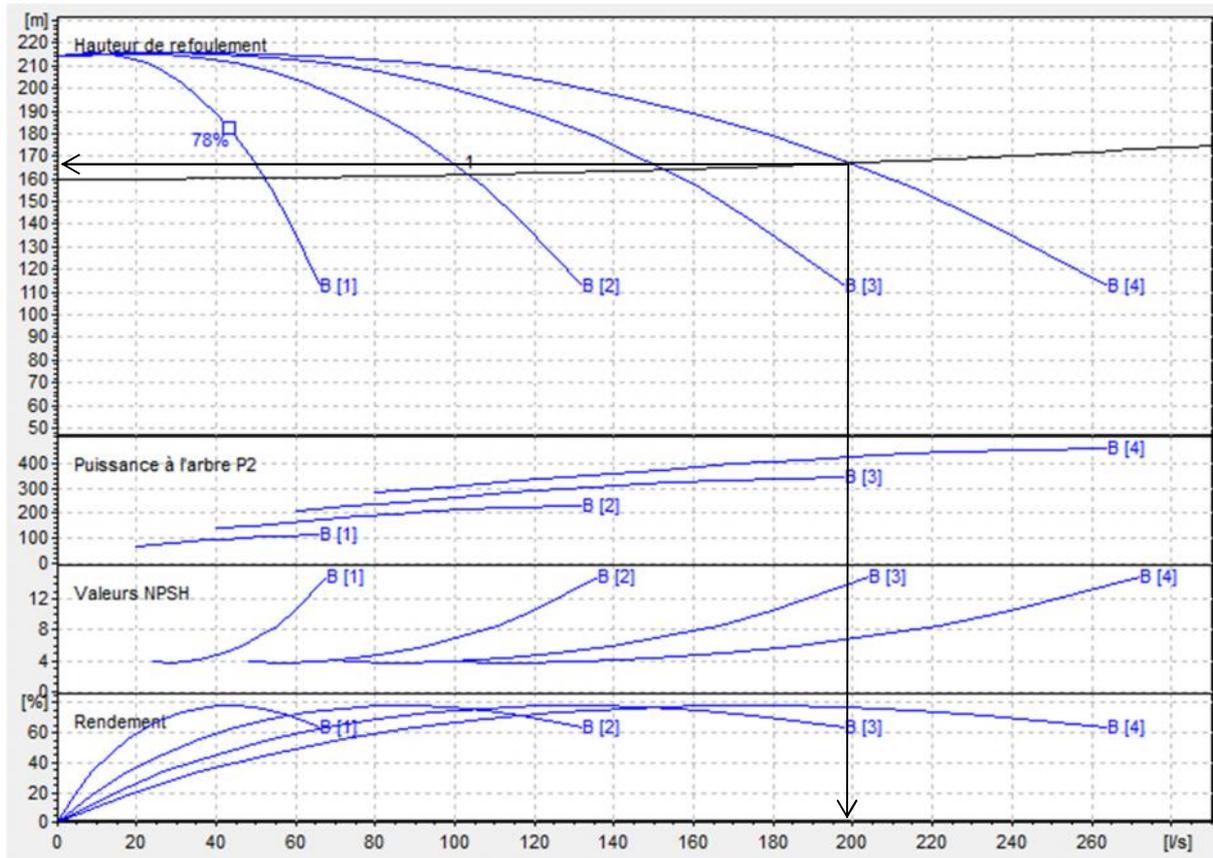


Figure IV-12: les courbes caractéristiques du groupe de pompage sp2 et de la conduite

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 199.4l/s < Q_{app} = 205.16l/s \\ H_{Pf} = 168m \geq H_{app} = 167.43m \end{cases}$$

1 : Refoulement : SP3-Bâche SP4

Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement et de la pompe et le point de fonctionnement sont données sur la figure (IV-13).

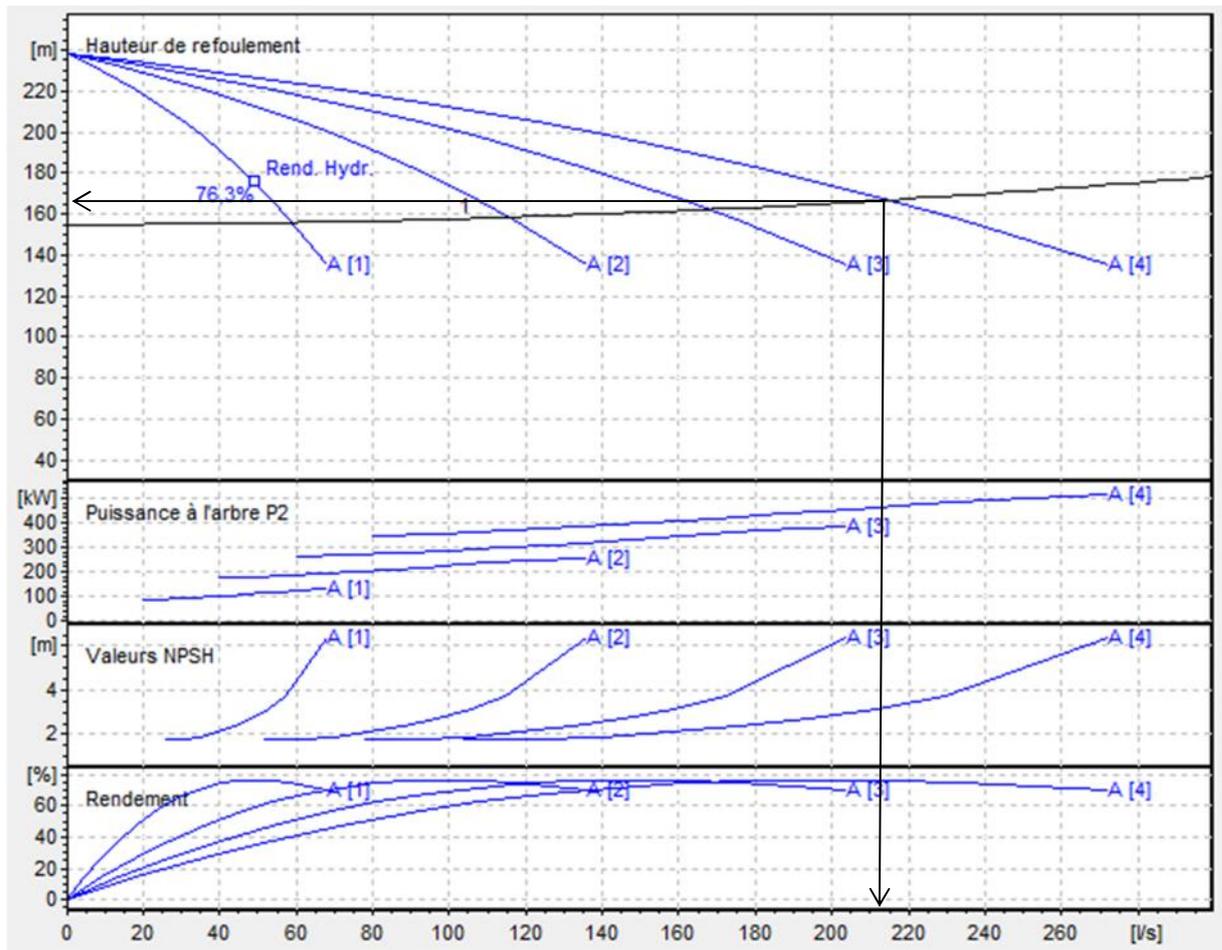


Figure IV-13: les courbes caractéristiques du groupe de pompe sp3 et de la conduite

$$\begin{cases} Q_{pf} = 213 \text{ l/s} > Q_{app} = 205,16 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 166,4 \text{ m} \geq H_{app} = 165,9 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, qui nous permet de dire que ces pompes peuvent fonctionner le système de pompage.

1 : Refoulement : SP4-Bâche SP5

Les courbes caractéristiques sont données sur la figure (IV-14).

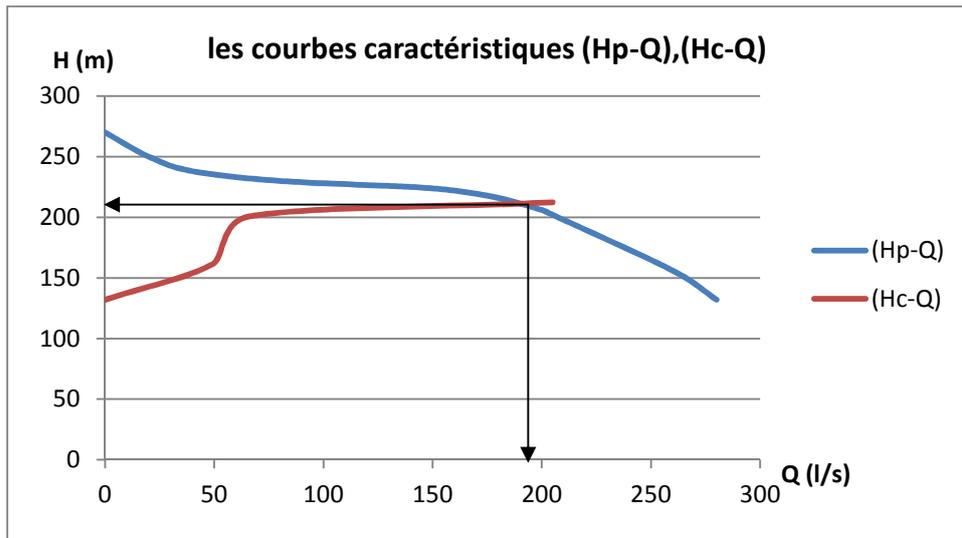


Figure IV-14: les courbes caractéristiques du groupe de pompage sp14 et de la conduite

$$\begin{cases} Q_{pf} = 191.3l/s < Q_{app} = 205.16l/s \\ H_{pf} = 213.6m \geq H_{app} = 212.29m \end{cases}$$

1 : Refoulement : SP5-RT

Les courbes caractéristiques sont données sur la figure (IV-15).

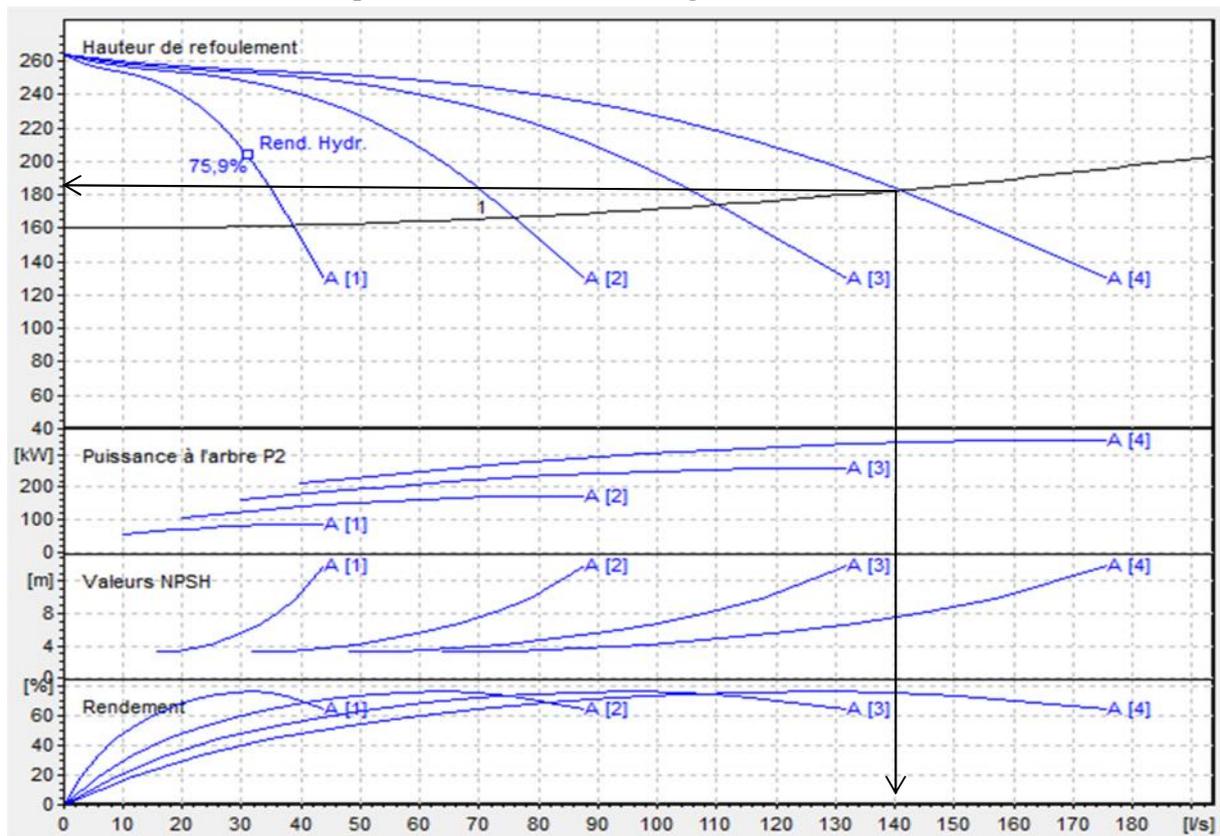


Figure IV-15 : Point de fonctionnement de la pompe de SP5 et la conduite

$$\begin{cases} Q_{pf} = 14l/s > Q_{app} = 138.91l/s \\ H_{pf} = 183m > H_{app} = 182.32m \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, pour cela on peut dire que ces pompes sont valables pour notre système.

IV-6-5 : mode du réglage

1-Refoulement dans SP1

$$\text{On a trouvé que : } \begin{cases} Q_{Pf} = 216.2l/s > Q_{app} = 205.16l/s \\ H_{Pf} = 180m > H_{app} = 179.21m \end{cases}$$

2-Refoulement dans SP2 :

$$\text{On a trouvé que : } \begin{cases} Q_{Pf} = 199.4l/s < Q_{app} = 205.16l/s \\ H_{Pf} = 168 \geq H_{app} = 167.43m \end{cases}$$

3-Refoulement dans SP3 :

$$\text{On a trouvé que : } \begin{cases} Q_{Pf} = 213l/s > Q_{app} = 205.16l/s \\ H_{Pf} = 166.4 \geq H_{app} = 165.9m \end{cases}$$

4-Refoulement dans SP4 :

$$\text{On a trouvé que : } \begin{cases} Q_{Pf} = 205.2l/s \geq Q_{app} = 205.16l/s \\ H_{Pf} = 213.6m \geq H_{app} = 212.29m \end{cases}$$

5-Refoulement dans SP5 :

$$\text{On a trouvé que : } \begin{cases} Q_{Pf} = 14l/s \geq Q_{app} = 138.91l/s \\ H_{Pf} = 183m \geq H_{app} = 182.32m \end{cases}$$

On remarque que Q_{Pf} est compris entre (-90%) et(110%) de Q_{app} dans les cinq cas, pour cela on doit pas faire le réglage sur le fonctionnement des pompes.

IV-6-6 :étude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lors qu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles d'air dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,
- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

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

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

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r ;$$

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

Pour notre calculs, on prend : $r = 0,3$ m.

1 - Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} + \sum H_{asp} ; (IV - 19)$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H ; (IV-20)$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

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

Tableau IV-39: 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 20°C

h_{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 le collecteur et la conduite d'aspiration. En utilisant la formule suivante :

$$h_{asp}^{lin} = \left(\frac{l_a}{2} \frac{8}{g} \frac{Q_a^2}{D_a^5} \right) [m];$$

Avec :

L_a : longueur de la conduite d'aspiration, $l_a = 2$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a \approx \frac{Q_{app}}{n} ; (IV-21)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

Q_{app} : le débit appelé en (m^3/s).

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration en (mm),

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times DN1 ; (IV-22)$$

Avec : $DN1$: diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

2. 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 aspiration :

$$z_{\text{axe}} = \nabla_{\text{min}} - h_{\text{asp}}^{\text{adm}} + r ; \text{ (IV-23)}$$

z_{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) ;

$$\nabla_{\text{min}} = C_p - h ; \text{ (IV-24)}$$

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

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

Le tableau qui suit montre les paramètres des stations de pompage et leurs côtes de calage :

Tableau IV-40 : les cotes de calage des pompes.

station	∇_{min} (m) (NGA)	D_{na} (mm)	Q_{app} (l/s)	D_a (mm)	V_{asp} (m/s)	n	NPSHr (m)	L_a (m)	H_{asp} (m)	h_{adm} (m)	z_{axe} (m) (NGA)
SP1	542,9	100	205,16	150	11,615	4	6,13	2	0,234	23,356	566,556
SP2	715,2	100	205,16	150	11,615	4	6,52	2	0,234	23,506	739,006
SP3	875,2	125	205,16	200	6,533	4	2,75	2	0,051	14,630	890,130
SP4	1035,2	150	205,16	200	6,533	2	5,32	2	0,203	17,130	1052,630
SP5	1167,6	80	138,91	125	11,325	4	3,88	2	0,281	19,946	1187,846

V-6-7. Choix du moteur électrique

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ; \text{ (IV-25)}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_a \times HMT \times K}{\eta_p \times \eta_{acc} \times \eta_m} ; \text{ (IV-26)}$$

Où :

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

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, $\eta_{acc} = 93 \%$;

η_m : rendement du moteur , $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 93 \%$.

K : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau IV-41: Coefficient de correction en fonction de la puissance. [4]

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

Le tableau qui suit montre les caractéristiques des moteurs des pompes choisis qui sont tirés du programme de CAPRARRI :

Tableau IV-42: les moteurs des pompes choisis.

La pompe	Les caractéristiques du moteur
Pompe 1	<p>Caractéristiques moteur</p> <p>Fréquence 60 Hz</p> <p>Tension nominale 460 V</p> <p>Vitesse nominale 3500 1/min</p> <p>Nombre de pôles 2</p> <p>Puissance nominale P2 132 kW</p> <p>Courant nominal - A</p> <p>Type de moteur 3~</p> <p>Classe d'isolation F</p> <p>Degré de protection IP 55</p>

Pompe 2	Caractéristiques moteur Fréquence 60 Hz Tension nominale 460 V Vitesse nominale 3500 1/min Nombre de pôles 2 Puissance nominale P2 132 kW Courant nominal - A Type de moteur 3~ Classe d'isolation F Degré de protection IP 55
Pompe 3	Caractéristiques moteur Fréquence 60 Hz Tension nominale 460 V Vitesse nominale 1750 1/min Nombre de pôles 4 Puissance nominale P2 132 kW Courant nominal - A Type de moteur 3~ Classe d'isolation F Degré de protection IP 55
Pompe 4	Caractéristiques moteur Fréquence 60Hz Tension nominale 460 V Vitesse nominale 1750 1/min Nombre de pôles 4 Puissance nominale P2 315 kW Courant nominal - A Type de moteur 3~ Classe d'isolation F Degré de protection IP 55

IV-6-7 : dimensionnement des stations de pompage

Pour dimensionner une station de pompage il faut connaître le nombre et les dimensions des pompes, et les équipements trouvés dans cette station.

1* détermination des dimensions des pompes :

On a vu dans ce chapitre les types des pompes et leurs nombre dans chaque station de pompage, la figure suivante montre l'encombrement des pompes.

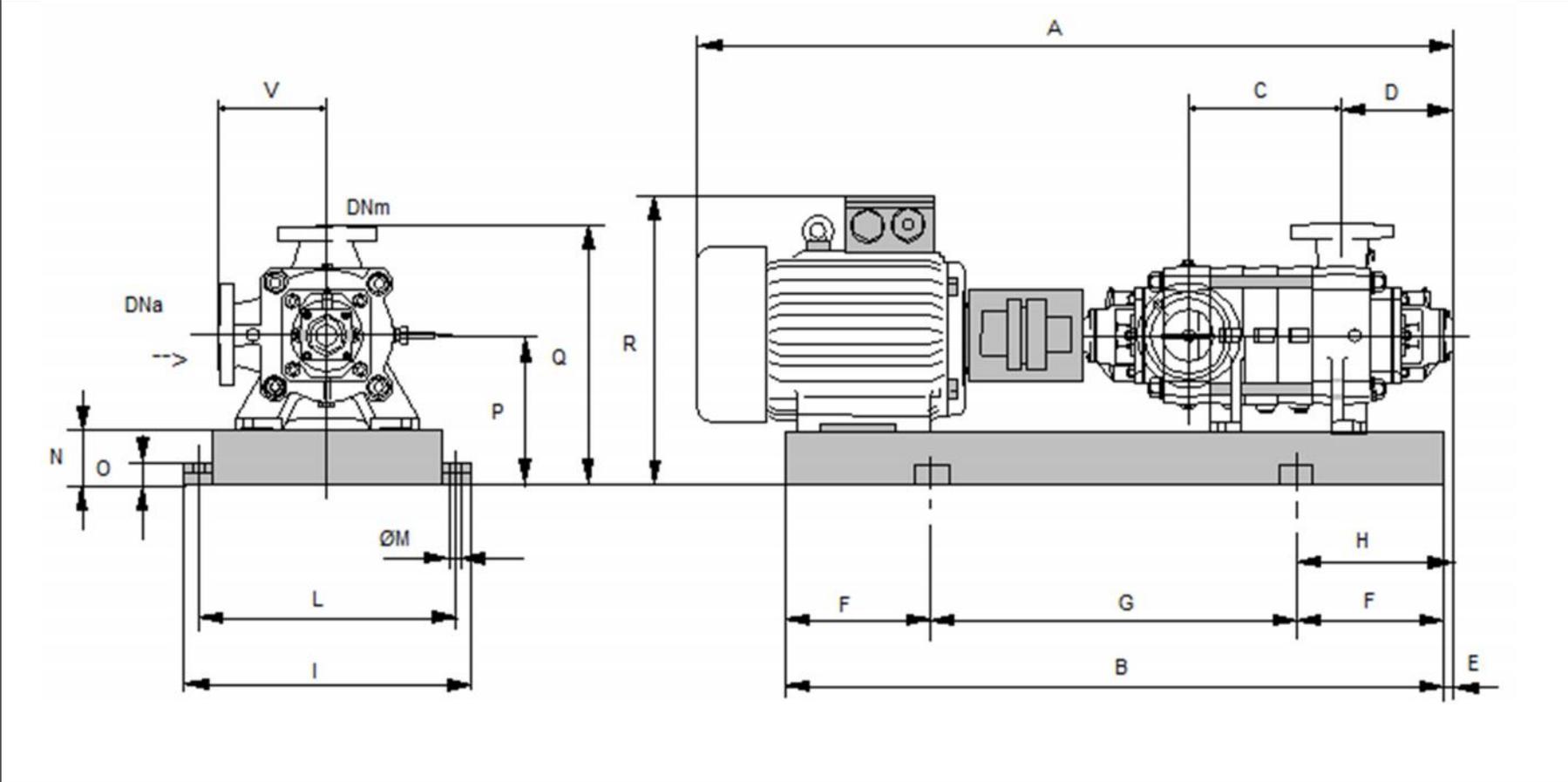


Figure IV-16 : les cotes d'une pompe multicellulaire à axe horizontale.

Le tableau qui suit montre les dimensions des pompes :

Tableau IV-43 : cotations des organes de la pompe.

	Les cotes élémentaires (mm)				Les dimensions de la pompe (mm)
Station 1	A=	680	R =	312	Longueur= A=680 Largeur = I=306 Hauteur=R=312
	B=	612	Q =	255	
	C=	170	N =	51	
	I=	306	P =	153	
Station 2	A=	680	R =	308	Longueur=680 Largeur =306 Hauteur=308
	B=	612	Q =	255	
	C=	170	N =	56	
	I=	306	P =	151	
Station 3	A=	2180	R =	978	Longueur=2180 Largeur =981 Hauteur =978
	B=	1962	Q =	818	
	C=	545	N =	164	
	I=	981	P =	491	
Station 4	A=	2940	R =	1330	Longueur =2940 Largeur =1323 Hauteur =1330
	B=	2646	Q =	1103	
	C=	735	N =	221	
	I=	1323	P =	662	
Station 5	A=	960	R =	428	Longueur =960 Largeur =432 Hauteur =428
	B=	864	Q =	360	
	C=	240	N =	72	
	I=	432	P =	216	

1. Bâtiment de la station de pompage

Il existe différents types de bâtiment pour une station de pompage :

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache sèche.
- Bâtiment type bache mouillée.
- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

On choisit de projeter un bâtiment type surface

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, en plus d' une plateforme de montage.

Il est recommandé de prendre :

- la hauteur de station de pompage normalisée ($H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m} \dots$)
- La longueur du bâtiment $l_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$
- La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).
- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment:
 - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de $l > 2\text{m}$.
 - Dimensions des portes $3 \times 3 ; 3,6 \times 3,6 ; 4 \times 3 ; 4,2 \times 4 ; 4,8 \times 5,4 \text{ m}^2$.
 - La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

2. dimensionnement

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

1. épaisseur des murs du bâtiment

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de **30 cm**.

2. la hauteur du bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée en (m) par la formule suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad (\text{IV-27})$$

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$

$h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5) \text{ m}$ en prend $h_{\text{socle}} = 0,3\text{m}$

h_p : Hauteur de la pompe

h_6 : Hauteur réservée à l'homme. $h_6 = 2,2 \text{ m}$

h_7 : Hauteur de chariot. $h_7 = 0,3 \text{ m}$

h_8 : Hauteur réservée aux formes profilées $h_8 = 0,8 \text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0,5 \text{ m}$

3. la longueur du bâtiment

La longueur du bâtiment en (m) est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n \times L_p + l_{\text{int}} + l_{p.f} + l_r + l_b \quad (\text{IV-28})$$

Avec :

n : nombre de pompes = 3 (tenant compte de la pompe de secours) ;

L_p : largeur pompe et celle du moteur ;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines; $l_{\text{int}} = (0,8-1,2) \text{ m}$; on prend : $l_{\text{int}} = 1 \text{ m}$

$l_{p.f}$: Longueur de la plate forme $L_{p.f} = 3 \text{ m}$;

L_p : Longueur du bureau du personnel; $L_p = 4 \text{ m}$;

l_r : longueur de l'armoire électrique $l_r = (2-3) \text{ m}$, on prend $l_r = 2.5 \text{ m}$;

4. la largeur du bâtiment

$$l = l_2 + l_3 + l_4 + 2S \quad (\text{IV-29})$$

s : épaisseur du mur $s=0,3m$.

l2 : distance entre le mur et le premier organe 30cm.

l3 : longueur des accessoires d'aspiration.

$l3+l4 = lp+ltr+ltasp+lc$.

lp : longueur de pompe

ltr : longueur de la tubulure de refoulement $ltr= 2 \times Dr$

ltasp : longueur de la tubulure d'aspiration $ltr= 2 \times Da$

lc : longueur du convergent

5. dimensions des portes

- porte principale : $4,2 \times 3,2 m^2$;
- porte secondaire : $2,2 \times 1,2 m^2$;

6. dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 12,5%.

$$S (\text{fenêtres}) = 0,125 \times L_{\text{ongb}} \times L_{\text{argb}} \quad S (\text{fenêtre})$$

Le nombre de fenêtres :

$$N (\text{fenêtres}) = S (\text{fenêtres})/S \text{ fen\^etre} .$$

Le tableau qui suite résume les résultats des calculs de dimensionnement des cinq stations de pompage :

Tableau IV-44: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Station	Dimensions des bâtiments des stations de pompage en (m)						
	Largeur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	fenêtres	portes	
						secondaire	principale
S1	3,66	14,724	4,90	0,3	3*(2,2×1,2)	2,2×1,2	4,2×3,2
S2	3,66	14,724	4,90	0,3	3*(2,2×1,2)	2,2×1,2	4,2×3,2
S3	5,16	17,424	5,58	0,3	5*(2,2×1,2)	2,2×1,2	4,2×3,2
S4	5,82	17,792	5,92	0,3	6*(2,2×1,2)	2,2×1,2	4,2×3,2
S5	3,74	15,228	5,03	0,3	3*(2,2×1,2)	2,2×1,2	4,2×3,2

IV-7 :Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire :

Introduction

Le phénomène coup de bélier est parmi les problèmes qui peuvent mettre les canalisations sous un risque permanent, dont la brutalité est susceptible d'entamer les ruptures de tuyaux surtout dans le cas d'un terrain accidenté où une protection doit être effectuée.

IV-7-1 :Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture instantanée ou trop rapide, qu'elles soient accidentelles ou non d'une vanne de sectionnement dans des canalisations en charge.

- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation rapide du niveau d'eau dans le réservoir.
- Vague à l'intérieur d'un réservoir.
- Vibration des roues des pompes.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

IV-7-2 : Amplitude des coups de bélier :

L'amplitude maximale des coups de bélier H , en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) :

$$h = c \times \frac{V_0}{g} \quad (\text{IV-30})$$

Avec

c : célérité des ondes ;

V_0 : variation de vitesse ;

h : surpression en mce ;

g : accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$.

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/c$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible moins le coup de bélier est important.

IV-7-3 : Risques dus aux coups de bélier :

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrées par les manœuvres brusques.

1/Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des conduites il y a risques de rupture de ces derniers et d'importants dégâts au niveau des raccordements (déboîtement) ou encore la détérioration des accessoires (compteurs, manomètres...)

2/Cas de dépression :

Une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à certaine valeur, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

IV-7-4 :Fatigue de la canalisation :

Comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens appropriés, limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des conduites, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

IV-7-5 :Interprétation physique du coup de bélier : [5]

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur Q_{V0} . Supposons que ce débit ne soit brusquement plus fourni (temps $t=0$), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe analysons ce qui se passe :

***La première phase :**

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression, de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse a . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est (L/a) .

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

***La deuxième phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial à partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

***La troisième phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine). Toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

***La quatrième phase :**

L'élasticité permet ç la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial, au bout du temps L/a (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

IV-7-6 :Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un sur presseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un sur presseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Les dispositifs de protection sont spécifiques pour une sollicitation donnée, les plus courants sont :

***Réservoirs d'air :**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

***Cheminée d'équilibre :**

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

***Soupape de décharge :**

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

***Volant d'inertie :**

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Tableau VI.45 : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.

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"> - Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). - Importante durée de vie ; - Indépendante d'une installation électrique ; - Pas de pertes d'eau 	<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"> - Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. - Coût élevé. 	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 à forte fréquence de démarrage. 	Utilisé comme protection contre les dépressions

Parmi tous ces antis bélier, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

1/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.

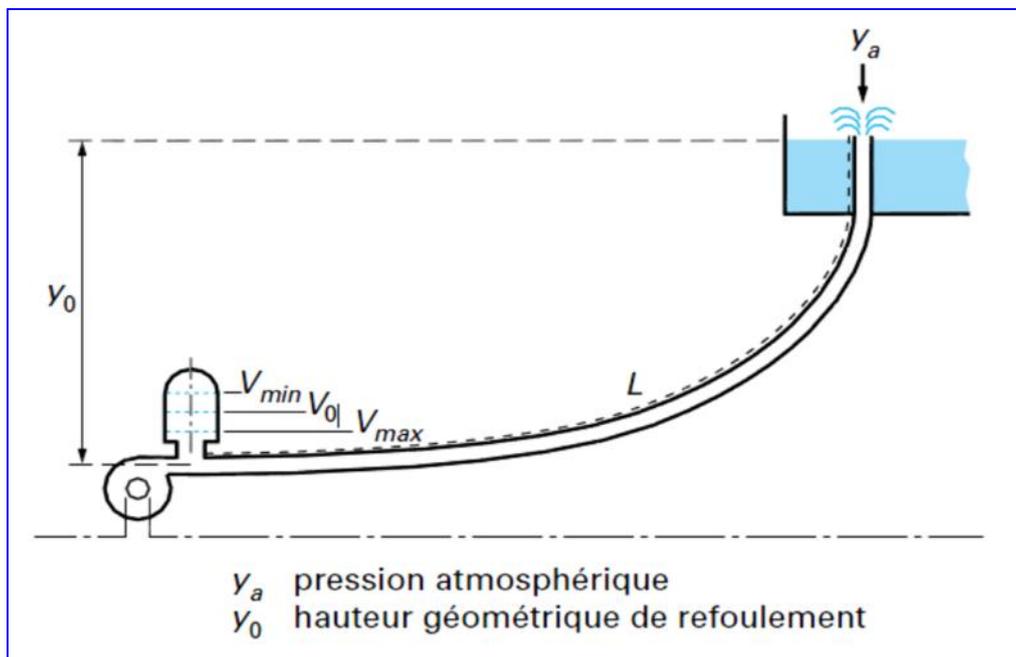


Figure VI.1 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier.

2/Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air, et comme méthodes de calcul on distingue deux :

- La méthode de VIBERT.
- Méthode de PEUH et MEUNIER.

On commence par le calcul la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr. SALAH B pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - \hat{\nu}_m^2) \times (1 - \hat{\nu}_s)}{(1 - \hat{\nu}_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \hat{\nu}_s)}}} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{IV-31})$$

Avec :

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ($E_m = 1 \times 10^{11}$ Pascal, pour la fonte) ;

E_s : module de Young du sol $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau $\nu_m = 0,3$ (fonte) ;

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m) $e_m = 0,0135\text{m}$ pour la fonte (DN400) ; $e_m = 0,012$ pour (D350).

a : rayon intérieur de la conduite (m) ;

C : célérité d'onde de choc (m/s).

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2,07 \times 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{1000 \times 2 \times 0,1865 \times (1 - 0,3^2) \times (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \times 0,1865 \times 2 \times 10^8 + 1 \times 10^{11} \times 0,0135 \times (1 - 0,33)}}} = 1160,68 \text{ (m/s)}$$

Pour la protection contre la dépression, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de PEUH et MEUNIER : [6]

Cette dernière utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : caractérise les pertes de charge (dépend de la nature de la conduite) ;

A : caractérise la conduite de refoulement ;

B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Où :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (\text{IV-31})$$

$$A = \frac{a.V_0}{g.H_0} \quad (\text{IV-32})$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad (\text{IV-33})$$

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

H_0 : pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \quad \text{(IV-34)}$$

H_{abs} : la pression de service absolue (m) :

$$H_{abs} = H_g + h + 10 = HMT + 10 \quad \text{(IV-35)}$$

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

S : section de la conduite de refoulement (m²) ;

U_0 : volume d'air initial (m³) ;

a : célérité (C) en (m/s) ;

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

Ayant calculé K et A , nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permettant de calculer U_0 sera ainsi déterminé (voir Figure VI.2).

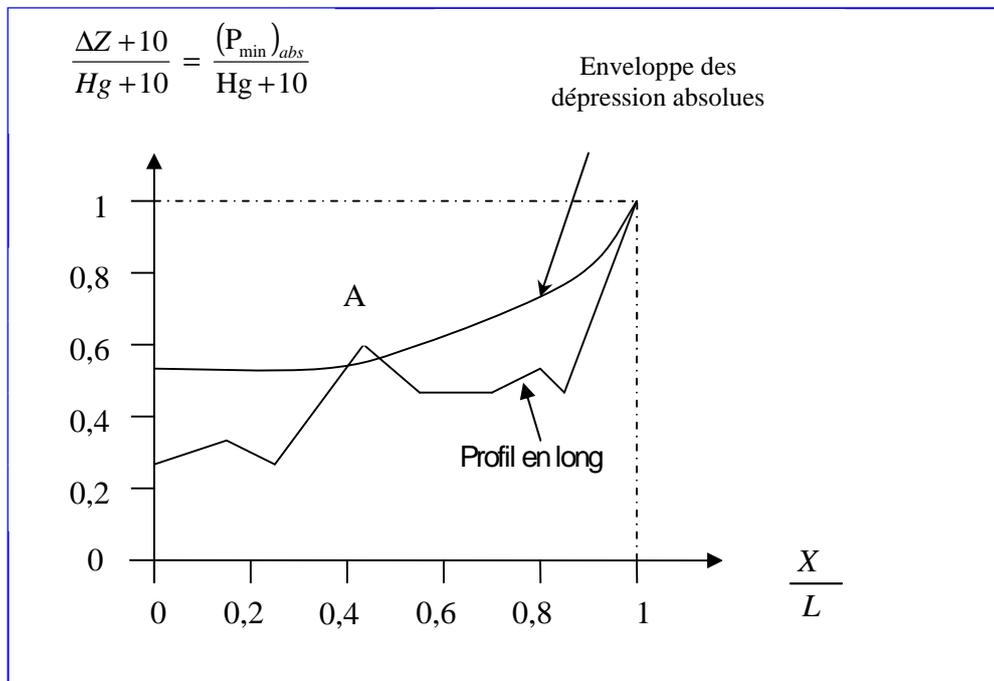


Figure VI.2 : Profil en long et l'enveloppe des dépressions.

Le volume d'air en fonctionnement normal est donné par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \times L \times S}{g \times H_0 \times B} \quad \text{(IV-36)}$$

Le volume d'air maximum est donné par la relation suivante

$$U_{max} = \left(\frac{H_{abs}}{P_{mini}} \right)^{1/1.2} \quad \text{(IV-37)}$$

P_{mini} : pression minimale (m).

Nous considérons la famille des courbes B pour les valeurs K et A auxquelles nous allons superposer les profils en long « absolus » de la conduite.

3/Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :

En citant que le premier tronçon est protégé par le système anti-bélier de la conduite principale (couloir n°1).

Les caractéristiques de l'adduction par refoulement sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-46 : Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction :

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-SP2	fonte	400	0,1257	1,63	1530	170,85
SP2-SP3	fonte	400	0,1257	1,63	1360	160
SP3-SP4	fonte	400	0,1257	1,63	1080	150
SP4-SP5	fonte	400	0,1257	1,63	13163	132
SP5-RT	fonte	350	0,0962	1,44	4445	160

4/Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon :

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-47 : Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon.

tronçon	H ₀ (m)	H _{abs} (m)	V ₀ (m/s)	a (m/s)	g (m/s ²)	A _{cal}	A _{pris}	K _{cal}	K _{pris}
SP1-SP2	180,85	189,21	1,63	1160,68	9.81	1,07	1	0,04	0,10
SP2-SP3	170	177,43	1,63	1160,68	9.81	1,13	1	0,04	0,10
SP3-SP4	160	175,9	1,63	1160,68	9.81	1,21	1	0,10	0,10
SP4-SP5	142	212,29	1,63	1160,68	9,81	1,36	1	0,49	0,4
SP5-RT	170	192,32	1,44	1438,75	9.81	1,13	1	0,13	0,10

5/Détermination de la famille de courbes B de chaque tronçon :

En basant sur les abaques de PUECH et MEUNIER (voir annexe IV-1), les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-48 : Détermination du B pour le tronçon SP1-SP2 (Voir annexe IV-1).

côte (m)	562	607	657	733
L (m)	0	510	1020	1530
(Z+10)/H ₀	0,06	0,31	0,59	1
X/L	0	0,29	0,67	1

Tableau IV-49 : Détermination du B pour le tronçon: SP2-SP3 (Voir annexe IV-1)

côte (m)	733	791	844	893
L (m)	0	453	906	1360
(Z+10)/H ₀	0,06	0,4	0,71	1
X/L	0	0,31	0,72	1

Tableau IV-50 : Détermination du B pour tronçon: SP3-SP4 (Voir annexe IV-1).

côte (m)	893	937	986	1043
L (m)	0	360	720	1080
(Z+10)/H ₀	0,06	0,34	0,64	1
X/L	0	0,36	0,66	1

Tableau IV-51 : Détermination du B pour le tronçon: SP4-SP5 (Voir annexe III-2)

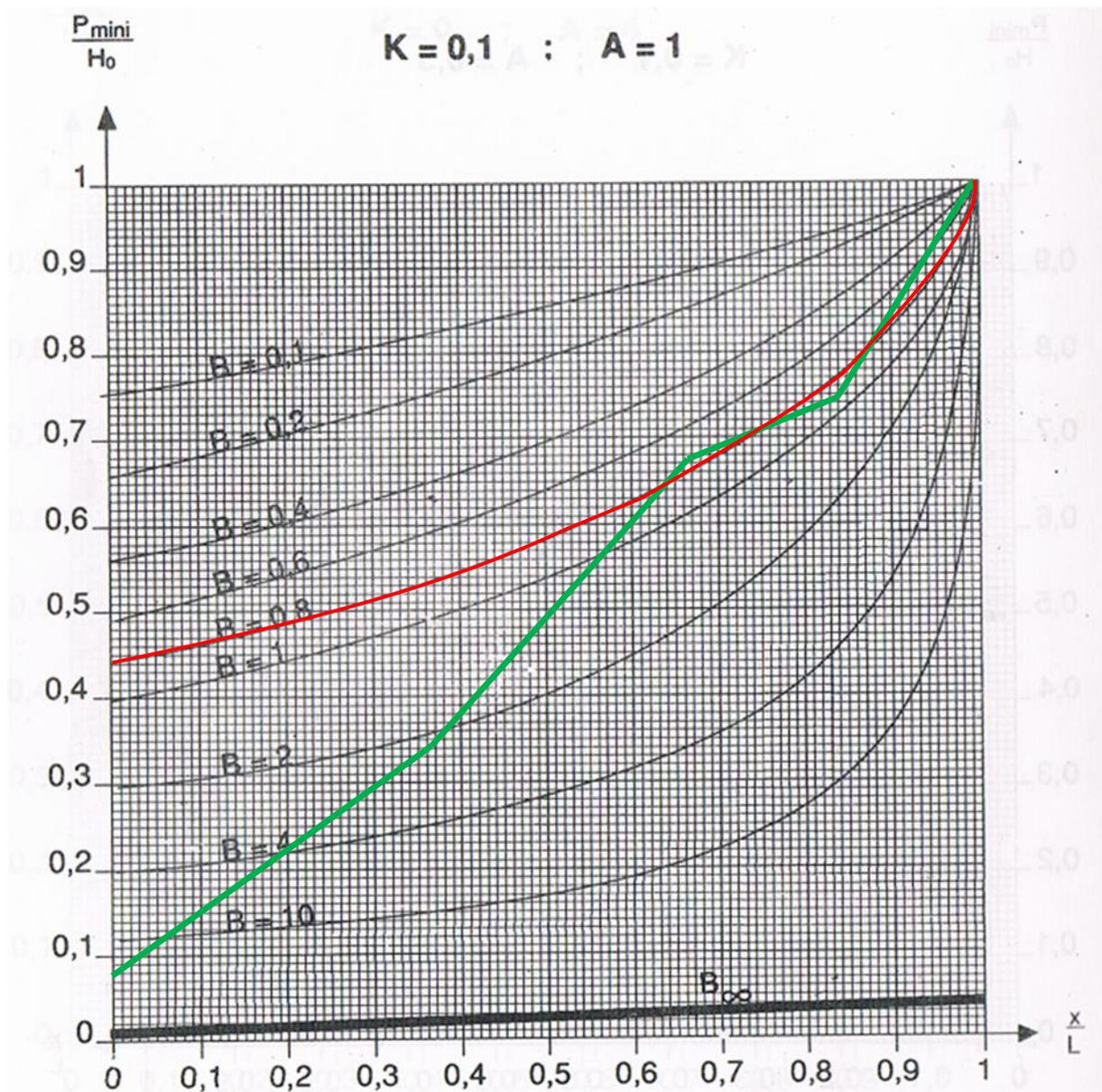
côte (m)	1043	1069	1093	1109	1130	1147	1175
L (m)	0	2193	4387	6579	8773	10965	13160
$(Z+10)/H_0$	0,07	0,25	0,42	0,54	0,68	0,80	1
X/L	0	0,16	0,35	0,54	0,68	0,91	1

Tableau IV-52: Détermination du B pour tronçon: SP5-RT (Voir annexe IV-1).

côte (m)	1175	1219	1268	1301	1335
L (m)	0	1111	2222	3333	4445
$(Z+10)/H_0$	0,06	0,32	0,61	0,8	1
X/L	0	0,24	0,45	0,68	1

6/Calcul des volumes d'air :

On doit d'abord tirer les valeurs de B par les abaques comme le cas du tronçon SP3-SP4



Les volumes des réservoirs d'air sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-53 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.

Tronçon	B	P_{mini}/H_0	P_{mini} (m)	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	Volumes normalisés en litre
SP1-SP2	1	0,4	72,4	0,275	0,613	800
SP2-SP3	0,8	4,43	753	0,326	0,098	100
SP3-SP4	0,8	4,43	753	0,261	0,078	100
SP4-SP5	0,9	0,52	74	1,814	4,570	2*2500
SP5 – RT	0,4	0,5	85	1,175	2,320	2500

Les plus grands volumes d'air sont cités dans le tableau précédent, si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume $= 1,2 * U_{max}$.

Un exemple sur les caractéristiques et les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le schéma suivant (catalogue fourni par CHARLATTE) :

IV-7-7 :Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier. La compression de l'eau est transmise à la conduite et le coup de bélier est né. La conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité c et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite constituant un danger pour la conduite.

Notant qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier, mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur l compatible à la résistance des installations de la conduite gravitaire.

La seule protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier consiste à étudier la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Tableau IV-54 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V ₀ (m/s)	h ₀ (m)
RT-R5	350	13.5	9254	1,54	80

La célérité d'onde de surpression est :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} = 1160,67 \text{ m/s.}$$

L'onde réfléchi atteint la vanne au bout d'une durée de :

$$tc = \frac{2L}{c} \tag{IV-38}$$

A.N. $tc = \frac{2 \times 6818}{1160,68} = 11,75 \text{ secondes}$

Avec la valeur de C nous déterminons :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{c v_0}{g h_0} \times \frac{\Delta v}{v_0} \tag{IV-39}$$

A.N $\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{1160,68 \times 2,33}{9,81 \times 80} \times \frac{\Delta v}{v_0}$
 $\frac{h}{h_0} = 3,45 \times \frac{\Delta v}{v_0}$

Dans ce qui suit, nous essayons de déterminer l'évolution de la pression dans la conduite durant la manœuvre du robinet vanne imposée caractérisée par la loi suivante

Tableau IV-55 : loi de manœuvre du robinet vanne.

t/t _c	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
A _v /A _{v0}	1,0	0,85	0,60	0,35	0,10	0,00

A_v : aire de la section correspond à la vitesse v ;

A_{v0} : aire de la section correspond à la vitesse v₀ ;

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0,2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de $A_v/A_{v0}=0,85$.

Pour $t/t_c=0,2$ et d'après l'application de l'équation suivante :

$$\frac{v-\Delta v}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{h+\Delta h}{H_0}} \tag{IV-40}$$

On trouve :

$$\frac{v-\Delta v}{v_0} = 0,85 \sqrt{\frac{h+\Delta h}{H_0}} \tag{IV-41}$$

on tire :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = 0,0626 ; \quad \frac{\Delta h}{h_0} = 0,2161.$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau précédent et permettent de calculer les valeurs y correspondantes de V/V_0 et de h/h_0 .

Pour t/t_c l'équation (IV-41) devient :

$$0,9374 - \frac{\Delta V}{V_0} = 0,60(1,2161 + 3,45 \frac{\Delta h}{h_0})^{1/2}$$

$$\text{Et de même on trouve : } \frac{\Delta V}{V_0} = 0,2097 ; \quad \frac{\Delta h}{h_0} = 0,7233$$

Le tableau se complète suivant le procédé suivant :

Pour $t/t_c=1,2$ l'onde de pression engendrée à l'instant $t/t_c=0,2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique :

$$-2 \frac{h}{h_0} = -0,4322.$$

D'une manière analogue les ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à $h/h_0 = -1,5499$ pour $t/t_c=2$ Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

Tableau IV-56: tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne.

T (s)	t/t _c	A _v / A _{v0}	v/ v ₀	h/ h ₀	v/ v ₀	h/ h ₀
0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000
2,35	0,2	0,85	0,0626	0,2161	0,9374	1,2161
4,7	0,4	0,60	0,2097	0,7233	0,7277	1,9394
7,05	0,6	0,35	0,3420	1,1798	0,6386	3,2119
9,4	0,8	0,10	0,4224	1,4572	0,2162	4,6691
11,75	1,0	0,00	0,2162	0,7459	0,0000	5,4150

Le graphe représenté dans la figure VI.5 montre l'application de la loi de manœuvre (fermeture de la vanne).

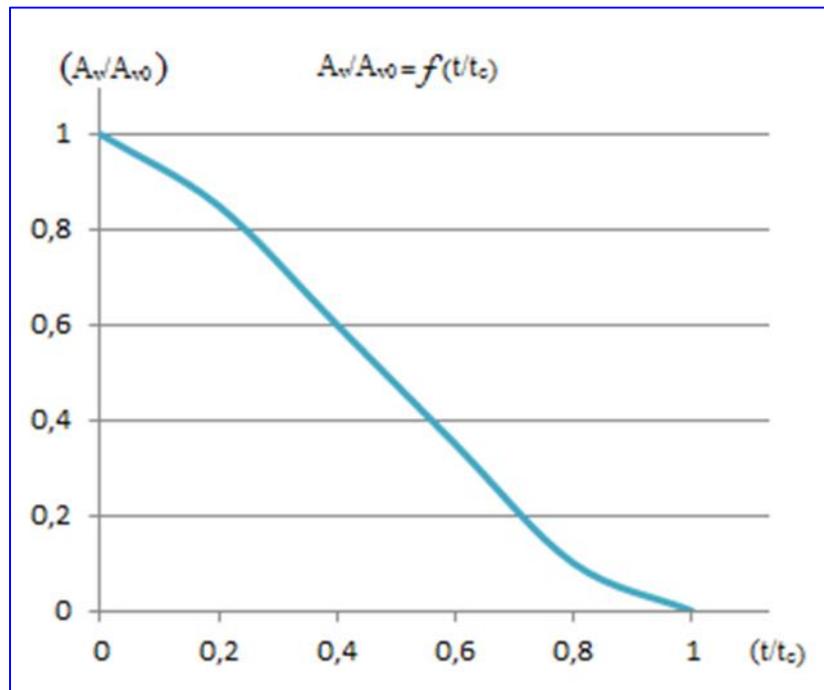


Figure VI.5 : Graphe représentant la loi de manœuvre (fermeture de la vanne)

Lorsque la durée de la fermeture est longue que $t_c = 2L/c$ les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a dimensionné par un calcul technico-économique les conduites de l'adduction, les parties gravitaire et refoulement. et selon ces diamètres on a choisi les pompes pour refouler les débits demandés vers les cotes demandées, qui sont de type CAPRARRI à axe horizontale, et les bâtiments des stations de pompage sont de type de surface.

Puis on a dimensionné les réservoirs d'air qui composent le système de protection contre le coup de bélier.

Chapitre V :

Organisation

De Chantier

Introduction

Dans ce chapitre on va voir les différentes étapes de pose des canalisations, et les calculs des délais nécessaires pour la mise en service du projet.

V-1 : Définition

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux et les étapes de réalisation dans les meilleures conditions possibles et les plus brefs délais .

Pour une adduction d'A.E.P les étapes de pose des canalisations sont :

Importation des traces des tranchées sur le terrain.

-Excavation des tranchées.

-Pose des conduites.

-Epreuve de joint et de canalisation.

-Remblaiement des tranchées.

-Compactage.

-Construire des stations de pompage.

V-2 : Implantation du trace des tranchées sur le terrain

1. Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

2. Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points du tracé. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point

3. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement .La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m .

4. La profondeur (H_{tr})

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (V.1)$$

figure V-1 : schéma de la tranchée

D'où :

$$H_{tr} = 1,1 + D. (m).$$

5. Largeur de la tranchée

Le largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse $a=30$ cm d'espace de chaque côté de la conduite.

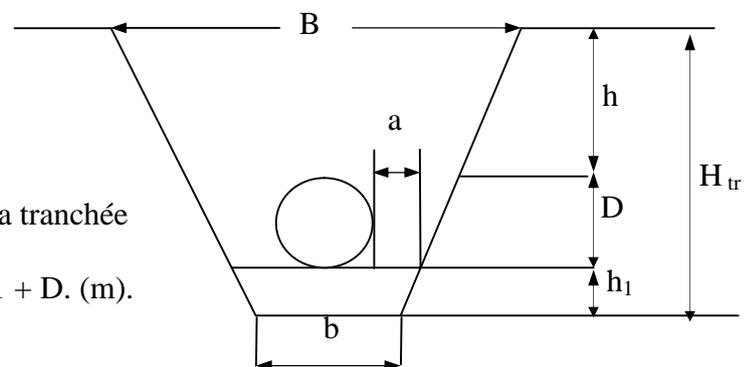
$$b = D + 2a.$$

(V.2)

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).



6. Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau V-1 : Choix du coefficient du talus: [7]

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Pour notre terrain argileux on prend m=0,5.

7. Section transversale de la tranchée (S_{tr}).

$$S_{tr} = H_{tr} \cdot b + m \cdot H_{tr}^2 \quad (V. 3)$$

8. volumes des déblais et remblais

K_f : coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

Tableau V-2 : Coefficient de foisonnement [8]

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Pour notre cas $K_f=1.25$

Tableau V-3 : résume les résultats obtenus :

Tronçon	diamètre (mm)	Longueur (m)	b(m)	H_{tr} (m)	B (m)	S_{tr} (m ²)	$V_{déblai}$ (m ³)	V_{sable} (m ³)	$V_{remblai}$ (m ³)
(PP1)-(SP1)	450	2299	1,05	1,55	0,78	2,83	8129,12	241,40	7887,57
(SP1)-(R1)	400	5331	1	1,50	0,75	2,63	17492,34	533,10	16959,12
(R1)-(RT)	350	16248	0,95	1,45	0,73	2,43	49327,91	1543,56	47784,26
(RT)-(PR4)	300	5407	0,9	1,40	0,70	2,24	15139,60	486,63	14652,90
(RP4)-(R4,R5)	200	7375	0,8	1,30	0,65	1,89	17377,34	590,00	16787,31
Total							107466,32	3394,69	104071,15

9. estimation des couts de pose des canalisations

Après cette estimation on calcule les couts de pose des canalisations, et des tuyaux.

Tableau V-4: Devis des différents travaux de pose des conduites.

N°	Désignation	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
1	Déblais	m ³	300	107466,32	32239896
2	Lit de sable	m ³	200	3394,69	678937
3	Remblais	m ³	300	104071,15	31221345
Total					64131178

Tableau V-5 : les prix des tuyaux des tançons

Tronçon	Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA/ml)	Prix total (m)
(PP1)-(SP1)	Fonte	450	2299	15982	36742618
(SP1)-(R1)	Fonte	400	5331	14910	79485210
(R1)-(RT)	Fonte	350	16248	13521	219689208
(RT)-(PR4)	PEHD	300	5407	4705	25439935
(RP4)-(R4,R5)	PEHD	200	7375	2968	21889000
Total					383245971

Donc le prix total de pose des canalisations est $C_{total} = 447\,377\,149$ DA.

V-3 : Les stations de pompage

Dans notre projet on va projeter cinq(5) stations de pompage, chaque station a ses dimensions qui ont été calculé dans le chapitre précédent, pour construire ces ouvrages on doit les planifier d'abord. Le tableau 56 montre les dimensions et les nombre des poteaux, poutres et les des stations :

Tableau V-6 :les couts de construction des stations de pompage

Station	Semelles (m ³)	Poteaux (+petit poteaux) (m ³)	Poutres (sup+inf) (m ³)	Dalles (sup+inf) (m ³)	Volumes totaux (m ³)	Volume du gros béton (m ³)
Station 1	8*(1,5*1,5*0,3)	8*(0,4*0,4*6)	14,4	13,6	34,28	1,8
Station 2	8*(1,5*1,5*0,3)	8*(0,4*0,4*6)	14,4	13,6	34,28	1,8
Station 3	8*(1,6*1,6*0,3)	8*(0,5*0,5*6,6)	23,2	21,08	53,13	2,05
Station 4	15*(1,5*1,5*0,3)	15*(0,45*0,45*7)	27,65	27,08	72,58	3,38
Station 5	8*(1,5*1,5*0,3)	8*(0,3*0,3*6)	8,14	11,4	29,26	1,8
total					223,53	10,83

Conclusion :

Le volume total du béton armé pour construire les cinq stations est (**223,53 m³**), et du gros béton (**10,83 m³**).

Pour un prix de 24000 DA/m³ du béton armé , alors $P_{tb} = 5364720$ DA

Pour un prix de 11000 DA pou le gros béton alors : $P_{gb} = 119130$ DA

Les équipements des stations de pompage

Le tableau qui suivre montre les équipements

Tableau V-7 :les équipements des stations et leurs prix

Station	Brique		Fenêtres et portes	
	Quantité	Prix (avec finition)(47 DA/brique)	Nombre	Prix (DA)
Station 1	2104	94660	3 fenêtres 2 portes	38000
Station 2	2104	94660	3 fenêtres 2 portes	38000
Station 3	2941	138230	5 fenêtres 2 portes	50000
Station 4	3401	159850	6 fenêtres 2 portes	56000
Station 5	2227	104670	3 fenêtres 2 portes	38000
Total		592070		220000

V-4 : Evaluation des durées des travaux

Cette étape est la plus importante dans l'organisation des chantiers

1.Choix des engins de terrassement

Pour effectuer les opérations déjà citées, nous sommes tenus d'utiliser de gros engins mécaniques pour réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

1-1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivellement.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

1-2. Bulldozer

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

1-3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

1-4. Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces.

2. La durée d'excavation

2-1.Choix d'excavateur :

Tableau V-8. : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement [9]

volume du terrassement par une pelle (m ³)	10000	10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total de déblai est supérieur à 20000 m³ on choisit une pelle de capacité du godet 1,5 m³

2-2.Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \text{ (m}^3\text{/h)}. \quad (\text{V. 4})$$

Avec : q : capacité du godet 1,5 m³.

K_r : coefficient de remplissage du godet K_r = 0,8-0,9 on prend K_r = 0,85

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur. : K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8.

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,25

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

$$R_p = \frac{3600 \times 1,5 \times 0,85 \times 0,8}{20 \times 1,25} = 146,9 \text{ m}^3\text{/h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 1175 m³/j.

2-3.La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ (jours)} \quad (\text{V-5})$$

V : volume du sol excavé (m³).

$$T = \frac{107466,32}{1175} = 91 \text{ jours}$$

Si on utilise deux engins on va gagner la moitié de cette durée . T=46 jours.

3. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau V-9,

Avec :

- Pose des conduites : 1 km / jour.
- Lit de sable : 1,5 km/jour
- Epreuve de joint et de la canalisation : 1 km/jour
- Remblais : 4 jours/km
- Compactage : 2 jours/km.

Tableau V-9 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	46
B	Lit de sable	20
C	Pose de conduite	29
D	Remblais	116
E	Compactage	58

Donc le réseau a nœud de ces tache est représenté comme suit :

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales taches sont:

- Excavation de la tranchée - Ex
- Lit de sable - LS

- pose de conduite - PC
- Remblais - R
- Compactage - C

Donc le réseau à nœuds de ces tache est représenté comme suit :

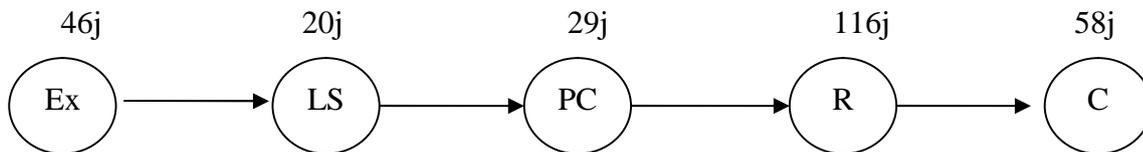


Figure V-6: Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

Donc la durée totale du projet est de 269 jours, cette durée dépend le nombre et le rendement des engins ; et le système 16/24 qui nous aide à accélérer le rythme de réalisation.

Conclusion

Dans ce chapitre on a estimé les devis de pose des canalisations, **Dpc=447 377 149 DA** et de réalisation des station de pompage **Dsp=6 295 920 DA**.

La durée totale du projet est estimée à 269 jours.

Chapitre VI :

Protection et

sécurité du

travail

Introduction

Dans ce chapitre on discute sur la chose la plus importante dans un chantier, l'ouvrier ; cet élément est le moteur du projet et le vrai réalisateur du projet ; donc c'est le cercle qui doit être protégé et conservé dans un système du travail.

VI-1-statistique sur les accidents du travail

Au cours des dernières années, le nombre des accidents du travail dus aux matériels et engins de terrassement a été réduit de moitié. Une tendance qui exprime les évolutions touchant à la sécurité des matériels et à la formation des personnels.

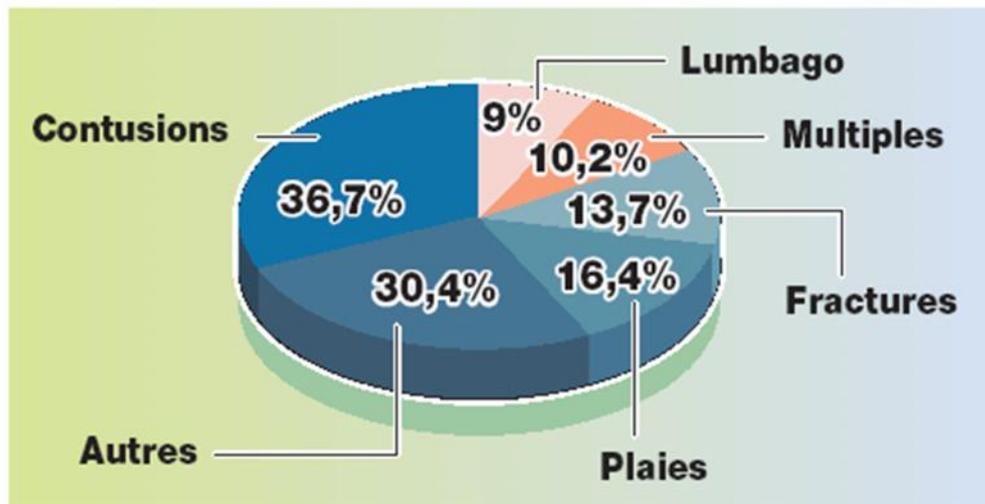


Figure VI.12. Pourcentage des différentes natures d'accident

VI.2. Les causes des accidents de travail dans un chantier

On écrit sur un graphique toutes les causes de l'accident : certaines découlent les unes des autres et donc s'enchaînent linéairement et forment une branche, certaines sont indépendantes mais provoquent l'accident par leur réunion et forment donc plusieurs branches.

Chaque élément de chaque branche est un facteur potentiel et une cible pour la prévention : si on coupe une seule des branches principales, l'accident ne peut pas se produire ou se reproduire.

La survenue d'un accident de travail regroupe par conséquent plusieurs facteurs :

- ✓ humain,
- ✓ l'organisation du travail : ambiance physique, facteurs sociaux...,
- ✓ la tâche et ses exigences,
- ✓ Le matériel

Les causes fréquentes des accidents travail sont :

- Mauvaise conception des engins
- Contraintes de la tâche, rendement
- Défaut d'organisation générale du travail
- Manque d'information sur l'état du système
- Facteurs liés au groupe : le taux d'accident de travail peut être considéré comme un indice de tension entre le personnel et l'entreprise
- Défaut de formation technique

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations)

VI.2.2. La prévention

- Le chef d'entreprise est le seul responsable de la sécurité
- Le service médical : médecin du travail, infirmières du travail, technicien hygiène et sécurité...
- Le service de sécurité dans les grandes entreprises.
- Le comité d'entreprise et les délégués du personnel.

VI.2.2.1.2.En dehors de l'entreprise

- Le service de prévention
- Les comités techniques régionaux qui ont un pouvoir financier,
- Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle
- L'inspection du travail,
- Certains organismes agréés par le ministère du travail.

VI.2.3.1.Prévention collective

Elle doit toujours être mise en œuvre en premier lieu. C'est l'employeur, avec le service de sécurité:

- Prévention intégrée : c'est la prévention de conception qui supprime l'existence du risque en installant dès la conception des dispositifs de protection et de sécurité sur les engins et machines dangereuses.
- Entretien des engins
- Contrôle et certification de conformité des engins.
- Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièremment, ambiance thermique)
- Contrôle des matériaux : obligation est faite aux fabricants, importateurs et vendeurs de fournir à l'entreprise toute information sur les produits nouveaux.

VI.2.3.2.Prévention individuelle

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

Formation des salariés à la sécurité :

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité (quand il existe) et du médecin du travail. Le temps passé à la formation à la sécurité est payé comme un temps normal de travail et se passe durant les heures de travail.

Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste. Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique

Lors de la formation professionnelle ; elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement. On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs-secouristes du travail.

VI.2.4. Protections individuelles

Elles sont moins fiables que la protection collective et ne devrait être mises en œuvre que lorsque celle-ci est impossible. La protection individuelle reste souvent indispensable. Elle n'est pas toujours respectée par le salarié ou mise à disposition par l'employeur.

- Combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (Casques de protection contre les objets pouvant tomber),
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices, produits de nettoyage spécifiques non nocifs.
- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique de protection des orteils)
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, projection de débris)
- Protecteurs auditifs (casques antibruit, bouchons d'oreille)
- Masques et cagoules anti-poussières ou contre les gaz
- Moyens de protection anti-chutes

VI.2.5. Prévention médicale

VI.2.5.1. Examen clinique, éventuels examens complémentaires

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière
- poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

VI.2.5.2. Information du salarié par le médecin du Travail

Elle porte :

- sur les risques encourus et les précautions à prendre. Cette information doit précéder la prise de poste et être renouvelée régulièrement à chaque visite médicale ou lors de la visite des lieux de travail.

Conclusion

Dans ce chapitre on a vu les causes et conséquences des accidents du travail, et les différentes méthodes de protection contre les risques de chantier.

Conclusion

Conclusion

Conclusion Générale

En conclusion générale, nous pouvons dire que ce projet nous assure une alimentation continue en eau potable de la région jusqu'à l'horizon de 2040.

Nous avons estimé que ce réseau d'adduction contribuera à satisfaire tous les besoins de la zone d'étude, vu qu'il est dimensionné pour l'horizon d'étude, dont la population de toute la zone atteindra 46 561 habitants. D'où la nécessité de prévoir un transfert de 17 725,82 m³/j des eaux du barrage de Tichy-Haf.

Les conditions géologiques et les reliefs nous ont orienté pour choisir la fonte comme matériau des canalisations, avec les diamètres économiques de 350 mm et 400 mm, et le PEHD pour les conduites de la partie gravitaire de diamètre de 200 mm.

Pour le pompage, nous avons créé cinq stations de pompage pour assurer une pression moins de la pression nominale de la fonte, 25 bars. Puis on a choisi les pompes multicellulaires à axe horizontale, qui assurent les hautes charges.

Pour les réservoirs de stockage, notre système exige cinq (5) réservoirs de distribution et un réservoir tampon, on a projeté seulement ce dernier, car l'état et la capacité des cinq réservoirs existants répond aux exigences demandées.

La réalisation du projet exige, selon notre calculs un devis estimé à 453 673 069DA, et un délai de 269 jours.

Enfin, pour aboutir efficacement à notre but visé, nous jugeons utile de protéger les conduites contre les pressions et dépressions importantes dues aux fermetures des vannes et l'arrêt des pompes, par les réservoirs d'air.

Nous espérons que ce modeste travail, pourra servir les prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIE

[1] **BOUEDJA Foued.** Tectonique actuelle et récente et risque sismique de la région de Constantine.2010.53-57.p.travail Pour L'Obtention du Diplôme de MAGISTER, filière Sismologie, UNIVERSITE FERHAT ABBAS-SETIF 2010.

[2] **LAGOUN ALI MANSOUR.** Etude de réhabilitation de l'alimentation en eau potable de la commune de Oued Djer (W.Blida).92-101.p. travail Pour L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT, filière Hydraulique, ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-BLIDA. 2007.

[3]**M.K.MIHOUBI.** Guide pratique des citations et références bibliographiques. E.N.S.H, mars 2012.

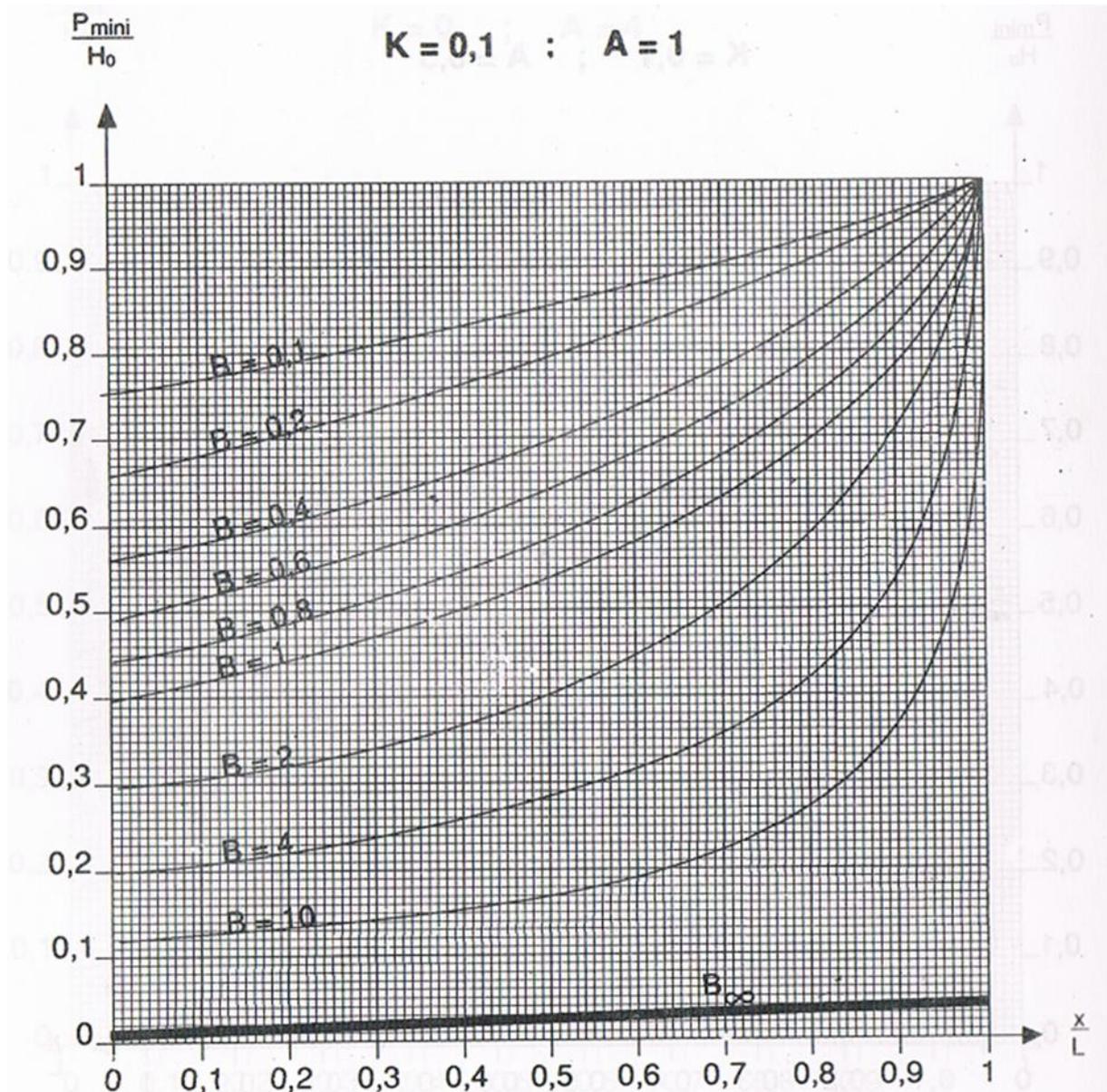
[4]**V.MBRATSOUMIAN.** Recommandations méthodologique relatives à l'exécution de la partie « protection et sécurité du travail » du mémoire de fin d'étude. 2^{ème} édition. E.N.S.H, 11/1994. 9-13p ; 43-44p.

[5] :**MICHELA.MOREL** : livre de EXERCICES ET M2CANIQUE DES FLUIDES.

Catalogue :

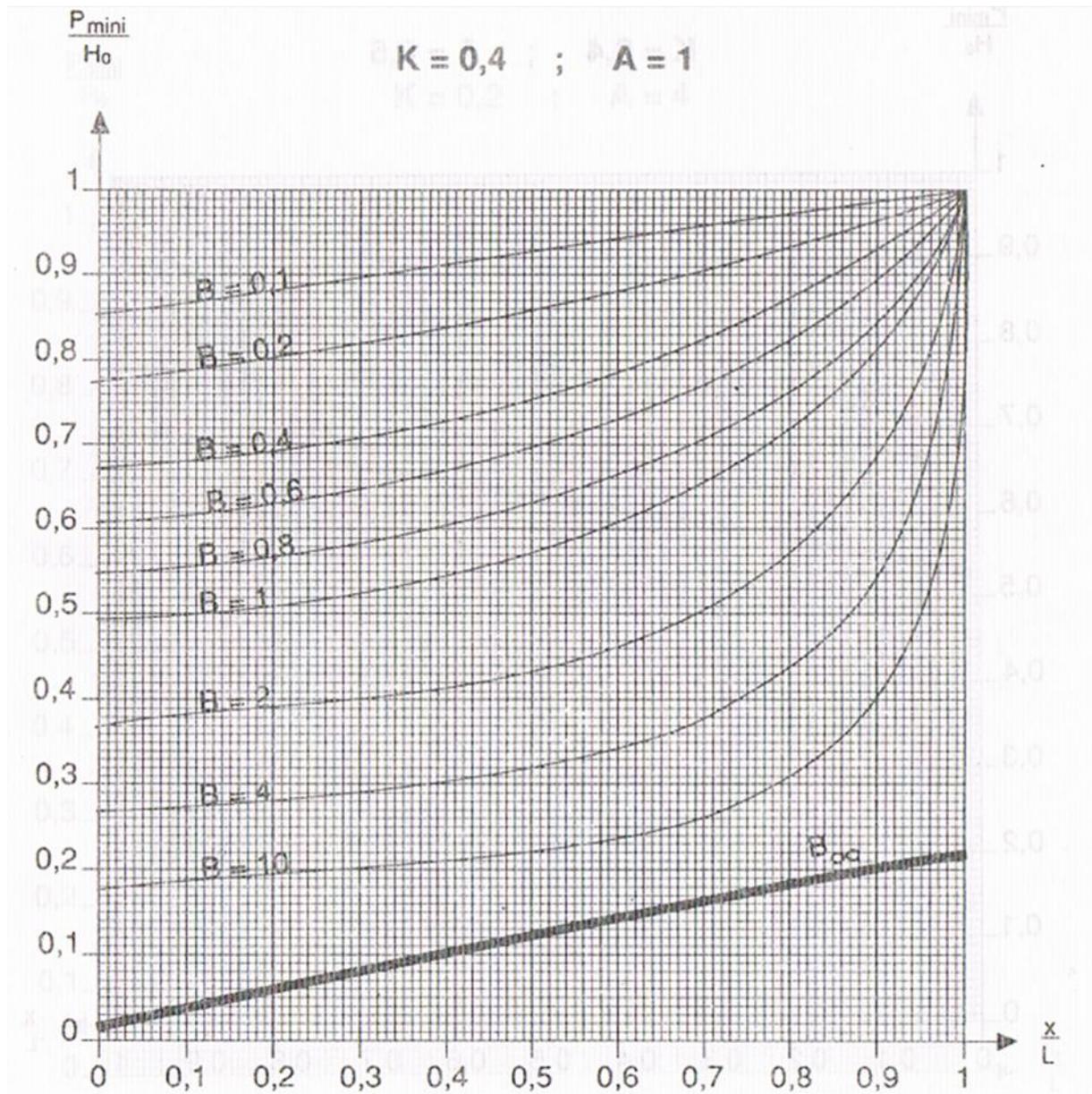
- ❖ CATALOGUE DES CONDUITE EN PEHD CHIALI.
- ❖ KSB CAPRRARI.
- ❖ CATALOGUE DES EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES RACCI.

ANNEXE (IV-I)



Source : livre de EXERCICES ET M2CANIQUE DES FLUIDES,
MICHELA.MOREL

ANNEXE (III-2)



Source : livre de EXERCICES ET MECANIQUE DES FLUIDES,
MICHELA.MOREL