الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵢⵙⵔⵔⵓ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵣⵙⵙⵏ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Alimentation en Eau Potable.

THEME :

Etude de l'adduction d'eau potable de la ville de Béni Abbas à partir du champ de captage de Zeghamra

Présenté par :
CHERAITI Dyna

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR/HALLAL Dahbia	M.C.A	Présidente
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examinatrice
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
AMMARI Abdelhadi	Professeur	Promoteur

Session…… 2025

Remerciement

Avant toute chose, je rends grâce à Dieu, source de toute force et de toute inspiration, pour m’avoir accompagné tout au long de ce parcours exigeant.

Je tiens à remercier très chaleureusement Monsieur A. Ammari, mon encadrant, pour son accompagnement rigoureux et bienveillant, ses précieux conseils, ainsi que pour sa disponibilité et sa patience. Il a su guider mes pas avec professionnalisme et humanité.

Ma reconnaissance s’étend à tous les enseignants de l’École Nationale Supérieure d’Hydraulique, dont l'engagement et la compétence ont contribué à forger les bases solides de ma formation.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l’intérêt qu’ils ont porté à notre recherche en acceptant d’examiner, et de l’enrichir par leurs remarques.

Enfin, merci à toutes celles et ceux, amis, camarades ou inconnus, qui, par un mot, un geste ou une aide ponctuelle, ont participé, à leur manière, à la concrétisation de ce mémoire

Dédicace

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je dédie ce modeste travail à mes chères.

A mes très chers parents

En témoignage de mon affection et reconnaissance pour tout ce qu'ils m'ont donné. Sans vous je ne serais jamais arrivé jusque-là.

Je vous remercie pour votre soutien et votre amour inconditionnel.

Vous n'avez jamais hésité à vous sacrifier pour ma réussite et mon bonheur.

A ma très chère grand-mère

Que Dieu lui fasse miséricorde et la place dans ses paradis, elle a été toujours fier de moi et me soutien tu me manques beaucoup.

A mes très chères Sœurs Lyna et Soundess

A mes cousins, cousines et Toute ma famille

A mes meilleures copines surtout: Sara

Qui ont marqué ma vie par de bons souvenirs et leur aide moral qu'elles ont su me procurer.

Dans le souci de n'oublier personne

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, ils trouveront dans ces lignes les expressions de ma gratitude.

ملخـــــص

نظرًا للطلب المتزايد على مياه الشرب في مدينة بني عباس، ونظرًا لندرة الموارد السطحية، تم اعتماد حقل زغامرة كمصدر رئيسي للتزويد بالمياه. يتمثل المشروع في إنجاز قناة جلب تربط الآبار بخزانات التوزيع، مدعومة بمحطات ضخ تراعي القيود الطبوغرافية، إضافةً إلى خزانات تخزين تضمن انتظام عملية التزويد.

ترتكز هذه الدراسة على: تقييم الاحتياجات الحالية والمستقبلية من المياه، وإجراء الحسابات الهيدروليكية اللازمة لتحديد أقطار القنوات (250 ملم، 315 ملم و400 ملم)، وحساب الفوارق في الضغوط، إضافة إلى اختيار تجهيزات محطات الضخ الثلاث. كما تتضمن الدراسة اعتماد إجراءات وقائية ضد ظاهرة المطرقة المائية، حفاظًا على سلامة القنوات والمنشآت والهدف النهائي من هذا المشروع هو ضمان خدمة مائية متواصلة، موثوقة ومستدامة لفائدة سكان المنطقة.

الكلمات المفتاحية :قناة جر، حقل الالتقاط، محطة ضخ، خزانات، المطرقة المائية

Résumé

Face à la demande croissante en eau potable dans la ville de Béni Abbés et à la rareté des ressources de surface, le champ de captage de Zeghamra a été retenu comme principale source d'approvisionnement. Le projet consiste à réaliser une conduite d'adduction reliant les forages aux réservoirs de distribution, appuyée par une station de pompage adaptée aux contraintes topographiques, ainsi que par des réservoirs de stockage garantissant la régularité de l'alimentation L'étude porte sur : l'évaluation des besoins actuels et futurs en eau, ,le dimensionnement hydraulique des conduites (SP1-RT1, RT1-SP2, SP2-SP3, SP3-RT2, RT2-RBéni Abbés, Piq1-R Zeghamra) avec des diamètres variant entre 250 mm, 315 mm et 400 mm, le calcul des pertes de charge, la sélection des équipements des trois stations de pompage. Des mesures de protection contre le phénomène du coup de bélier sont également prévues afin de préserver l'intégrité des canalisations. L'objectif final est d'assurer un service continu, fiable et durable pour la population locale.

Mots-clés : adduction, champ de captage, station de pompage, réservoirs, coup de bélier.

Abstract

Faced with the growing demand for drinking water in the city of Béni Abbès and the scarcity of surface resources, the Zeghamra catchment field has been selected as the main source of supply. The project consists of constructing a transmission pipeline linking the boreholes to the distribution reservoirs, supported by a pumping station adapted to the topographical constraints, as well as storage reservoirs ensuring a regular water supply.

The study focuses on: assessing current and future water needs, hydraulic sizing of pipelines (SP1-RT1, RT1-SP2, SP2-SP3, SP3-RT2, RT2-R Béni Abbès, Piq1-R Zeghamra) with diameters ranging from 250 mm, 315 mm to 400 mm, calculating head losses, and selecting the equipment for the three pumping stations. Protective measures against the water hammer phenomenon are also planned to preserve the integrity of the pipelines. The ultimate objective is to ensure a continuous, reliable, and sustainable service for the local population.

Keywords: transmission pipeline, catchment field, pumping station, reservoirs, water hammer.

Table des matières

Remerciement 1
ملخـــص i
Résumé i
Abstract ii

Chapitre I:Présentation de la zone d'étude.

Introduction : 5
I.1. Présentation générale de la zone d'étude : 5
I.1.1. Situation géographique : 5
I.1.2. Situation géologique : 6
I.1.3. Situation climatologique : 7
a. Température : 7
b. Les vents : 8
c. Les précipitations : 8
d. Humidité : 9
I.1.4. Topographie : 9
I.1.5. Hydrologie : 11
I.1.6. Situation Hydrogéologique : 12
I.1.7. Situation Sismique : 13
I.1.8. Estimation de la population : 14
I.1.9. Ressources d'eaux : 16
a. Situation du champ de captage de ZEGHAMRA : 16
b. Qualité de l'eau du champ de captage de Zeghamra :……15
Conclusion : 16

Chapitre II: Estimation des besoins en eau .

Introduction : 17
II.1. Estimation de la consommation moyenne journalière : 17
II.1.1. Consommation moyenne journalière : 17
II.1.2. Besoins domestiques : 17
II.1.3. Besoins scolaires : 18
II.1.4. Besoins administratifs : 19
II.1.5. Besoins sanitaires : 19

II.1.6. Besoins socioculturels : 20
II.1.7. Besoins commerciaux et industriels : 20
II.1.8. Besoins des zones actives futures : 21
II.1.9. Récapitulation des besoins en eaux : 22
II.1.10. Débit moyen journalier total : 22
II.2. Variation de la consommation : 24
II.2.1 Débit maximum journalier : 25
II.2.2. Débit minimum journalier : 26
II.3. Etude de la variation des débits horaires : 26
II.3.1. Débit moyen horaires : 26
II.3.2. Débit maximum horaire : 27
II.3.3. Débit minimum horaire : 28
II.4. Etude de la variation des débits horaires : 29
II.5. Situation Hydraulique : 30
II.5.1. Interprétation des résultats du bilan production d'eau /besoin d'eau : 30
Conclusion : 32
Introduction : 34

Chapitre III: Choix du trace du système .

III.1. Choix du tracé : 34
III.2. Chois de type des matériaux de conduites : 35
III.3. Étude comparative des variantes proposées : 35
III.3.1. Variante 1 : 36
III.3.2. Variante 2 : 37
III.3.3. Analyse et choix de la variante : 38
Conclusion : 40

Chapitre IV:Ouvrages des stokages .

Introduction : 42
IV.1. L'utilité des réservoirs : 42
IV.1.1. Stockage : 42
IV.1.2. Régulateur de débit : 42
IV.1.3. Régulation de la pression : 42
IV.1.4. Régulateur du fonctionnement de la pompe : 42
IV.1.5. Economie d'énergie au niveau du fonctionnement de la station de la pompe : ... 43
IV.2. Classification des réservoirs : 43

IV.2.1. Classification selon le matériau de construction : 43
IV.2.2. Classification selon la situation des lieux (selon la position par rapport au sol) : 44
IV.2.3. Classification selon l'usage : 44
IV.2.4. Classification selon la forme de la cuve : 45
IV.3. Emplacement de réservoir : 45
IV.4. Equipements hydrauliques : 46
IV.4.1. Conduite d'arrive ou d'alimentation : 46
b. Par le haut : 46
c. Par le bas : 46
d. Par le fond : 46
e. Par pipe : 46
IV.4.2. Conduite de départ ou de distribution : 46
IV.4.3. Conduite de trop-plein : 47
IV.4.4. Conduite de vidange : 47
IV.4.5. Conduite de by-pass : 47
IV.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie : 47
a. Système siphon : 47
b. Système à deux prises : 48
IV.5. Détermination analytique du volume des réservoirs d'alimentation : 49
IV.5.1. Méthode analytique : 50
IV.5.2. Méthode graphique : 50
IV.6. Dimensionnement des réservoirs tampons : 51
IV.6.1. Réservoir tampon : 51
IV.6.1.1. Réservoir tampon RT1 : 52
IV.6.1.2. Réservoir tampon RT2: 52
IV.6.2. Réservoir de stockage : 53
IV.6.2.1. Réservoir Béni Abbes : 53
a. Calcul la capacité de réservoir : 54
IV.6.2.2. Réservoir Zeghamra : 55
a. Calcul la capacité de réservoir : 56
IV.7. La caractéristique de la forme des réservoirs de stockage : 57
IV.8. Bâches de reprise des stations des pompages : 58
IV.8.1. Dimensionnement des bâches des reprises d'eau : 59
Conclusion : 59

Chapitre V:Etude d'adduction .

Introduction : 65
V.1. Type d'adduction : 65
V.1.1. Adduction gravitaire : 65
V.1.2. Adduction par refoulement : 65
V.1.3. Adduction mixte : 66
V.2. Régimes d'écoulement dans les conduites d'adduction: 67
V.2.1. Ecoulement à surface libre : 67
V.2.2. Ecoulement en charge (sous pression) : 67
V.3. Choix de diamètre : 67
V.4. Calcul hydraulique : 67
V.4.1. Calcul des diamètres économiques des conduites des refoulements : 68
V.4.1.1. Les pertes de charges : 68
V.4.1.2. Calcule des pertes de charge linéaires : 69
V.4.1.3. Calcule des pertes de charge singulière : 69
V.4.1.4. Pertes de charge totales : 70
V.4.1.5. La hauteur manométrique totale de la pompe (HMT): 70
V.4.1.6. La puissance de pompage : 70
V.4.1.7. Les frais d'investissement amortis (DA) : 70
V.4.1.8. L'énergie consommée par la pompe (E) : 71
V.4.1.9. Les frais d'exploitations : 71
V.4.1.10. Bilan économique : 72
V.4.2. Calcul des diamètres avantageux des conduites gravitaires : 72
V.4.2.1. La vitesse d'écoulement : 73
V.5. Dimensionnement des conduites d'adduction : 74
V.5.1. Présentation des différents tronçons d'adduction : 74
V.5.2. Dimensionnement des conduites de refoulement : 74
V.5.3. Dimensionnement des conduites gravitaires: 83
a. Les frais d'investissement : 85
b. Les frais d'investissement : 87
V.5.4. Récapitulation des résultats des tronçons du réseau d'adduction : 87
V.6. Simulation hydraulique du réseau sur Epanet : 88
a. La première partie SP1-RT2 : 92

b. La deuxième partie RT2-R Béni Abbes : 92
V.6.1. Analyse des résultats de la simulation : 92
Conclusion : 96

Chapitre VI: Pompage et protection anti-bélier .

Introduction : 98
VI.1. Définition d'une pompe : 98
VI.1.1. Choix d'une pompe : 98
VI.1.2. Choix d'emplacement d'une station de pompage : 98
VI.1.3. Choix du nombre de pompes : 99
VI.2. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement : 100
VI.2.1. Les courbes caractéristiques des pompes : 100
a. La courbe débit – hauteur, H = f (Q) : 100
b. La courbe débit – rendement, η = f (Q) : 101
c. La courbe débit - puissance absorbée, Pabs = f (Q) : 101
d. La courbe débit – (NPSH)r, NPSHr = f (Q) : 101
VI.3. Point de fonctionnement des pompes : 101
VI.4. Modes de réglage des pompes aux conditions de fonctionnement spécifiques :101
VI.4.1. Débit disponible > Débit appelé : 101
VI.4.2. Débit disponible < Débit appelé : 102
VI.5. Etude de la cavitation : 102
VI.6. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible : 103
VI.7. Calage de la pompe : 104
VI.8. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage : 104
VI.8.1. La hauteur du bâtiment : 104
VI.8.2. La longueur du bâtiment : 105
VI.8.3. La largeur du bâtiment : 105
VI.8.4. Dimensions des portes : 105
VI.8.5. Dimensionnement des fenêtres : 106
VI.9. Choix des pompes pour chaque conduite de refoulement : 106
VI.9.1. Refoulement : de station de pompage (SP1) vers réservoir tampon (RT1) : 106
VI.9.2. Les courbes caractéristiques des pompes: 107
VI.9.3. La courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1 vers réservoir tampon RT1 : 108
VI.9.4. Dimensionnement de l'équipement des pompes : 109

a. Conduite d'aspiration :.....109
b. La hauteur d'aspiration admissible : 110
c. Calage de la pompe :.....110
VI.9.5. Dimensionnement de la station de pompage SP1 : 110
VI.9.6. Refoulement de station de pompage SP2 vers Station de pompage SP3 :.....112
a. Les courbes caractéristiques des pompes choisis : 113
b. La courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2 vers la Station de pompage SP3:.....113
c. Dimensionnement de l'équipement des pompes : 115
d. Calage de la pompe : 115
e. Dimensionnement de la station de pompage SP2 :.....116
VI.9.7. Refoulement de station de pompage SP3 vers réservoir tompan RT2 :.....117
a. Les courbes caractéristiques des pompes choisis : 118
b. La courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3 vers réservoir tompan RT2 :.....119
VI.9.8. Dimensionnement de l'équipement des pompes :.....120
a. Conduite d'aspiration :.....120
b. Calage de la pompe : 121
VI.9.9. Dimensionnement de la station de pompage SP3 : 121
VI.10. Protections des conduites contre le coup de bélier:.....122
VI.10.1. Définition de Coup de bélier :.....122
VI.10.2. Les causes du coup de bélier :.....123
VI.10.3. Les conséquences du coup de bélier : 123
VI.10.4. Détermination de la célérité d'onde du coup de bélier :.....123
VI.10.5. Stratégies de protection contre le coup de bélier en régime gravitaire: 125
VI.10.6. Moyens de protection de conduite de refoulement contre coup de bélier :.....127
a. Réservoirs à air : 127
b. Cheminée d'équilibre :.....128
c. Soupape de décharge : 128
d. Volants d'inertie :.....129
VI.10.7. Calcul des réservoirs d'air :.....129
a. Méthode de PUECH et MEUNER :.....130
a.1. La caractéristique des conduites de refoulement :.....131
a.2. Calcul de célérité d'onde :.....132

➢ Interprétation : 132
a.3. Détermination des valeurs A et K : 133
a.4. Détermination la courbe B de Chaque tronçon : 133
a.5. Calcul des volumes d'aire : 134
a.6. Calcul de volume d'aire maximale pour chaque tronçon :..... 134
VI.10.8. Simulation hydraulique à l'aide du logiciel Allievi : 135
➢ Paramètres à renseigner dans logiciel Allievi :……136
➢ Interprétation graphique des résultats de la simulation :..... 138
➢ Interprétation graphique des résultats: 139
➢ Interprétation graphique des résultats: 139
Conclusion :..... 140

Chapitre VII: Management du projet .

Introduction : 140
VII.1. Travaux relatifs à l'adduction : 140
VII.1.1. Débroussaillage et décapage de la couche végétale: 140
VII.1.2. Réalisation des tranchées : 140
VII.1.3. Mise en place du lit de pose en sable pour canalisations: 141
VII.1.4. Pose des canalisations : 141
VII.1.5. Remblaiement des tranchées : 144
VII.1.6. Travaux de compactage :..... 144
VII.2. Travaux d'adduction :..... 144
VII.2.1. Calcul de volume des travaux de l'adduction : 144
a. Volume de décapage :..... 144
b. Volume de lit de sable :..... 145
c. Volume occupe par la conduite : 146
d. Volume de remblai :..... 147
e. Les volumes des travaux d'adduction :..... 148
VII.3. Calcul du volume des travaux des stations des pompages :..... 148
VII.3.1. Volume de décapage de la terre végétale : 149
VII.3.2. Volume du déblai des fouilles : 150
VII.3.3. Volume de béton propreté Sous semelle : 151
VII.3.4. Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les semelles : 152
VII.3.5. Volume de béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les demi-poteaux : 152

VII.3.6. Volume de remblai des fouilles : 153
VII.3.7. Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les dalles : 154
VII.3.8. Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les poteaux : 155
VII.3.9. Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les poutrelles 156
VII.3.10. Volume de béton armé de la chape (plate-forme) : 156
VII.3.11. Nombre des pièces d'hourdis : 157
VII.3.12. Nombre des briques : 157
VII.4. Estimation quantitative et financière des travaux d'adduction : 158
VII.5. Temps d'exécution des travaux de l'adduction : 161
VII.5.1. Estimation du délai d'exécution des travaux : 161
VII.5.2. Présentation des différentes tâches et de leurs temps d'exécution : 162
VII.5.3. Organisation des tâches d'adduction selon la méthode du chemin critiqu(CPM) : 163
VII.6. Engins nécessaires aux travaux de terrassement : 165
VII.6.1. Pelle hydraulique : 165
VII.6.2. Bulldozer : 166
VII.6.3. Chargeur : 166
VII.6.4. Compacteur : 166
VII.7. Sécurité et prévention sur le lieu de travail : 166
VII.7.1. Protection individuelle : 166
VII.7.2. Protection collective : 167
Conclusion : 167
Conclusion générale 170

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I. 2 : Vitesse mensuelle moyennes des vents (Km/h) de Station de Béni Abbes.(1973-2016).[12] 8
Tableau I .3 : Répartition moyennes mensuelles des précipitations (mm)(1973-2018)de Station de Béni Abbes.[12] 9
Tableau I .4 : humidité moyenne mensuelle (1973-2016). [12] 9

Tableau I .5 : Tableau représente caractéristique des sous bassins de la Saoura. [13]..... 11
Tableau I .6 : Tableau répartition de la population a l'horizon 2055. 15
Tableau I .7 : Tableau représentatif de la situation de production en eau potable. [13]..... 15
Tableau I .8 : représente la capacites des ressources. 16

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Tableau II 1 : Tableau de prévision des besoins hydriques domestiques pour la commune de Béni Abbés à l'horizon 2055. [9]..... 18
Tableau II 2 : Tableau de prévision des besoins hydriques domestiques pour la commune de ZEGHAMRA à l'horizon 2055. [9]..... 18
Tableau II 3 : Tableau récapitulatif des besoins en eau pour les établissements scolaires. 19
Tableau II 4 : Tableau récapitulatif des consommations prévues des structures administratives. 19
Tableau II 5 : Tableau des besoins en eau des infrastructures sanitaires..... 20
Tableau II 6 : Tableau des besoins en eau des infrastructures socioculturelles. 20
Tableau II 7 : Tableau des besoins en eau du secteur commercial. 20
Tableau II 8 : Tableau récapitulatif les besoins des déférentes consommations journalières. 21
Tableau II 9 : Récapitulatif des besoins des zones actives futures (2055) [13]..... 21
Tableau II 10 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière de l'agglomération. 22
Tableau II 11 : Tableau présente le débit moyen journalier avec une majoration climatique. 23
Tableau II 12 : Tableau d'estimation globale des besoins journaliers moyens en eau potable pour l'agglomération – année 2055. 24
Tableau II 13 : Tableau récapitulation de la consommation moyenne Journalière total des zones. 24
Tableau II 14 : Tableau présente des débits maximum des zones. 25
Tableau II 15 : Tableau récapitulatif des débits maximum à 2055. 26
Tableau II 16 : Tableau récapitulatif du débit minimal requis à l'horizon 2055. 26
Tableau II 17 : Tableau récapitulatif des débits moyens à 2055. 27
Tableau II 18 : Tableau représente les variations de coefficient $\boldsymbol{\beta max}$ 27
Tableau II 19 : Tableau récapitulatif des débits maximaux prévisionnels à 2055. 28

Tableau II 20 : Tableau représente les variations de coefficient$\boldsymbol{\beta min}$..... 28
Tableau II 21 : Tableau récapitulatif des débits minimum horaire à l'horizon du projet 2055. 29
Tableau II 22 : Tableau récapitulatif des débits maximum horaires à l'horizon du projet a 2055. 29
Tableau II 23 : Présente le Bilan entre la production d'eau actuelle /besoin en eau à l'horizon d'étude (2055). [10] 30
Tableau II 24 : Tableau récapitulatif des ressources en eau projetées en 2055. 31
Tableau II 25 : Présente le Bilan entre la production d'eau actuelle /besoin en eau à l'horizon d'étude (2055). 31

Chapitre III: Choix de la trace de système.

Tableau III 1 : Les coûts de la tuyauterie en fonte pour la variante 1. 38
Tableau III 2 :Les coûts de la tuyauterie en PEHD pour la variante 2. 39

Chapitre 1V : Ouvrage de stockage.

Tableau IV 1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir tampon. 51
Tableau IV 2 : Estimation finale des volumes des réservoirs tampons projetés à l'horizon 2055. 53
Tableau IV 3 : Évaluation de la capacité utile du réservoir projeté pour couvrir les besoins de Béni Abbés à l'horizon 2055. 54
Tableau IV 4 : Evaluation du volume utile du réservoir pour localité de Zeghamra s à l'horizon 2055..... 55
Tableau IV 5 : Tableau récapitulatif du dimensionnement des réservoirs d'alimentation pour les besoins à l'horizon 2055. 57
Tableau IV 6 : Récapitulatif des dimensions calculées pour les réservoirs projetés. 58
Tableau IV 7 : les caractéristiques des bâches des repris projetés à l'horizon 2055. 59

Chapitre VI : Etude d'adduction.

Tableau V 1 : Le cofficient CHW en fonction des types de tuyaux.[5] 69
Tableau V 2 : les variations journalières des tarifs de l'énergie. [6] 72
Tableau V 3 : Les caractéristiques des tronçons d'adduction..... 74

Tableau V 4 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement (PEHD, PN20). 75
Tableau V 5 : tableau des diamètres économiques du tronçon SP1-RT1 (PEHD, PN20). 75
Tableau V 6 : Calcul de la HMT du tronçon SP1-RT1 (PEHD PN 20). 75
Tableau V 7 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-RT1 (PEHD, PN20). 76
Tableau V 8 : Frais d'investissement du tronçon SP1-RT1. 76
Tableau V 9 : Le bilan économique du tronçon SP1-RT1 (PEHD, PN20). 77
Tableau V 10 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement (PEHD, PN20). 78
Tableau V 11 : Diamètres économiques calculés du tronçon (SP1-RT1) (PEHD, PN20). 78
Tableau V 12 : Calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3 (PEHD, PN 20). 78
Tableau V 13 : Frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3. 78
Tableau V 14 : Les frais d'investissement du tronçon SP2-SP3. (PEHD, PN20). 79
Tableau V 15 : Le bilan économique du tronçon SP2-SP3 (PEHD, PN20). 79
Tableau V 16 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement (PN20). 80
Tableau V 17 : Tableau des diamètres économiques calculés du tronçon (SP3-RT2) (PEHD PN20). 81
Tableau V 18 : Calcul de la HMT du tronçon SP3-RT2 (PN 20). 81
Tableau V 19 : Frais d'exploitation du tronçon SP3-RT2(PN20). 81
Tableau V 20 : Frais d'investissement du tronçon SP3-RT2. 82
Tableau V 21 : Le bilan économique du tronçon SP3-RT2 (PEHD, PN20). 82
Tableau V 22 : Récapitulation des résultats des tronçons de refoulement. 83
Tableau V 23 : La longueur du tronçon 04 d'adduction gravitaire. 84
Tableau V 24 : Les altitudes du tronçon RT1-SP2. 84
Tableau V 25 : Le diamètre avantageux pour le tronçon RT1-SP2 (PEHD,PN16). 84
Tableau V 26 : La pression pour chaque pointe de piquage dans le tronçon RT1-SP2 (PEHD, PN16). 85
Tableau V 27 : Frais d'investissement de la conduite gravitaires RT1-SP2(PEHD,PN16). 85
Tableau V 28 : La longueur du tronçon 05 d'adduction gravitaire RT2-R Béni Abbes (PEHD,PN16). 85
Tableau V 29 : Les altitudes du tronçon RT2-R Béni Abbes. 86
Tableau V 30 : Le diamètre avantageux pour le tronçon RT2-R Béni Abbes. 86
Tableau V 31 : La pression pour chaque pointe de piquage dans le tronçon RT2-R Béni Abbes. 86
Tableau V 32 : Frais d'investissement de la conduite gravitaires RT2-Béni Abbes. 87

Tableau V 33 : Récapitulation des calculs des tronçons de l'adduction..... 88
Tableau V 34 : Résultats de la simulation hydraulique du tronçon SP1–RT2. 92
Tableau V 35 : Résultats de la simulation hydraulique du tronçon RT2–R Béni Abbes. .. 92
Tableau V 36 : Les valeurs des pressions du SP1 à RT2. 94
Tableau V 37 : Les valeurs des débits et vitesses du SP1 à RT2. 94
Tableau V 38 : Les valeurs des débits et vitesses du RT2 à R Béni Abbes. 95

Chapitre VI : Pompage et protection anti-bélier.

Tableau VI. 1 : Variation de la tension de vapeur d'eau (m.c.e) en fonction de la température (°C). 103
Tableau VI. 2 : les caractéristiques des pompes en fonction de nombre du refoulement SP1-RT1. 106
Tableau VI. 3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-RT1. 108
Tableau VI. 4 : caractéristique de la conduite d'aspiration SP1. 109
Tableau VI. 5 : la hauteur d'aspiration admissible pour la station de pompage SP1. 110
Tableau VI. 6 : présente le niveau e l'axe de la pompe dans la station SP1. 110
Tableau VI. 7 : présente la hauteur totale de la pompe dans la station de pompage SP1. 110
Tableau VI. 8 : Présente la hauteur du bâtiment de station SP1. 111
Tableau VI. 9 : Présent la longueur du bâtiment SP1. 111
Tableau VI. 10 : Présent la largeur du bâtiment SP1. 111
Tableau VI. 11 : Récapitulatif des dimensionnements du bâtiment de la station de pompage SP1. 112
Tableau VI. 12 : Caractéristiques des pompes en fonction du nombre de refoulements SP2-SP3. 112
Tableau VI. 13 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2-SP3. 113
Tableau VI. 14 : caractéristique de la conduite d'aspiration SP2. 115
Tableau VI. 15 : Hauteur d'aspiration admissible pour les pompes de la station de pompage SP2. 115
Tableau VI. 16 : présente le calage des pompes de la station de pompage SP2. 116
Tableau VI. 17 : Présente la hauteur totale de la pompe dans la station de pompage SP2. 116
Tableau VI. 18 : Présente la hauteur du bâtiment de station SP2. 116
Tableau VI. 19 : Présent la longueur du bâtiment SP2. 116
Tableau VI. 20 : présent la largeur du bâtiment SP2. 117

Tableau VI. 21 : Récapitulation des dimensionnements bâtiment de la station de pompage SP2. 117
Tableau VI. 22: Caractéristiques hydrauliques des pompes en fonction du nombre de refoulements SP3–RT2. 117
Tableau VI. 23: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3-RT2. 119
Tableau VI. 24 : Présente le diamètre de la conduite d'aspiration de la station SP3. 120
Tableau VI. 25 : présente la hauteur d'aspiration admissible pour les pompes de la station de pompage SP3. 120
Tableau VI. 26 : Calage des pompes de la station de pompage SP3. 121
Tableau VI. 27 : Présente la hauteur totale de la pompe de la station de pompage SP3. . 121
Tableau VI. 28 : Présente la hauteur du bâtiment de station SP3. 121
Tableau VI. 29 : Présente la longueur caractéristique du bâtiment associé à la station SP3. 122
Tableau VI. 30 : Présent la largeur du bâtiment SP3. 122
Tableau VI. 31 : Récapitulatif des dimensionnements du bâtiment de la station de pompage SP3. 122
Tableau VI. 32 : Caractéristiques des conduites gravitaires. 125
Tableau VI. 33 : la variation de la supression et de la dépression en fonction du temps. 126
Tableau VI. 34 : la variation de la supression et de la dépression en fonction du temps. 127
Tableau VI. 35 : les caractéristiques des conduites de refoulement. 132
Tableau VI. 36 : Célérité d'onde et divers caractéristiques des différents tronçons d'adduction. 132
Tableau VI. 37: Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçons de refoulement. 133
Tableau VI. 38: déterination du B pour le troncaons SP1-RT1 133
Tableau VI. 39 : détermination du B pour le troncaons SP2-SP3 133
Tableau VI. 40: déterination du B pour le troncaons SP3-RT2 134
Tableau VI. 41 : Présent les calculs des volumes d'aire pour chaque tronçon de refoulement. 134
Tableau VI. 42 : Volume d'aire maximale pour les tronçons SP1-RT1. 134
Tableau VI. 43 : Volume d'aire maximale pour les tronçons SP2-SP3. 135
Tableau VI. 44 : Volume d'aire maximale pour les tronçons SP3-RBéni abbés. 135
Tableau VI. 45 : choix des réservoirs d'air a volume normalisé pour chaque tronçon. ... 135

Chapitre VII : Management du projet.

Tableau VII. 1: présente les volumes de décapage pour chaque canalisation. 145
Tableau VII. 2: Le volume de sable correspondant à chaque tronçon. 146
Tableau VII. 3: Calcul du volume occupé par la conduite. 147
Tableau VII. 4: Résultats du calcul du volume de remblai..... 147
Tableau VII. 5: Volumes totaux par type de travaux d'adduction. 148
Tableau VII. 6: les caractéristiques d'abri des stations des pompages. 149
Tableau VII. 7:Estimation du volume de décapage de la terre végétale. 150
Tableau VII. 8:Évaluation du volume total des déblais de fouilles. 151
Tableau VII. 9: Évaluation du volume total de béton de propreté sous les semelles. 151
Tableau VII. 10: Évaluation du volume total de béton armé des semelles. 152
Tableau VII. 11: Estimation du volume total de béton armé des demi-poteaux. 153
Tableau VII. 12: Évaluation du volume total de remblai des fouilles. 154
Tableau VII. 13: Évaluation du volume de béton pour les dalles..... 155
Tableau VII. 14:..... 155
Tableau VII. 15: Évaluation du volume de béton armé des poutrelles..... 156
Tableau VII. 16: Évaluation du volume de béton armé pour la chape. 157
Tableau VII. 17:présent le nombre des hourdis pour chaque station de pompage. 157
Tableau VII. 18: présente le nombre de brique pour chaque station de pompage. 158
Tableau VII. 19:Quantification et estimation budgétaire du projet d'adduction. 159
Tableau VII. 20: Quantification et estimation budgétaire pour la réalisation des trois stations de pompage..... 159
Tableau VII. 21: Devis estimatif et quantitatif global. 161
Tableau VII. 22: calcules des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction... 162
Tableau VII. 23: Temps nécessaire à la réalisation des tâches d'adduction. 162
Tableau VII. 24: Répartition des activités associées aux différentes opérations d'adduction. 163

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Figure I 1 : situation géographique de Béni abbés. 5
Figure I 2 : la situation de Béni Abbes dans le territoire national algérien. 6
Figure I 3 : Lithologie de la willaya de Béni Abbes. [11] 7
Figure I 4 : Carte topographique de la wilaya de Béni Abbes. 10
Figure I 5 : Cartes des pentes de la wilaya de Béni Abbes. 10
Figure I 6 : Carte represente le bassain de la saoura .[6] 12
Figure I 7 : Carte représente les nappes souterraines.[6] 13
Figure I 8 : Carte de zonage sismique des wilayas d'Algérie 2024. 14
Figure I 9 : Croissance démographique des localités selon les années. 15

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Figure II 1 : Graphique prévisionnel de la demande en eau de la commune de BENI ABBES à l'horizon 2055. 29
Figure II 2 : Graphique prévisionnel de la demande en eau de la commune ZEGHAMRA à l'horizon (2055). 30

Chapitre III: Choix de la trace du système.

Figure III 1 : Tracé de l'adduction de la première variante 1. 37
Figure III 2 : Tracé de l'adduction de la première variante 2. 37

Chapitre IV : Ouvrage de stockage.

Figure IV 1 : réservoir métallique. [14] 43
Figure IV 2 : réservoir en béton. [15] 44
Figure IV 3 : schéma d'un réservoir de stockages et de ses équipements. 48
Figure IV 4 : Méthode graphique. 51
Figure IV 5 : Courbe cumulée de la consumation en eau de la ville de Béni Abbes en 2055. 53
Figure IV 6 : Graphique cumulatif de la consommation horaire en eau du village de Zeghamra al' horizon 2055 55

Chapitre V : Etude d'adduction.

Figure V 1 :Schéma d'adduction gravitaire. 65
Figure V 2 : Schéma d'adduction par refoulement. 66

Figure V 3 : Schéma d'adduction mixte..... 66
Figure V 4 : Tracé de l'adduction. 68
Figure V 5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (tronçon SP1-RT1) (PEHD, PN20). 77
Figure V 6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (tronçon SP2-SP3) (PEHD, PN20). 80
Figure V 7 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (tronçon SP3-RT2) (PEHD, PN20). 83
Figure V 8 : Résultats de la simulation hydraulique des tronçons SP1–RT2. 90
Figure V 9 : Résultats de la simulation hydraulique des tronçons RT2-R Béni Abbé. 91
Figure V 10 : Résultats de la simulation hydraulique des tronçons SP1–RT2. 93
Figure V 11 : Résultats de la simulation hydraulique des tronçons RT2-R Béni Abbé. 94

Chapitre VI : Pompage et protection anti-bélier.

Figure VI.2: Point de fonctionnement de la pompe SP1-RT1. 109
Figure VI.3:Exemple de courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP2-SP3. (Logiciel CAPRARI ,2024) 113
Figure VI.4: Point de fonctionnement de la pompe SP2-SP3. 114
Figure VI.5: les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP3-RT2. (Logiciel CAPRARI ,2024) 118
Figure VI. 6: Point de fonctionnement de la pompe SP3-RT2. 119
Figure VI.7: Description de la méthode de Peuch et Meunier. 131
Figure VI. 8: Schéma fonctionnel du réseau de refoulement d'eau. 137
Figure VI.9: Representation ghraphique des pressions extrémes dans la conduite SP1-RT1. 137
Figure VI. 10: Representation ghraphique des pressions extrémes dans la conduite SP2-SP3. 138
Figure VI.11: Répresentation ghraphique des pressions extrémes dans la conduite SP3-R beni abbes 139

Chapitre V II : Management de projet.

Figure VII. 1: Profondeur H et largeur B de la tranchée pour la conduite. 141
Figure VII. 2: Pose de canalisation sur terrain ordinaire. [16] 142

Figure VII. 3: Pose de canalisations sur pieux ou sur semelle. 142
Figure VII. 4: Pose de canalisations en galerie.[17] 143
Figure VII. 5: Pose de canalisation en traversée de cours d'eau. 144
Figure VII. 6: Réseau a nœuds de l'adduction. 165

Liste des planches

Planche 01 : Schéma synoptique du système d'adduction.

Planche 02 : Profil rn long (RT 1-SP2) et (SP2-SP3).

Planche 03 : Plan de réservoir de capacité $1000m^3$.

Planche 04 : Equipement du réseau d'adduction.

Nomenclature :

AEP : Adduction en Eau Potable.

APC : Assemblée Populaire Communale.

CHW: Coefficient de Hazen–Williams.

CNAS : Caisse Nationale des Assurances Sociales.

CNR : Caisse Nationale de Retraite.

Cp : Coefficient de pertes.

CT : Cote de terrain.

C : Célérité (m/s).

da : Diamètre de la tubulure d'aspiration (m).

DN : Diamètre normalisé de la conduite (m).

Dint : Diamètre intérieur (m).

DRE : Direction des Ressources en Eau.

DSP : Direction de la Santé Publique.

E : Énergie consommée en une année (kWh).

Fex : Frais d'exploitation.

Finv : Frais d'investissement amortis.

Ha : Hauteur d'aspiration admissible (m).

Hg : Hauteur géométrique (m).

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

Leq : Longueur équivalente (m).

Lg : Longueur géométrique de la conduite (m).

L : Litre.

M : Symbole désignant le million, soit 1 000 000 (10^6).

m : Mètre (unité de longueur).

mm : Millimètre.

NPSHr : Hauteur nette positive d'aspiration requise (m).

Pabs : Puissance absorbée par la pompe (kW).

PEHD : Polyéthylène Haute Densité.

PNE : Plan National de l'Eau.

Q : Débit véhiculé (m^3/s).

RT : Réservoir tampon.

SAF : Surface des zones actives futures.

S : Section de la conduite (m^2).

S : Seconde (unité de temps).

SP : Station de Pompage.

Tf : Temps de fonctionnement (h).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

kW : Kilowatt.

Introduction générale

L'Algérie, pays aride à semi-aride, n'échappe pas à cette réalité. Elle fait face à un déséquilibre croissant entre ressources disponibles et besoins croissants, en particulier dans les régions sahariennes où les conditions climatiques extrêmes. La wilaya de Béni Abbés, située au sud-ouest du pays, illustre parfaitement cette problématique.

Dans ce contexte, le présent projet d'étude vise à assurer une alimentation en eau potable fiable et durable pour la ville de Béni Abbés et ses zones d'expansion, à partir du champ de captage de Zeghamra situé à environ 45 km. Cette solution technique permettra non seulement de répondre à la demande actuelle, mais aussi d'anticiper les besoins futurs en garantissant une exploitation optimale et pérenne de la ressource souterraine mobilisée.

L'étude se décompose en plusieurs chapitres, correspondant chacun à une étape de conception et de dimensionnement de l'adduction projetée :

Le premier chapitre est consacré à une étude générale de la zone d'intervention, en abordant ses caractéristiques géographiques, géologiques, hydrologiques et démographiques.

Le deuxième chapitre traitera de l'évaluation des besoins en eau potable à l'horizon 2055, en prenant en compte les différents types de consommateurs (domestiques, administratifs, commerciaux, etc.). Cette étape est essentielle pour définir les débits de dimensionnement.

Dans le troisième chapitre, nous définirons le tracé optimal de la conduite d'adduction, en fonction du relief, de l'accessibilité, des servitudes techniques, et des contraintes topographiques. Le système sera de type mixte, combinant des sections en refoulement et d'autres en gravitaire.

Le quatrième chapitre portera sur les ouvrages hydrauliques annexes, notamment les stations de pompage, les réservoirs de stockage. Nous vérifierons les capacités nécessaires pour répondre aux débits de pointe et assurer une distribution continue.

Le cinquième chapitre sera consacré au dimensionnement des conduites, avec la détermination des diamètres économiques .Le choix tiendra compte des vitesses d'écoulement admissibles, des pertes.

Dans le sixième chapitre, les paramètres hydrauliques seront étudiés en détail : vitesses, pertes linéaires et singulières, ainsi que la Hauteur Manométrique Totale (HMT) de chaque tronçon en refoulement. Sur cette base, le choix des pompes sera effectué selon leurs courbes caractéristiques et leurs points de fonctionnement optimaux, avec une vérification des risques de cavitation. Nous terminerons ce chapitre par une étude de la protection contre les coups de bélier.

Enfin, le dernier chapitre abordera les aspects économiques, organisationnels et techniques de réalisation du projet : estimation des quantités et des coûts, phasage des travaux, délais de réalisation.

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant d'entamer notre projet, il est essentiel de connaitre le site de notre étude qui est la commune de BENI ABBES (wilaya de Béni Abbes) ainsi que les différentes caractéristiques de la zone d'étude, notamment du point de vue géographique ,topographique ,climatique et hydrologique .Cela permet de situer notre étude de manière rigoureuse et efficace.

I.1. Présentation générale de la zone d'étude :

I.1.1. Situation géographique :

La zone d'étude «commune de Béni abbés de la wilaya de BENI ABBES, est située à 250km au sud –ouest de Béchar ,350km au NW de Timimoun, à 385 km au Nord D'adrar et a 1200 km au sud –ouest d'Alger. Elle s'étend sur une superficie de 112000 km^2.

Selon le décret de 1984, La commune est construites des trois localités sont Béni abbés, Lougarta, Zeghamra et limitée par :

- A l'Est : par la commune de Tamert.
- Au Nord : par les communes de Igli et Taghite.
- A l'ouest : par les communes de Igli et Tabelbala.
- Au sud : par le commune de Kerzaz.

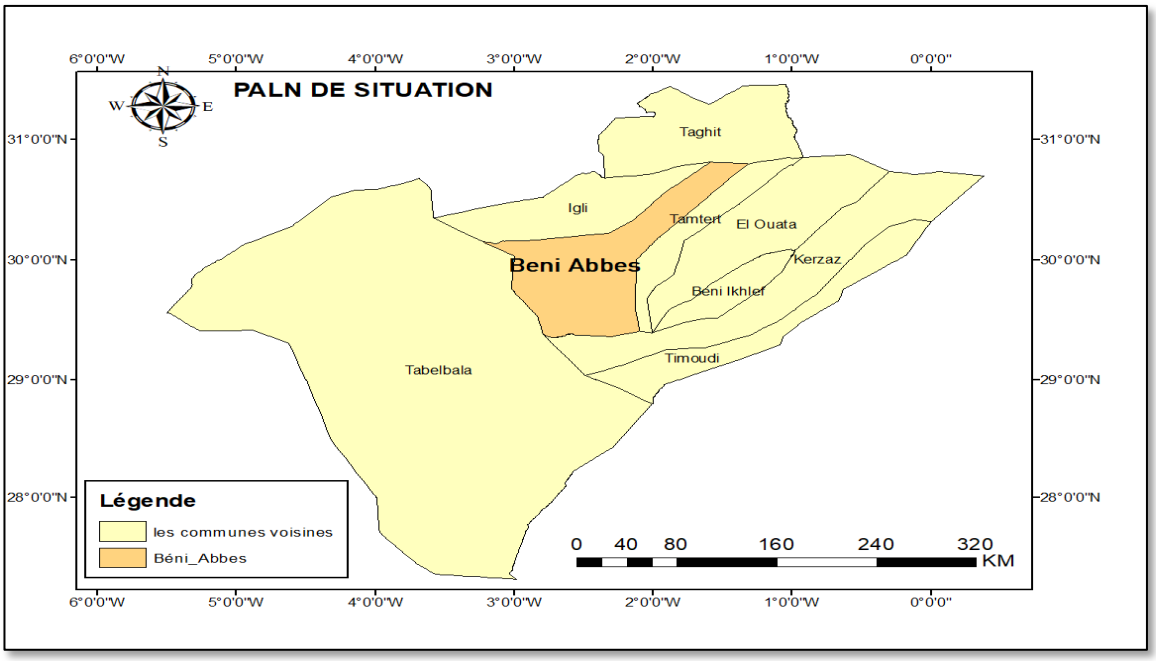


Figure I 1 : situation géographique de Béni abbés (23/07/2025).

La figure suivante situe la région de Béni Abbés dans le territoire national algérien.

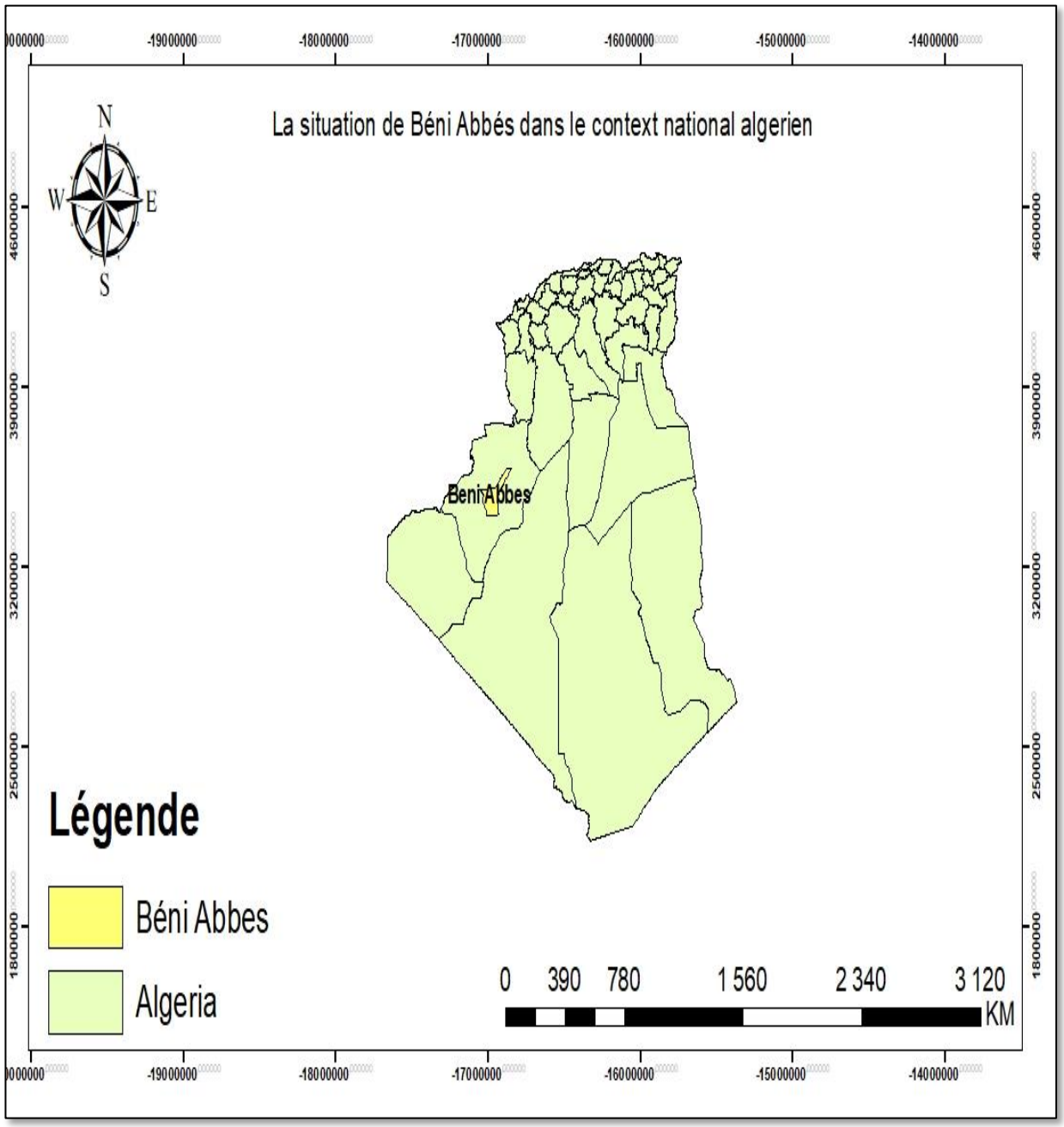


Figure I 2 : la situation de Béni Abbes dans le territoire national algérien (23/07/2025).

I.1.2. Situation géologique :

Béni Abbes se situe dans le sud –ouest de L'Algérie, au cœur d'une région désertique. sa géologie est dominée par des formations sédimentaires comme les grés, les calcaires et les argiles .Le relief de la région est relativement plat, avec des plateaux rocheux ,des plaines sableuse et des cuvettes salées (sebkhas).

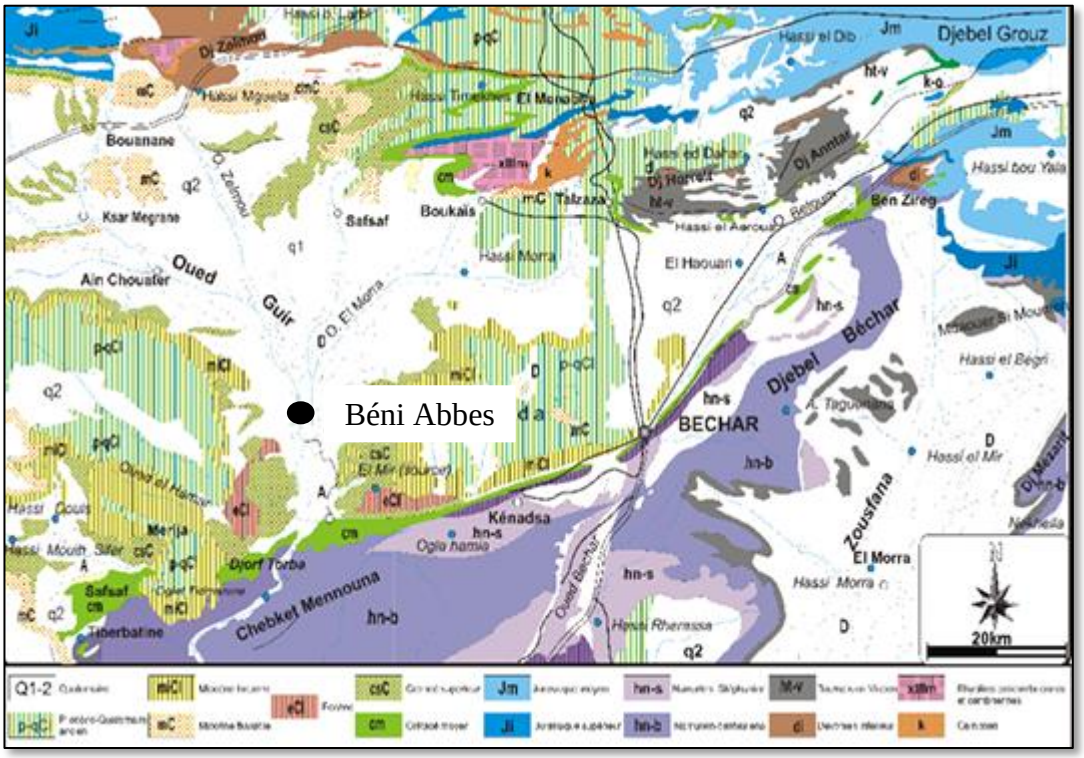


Figure I 3 : Carte géologique de la willaya de Béni Abbes. **[11]**

I.1.3. Situation climatologique :

Du fait du sa situation géographique, la commune de Béni Abbes est caractérisée par un climat aride a hyperaride avec des étés extrêmement chauds et des hivers très doux.

Le climat de la région est suivit par une station météorologique de Béni Abbes, localisée sur la Longitude 31° 37' 00" N et Latitude 02°14' 00"W, a une altitude de 772m d'indexée 13 01 32 par L'ANRH.

a. Température :

C'est un paramétré climatique fondamental dans les études hydrauliques, qui influence de manière directe ou indirect sur le fonctionnement du cycle de l'eau, les propriétés de l'eau sa viscosité, sa densité. .et conception des ouvrages tel que les réservoirs, les réseaux d'eau.

La température agit sur la viscosité, la densité et la pression de vapeur de l'eau, ce qui peut influencer le fonctionnement du réseau d'adduction.

Tableau I1 : Températures moyennes mensuelles (°C) de Station de Béni Abbes durant période (1973-2016). **[12]**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
T_{moy}℃	30.9	23.8	16.5	12.3	11.1	14.5	17.9	21.2	26.7	32.8	34.8	34.7	23.1

Les enregistrements de la station montre que :

- La saison chaude est entre Avril et Octobre.
- la saison froide est entre Décembre et Mars.

Le climat de la région est caractérise par des étés chauds et secs, des hivers froids avec température moyenne maximale observe de 34.8℃ en juillet le mois le plus chaud et les mois les plus froids sont Janvier et décembre, avec température moyenne minimale de 11.1℃ et une température moyenne annuelle de ordre de 23.1℃.

b. Les vents :

Cette région est exposée aux vents particulièrement violents et très fréquents dans l'ouest le Sahara algérien. Avec une vitesse moyenne maximale du vent de13.03km/h au mois de Mai et avec une vitesse moyenne annuelle du vent de 11.62km/h. La direction dominante des vents est Nord-est et Nord.

Tableau I 2 : Vitesse mensuelle moyennes des vents (Km/h) de Station de Béni Abbes. (1973-2016).[**12]**

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
V_{moy} (Km/h)	10.9	11.16	12.1	12.56	13.03	12.96	12.58	11.16	11.34	10.8	10.58	10.55

c. Les précipitations :

La précipitation représente la principale source d'eau douce dans une région, Qui dit précipitations importantes, dit meilleure disponibilité en ressources hydriques. Elles constituent également le principal facteur de recharge de notre nappe souterraine, qui demeure la ressource essentielle pour l'alimentation de notre réseau d'adduction.

Tableau I 3 : Répartition moyennes mensuelles des précipitations (mm)(1973-2018)de Station de Béni Abbes**.[12]**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P_{mm}	3.8	7.1	6.4	6.2	2.2	2.4	4.6	1.8	2	0.3	0.2	0.5	37.5

- L'étude mensuelle des précipitations montre que :

Le régime pluviométrique est très irrégulier. Avec une période relativement pluvieuse entre octobre et décembre, et au mois de juin et de juillet la pluviométrie est presque nulle.la précipitation moyenne annuelle est de 37.5mm.

d. Humidité :

Notre zone d'étude a climat Saharien, caractérisé par un degré hydrométrique moyen faible tout au long de l'année. Le tableau (I.4) ci-dessus montre les variations de l'humidité relative au cours de l'année.

Tableau I 4 : humidité moyenne mensuelle (1973-2016). **[12]**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
Hum(%)	24	29	45	55	52	41	31	25	21	17	15	16	30.9

Pour une année d'observation, le degré de l'humidité l'hiver est entre 55% et 15%, par contre en été, on a un faible degré de l'humidité de 16% dans le mois d'Aout. L'humidité moyenne annuelle, estimée à 30,9 %, reste donc faible dans notre zone d'étude et limite la recharge de la nappe qui alimente notre réseau d'adduction.

I.1.4. Topographie :

la wilaya de Béni abbés appartient à une grand oasis dans la vallée de la Saoura, elle est délimitée par le Grand erg occidental à l'Est et la Hamada du Guir et le petite Hamada, marquée par des contours irréguliers à l'ouest .A l'échelle régionale, la région est liée aux monts d'Ougarta .elle est située dans une altitude entre 400m et 800m.

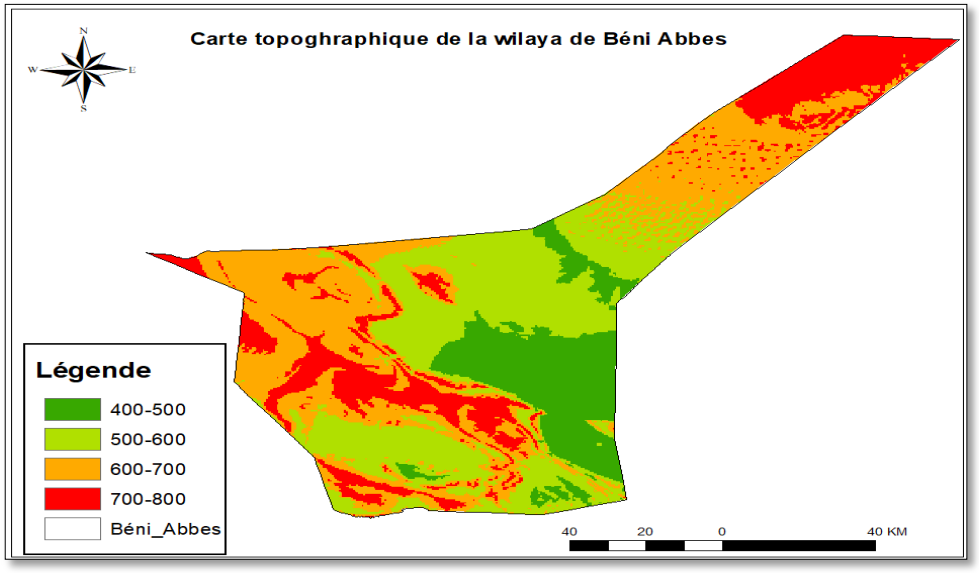


Figure I 4 : Carte topographique de la wilaya de Béni Abbes (23/07/2025).

❖ **La pente :**

Dans le domaine de l'hydraulique, la pente du terrain étudié constitue en effet un facteur important pour l'analyse le sens d'écoulement des eaux de surface. Elle influence à la fois à la vitesse du d'eau et son cheminement dans le réseau d'eau potable. L'étude de la pente du terrain permet de choisir le tracé du notre réseau d'adduction et d'assure une implantation efficace des ouvrage hydrauliques.

Le terrain de la ville de Béni Abbes caractérisé par une variation important de la pente, cette variation se traduit par des pentes dont de valeur maximale d'ordre de 0.7%et une valeur minimale de la pente atteint 11.3%. Cette configuration topographique conditionne le choix du profil en long de notre réseau d'adduction et influence le dimensionnement des ouvrages associés.

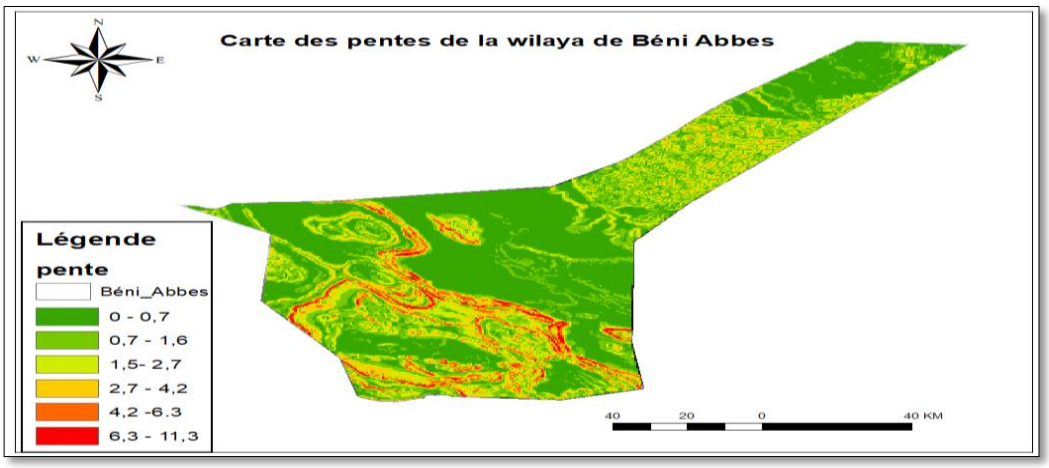


Figure I 5 : Cartes des pentes de la wilaya de Béni Abbes.(23/07/2025)

I.1.5. Hydrologie :

Le réseau hydrologie de la wilaya est traversée par le cours d'eau de Souara résultant de la jonction d'oued Guire et d'Oued Zouzfana.il commence à Igliet traverse Mezzer , béni abbés, Guerzin, descendant de l'Atlas Marocain et de l'Atlas saharien du Nord vers le Sud .Le bassin d'oued Souara est composé de quatre sous –bassin sversants : bassin d'oued Guir, bassin d'oued Zouzfana, bassin d'oued Souara et bassin d'oued béchar .Il est situé au sud-ouest du territoire algérien dans la partie nord occidentale du sahara Algérienne et délimitée par :

- Au Nord : par la frontière Algéro-marocaine au nord .
- A l'Est : par le grande erg occidental.
- A l'ouest et Au sud –ouest : par Hamada de Guir.
- Au Sud : par la chaine de l'ousgarta.

Le cours d'eau de l'oued Souara traverse la zone d'implantation de notre réseau d'adduction, ce qui constitue un élément hydrologique important à prendre en considération dans l'étude.

Tableau I 5 : Tableau représente caractéristique des sous bassins de la Saoura. **[13]**

Sous bassin	**Oued Guir**	**Oued Bechar**	**Oued Zouzfana**	**Oued Saoura**
Longueur (km)	450	150	250	450
Surface (km^2)	37000	6357	16600	4400
Périmètre (km)	1305	350	1576	1100

La carte représente le bassin de la Saoura et ses limites géographiques :

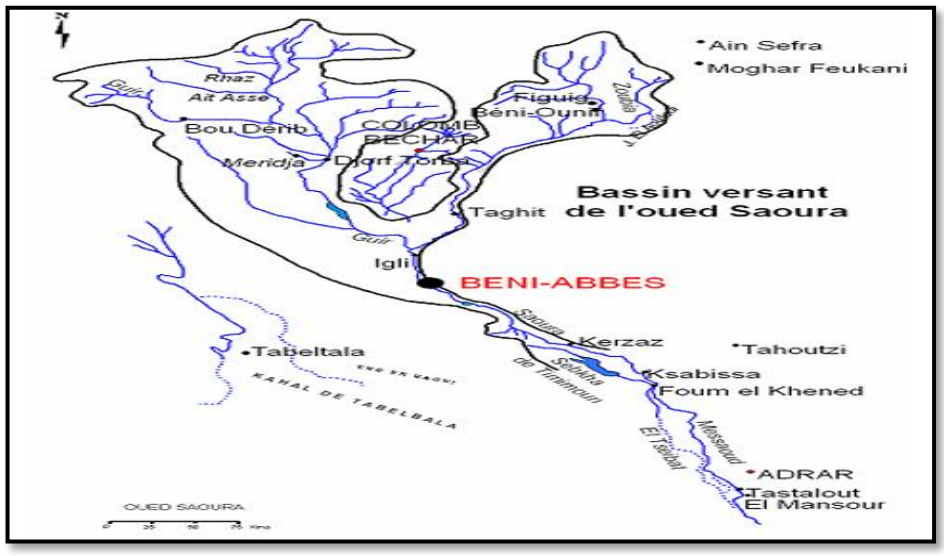


Figure I 6 : Carte represente le bassain de la saoura .[**6]**

I.1.6. Situation Hydrogéologique :

Du point de vue Hydrogéologique, le sous-sol de la région de Béni abbés est amplement pourvu en ressources de eau souterraine, la présence de plusieurs nappes souterraines, constitue la principale source d'alimentation de notre réseau d'adduction ces ressources sont : [6]

- **La nappe de la Hamada du Guir** : est alimentée par les eaux météorologiques donc une recharge limitée, ce qui donne un faible débit capté.
- **La nappe de grand erg occidentale** : est alimentée par les oueds de l'atlas Saharein, caractérisé par la source de Sidi Othman.
- **La nappe du paléozoïque** : est située au niveau de la commune de Zeghamra et du village d'Ougarta. Elle est alimente de maniéré partielle par les eaux météorologique.

La figure suivante représente les nappes souterraines de la région de Béni Abbés.

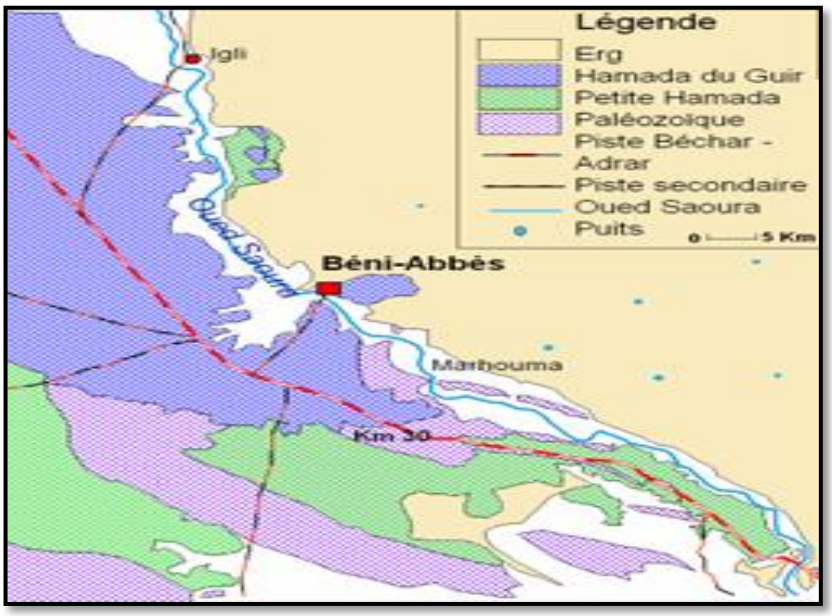


Figure I 7 : Carte représente les nappes souterraines.[**6]**

I.1.7. Situation Sismique :

L'Algérie se situé entre la plaque tectonique africaine et eurasienne, ou se trouve des failles actives, cette interaction géologique entraine une sismicité de modérée à forte intensité dans le pays.

- Zone 0 : sismicité d'intensité très faible.
- Zone I : sismicité d'intensité faible.
- Zone II : sismicité d'intensité faible a moyenne.
- Zone III : sismicité d'intensité moyenne.
- Zone IV : sismicité d'intensité moyenne a élevée.
- Zone V et VI : sismicité d'intensité élevée.

➢ La zone de notre étude est classée zone 0 de sismicité d'intensité très faible.

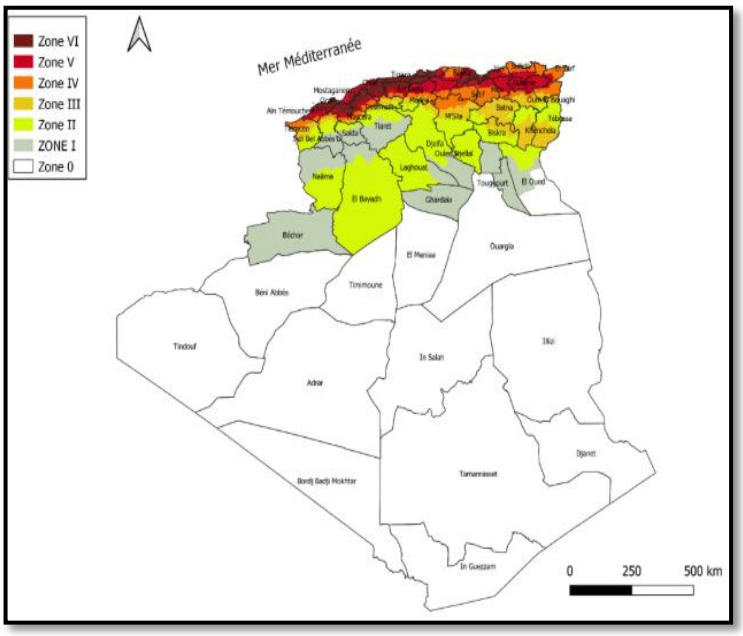


Figure I 8 : Carte de zonage sismique des wilayas d'Algérie 2024.

I.1.8. Estimation de la population :

Dans un contexte de l'évolution démographique rapide de certaines populations, il est essentiel de détermination population future pour estime la consommation future d'eau .pour notre projet, la projection du nombre d'habitant en 2025 s'appuie sur les données du recensement générale de la population (RGPH).

La croissance démographique de la population a horizon du étude est calcul par la formule (I.1) suivant :

$$\boldsymbol{P_n = P_0 \times (1+\tau)^n \quad (I.1)}$$

Avec :

- $\boldsymbol{P_n}$: Population future à l'horizon d'étude (hab.)
- $\boldsymbol{P_0}$: Population de l'année de référence (2025).
- $\boldsymbol{\tau}$: taux d'accroissement annuel de la population en % égale 1.6% (source PNE).
- $\boldsymbol{n}$: Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon d'étude. (n=30ans)

Tableau I 6 : Tableau répartition de la population a l'horizon 2055.

Communes	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitant			
		2025	2035	2045	2055
BENI ABBES	1.6	15336	17974	21066	24690
ZEGHAMRA	1.6	771	903	1059	1241
Total	-	16107	18877	22125	25931

La figure suivante illustre la croissance démographique des différentes localités au fil des années.

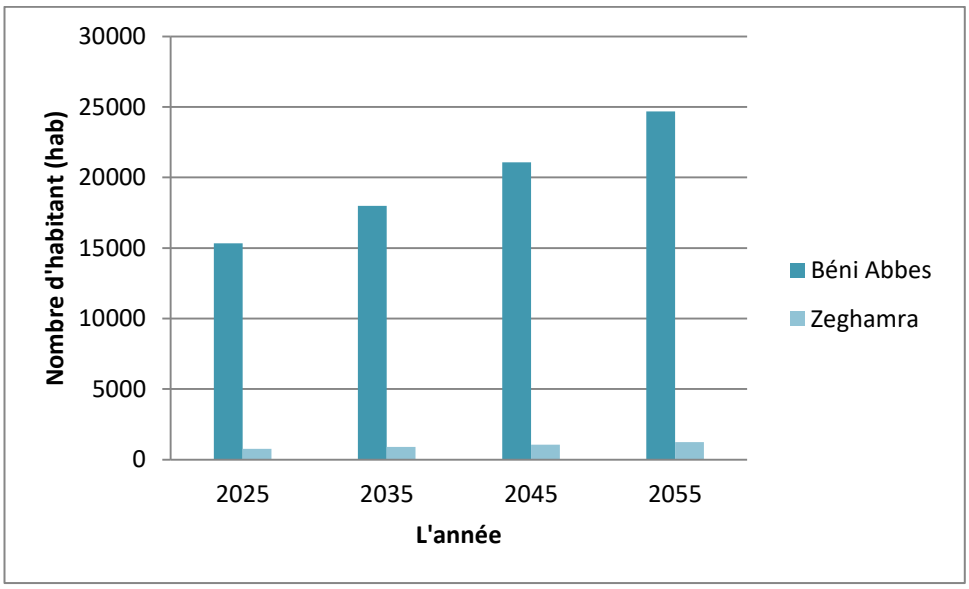


Figure I 9 : Croissance démographique des localités selon les années.

Selon la direction des ressources en eau (DRE) de la wilaya de BENI ABBES, les ressources en eau actuellement exploitées reposent principalement sur les forages souterrains.

Tableau I 7 : Tableau représentatif de la situation de production en eau potable. **[13]**

Localités	Volumes Produits à partir des eaux souterraines	
	(m^3/j)	(m^3/an)
BENI ABBES	2 300	80 61139

Source : DHW de Béchar

I.1.9. Ressources d'eaux :

a. Situation du champ de captage de ZEGHAMRA :

Le champ de captage de ZEGHAMRA est situé à 45 km à l'ouest de la ville de Béni Abbes, il est composé des quatre forages, assurant un débit moyen de 8 l/s a 80 l/s avec un volume annuel régularise de ordre de 98hm^3.

Tableau I 8 : représente la capacites des ressources.

Localité	Nom du forage	Coordonnées		Débit (l/s)	Débit (m^3/j)
		Longitude	Latitude		
ZEGHAMRA	Forage N°1	548080	3317955	16	1382.4
	Forage N°2	548386	3317936	32	2764.8
	Forage N°3	548653	3318087	8	681.2
	Forage N°4	548456	3317640	24	2073.6
Total				80	6912

b. Qualité de l'eau du champ de captage de Zeghamra :

Les résultats des analyses physico-chimiques et bactériologiques effectuées sur les eaux souterraines du champ de captage de Zeghamra indiquent une qualité globalement satisfaisante pour l'alimentation en eau potable. Les paramètres essentiels tels que le pH (≈ 7,2), la conductivité électrique (≈ 1500 µS/cm) et la teneur en sels dissous totaux (≈ 900 mg/l) se situent dans des valeurs compatibles avec les normes algériennes et celles de l'OMS (pH : 6,5–9,5 ; CE ≤ 2800 µS/cm ; TDS ≤ 1500 mg/l), confirmant ainsi l'absence de contraintes majeures liées à la minéralisation. De plus, les analyses bactériologiques réalisées sur les forages exploitables montrent une eau exempte de coliformes fécaux (0/100 ml), attestant de sa salubrité pour la consommation humaine. Ces résultats confirment que la nappe de Zeghamra représente une ressource fiable et durable pour

l'approvisionnement en eau de la ville de Béni Abbés, sous réserve d'un suivi périodique afin de prévenir toute dégradation éventuelle**.[18].[19]**

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présente la région de Béni Abbes et collecter les donnes relatives à la situation géologique, topographique, climatique, hydrologique, sismique. Nous ne concluons que la zone à un climat saharien sec caractérise par une température maximale atteint 34.6°C, une géologie variée et riche et une réserve d'eau souterraine importante approvisionnée par des forages de champ de captage Zeghamra dont la production attient 6912m^3/j.

Le réseau hydrographique de la région est caractérisé par le cours d'eau de Souara et ses affluents, tandis que le un sous -sol renferme plusieurs nappes phréatiques assez productives.

Ces informations permettront d'enchainer sur les prochains chapitres de notre projet.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction :

Le dimensionnement d'un réseau d'AEP d'une agglomération, se fait afin d'estimer les besoins totaux en eau, tels que les besoins domestiques, les besoins des équipements socio-éducatifs, socio-économiques. Cette estimation de la consommation d'eau varie considérablement en fonction de l'évolution démographique, des infrastructures existantes, du rythme des activités humaines, ainsi que des factures climatiques et cela à différents horizons.

II.1. Estimation de la consommation moyenne journalière :

II.1.1. Consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier correspondant à la zone d'étude est donné par la relation (II.1) suivante :

$$\boldsymbol{Q_{moyj} = \frac{Dot \times Ni}{1000} \quad \frac{m^3}{j}} \quad (\boldsymbol{II.1})$$

Avec :

$\boldsymbol{Q_{moy\,j}}$ **:** Débit moyen journalier de consommation, exprimé en m³/j.

$\boldsymbol{Dot}$ **:** Dotation moyenne journalière, en L/j/hab, représentant la quantité d'eau allouée par habitant et par jour.

$\boldsymbol{Ni}$ **:** Nombre des consommateurs dans chaque catégorie.(habitants), avec i représentant l'indice de la catégorie de consommateurs.

II.1.2. Besoins domestiques :

C'est la consommation en eau des habitants dans leur vie quotidienne, cette consommation dépend de l'amélioration du niveau de vie et de l'accroissement démographique, tels que les besoins de l'arrosage, les travaux ménagers, de la cuisine,. etc.

Le besoin moyen journalière par unité de consommateur (la dotation) est estimé pour la région Sud de 126 l/jour/hab a171 l/j/hab. (source : PNE), la dotation varie en fonction de plusieurs critères, à savoir :

- La localisation et l'implantation de l'agglomération.
- Le niveau de confort et les conditions de vie des habitants.
- Les modes de vie de la population.

- La disponibilité et l'accessibilité des ressources en eau.

❖ **Commune de BENI ABBES :**

Les besoins domestiques et la dotation de la commune de BENI ABBES sont représentés dans le Tableau (II.1) suivant :

Tableau II 1 : Tableau de prévision des besoins hydriques domestiques pour la commune de Béni Abbés à l'horizon 2055. **[9]**

Commune de BENI ABBES			
Horizon	**Population**	**Dotation (l/j/hab)**	$Q_{moy\,j}(\frac{m^3}{j})$
2025	15336	140	**2147,04**
2055	24960	170	**4197,3**

(Source: PNE 2010)

❖ **Commune de ZEGHAMRA :**

Les besoins domestiques et la dotation de la commune de ZEGHAMRA sont représentés dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau II 2 : Tableau de prévision des besoins hydriques domestiques pour la commune de ZEGHAMRA à l'horizon 2055. **[9]**

Commune de ZEGHAMRA			
Horizon	**Population**	**Dotation (l/j/hab)**	$Q_{moy\,j}(\frac{m^3}{j})$
2025	771	112	**86,352**
2055	1241	130	**161,33**

(Source: PNE 2010)

II.1.3. Besoins scolaires :

Les divers équipements scolaires de la zone d'étude, leurs dotations et les débits moyens journaliers correspondants sont réunis dans le tableau (II.3) suivant :

Tableau II 3 : Tableau récapitulatif des besoins en eau pour les établissements scolaires.

Localités	Type d'équipement	Nombre d'équipements	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élevé)	Débit (m^3/j)
BENI ABBES	Primaires	03	1020	10	10,2
	CEM	02	755	10	7,55
	Lycée	01	650	10	6,5
	Centre d'information	01	300	10	3
ZEGHAMARA	Primaires	1	112	10	1,12
Total					**28.37**

II.1.4. Besoins administratifs :

Les différents besoins administratifs concernés par la zone d'étude sont estimés dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau II 4 : Tableau récapitulatif des consommations prévues des structures administratives.

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/u)	Débit (m^3/j)
BENI ABBES	Daïra	20	15	0.3
	APC	20	15	0.3
	CNAS	15	15	0.225
	Brigade de gendarmerie	20	80	1.6
	Unité de protection civile	20	100	2
	Algérie Poste	15	15	0.225
	DSP	20	15	0.3
	Banque	12	15	0.18
	CNR	15	15	0.225
	Algérie Telecom	15	15	0.225
	Police	30	50	1.5
ZEGHAMRA	APC	15	15	0.18
	Algérie Poste	12	15	0.225
Total				**7,485**

II.1.5. Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires recueillis au niveau des localités sont regroupés dans le tableau (II.5) suivant :

Tableau II 5 : Tableau des besoins en eau des infrastructures sanitaires.

Localités	Type d'équipement	Unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m^3/j)
		m^2	Lits		
BENI ABBES	Centre de contrôle médical	850		15	12.75
	Hôpital		60	250	15
	Salle de soin	480		15	7.2
ZEGHAMRA	Salle de soin	300		15	4.5
Total					**39.45**

II.1.6. Besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs débits journaliers sont regroupés dans le tableau (II.6) suivant :

Tableau II. 6 : Tableau des besoins en eau des infrastructures socioculturelles.

Localités	Type d'équipement	Nombre d'équipement	Unité	Quantité	Dotation (l/j/u)	Débit (m^3/j)
BENI ABBES	Mosquée	05	Fidèle	1400	5	7
	Maison de jeune	02	Personne	190	5	0.95
	Stade	01	Sportif	150	50	7.5
	Terrain de jeux	02	Surface m2	300	15	4.5
ZEGHAMRA	Mosquée	02	Fidèle	420	5	2.1
	Maison de jeune	01	Personne	60	5	0.3
	Terrain de jeux	01	Surface	150	15	2.25
Totale						**24.6**

II.1.7. Besoins commerciaux et industriels :

Les besoins commerciaux de la région d'étude sont représentés dans le tableau (II.7) suivant :

Tableau II. 7 : Tableau des besoins en eau du secteur commercial.

Localités	Type d'équipement	Nombre d'équipement	Unité	Quantité	Dotation (l/j/u)	Débit $(\frac{m^3}{j})$
BENI ABBES	Marché	01	m^2	600	5	3
	Marché couvert	01	m^2	450	5	2.25
	Hôtel	03	Lits	150	120	18
	Un parc	01	m^2	300	5	1.5

	Station de transport urbain	01	Employé	20	5	0.1
	Locaux commerciaux	20	m²	250	5	1.25
ZEGHAMRA	Marché	01	Surface	300	5	1.5
	Locaux commerciaux	10	m²	150	5	0.75
Total						**28.35**

Les besoins de chaque catégorie de consommation de la région d'étude sont regroupés dans le tableau (II.8) suivant :

Tableau II .8 : Tableau récapitulatif les besoins des déférentes consommations journalières.

Localités	**Besoins scolaires** (m^3/j)	**Besoins sanitaires** (m^3/j)	**Besoins administratifs** (m^3/j)	**Besoins socioculturels** (m^3/j)	**Besoins commerciaux** (m^3/j)	**Total** (m^3/j)
BENI ABBES	27.25	34.95	7.08	19.95	26.1	**115,33**
ZEGHAMRA	1.12	4.5	0.405	4.65	2.25	**12,925**

II.1.8. Besoins des zones actives futures :

Ces zones actives futures désignent des terrains stratégiquement choisis en prévision d'un développement urbain futur, elles sont défini dans le PDAU de la Wilaya, leurs positions sont situées à une distance intermédiaire le long de l'adduction, ce qui facilite sa desserte par piquage, Ainsi ces zones sont considérées dans la planification du réseau d'adduction. Ces zones sont clairement identifiées dans la planche (N°1) de présentation du tracé d'adduction.

Tableau II .9 : Récapitulatif des besoins des zones actives futures (2055) **[13].**

Les zones	$Q_{moyj}(m^3/j)$
SAF 1	540
SAF 2	288
SAF 3	270
SA F4	270

ST solaire	30
St éolienne	30
S AF 5	450
Caserne	13,5
Aérodrome	200
Total	**2091,5**

(Source : DHW)

SAF : surface des zones actives futures.

II.1.9. Récapitulation des besoins en eaux :

La consommation moyenne journalière totale de la zone d'étude à l'horizon de 2055 est donnée par le tableau (II.10):

Tableau II. 10 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière de l'agglomération.

Localités	**Besoins domestiques** (m^3/j)	**Besoins d'équipement** (m^3/j)	**Total** (m^3/j)
BENI ABBES	4197,3	115,33	**4312.63**
ZEGHAMRA	161,33	12,925	**174.255**
ZONES ACTIVIES	-	-	**2091,5**
Total			**6578,385**

II.1.10. Débit moyen journalier total :

Dans le cadre du dimensionnement d'un réseau d'AEP, de notre zone d'étude située au sud de l'Algérie, caractérisée par un climat aride et une température élevée, il est nécessaire de prendre en considération une majoration climatique estimé de 15% et les pertes d'eau du réseau d'adduction avec un rendement de 80%, Ceci en se basant sur les données du recensement national de la population PNE.

Le débit moyen journalier avec une majoration climatique est représenté dans le tableau (II.11) suivant :

Tableau II .11 : Tableau présente le débit moyen journalier avec une majoration climatique.

Localités	$Q_{moyj}(m^3/j)$	Majoration $Q_{moyj\ M}(m^3/j)$
BENI ABBES	4312.63	4959,524
ZEGHAMRA	174.255	200,393
SAF 1	540	621
SAF 2	288	331,2
SAF 3	270	310,5
SAF4	270	310,5
ST solaire	30	34,5
ST éolienne	30	34,5
S A F5	450	517,5
Caserne	13,5	15,525
Aérodrome	200	230
Total	**6578,385**	**7565,142**

Le débit moyen journalier total est donné par :

$$Q_{moy\ j\ tot} = Q_{moy\ Mj} \times K_F \quad \frac{m^3}{j} \quad (II.2)$$

Avec :

$\mathbf{Q_{moy\ j\ tot}}$: Débit moyen journalier total de l'ensemble de la zone d'étude, exprimé en m³/j.

$\mathbf{Q_{moy\ jM}}$: Débit moyen journalier, corrigé par majoration, exprimé en m³/j.

$\mathbf{K_F}$ **:** Coefficient de majoration, qui prend en compte les pertes en eau (des fuites et gaspillage) en fonction de rendement du réseau d'adduction.

Pour notre projet : le rendement du réseau est égal à 80% (source PNE), alors $K_F = 1/0.80 = 1.25$.

La consommation moyenne journalière totale de l'agglomération à l'horizon 2055est calculée dans le tableau (II.12) suivant :

Tableau II. 12 : Tableau d'estimation globale des besoins journaliers moyens en eau potable pour l'agglomération – année 2055.

Localités	BENI ABBES	ZEGHAMRA
$Q_{moyjtot}(m^3/j)$	6199,406	250,492

La consommation moyenne journalière totale des zones actives est calculée dans le tableau (II.13) suivant :

Tableau II .13 : Tableau récapitulation de la consommation moyenne Journalière total des zones.

Des zones	$Q_{moyj\ tot}(m^3/j)$
SAF 1	776,25
SAF 2	414
SAF 3	388,125
SAF4	388,125
ST solaire	43,125
St éolienne	43,125
S A F5	646,875
Caserne	19,40625
Aérodrome	287,5
Total	**3006,531**

II.2. Variation de la consommation :

Au cours de l'année, les débits consommation d'eau ont connu des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, en raison de nombreux facteurs.et leurs fluctuations peuvent être annuelles, mensuelles, journalière ou horaires qui dépend de graphique de consommation de la population.

Cette variation de consommation est caractérisée par un coefficient d'irrégularité journalière maximum et un coefficient d'irrégularité journalier minimum.tel que :

Le coefficient $K_{\max j}$: est le rapport de la consommation journalière maximale à la consommation journalière moyenne d'une population.

Le coefficient $K_{\min j}$: est le rapport de la consommation journalière minimale à la consommation journalière moyenne d'une population.

II.2.1 Débit maximum journalier :

Le débit maximum journalier représente la consommation maximale du jour le plus chargé, exprimée en $[m^3/j]$, il calculé par la formule (II.3) suivant :

$$\boldsymbol{Q}_{\max j} = \boldsymbol{Q}_{moy\,j\,tot} \times \boldsymbol{K}_{max\,j} \quad \left[\frac{\mathbf{m^3}}{\mathbf{j}}\right] \quad (\mathbf{II.3})$$

Avec :

$\boldsymbol{Q}_{\max j}$: Débit maximum journalier en m^3/j

$\boldsymbol{Q}_{moy\,j\,tot}$: Débit moyen journalier total enm^3/j.

$\boldsymbol{K}_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité journalier maximal varie entre 1.1 et 1.3.

Pour la présente étude, nous avons retenu : $K_{\max j} = 1.1$.

La consommation maximale journalière des zones actives futures est présentée dans le tableau (II.14):

Tableau II. 14 : Tableau présente des débits maximum des zones.

Des zones	$\boldsymbol{Q}_{maxj\,tot}$ $(\boldsymbol{m^3/j})$
SAF 1	853,875
SAF 2	455,4
SAF 3	426,937
SAF4	426,937
ST solaire	47,437
St éolienne	47,437
S A F5	711,562
Caserne	21,346
Aérodrome	316,25
Total	**3307,184**

La consommation maximale journalière de l'agglomération à l'horizon du projet est présentée dans le tableau (II.15) :

Tableau II 15 : Tableau récapitulatif des débits maximum à 2055.

Localités	BENI ABBES	ZEGHAMRA	ZONES	Total (m^3/j)
$Q_{max\,j}(m^3/j)$	6819,346	275,541	3307,184	10402,071

II.2.2. Débit minimum journalier :

C'est la consommation d'eau minimale au cours du jour le moins sollicité, exprimée en$[m^3/j]$, il est déterminée à l'aide de la formule (II.4) suivant :

$$Q_{min\,j} = Q_{moy\,j} \times K_{min\,j} \left[\frac{m^3}{j}\right] \qquad (II.4)$$

Avec :

$Q_{min\,j}$ **:** Débit minimum journalier total en m^3/j.

$Q_{moy\,j}$ **:** Débit journalier moyen calculé à partir des besoins globaux en m^3/j.

$K_{min\,j}$ **:** Coefficient d'irrégularité journalière minimale, $K_{min\ j}$varie entre 0.7 et 0.9.

On prend $K_{min\,j} = 0.8$

La consommation d'eau minimale est calculée dans le tableau (II.16) suivant :

Tableau II. 16 : Tableau récapitulatif du débit minimal requis à l'horizon 2055.

Localités	BENI ABBES	ZEGHAMRA	ZONES	Total (m^3/j)
$Q_{min\,j}\,(m^3/j)$	4959,522	200,394	2405,225	**7565,141**

II.3. Etude de la variation des débits horaires :

II.3.1. Débit moyen horaires :

Le débit moyen horaire est calculé par la formule (II.5) suivante :

$$Q_{moy\,h} = \frac{Q_{max\,j}}{24}\left(\frac{m^3}{h}\right) \qquad (II.5)$$

Avec :

$Q_{moy\,h}$ **:** Débit moyen horaire en m^3/h.

$Q_{max\,j}$ **:** Débit maximum journalier en m^3/j.

La consommation moyenne horaire de l'agglomération à l'horizon 2055 est déterminée dans le tableau (II.17):

Tableau II .17 : Tableau récapitulatif des débits moyens à 2055.

Localités	BENI ABBES	ZEGHAMRA	ZONES
$Q_{moy\,h}\,(m^3/h)$	284,14	11,48	137,80

II.3.2. Débit maximum horaire :

Le débit moyen horaire est calculé par la formule (II.6) suivant :

$$Q_{\max h} = Q_{moy\,h} \times K_{\max h}\ [m^3/h] \quad (II.6)$$

Avec :

$Q_{\max h}$: Débit maximum horaire enm^3/j.

$K_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire ce coefficient représente l'accroissement de la consommation horaire dans la journée.

Pour son calcul. On utilise la formule (II.7) suivant :

$$K_{\max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.7)$$

Avec :

α_{max} : Coefficient tenant compte du confort des équipements et du régime de travail de l'agglomération .Il varie entre 1.2 et 1.4, en fonction du niveau de développement local de la zone d'étude .Dans notre cas, on adopte α_{max}**=1.2.**

β_{max} **:** Coefficient lié à l'accroissement de la population**.** Le tableau (II.17) ci-dessus donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II 18 : Tableau représente les variations de coefficientβ_{max} .

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (II.19) suivant :

Tableau II. 19 : Tableau récapitulatif des débits maximaux prévisionnels à 2055.

Localités	Population	α_{max}	β_{max}	$K_{\max h}$	$Q_{moy\,h}$ (m^3/h)	$Q_{max\,h}(\frac{m^3}{h})$
BENI ABBES + des Zones actives	24690	1,3	1,17	1,521	421,94	**851,363**
ZEGHAMRA	1241	1,2	1,9	2,28	11.48	**26,176**

II.3.3. Débit minimum horaire :

Le débit minimum horaire est calculé par la formule(II.8) suivant :

$$Q_{\min h} = Q_{moy\,h} \times K_{\min h} \left(\frac{m^3}{h}\right) \qquad (II.8)$$

Avec :

$Q_{\min h}$ **:** Débit minimum horaire en unités de m^3/h .

$Q_{moy\,h}$ **:** Débit moyen horaire en unités dem^3/h.

$K_{\min h}$ **:** Coefficient d'irrégularité minimale horaire.

Le coefficient $K_{\min\ h}$est obtenu comme suit :

$$K_{\min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \qquad (II.9)$$

Avec :

α_{min} **:** Coefficient prenant en compte le confort des équipements et le régime de fonctionnement de l'agglomération Varie généralement entre 0.4 et 0.6.On prend α_{min}= 0.4

β_{min} : Coefficient représentant l'influence de l'accroissement de la population .On prend β_{min} = 0.1.

Tableau II 20 : Tableau représente les variations de coefficientβ_{min}.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (II.21) suivant :

Tableau II 21 : Tableau récapitulatif des débits minimum horaire à l'horizon du projet 2055.

Localités	Population	α_{min}	β_{min}	$K_{\min h}$	$Q_{moy\,h}$ (m^3/h)	$Q_{min\,h}$ (m^3/h)
BENI ABBES + des Zones actives	24690	0,6	0,55	0,33	421,94	**184,713**
ZEGHAMRA	1241	0,4	0,1	0,04	11.48	**0,459**

À partir du coefficient de pointe horaire$K_{\mathrm{p}\ h}$, on peut déterminer la consommation maximum horaire $Q_{\max h}$ selon la formule(II.10) suivant :

$$Q_{max\,h} = K_F \times K_{p.j} \times K_{p.h} \times Q_{moy\,.j} \qquad (II.10)$$

Tableau II 22 : Tableau récapitulatif des débits maximum horaires à l'horizon du projet a 2055.

Localités	K_F	$K_{p.j}$	$K_{p.h}$	$Q_{moy\,j}(\frac{m^3}{j})$	$Q_{\max h}(\frac{m^3}{h})$
BENI ABBES+ des zones actives	1.11	1.1	1.4	9205,93	**802.211**
ZEGHAMRA	1.11	1.1	2.28	250,492	**32.720**

II.4. Etude de la variation des débits horaires :

❖ **Commune de BENI ABBES :**

Le graphique ci-après illustre la variation horaire de la consommation de la commune de Béni Abbes.

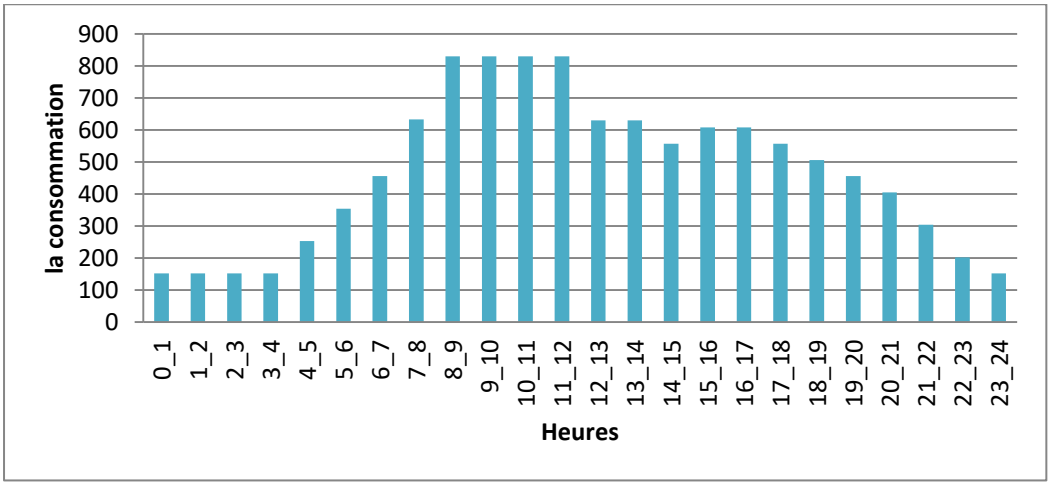


Figure II .1 : Graphique prévisionnel de la demande en eau de la commune de BENI ABBES à l'horizon 2055.

❖ **Commune de ZEGHAMRA :**

Le graphique ci-après illustre la variation horaire de la consommation de la commune de Zeghamra.

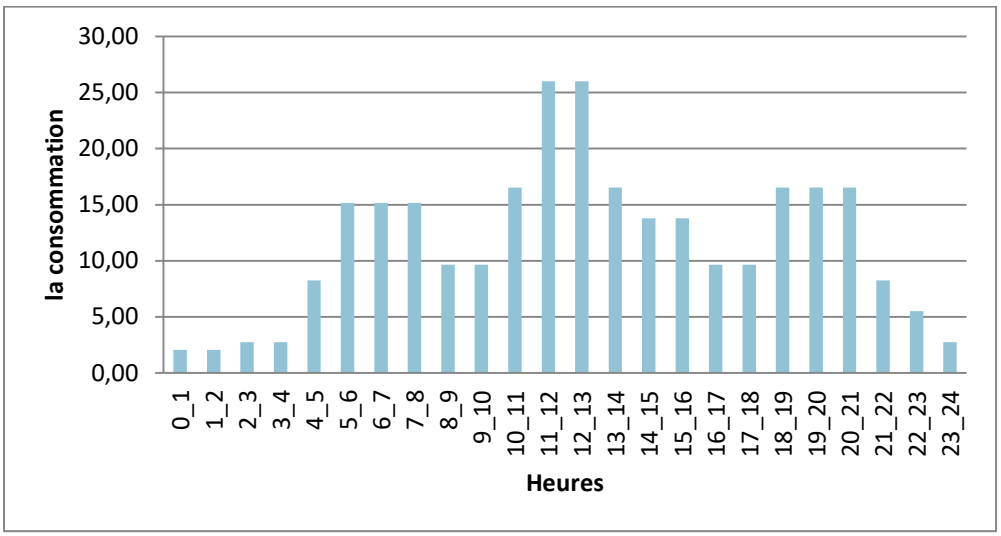


Figure II .2 : Graphique prévisionnel de la demande en eau de la commune ZEGHAMRA à l'horizon (2055).

II.5. Situation Hydraulique :

Selon la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de BENI Abbés, les ressources en eau actuellement utilisées dans la zone d'étude sont d'origine souterraine Le débit d'exploitation de ces ressources est estimé à 2 300m³/j.

Le tableau (II.23) ci-dessous présente le Bilan comparatif entre la production d'eau actuelle et les besoins en eau projetés à l'horizon d'étude (2055) :

Tableau II .23 : Présente le Bilan entre la production d'eau actuelle /besoin en eau à l'horizon d'étude (2055). [**10]**

Agglomération	Besoin en eau a 2055 (m^3/j)	Production en eau (m^3/j)	Déficit (m^3/j)	Déficit (l/s)
Zone d'étude	10402,071	2 300	8102,071	**93,77**

II.5.1. Interprétation des résultats du bilan production d'eau /besoin d'eau :

Les résultats présentés dans le tableau (II.24) démontrent clairement que la capacité actuelle de production d'eau à partir des ressources souterraines existantes est

insuffisante pour couvrir les besoins totaux en eau de l'agglomération à l'horizon 2055, Le débit exploité estime à 2300 m^3/j. Génère ainsi un déficit important de 8102, 071 m^3/j

Afin de faire face à cette situation de stress hydrique et de répondre à la demande en eau projetée**,** il est impératif de renforcer l'alimentation en eau potable de la ville de Béni Abbés et de la localité de Zeghamra**,** en mobilisant les ressources du champ de captage de Zeghamra**.**

Tableau II. 24 : Tableau récapitulatif des ressources en eau projetées en 2055.

Nom du forage	**Débit (l/s)**	**Débit (m^3/j)**
Forage N°1	16	1382.4
Forage N°2	32	2764.8
Forage N°3	8	681.2
Forage N°4	24	2073.6
Total	**80**	**6912**

Le tableau (II.25) ci-dessous présente le bilan comparatif entre la production d'eau assure par le champ de captage de Zeghamra, additionnée aux ressources actuellement exploitées et les besoins en eau prévus à l'horizon d'étude (2055) :

Tableau II 25 : Présente le Bilan entre la production d'eau actuelle /besoin en eau à l'horizon d'étude (2055).

Agglomération	**Besoin en eau a 2055 (m^3/j)**	**Production en eau (m^3/j)**	**Déficit (m^3/j)**	**Déficit (l/s)**
Zone d'étude	10402,071	9212	**1190,071**	**13,773**

Les ressources actuellement exploitées assurent une couverture satisfaisante des besoins en eau potable de l'agglomération. Toutefois, les projections établies pour l'horizon 2055 montrent une demande évaluée à 10 402,071 m^3/j contre une capacité de production limitée à 9 212 m^3/j, soit un déficit moyen de 1 190,071 m^3/j et un taux de couverture de seulement 88,56 %. Cette insuffisance traduit la nécessité de renforcer le dispositif d'alimentation afin d'accompagner l'évolution démographique et l'accroissement de la consommation. Dans ce contexte, le champ de captage de Zeghamra

doit être consolidé par la réalisation d'un nouveau forage, dont le débit unitaire, estimé entre 13 et 15 L/s permettrait de combler le déficit identifié tout en assurant une marge de sécurité indispensable face aux pertes en réseau, aux variations saisonnières et aux pointes de consommation.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a étudié l'évolution des besoins globaux en eau potable de l'agglomération à l'horizon 2055. L'étude a débuté par l'estimation des débits journaliers pour les différents types des consommateurs aboutissant à un débit journalier maximal de 10402.071m^3/j. Par la suite, les débits horaires ont été calculés à partir de ces valeurs.

D'après, L'analyse du bilan hydrique, fondée sur la production actuelle des ressources en eau souterraine (Qfourni=2300m^3/j**)** , met en évidence un déficit important par rapport aux besoins projetés à l'horizon 2055.

Afin de combler ce déficit et de garantir l'alimentation en eau potable de l'agglomération, il s'avère indispensable de renforcer la ressource par un apport extérieur**.** Ainsi, il est proposé de raccorder la ville de Béni Abbés, via un réseau d'adduction, au champ de captage de Zeghamra**,** situé à environ 45 km**.**

Chapitre III : Choix de la trace du système

Introduction :

Ce chapitre traite de la conception du schéma global du système d'adduction mixte à prévoir, combinant des tronçons en refoulement et d'autres en gravitaire, afin d'identifier la configuration la plus performante pour le transport de l'eau. Dans notre projet, cette adduction relie le champ de captage de Zeghamra à la ville de Béni Abbés sur une distance de 45 km. Le choix du tracé et dimensionnement s'appuie sur une analyse technique visant à garantir la performance hydraulique et sur une étude économique destinée à optimiser les coûts d'investissement et d'exploitation.

III.1. Choix du tracé :

Le choix d'un tracé pour une conduite d'adduction doit se faire avec soin, en prenant en compte des considérations qui sont non seulement techniques, mais également très économiques et liées à la sécurité hydraulique. Ainsi, les principes à respecter se déclinent comme suit, pour permettre le bon fonctionnement du réseau.

- Favoriser un tracé le plus direct possible avec des grands droits, pour limiter les pertes de charge et simplifier la mise en œuvre.
- Réduire au maximum la longueur totale de la conduite, pour diminuer le coût d'installation et d'exploitation.
- Adopter un profil en long le plus régulier possible avec une pente minimale supérieure à 2‰ afin de permettre une évacuation naturelle de l'air.
- Supprimer les tronçons horizontaux, défavorables à l'écoulement naturel au profit de pentes montantes douces et de descentes plus franches.
- Placer des ventouses sur les parties hautes du tracé pour permettre la purge de l'air retenu dans la conduite.
- Maintenir la conduite en situation de charge permanente, s'assurant que le profil piézométrique dépasse toujours la génératrice supérieure de cette même canalisation.
- Utiliser les voies existantes (routes, accotements) permettant le rapprochement du chantier de l'approvisionnement en matériaux et donc de diminuer les coûts de terrassement et d'interventions de maintenance et de contrôle.
- Éviter les contrepentes, conditions favorisant la cumulation d'air aux points hauts.

- Assurer une protection contre les régimes transitoires, notamment les coups de bélier, afin de garantir la durabilité du réseau.
- Éviter de croiser des obstacles majeurs (cours d'eau, voies ferrées, terrains privés ou boisés), ainsi que de se voir contraint à des tranchées trop profondes, dispendieuses et délicates à entretenir
- Enfin, réduire la longueur du tracé, les coûts dans le tracé sont réduits et les solutions techniques déployées pourront avec bien plus d'efficacité dans le programme.

III.2. Chois de type des matériaux de conduites :

Différents types de matériaux sont disponibles dans le marché, chacun de ces types présente des avantages et des limite de fonctionnement, Ainsi le choix de type basé sur les factures techniques et économiques suivante : **[3]**

- Diamètre.
- Pression de service et la disponibilité de type de matériau dans le marché.
- L'Efficace par rapporte au terrain de projet (nature de sol, la pente, relief).
- Assure une meilleure étanchéité et bonne flexibilité.
- La résistance aux agressions chimique, aux charges mécaniques (charge mobile).
- Cout d'un mètre linaire et le prix du transport.

Les matériaux de conduites les plus utilisés dans les projets d'alimentation en eau potable sont le PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié), le PEHD (Polyéthylène à haute densité) et le font ductile et grise (métal), ainsi que l'acier. D'autres matériaux font leurs entrée, tels que le PRV utilisé en assainissement et AEP.

III.3. Étude comparative des variantes proposées :

Les variantes d'adduction ont pour but d'assurer un débit fiable tout en minimisant la longueur des conduites en refoulement. Cette approche permet de réduire les coûts et d'optimiser le fonctionnement du réseau, en tenant compte des contraintes techniques et topographiques.

III.3.1. Variante 1 :

La présente variante d'adduction mixte permet le transfert de l'eau depuis le champ de captage de Zeghamra jusqu'aux ouvrages de stockage, en combinant des tronçons en refoulement et en gravitaire. Le système débute par la station de pompage **SP1**, située à 525 m d'altitude, qui refoule un débit de 121 L/s vers le réservoir tampon **RT1** (altitude 672 m) via une conduite de 2 605 m de longueur.

Depuis **RT1**, l'eau circule gravitairement, à un débit de 121 L/s, sur un tronçon de 4 216 m alimentant la station de pompage **SP2** (altitude 512 m) ainsi que deux points de piquage :

- **P1** : alimentation du réservoir de Zeghamra,
- **P2** : alimentation de la caserne.

La station **SP2** refoule ensuite un débit de 117,57 L/s sur une conduite de 10 219 m en direction du réservoir tampon **RT2**, situé à 574 m d'altitude.

À partir de **RT2**, l'eau est distribuée gravitairement, à un débit de 117,57 L/s, vers le réservoir principal de Béni Abbés, implanté à 475 m d'altitude. Le tronçon comprend cinq points de piquage destinés à desservir les zones actives futurs (SAF) suivantes (figure III.1) :

- **P3** : aérodrome et SAF2,
- **P4** : SAF1 et SAF3,
- **P5** : station solaire et éolienne,
- **P6** : SAF5,
- **P7** : SAF4.

Cette configuration assure un acheminement hydraulique continu et sécurisé depuis le champ de captage jusqu'à Béni Abbés, tout en garantissant la desserte des infrastructures et des zones stratégiques situées le long du tracé gravitaire.

La figure suivante illustre le tracé de l'adduction correspondant à la première variante 1.

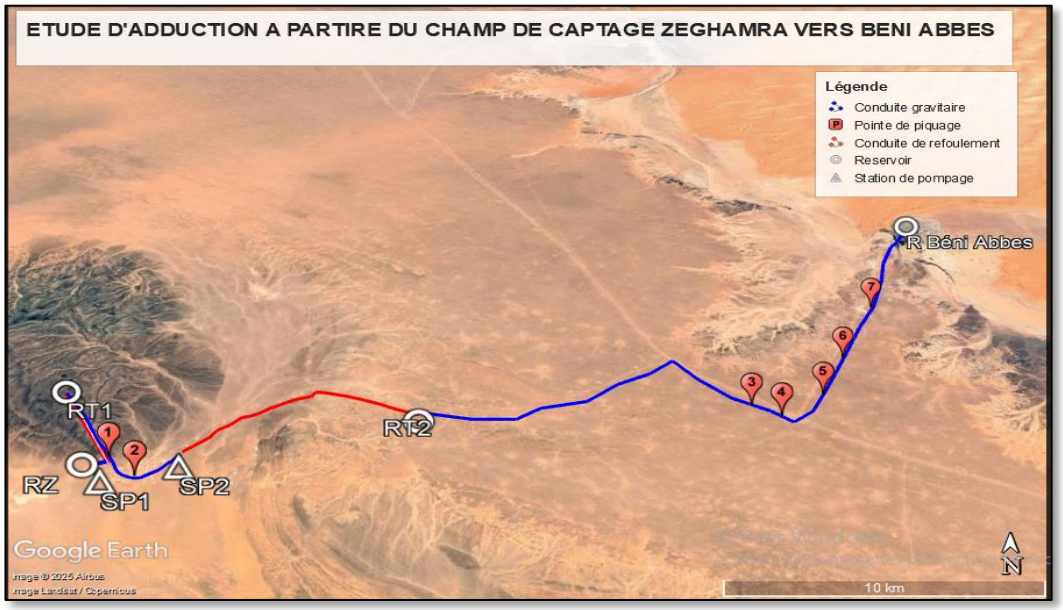


Figure III .1 : Tracé de l'adduction de la première variante 1.

III.3.2. Variante 2 :

Le tracé des conduites de la deuxième variante reprend celui de la première. La principale différence réside dans l'ajout de stations de pompage intermédiaires, **SP3**, située entre la station **SP2** et le réservoir tampon **RT2**. Cette station assure le refoulement d'un débit de 117,57 L/s sur une conduite longue de 4 135 m.

La figure suivante illustre le tracé de l'adduction correspondant à la deuxième variante 2.

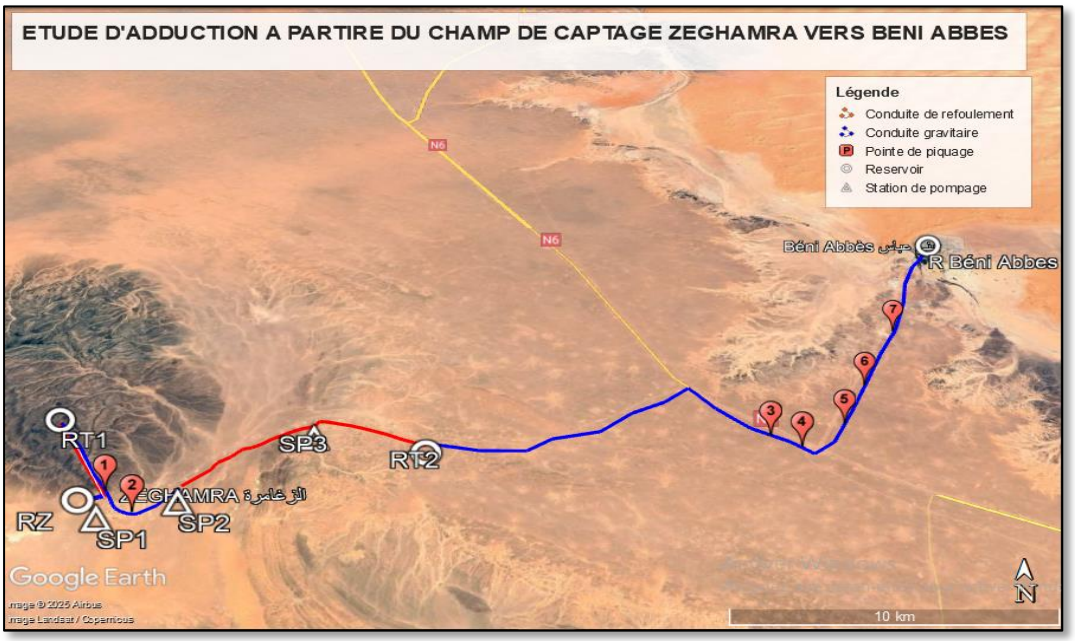


Figure III. 2 : Tracé de l'adduction de la première variante 2.

III.3.3. Analyse et choix de la variante :

En raison des contraintes topographiques et géologiques, il n'a pas été possible d'envisager plus de variantes de tracé. Par conséquent, le tracé qui parait à priori le plus adapté est celui qui présente la longueur minimale en refoulement, optimisant ainsi les pertes de charge et les coûts d'exploitation. Par ailleurs, le choix des matériaux a été adapté aux spécificités de chaque variante : la première utilise la fonte, tandis que la deuxième privilégie le polyéthylène haute densité (PEHD), notamment en raison de l'intégration de nouvelles stations de pompage nécessitant une plus grande flexibilité et résistance des conduites.

Enfin, une étude détaillée des coûts associés à chaque variante a été réalisée afin de déterminer la solution la plus économique et adaptée au projet.

Les tableaux suivants présentent les coûts liés à la tuyauterie des conduites, tant pour les tronçons gravitaires que pour les tronçons en refoulement pour chaque variante :

Tableau III .1 : Les coûts de la tuyauterie en fonte pour la variante 1.

Tronçons	**Longueur (m)**	**Débit (l/s)**	D_N **(mm)**	**Prix unitaire (DA)**	**Prix totale (M DA)**
SP1-RT1	2605	121	400	14910,06	38,84
RT1-P1	1897	121	250	11542,36	21,90
P1-P2	1853	117.82	250	11542,36	21,39
P2-SP2	466	117.57	250	11542,36	5,38
P1-R Zeghamra	308	3.18	86	2464,36	0,76
SP2-RT2	10219	117.57	400	15982,11	163,32
RT2-Piq3	15665	117.57	400	14910,06	233,57
Piq3-Piq4	1791	108.64	400	14910,06	26,70
Piq4-Piq5	4837	93.82	350	13521,33	65,40
Piq5-Piq6	2859	92.72	350	13521,33	38,66
Piq6-Piq7	2835	84.48	350	13521,33	38,33
Piq7-RBéniAbbes	2997	79.54	300	12336,05	36,97
Totale					**691.217M**

Au final, cette variante nécessiterait un budget de **691.217 millions DA**.

Le symbole M désigne le million, soit 1 000000 (10^6).

Tableau III. 2 : Les coûts de la tuyauterie en PEHD pour la variante 2.

Tronçons	Longueur (m)	Débit (l/s)	D_N (mm)	Prix unitaire (DA)	Prix totale (MDA)
SP1-RT1	2605	121	400	13656,47	35,58
RT1-P1	1897	121	250	4324,44	8,20
P1-P2	1853	117.82	250	4324,44	8,01
P2-SP2	466	117.57	250	4324,44	2,02
P1-RZeghamra	308	3.18	86	195,57	0,06
SP2-SP3	6084	117.57	400	13656,47	83,09
SP3-RT2	4135	117.57	400	13656,47	56,47
RT2-Piq3	15665	117.57	400	11043,11	172,99
Piq3-Piq4	1791	108.64	400	11043,11	19,78
Piq4-Piq5	4837	93.82	400	11043,11	53,42
Piq5-Piq6	2859	92.72	315	6877,53	19,66
Piq6-Piq7	2835	84.48	315	6877,53	19,50
Piq7-RBéniAbbes	2997	79.54	315	6877,53	20,61
Totale					**499 ,379M**

Le coût global estimé pour cette variante est de **499,379 millions DA.**

Les coûts unitaires au mètre linéaire des conduites en PEHD et en fonte sont présentés dans l'annexe **III.2**.

a. Choix de la variante :

Les critères de sélection d'une variante d'adduction sont les suivants :

- **Critère de diamètre :** Pour les conduites de diamètre inférieur à 400 mm, le PEHD est privilégié par rapport à la fonte ductile, car il offre un meilleur rapport performance/coût dans cette gamme dimensionnelle.
- **Exigences mécaniques :** Les conduites doivent résister à la pression de service. Le PEHD présente une pression nominale (PN) allant de 10à 20 bars, ce qui garantit sa compatibilité avec les pressions prévues dans le projet, notamment lorsque celles-ci sont inférieures à 20 bars.

- **Avantage technique du PEHD :** Sa flexibilité et sa légèreté facilitent la pose, réduisent les contraintes lors des variations de terrain et améliorent la durabilité de l'ouvrage.
- **Comparaison économique :** Sur la base des prix unitaires de la fonte ductile et du PEHD, il ressort que la variante n° 2, équipée de conduites en PEHD, présente un coût inférieur de **191,838 MDA** par rapport à la variante n° 1 utilisant la fonte ductile.

Le choix de la variante 2(PEHD) pour ce projet est justifié à la fois par ses avantages techniques en terrain contraignant et par sa compétitivité économique, ce qui en fait la solution optimale pour la variante retenue.

Conclusion :

L'analyse des variantes proposées a mis en évidence la supériorité de la variante 2, fondée sur l'utilisation du polyéthylène haute densité (PEHD). Ce matériau, parfaitement adapté aux contraintes topographiques du tracé et supporter les pressions de service prévues, se distingue par sa légèreté, sa grande flexibilité et sa facilité de mise en œuvre, permettant une pose plus rapide et moins coûteuse. Sur le plan hydraulique, son faible coefficient de rugosité limite les pertes de charge, améliorant ainsi le rendement global du réseau. De plus, la conception des assemblages réduit considérablement les risques de fuites, tandis que sa résistance à la corrosion et aux agressions chimiques assure une durée de vie pouvant dépasser 50 ans.

Sur le plan économique, le PEHD présente un avantage significatif par rapport à la fonte ductile, avec une économie estimée à **191,838 MDA**.

Chapitre IV : Ouvrages de stockage

Introduction :

Les réservoirs d'alimentation en eau sont des ouvrages hydrauliques, construits pour stocker l'eau et réguler la pression si nécessaire. Ils jouent un rôle très important en tant que points d'équilibre entre le régime de production en amont, qui vise à maitriser l'exploitation de la ressource en eau (les forages), et le régime de consommation en aval, caractérisé par une forte variabilité dans le temps.

L'objectif principal de ce chapitre est donc de mener une étude hydraulique détaillée pour déterminer les volumes de stockage nécessaires pour les réservoirs projetés, ainsi qu'assurer leur bon fonctionnement dans notre réseau d'adduction.

IV.1. L'utilité des réservoirs :

Les principales fonctions techniques assurées par les réservoirs d'eau potable sont : **[1]**

IV.1.1. Stockage :

Permet de stocker l'eau durant les périodes de faible consommation afin de la redistribuer lors des pics de demande (forte consommation). De plus, certains réservoirs sont construits de telle sorte qu'ils offrent une réserve en cas d'incendie.

IV.1.2. Régulateur de débit :

Les réservoirs occupent une position stratégique dans un système d'alimentation d'eau potable, leur position permet d'assurer l'équilibre hydraulique entre les deux régimes, celui de production et celui de consommation. Ainsi Lors des périodes ou la consommation d'eau est maximale, le réservoir libère l'eau stockée pour stabiliser le débit dans le réseau .Inversement, lorsque la consommation est faible, il stocke l'eau .Cela permet de contrôler les variations de débit pendant la journée et d'assurer une pression constante dans le réseau d'eau potable.

IV.1.3. Régulation de la pression :

La charge du réservoir influence directement les pertes de charge dans le réseau, jouant ainsi un rôle de régulateur de pression.

IV.1.4. Régulateur du fonctionnement de la pompe :

Dans un système d'alimentation en eau potable composé d'un réservoir tampon projeté entre la station et le réseau d'alimentation d'eau gravitaire, la station de pompage fournie un débit et une charge hydraulique qui varient au moment de la mise en marche et l'arrêt de pompage, tel que :

IV.1.5. Economie d'énergie au niveau du fonctionnement de la station de la pompe :

Les réservoirs offrent la possibilité d'effectuer le pompage principalement durant les périodes où le coût de l'énergie est le plus bas.

Les réservoirs assurent la sécurité on plusieurs situations :

- Cas d'une rupture de conduite.
- panne électrique.
- panne ou changement d'une pompe.
- lors des travaux de réparation ou de renforcement du réseau.

IV.2. Classification des réservoirs :

Les réservoirs sont classés selon plusieurs critères, comme indiqué ci-dessous **: [2]**

IV.2.1. Classification selon le matériau de construction :

On distingue :

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

La figure (IV.1) montre un réservoir métallique cylindrique utilisé pour le stockage d'eau.



Figure IV 1 : réservoir métallique. **[14]**

La figure (IV.2) suivant représente un réservoir en béton de forme cylindrique :



Figure IV 2 : réservoir en béton. **[15]**

IV.2.2. Classification selon la situation des lieux (selon la position par rapport au sol) :

Ils peuvent être :

- Réservoirs au sol ,
- Réservoirs enterrés,
- Réservoirs semi-enterrés
- Réservoirs surélevés, en tour (châteaux d'eau).

Le réservoir semi-enterré est préféré dans les systèmes d'alimentation d'eau potable, en raison des leurs bénéfices par apport a les autres types. Étant partiellement intégré partiellement dans le sol, il permet de maintenir une température équilibrée d'eau fournie par le sol, et il protège contre les fluctuations extérieures de température .tous ces avantages contribuent à améliorent la qualité d'eau et à prolonger la durée de vie du réservoir.

IV.2.3. Classification selon l'usage :

On distingue :

- Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage.
- Réservoir de traitement (stockant de l'eau traitée par station de traitement)
- Bâches de reprise (caractérisées par un stockage temporaire d'eau).
- Brise charge.
- Réservoirs tampon.

IV.2.4. Classification selon la forme de la cuve :

On trouve :

- Réservoirs rectangulaires.
- Réservoirs circulaires.

En pratique, les réservoirs circulaires sont les plus réalises dans les projets d'hydraulique, grâce à leurs avantages. D'un point de vue hydraulique, sa forme circulaire assure un mélange plus homogène du volume stocké, ce qui réduit la formation de zones mortes (les zones stagnantes) dans le réservoir. Cette forme favorise le brassage naturel d'eau, ce qui améliore la qualité de l'eau tout au long du stockage dans le réservoir.

Le choix du type de réservoir dépend des critères suivants :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions économiques.
- Conditions hydrauliques.

IV.3. Emplacement de réservoir :

Le choix de l'implantation d'un réservoir est directement lié à la topographie du terrain de projet, la proximité de la zone de consommation et à la position de la source d'eau, cette position doit adaptée ave le rôle de réservoir qu'il doit jouer dans le réseau d'alimentation d'eau potable pour garantir une pression suffisante lors des pointes, en tenant compte des considérations suivantes : **[3]**

- L'emplacement du réservoir doit permettre une alimentation gravitaire, ce qui implique que la cote du radier dépasse la cote piézométrique maximale du réseau.
- Pour optimiser les coûts, le remplissage du réservoir doit idéalement se faire par gravité, ce qui nécessite de le placer à une altitude inférieure à celle de la source d'eau.
- Le réservoir devrait être implanté en périphérie de la ville ou à proximité d'un centre de consommation important.
- Il est souhaitable que le réservoir soit situé le plus près possible de l'agglomération afin d'alimenter efficacement les points les plus éloignés et de réduire les coûts de distribution.
- Le terrain choisi doit présenter des caractéristiques solides et stables, garantissant la sécurité et la durabilité de la construction.

IV.4. Equipements hydrauliques :

Afin de simplifier l'exploitation, les réservoirs sont dotés de divers conduits, dispositifs et accessoires. Chacun de ces équipements comprend plusieurs éléments indispensables, parmi lesquels**:[1]**

IV.4.1. Conduite d'arrive ou d'alimentation :

La conduite d'arrivée d'adduction débouchant dans le réservoir doit être équipée, selon le mode d'alimentation, d'un dispositif approprié : un flotteur pour arrêter la pompe lorsque l'eau atteint le niveau maximal dans le cas d'une adduction par refoulement, ou un robinet-vanne dans le cas d'une adduction gravitaire.

Il est recommandé d'installer cette conduite d'arrivée en siphon, en charge (noyée) ou par le bas, et toujours à l'opposé de la conduite de sortie, afin d'améliorer brassage et un bon renouvellement de l'eau. Elle peut être mise en place selon plusieurs configurations.

b. Par le haut :

Que soit conduite d'arrive en chute libre ou noyée,

c. Par le bas :

Cette installation est traverse les parois du réservoir, préférable pour réduire des frais de pompage.

d. Par le fond :

La conduite d'arrivée traverse le radie du réservoir.

e. Par pipe :

Dans le cas d'un réservoir compartimenté, une seule conduite d'arrivée peut être utilisée, elle débouchant dans une bâche de répartition qui alimente les différents compartiments.

III.4.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est installée à l'opposé de celle d'arrivée, à une hauteur de 15 à 20 cm au-dessus du radier, afin d'éviter l'aspiration des particules en suspension. Son extrémité est munie d'une crépine courbée, destinée à prévenir la formation de vortex, c'est-à-dire l'entrée d'air dans la conduite. Elle est également équipée d'une vanne à survitesse.

III.4.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'intégralité du débit entrant dans le réservoir lorsque le niveau d'eau atteint le seuil maximal. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit être équipée de sa propre conduite de trop-plein. Cette dernière est généralement raccordée à la conduite de vidange, de manier à former un joint hydraulique, empêchant toute intrusion de corps étrangers.

Dans les cas où le débit à évacuer est important, la partie supérieure de la conduite peut être modifiée pour adopter une forme en entonnoir, dimensionnée en fonction des besoins

III.4.4. Conduite de vidange :

Cette conduite a pour fonction d'assurer la vidange complète du réservoir en cas d'opérations de nettoyage ou de maintenance. Elle est équipée d'un robinet-vanne et est généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Il est recommandé d'effectuer un Rinçage du robinet-vanne après chaque vidange afin de prévenir l'accumulation de dépôts sableux.

III.4.5. Conduite de by-pass :

Il s'agit d'un raccordement direct entre la conduite d'arrivée et celle de départ du réservoir, permettant d'assurer la continuité de l'alimentation du réseau en cas d'isolement du réservoir pour des opérations de maintenance.

En fonctionnement, le réservoir est alimenté et distribue l'eau avec les vannes 1 et 3 ouvertes et la vanne 2 fermée, tandis qu'en mode isolement, les vannes 1 et 3 sont fermées et la vanne 2 est ouverte.

III.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Des dispositifs sont mis en ouvre pour empêcher le transfert de l'eau destinée à la lutte contre l'incendie vers le réseau de distribution, afin de garantir en permanence la réserve requise en cas du sinistre.

Deux types de mesures peuvent être distingués à cet effet :

a. Système siphon :

Lorsque le niveau de la réserve est atteint, le siphon se désamorce automatiquement par l'intermédiaire de son évent, empêchant ainsi tout prélèvement au-delà du volume réservé. Ce dispositif permet un renouvellement continu de l'eau tout en garantissant la disponibilité permanente de la réserve incendie.

Son fonctionnement est le suivant :

En service normal, les vannes (c) et (a) sont ouvertes tandis que la vanne (b) reste fermée ; en cas d'incendie, les vannes (b) et (c) assurent l'alimentation à partir de la réserve incendie.

b. Système à deux prises :

Cette solution est rarement adoptée, car elle entraine la formation d'une zone d'eau stagnante, la réserve de sécurité ne faisant pas l'objet d'un renouvellement régulier.

La figure suivante montre le schéma fonctionnel d'un réservoir de stockage, incluant les principaux équipements.

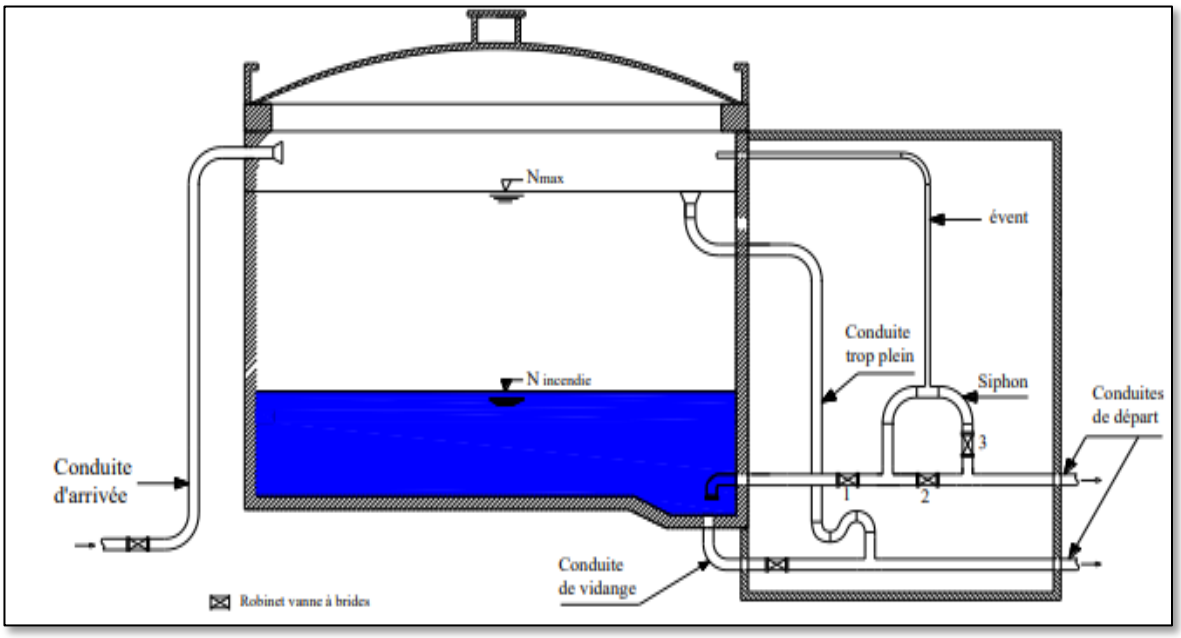


Figure IV.3 : schéma d'un réservoir de stockages et de ses équipements.

Les réservoirs prévus dans notre cas d'étude sont répartis comme suit : des réservoirs de transit au niveau des stations de pompages (SP1, SP2, SP3 et SP4), des réservoirs tampons (RT1, RT2), ainsi que des réservoirs terminaux situés au niveau des localités de Zeghamra et Béni Abbés**. [3]**

1. Bâche de reprise :

La bâche de reprise est un ouvrage hydraulique à stocker temporairement l'eau avec une faible charge hydraulique, elle est implantée entre une canalisation gravitaire en amont et, d'autre part, un poste de refoulement (station de pompage) vers un réservoir

tampon au point topographie supérieur. Il s'agit donc d'une réserve qui permet le pompage intermittent d'un débit d'alimentation.

2. Réservoir tampon :

Le réservoir tampon est un ouvrage de stockage temporaire intermédiaire, implanté entre une conduite de refoulement et un tronçon à écoulement gravitaire, dans le but de réguler un débit, stocker excès temporaire de fluide, ou équilibrer les volumes dans un système hydraulique.

3. Réservoir terminal :

Le réservoir terminal est un ouvrage de stockage situé à l'extrémité aval d'un réseau d'adduction, juste avant le réseau de distribution locale. C'est le point de transfert entre l'eau transportée sur de longues distances et l'eau destinée à être distribuée à chaque catégorie des consommateurs. Son objectif est :

- Stocker l'eau potable provenant d'une source ou d'un captage.
- Réguler les débits, car l'adduction est souvent irrégulière alors que la distribution est plus constante;
- Maintenir une pression suffisante pour la distribution, souvent par gravité
- Pour objectif d'assurer la continuité de service, la sécurité hydrique, et l'équilibre hydraulique entre les ressources ou les besoins.

III.5. Détermination analytique du volume des réservoirs d'alimentation :

L'objectif de l'étude hydraulique des réservoirs est de déterminer une capacité de stockage suffisante, en prenant en considération les variations des débits à l'entrée et à la sortie. Cela implique de considérer à la fois le mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et la variation de la demande. En général la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation, en tenant compte du jour de plus forte consommation ainsi que de la réserve d'eau destinée à la lutte contre l'incendie.**[3]**

Les méthodes sont utilisées pour déterminer le volume des réservoirs:

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

III.5.1. Méthode analytique :

La méthode analytique est basée sur les consommations horaires journalières, afin de déterminer le résidu dans le réservoir, dans le but d'en calculer volume minimum de réserve à l'aide de la formule suivante : **[3]**

$$\boldsymbol{V_r = \frac{Q_{\max j} \times R_{max}}{100}} \quad (\mathbf{V.1})$$

Avec :

$\boldsymbol{V_r}$ **:** Volume de régulation nécessaire pour le réservoir projeté, exprimé en m³.

$\boldsymbol{R_{max}}$ **:** Le résidu maximal du réservoir est obtenu à partir de la relation (IV.2) suivante :

$$\mathbf{R_{max} = |V^+| + |V^-|} \quad (\mathbf{V.2})$$

$\boldsymbol{Q_{\max j}}$ **:** Débit d'alimentation journalier maximal, mesuré à l'entrée du réservoir en m^3/j .

❖ **Volume d'incendie :**

La réserve d'incendie représente la réserve minimale d'eau dans le réservoir, ce volume varie entre 60 m^3et 120m^3, pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures. **On prend :** V_{inc} =120m^3 pour notre cas d'étude.

Le volume total stocké dans le réservoir est :

$$\mathbf{V_t = V_r + V_{inc}} \quad (\mathbf{V.3})$$

Avec :

$\mathbf{V_t}$ **:** Volume global à stocker dans le réservoir, exprimé en m³

$\mathbf{V_{inc}}$: le volume d'incendie en m^3.

Vr : le volume de stockage maximale en m^3.

III.5.2. Méthode graphique :

La méthode graphique repose sur le même principe que la méthode analytique, sauf que le tracé des courbes représentant la consommation maximale journalière et l'apport pompé par la station de pompage est utilisé pour définir le résidu maximal journalier, on somme les écartes des points extrême des deux courbes de consommation et la courbe d'apport en valeur absolue**.[3]**

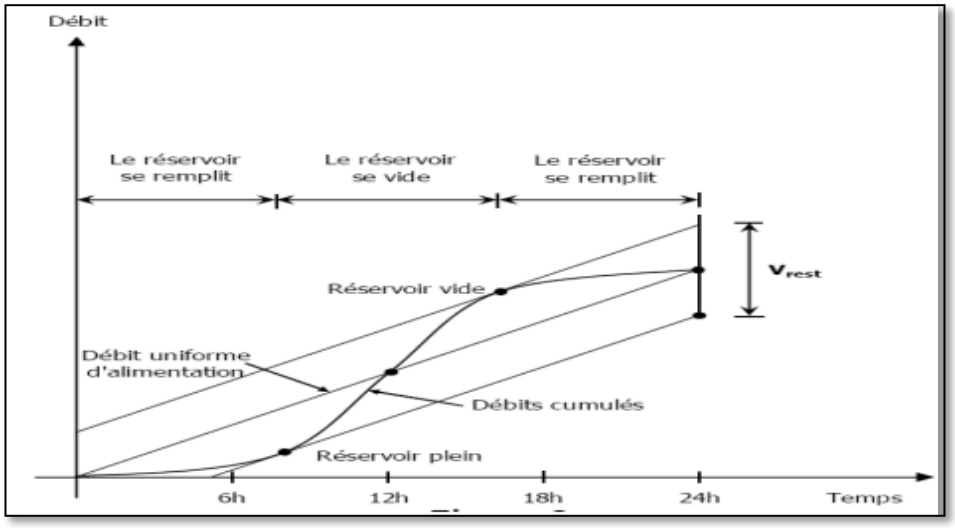


Figure IV.4 : Méthode graphique.

III.6. Dimensionnement des réservoirs tampons :

La présente étude vise à établir la méthode analytique pour la détermination de la capacité des réservoirs projetés.

III.6.1. Réservoir tampon :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir tampon est présentée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir tampon.

Heurs	Refoulement (%)	Gravitaire (%)	Résiduel(%)	Cum de Résidu
0_1	5	4,17	0,83	0,83
1_2	5	4,17	0,83	1,66
2_3	5	4,17	0,83	2,49
3_4	5	4,17	0,83	3,32
4_5	5	4,17	0,83	4,15
5_6	5	4,17	0,83	4,98
6_7	5	4,17	0,83	5,81
7_8	5	4,17	0,83	6,64
8_9	5	4,17	0,83	7,47
9_10	5	4,17	0,83	8,3
10_11	5	4,17	0,83	9,13
11_12	5	4,17	0,83	9,96
12_13	5	4,17	0,83	10,79
13_14	5	4,17	0,83	11,62
14_15	5	4,17	0,83	12,45
15_16	5	4,17	0,83	13,28
16_17	5	4,17	0,83	14,17
17_18	0	4,17	-4,17	10
18_19	0	4,17	-4,17	5,83

19_20	0	4,17	-4,17	1,66
20_21	0	4,17	-4,17	-2,51
21_22	5	4,17	0,83	-1,68
22_23	5	4,17	0,83	-0,83
23_24	5	4,17	0,83	0
Totale	**100**	**100**	0	

Afin de réduire le coût de l'énergie électrique, on a opté pour un arrêt des pompes en heure de pointe de consommation électrique (17h-21h).

Le volume des réservoirs tampons projetées est déterminé par la relation(IV.3) issue des formules (IV.1) et (IV.2), tel que le volume d'incendie égale à zéro, étant donné que le réservoir tampon est caractérisé par un volume transitoire dans le système hydraulique.

$$V_r = \frac{|\boldsymbol{V^+}| + |\boldsymbol{V^-}|}{100} \times Q_{\max j} \quad (\boldsymbol{V.4})$$

III.6.1.1. Réservoir tampon RT1 :

Le réservoir tampon RT1 est implanté en position intermédiaire sur une adduction mixte (refoulement – gravitaire), en aval de la station de pompage SP1 qui refoule un débit constant capté par le champ de captage de Zeghamra et en amont d'une adduction gravitaire, vers la Station de pompage SP2.

- Le volume résiduel de réservoir tompan RT1 est :

$$V_r = \frac{|14.17| + |-2.51|}{100} \times 10402.071 = 1735.172 m^3$$

Donc : $\mathbf{V_r = 1735.172\ m^3}$

La capacité de stockage du réservoir tampon (RT1) sera prise égale à $\boldsymbol{2000\ m^3}$.

III.6.1.2. Réservoir tampon RT2:

La position du réservoir RT2 permet d'assurer la transition hydraulique entre l'adduction par refoulement, assurée par station de pompage SP3, et l'adduction par gravitaire vers réservoir Béni abbés.

- Le volume résiduel de réservoir tampon RT2 est :

$$V_r = \frac{|14.17| + |-2.51|}{100} \times 10158.048 = 1694.362 m^3$$

Donc : $\mathbf{V_r = 2000 m^3}$

D'après le calcul du volume du réservoir tampon RT2, la capacité normalisée du réservoir sera de 2000m³.

Les résultats des calculs des deux réservoirs tampons (RT1, RT2) projetés sont résumés dans le tableau (IV.2) suivant :

Tableau IV. 2 : Estimation finale des volumes des réservoirs tampons projetés à l'horizon 2055.

Réservoirs	Q_{maxj} (m^3/j)	$Vcalculé$ (m^3)	$Vnormalisé$ (m^3)	$Vprojté$ (m^3)
2000	10402.071	1735.12	2000	2000
2000	10158.048	1694.362	2000	2000

III.6.2. Réservoir de stockage :

Les deux réservoirs de stockage du réseau d'adduction, Zeghamra 100m^3et Béni Abbes 2000 m^3sont installés en amont du réseau de distribution de chaque localité.

III.6.2.1. Réservoir Béni Abbes :

La détermination du volume résiduel du réservoir d'alimentation de Béni Abbes, ayant de capacité de stockage de 2000m^3.

Elle est illustrée par le graphe (Figure IV.17) montrant la variation du débit horaire de l'agglomération de Béni Abbés.

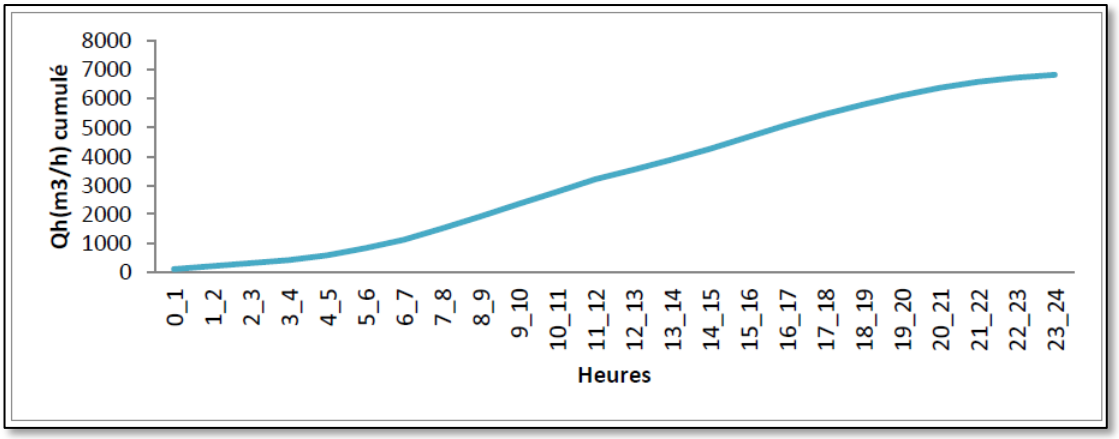


Figure IV.5 : Courbe cumulée de la consumation en eau de la ville de Béni Abbes en 2055.

La fraction horaire du débit journalier maximal par rapporte au nombre d'habitants de la wilaya de Béni Abbes est présentée à **l'annexe III.1** Le tableau (IV.3) récapitule le régime de fonctionnement du réservoir de Béni Abbés.

Tableau IV.3 : Évaluation de la capacité utile du réservoir projeté pour couvrir les besoins de Béni Abbés à l'horizon 2055.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu(%)
0_1	5	1.5	3.5		12
1_2	5	1.5	3.5		15.5
2_3	5	1.5	3.5		19
3_4	5	1.5	3.5		22.5
4_5	5	2.5	2.5		25
5_6	5	3.5	1.5		26.5
6_7	5	4.5	0.5		27
7_8	5	5.5		0.5	26.5
8_9	5	6.25		1.25	25.25
9_10	5	6.25		1.25	24
10_11	5	6.25		1.25	22.75
11_12	5	6.25		1.25	21.5
12_13	5	05		0	21.5
13_14	5	05		0	21.5
14_15	5	5.5		0.5	21
15_16	5	06		1	20
16_17	5	06		1	19
17_18	0	5.5		5.5	13.5
18_19	0	05		5	8.5
19_20	0	4.5		4.5	4
20_21	0	4.		4	0
21_22	5	03	2		2
22_23	5	02	3		5
23_24	5	1.5	3.5		8.5
Totale	**100**	**100**	27	0	

a. Calcul la capacité de réservoir :

Le volume résiduel de réservoir de Béni abbés est :

$$V_r = \frac{27}{100} \times 6819{,}346 = 1841.223\ m^3$$

Donc : $\mathbf{V_r = 1841.223\ m^3}$

- Le volume total est :

$$V_t = V_r + V_{inc} = 1841.223 + 120 = 1961.22\ m^3$$

Donc :$\boldsymbol{V_t = 1961.22 m^3}$

Avec :

$\boldsymbol{V_{inc}}$ **:** Volume d'incendie varie entre 60 m^3à 120 m^3, on prendre V_{inc} =120m^3**.**

- Le volume normalisé est :

$$\boldsymbol{V_n = 2000\ m^3}$$

Par la normalisation de la capacité totale calculée du réservoir de Béni Abbes, il ressort que le volume de stockage normalisé nécessaire pour satisfaire les besoins futurs de l'agglomération de Béni Abbes est de2000 m^3.

III.6.2.2. Réservoir Zeghamra :

La détermination du volume résiduel du réservoir d'alimentation de Zeghamra est présentée dans le tableau (IV.4) ci-dessus.

Le graphe (Figure IV.18) illustre la courbe de variation du débit horaire(m^3/h)de l'agglomération de Zeghamra.

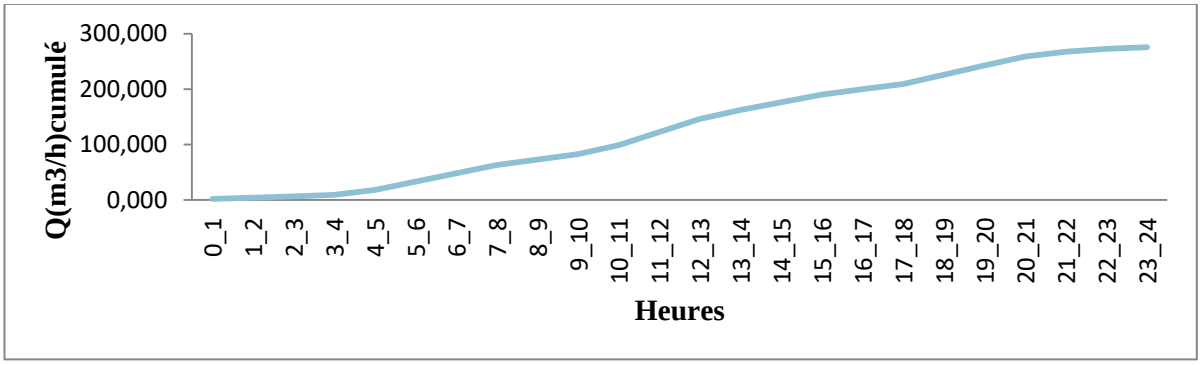


Figure IV.6 : Graphique cumulatif de la consommation horaire en eau du village de Zeghamra al' horizon 2055.

La fraction horaire du débit maximum journalier par rapport au nombre d'habitants est donnée dans **l'annexe III.1**

Le tableau (IV.4.) récapitule le régime de fonctionnement du réservoir de Zeghamra.

Tableau IV. 4 : Evaluation du volume utile du réservoir pour localité de Zeghamra à l'horizon 2055.

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
0_1	5	0,75	4,25		13,25
1_2	5	0,75	4,25		17,5
2_3	5	1	4		21,5

3_4	5	1	4		25,5
4_5	5	3	2		27,5
5_6	5	5,5		0,5	27
6_7	5	5,5		0,5	26,5
7_8	5	5,5		0,5	26
8_9	5	3,5	1,5	0	27,5
9_10	5	3,5	1,5	0	29
10_11	5	6		1	28
11_12	5	8,5		3,5	24,5
12_13	5	8,5		3,5	21
13_14	5	6		1	20
14_15	5	5	0	0	20
15_16	5	5	0	0	20
16_17	5	3,5	1,5	0	21,5
17_18	0	3,5		3,5	18
18_19	0	6		6	12
19_20	0	6		6	6
20_21	0	6		6	0
21_22	5	3	2		2
22_23	5	2	3		5
23_24	5	1	4		9
Totale	**100**	**100**			

a. Calcul la capacité de réservoir :

Le volume résiduel de réservoir Zeghamra est :

$$V_r = \frac{|27|}{100} \times 275.541 = \ 74.39 m^3$$

Donc :$\mathbf{V_r = 74.39 m^3}$

- Le volume total de réservoir est :

$$V_t = V_r + V_{inc} = 74.39 + 120 = 194.39\ m^3$$

Donc :$\boldsymbol{V_t = 194.39 m^3}$

Avec :

$\boldsymbol{V_{inc}}$ **:** Volume d'incendie (V_{inc} =120m^3).

- Le volume normalisé est :

$$\boldsymbol{V_n = 200\ m^3}$$

La normalisation du volume total calculé conduit à une capacité de 200 m^3, tel que le réservoir existant a une capacité de 200m^3, ce volume existant couvre les besoins futurs du projet.

Les résultats des calculs des deux réservoirs d'alimentation de Béni Abbes et de Zeghamra sont présentés dans le tableau(IV.5) suivant :

Tableau IV .5 : Tableau récapitulatif du dimensionnement des réservoirs d'alimentation pour les besoins à l'horizon 2055.

Réservoirs	**Q max.j** (m^3/j)	$V_{calculé}$ (m^3)	$V_{normalisé}$ (m^3)	$V_{existant}$ (m^3)	$V_{projeté}$ (m^3)
Béni Abbes	6819.34	1961.22	2000	-	2000
Zeghamra	275.541	194.39	200	200	-

III.7. La caractéristique de la forme des réservoirs de stockage :

Le choix de la forme des réservoirs de stockage est de forme circulaire, puisque nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m³, telle que la hauteur de l'eau dans la cuve varie entre 3 et 6 mètres, dépend de la capacité de réservoirs projetés.

- Le diamètre de la cuve du réservoir calcul par la formule :

$$S = \frac{Vn}{h}$$

$$\frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{Vn}{h}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Vn}{\pi \times h}} \qquad (\mathbf{m}) \qquad (\mathbf{IV.5})$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau **h :**

Calcul par la formule(IV.6) suivante :

$$h = \frac{4 \times Vn}{\pi \times D^2} \qquad (\mathbf{m}) \qquad (\mathbf{IV.6})$$

- La section de la cuve de réservoir est :

$$S = \frac{Vn}{h} \qquad (\boldsymbol{m^2}) \qquad (\boldsymbol{IV.7})$$

- La hauteur totale du réservoir projeté est déterminée par la relation(V.8) suivante :

$$H=h+R \qquad \textbf{(IV.8)}$$

Tel que :

En complément de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il convient de réserver un volume libre, désigné sous l'appellation matelas d'air ou Revenge , doit être prévu, avec une épaisseur comprise entre 0,25 m et 1 m. Dans notre cas, la réserve d'air est fixée à **R = 0,30 m.**

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{Vinc}{S} \qquad (\textbf{IV.9})$$

Les calculs de différentes dimensions des réservoirs projetés (RT1, RT2, R Zeghamra et R Béni Abbes) sont résumés dans le tableau(IV.6) ci-dessus :

Tableau IV. 6 : Récapitulatif des dimensions calculées pour les réservoirs projetés.

Réservoirs	$V_{normalisé}$ (m^3)	**H (m)**	**S** (m^2)	**D (m)**	**H (m)**	H_{inc} **(m)**	H_{total} **(m)**	**CT (m)**	**Etat**
Tampon 1	1000	4.6	217.4	17	5	-	6	672	Projeté
	1000	4.6	217.4	17	5		6	672	
Tampon 2	2000	4.6	217.4	17	5	-	6	574	Projeté
Zeghamra	200	4.6	43.47	8	5	3	8	548	Existent
Béni Abbes	2000	4.6	217.4	17	5	0.6	6.6	475	Projeté

III.8. Bâches de reprise des stations des pompages :

Dans tous les réseaux d'adduction, les stations de pompage sont des installations hydrauliques qui permettent d'acheminer de l'eau vers un point de stockage, ces stations sont alimentées à partir des bâches de repris à surface libre.

La position de la bâche de repris est à un niveau plus élevé que l'axe des pompes, dans le but d'éviter les problèmes d'amorçage et de cavitation.

La détermination du volume de la bâche de repris est basée sur le temps suffisant pour maintenir la crépine en charge, ce temps varie généralement entre un quart d'heure à 30 minutes**. [3]**

Pour nos études, nous prenons t= 0.5h, de sorte que le volume de la bâche de repris est calculé selon la formule (IV.10) suivante :

$$\boldsymbol{V_{bache} = \frac{Q_{max\,j} \times t}{T}\ (m^3)} \qquad (\boldsymbol{IV.10})$$

Avec :

$\boldsymbol{Q_{maxj}}$ **:** Le débit maximal journalier alimentant la bâche de reprise, exprimé enm^3/j.

$\boldsymbol{t}$ **:** Durée minimale nécessaire pour garantir la mise en charge de la crépine, t=0.5h.

$\boldsymbol{T}$ **:** Le temps de fonctionnement de station de pompage, T=20h.

III.8.1. Dimensionnement des bâches des reprises d'eau :

Les dimensions des bâches de reprise des stations de pompage (SP1, SP2, SP3) sont déterminées par les relations suivantes :

- Le volume de la bâche de repris :

$$\boldsymbol{V = S \times h\ (m^3)} \qquad (\boldsymbol{IV.11})$$

- La section carrée de la bâche est :

$$\mathbf{S = \frac{V}{h}\ (m^2)} \qquad (\mathbf{IV.12})$$

Avec :

V : le volume de la bâche de repris d'eau enm^3.

S : la section de la bâche de repris d'eau en m^2.

h : la hauteur de la bâche de repris d'eau soit de 4 m.

Les caractéristiques de la forme des bâches de reprise d'eau de chaque station projetée dans notre étude à horizon 2055 sont résumées dans le tableau (IV.7) suivant :

Tableau IV .7 : les caractéristiques des bâches des repris projetés à l'horizon 2055.

Bâche de repris	$Q_{max\,j}$ (m^3/j)	$V_{calculé}$ (m^3)	$V_{normalisé}$ (m^3)	D (m)	S (m^2)	H (m)	Ct (m)
Sp1	10402.071	260.05	300	9.8	75	5	525
Sp2	10158.048	253.95	300	9.8	75	5	512
Sp3	10158.048	253.95	300	9.8	75	5	530

Conclusion :

La capacité des réservoirs d'alimentation a été déterminée pour le réservoir tampon 1, le réservoir tampon 2 et le réservoir de Béni Abbés, chacun d'une capacité de 2 000 m³,

auxquels s'ajoute le réservoir existant de Zeghamra d'une capacité de 200 m³. Cette configuration vise à satisfaire les besoins en eau potable des populations de la wilaya de Béni Abbés, en tenant compte de l'évolution démographique et des projections de consommation à l'horizon 2055 pour un débit journalier maxima Q_{maxj} =10402,071m^3/j

Par ailleurs, la capacité des bâches de reprise des trois stations de pompage a été fixée à 300 m³ chacune, afin d'assurer un fonctionnement optimal des installations et de garantir la sécurité de l'alimentation.

Chapitre V : Etude d'adduction

Introduction :

Le réseau d'adduction d'eau est un système de transfert d'eau potable constitue l'ensemble des ouvrages hydrauliques qui permettent de capter l'eau depuis les ressources naturelles (puits, forage.) et alimente vers lieu de consommation au lieu d'accumulation à travers un réseau des conduites, des réservoirs tampons ou par pompage, en fonction de l'étude topographique de terrain, cela vise à satisfera les besoins futurs des consommateurs.

Le but de ce chapitre est de dimensions le réseau d'adduction de champ de captage de Zeghamra vers Béni Abbes ,tout tenant en compte des critères techniques et économiques, type des matériaux choisis, pour opte un bon fonctionnement hydraulique.

IV.1. Type d'adduction :

D'après le système de fonctionnement de l'adduction, elle est classée en trois types qui sont : **[3]**

IV.1.1. Adduction gravitaire :

L'écoulement peut être de type "surface libre" ou "en charge". Dans le cas de l'écoulement en charge, il se déplace sous l'effet de la gravité, d'où son nom. Il peut également être causé par une différence de niveaux hydrauliques : la cote de la source ou du point d'eau est supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

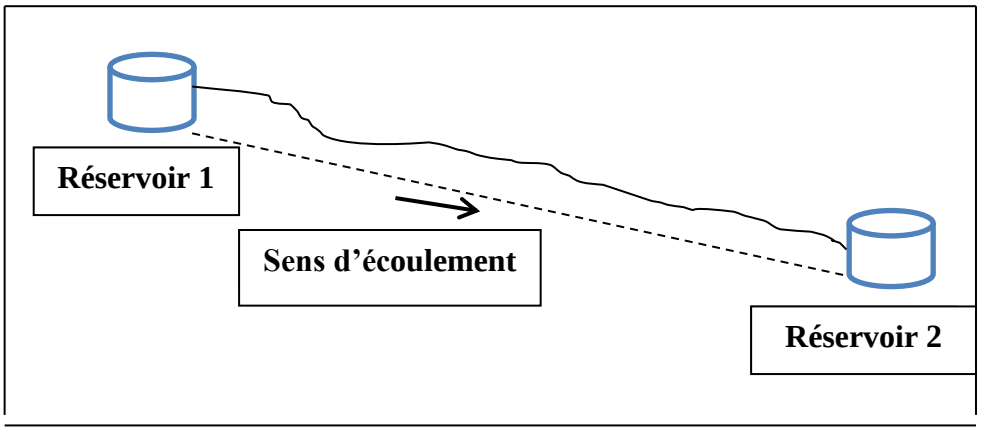


Figure V .1 : Schéma d'adduction gravitaire.

IV.1.2. Adduction par refoulement :

L'écoulement est assuré par pompage. Le niveau du point d'eau est supérieur au niveau Piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

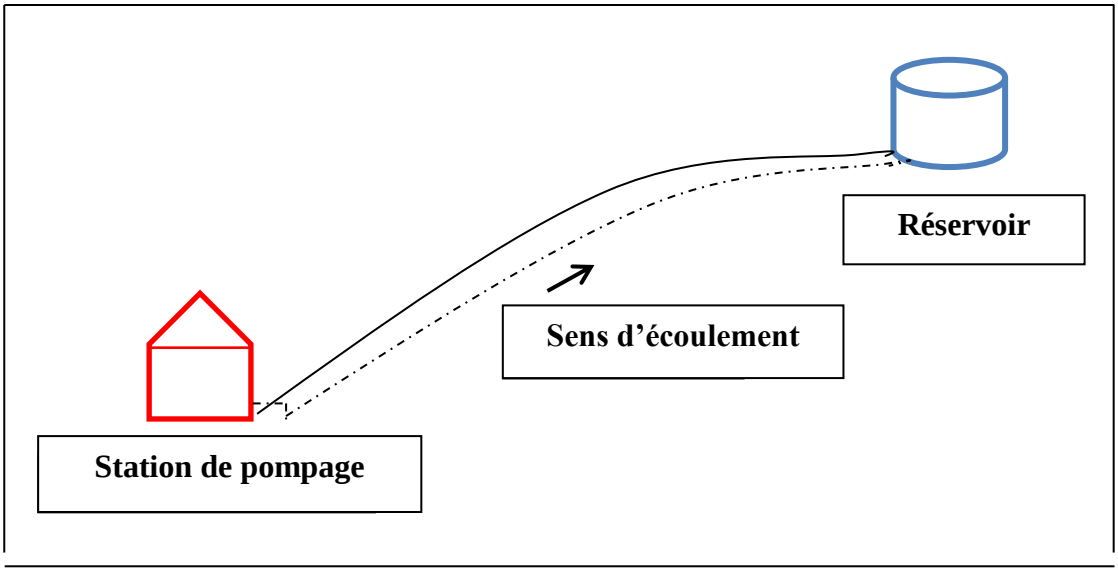


Figure V. 2 : Schéma d'adduction par refoulement.

IV.1.3. Adduction mixte :

Cette adduction, ou conduite par refoulement, peut se transformer en conduite gravitaire, et vice versa. Le relais entre ces deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé tampon. En fonction de la topographie, certains accessoires doivent être placés :

- Une ventouse aux points les plus élevés du tracé pour évacuer l'air.
- Une vidange aux points bas.
- Une vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite.

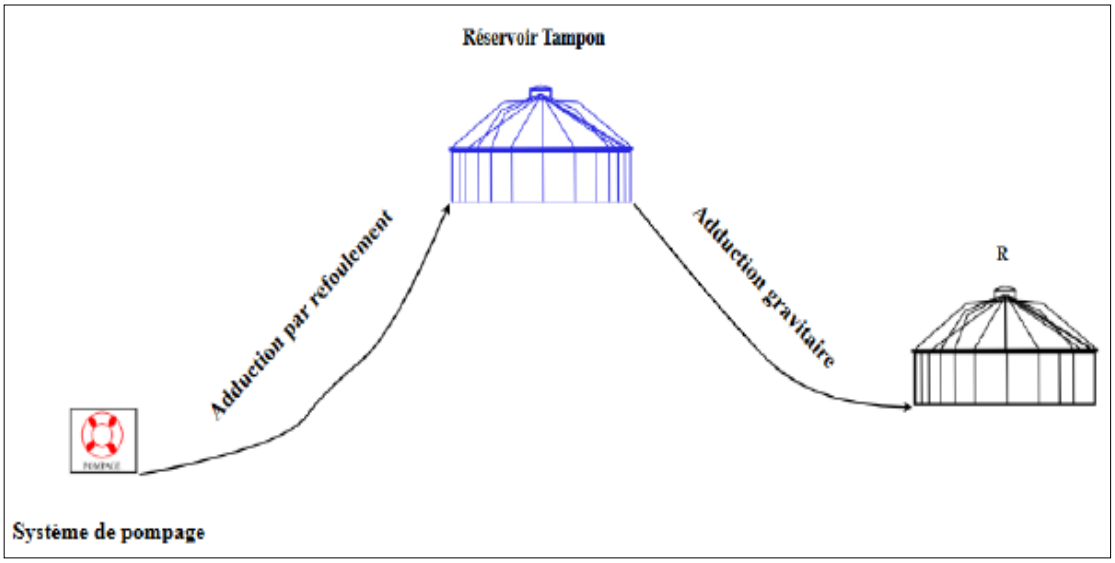


Figure V. 3 : Schéma d'adduction mixte.

IV.2. Régimes d'écoulement dans les conduites d'adduction:

Les conduites d'adduction peuvent présenter principalement deux régimes d'écoulement : **[3]**

IV.2.1. Ecoulement à surface libre :

On trouve ce type d'écoulement uniquement dans l'adduction gravitaire, lorsqu' il est en lien avec la pente du terrain.

IV.2.2. Ecoulement en charge (sous pression) :

Les canalisations sont totalement chargées d'eau. De plus la pression à l'intérieur surpasse la pression atmosphérique, car il dépendra des paramètres amont et aval de la canalisation ainsi que le débit instantané.

IV.3. Choix de diamètre :

Le choix des diamètres de canalisation s'appuie essentiellement sur le débit à acheminer, la vitesse d'écoulement recommandée, le coût des installations et exploitation et la répartition des pressions le long de la canalisation, pour obtenir un compromis optimal entre performance hydraulique et économie. La gamme de diamètres proposés sur le marché doit également être prise en considération. Les diamètres doivent notamment permettre :

- L'évacuation sans cavitation d'un débit suffisant.
- La sécurité et la fiabilité du réseau.
- La prévention du dépôt de matière.

Les canalisations passent par plusieurs types de sols, qui peuvent être différents par nature ; et les charges extérieures pouvant s'exercer sur la canalisation doivent aussi être prises en compte. Elle doit enfin résister aux pressions internes, qu'il s'agisse de la pression de service ou de pressions transitoires, causées par exemple par un coup de bélier.

IV.4. Calcul hydraulique :

Dans notre projet d'étude, selon le profil en long de la zone, nous avons opté pour un réseau d'adduction mixte, composé d'un refoulement par station de pompage SP1 d'altitude de 525m vers réservoir tampon RT1 (2*1000m^3) d'altitude de 672m., puis l'alimentation gravitaire vers SP2 pour desservir deux points de piquage, ensuite la

station de pompage SP2 pompe un débit constant depuis cote de terrain 512m vers Station de pompage SP3 d'altitude égale 530m, qui pompe aussi un débit constant vers réservoir tampon RT2 ($1500m^3$),d'autre part l'eau est acheminée d'un réservoir tampon RT2 ($1500m^3$) vers réservoir d'alimentation de la ville de Béni Abbes ($1500m^3$)projetée sur une cote de 474m ,avec des piquages la desserte des zones traversées. Tel que la figure suivante illustre schématiquement l'organisation et les détails du réseau d'adduction.

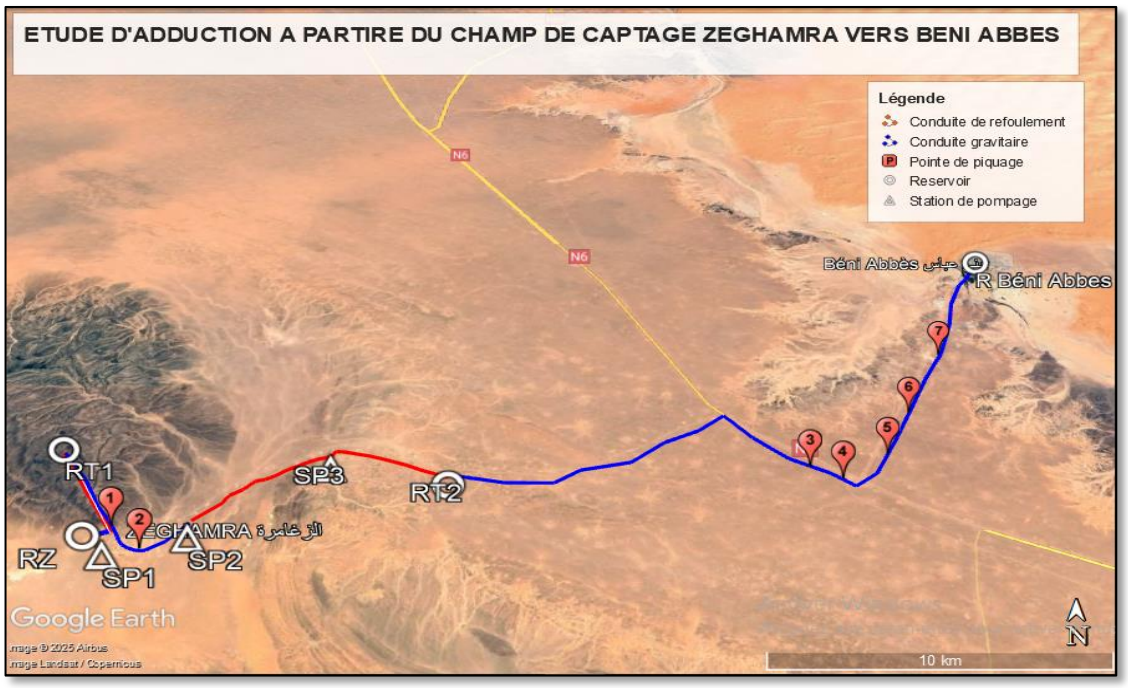


Figure V. 4 : Tracé de l'adduction.

IV.4.1. Calcul des diamètres économiques des conduites des refoulements :

Dans notre cas, pour la détermination de diamètre économique des conduites de refoulement, nous utilisons la formule de Beldjoudi & Achour (2006) **[4]:**

La Formule est : $\mathbf{D = 1.27\sqrt{Q}}$ **(V.1)**

Avec :

Q : le débit circulant dans la conduite enm^3/s.

IV.4.1.1. Les pertes de charges :

On distingue deux formes :

a) **Les pertes de charge linéaires** : dues aux frottements entre le fluide et les parois internes de la conduite, cela dépend de :

- La longueur, le diamètre et du matériau de la conduite (sa rugosité).
- La vitesse d'écoulement.

IV.4.1.2. Calcule des pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge linéaires sont calcul par la formule de HAZEN-WILLIAMS :

$$\Delta H_l = \left(\frac{3.592 \times Q}{CHW}\right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}} \qquad (\mathbf{V.2})$$

Avec :

ΔH_l : représente la perte de charge linéaire en m.

Q : le débit véhiculé par la conduit enm^3/s.

D : Diamètre avantageux de la conduite en m.

L : la longueur de la conduite en m.

C**HW** : le Coefficient de HAZEN-WILLIAMS, qui dépend de type de matériau de la conduite.

Le tableau(V.1) ci-dessus représente le coefficient CHW pour différents types de tuyaux.

Tableau V.1 : Le cofficient CHW en fonction des types de tuyaux.[**5]**

Matériaux	**CHW**
Acier	110-120
Fonte	100-140
Plastique	150
Béton	90-130

Pour notre projet, le type de matériau utilisé est le polyéthylène haute densité (PEHD) pour lequel CHW=150.

IV.4.1.3. Calcule des pertes de charge singulière :

Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charges linéaires dans les systèmes d'adduction. Donc, on peut écrire la relation (V.3) suivante :

$$\Delta H_s = 0.1 \times \Delta H_l \qquad (\mathbf{V.3})$$

Avec :

ΔH_l : Perte de charge linéaire en m.

ΔH_s : Perte de charge singulière en m.

IV.4.1.4. Pertes de charge totales :

Les pertes de charge totale sont calculées comme suit :

$$\Delta \mathbf{H}_t = \Delta H_l + \Delta H_s \qquad (\mathbf{V.4})$$

Alors :

$$\Delta H_t = \mathbf{1.1} \times \Delta H_l \qquad (\mathbf{V.5})$$

Avec :

ΔH_l : Perte de charge linéaire en m.

ΔH_s : Perte de charge singulière en m.

IV.4.1.5. La hauteur manométrique totale de la pompe (HMT):

La hauteur manométrique totale est calculée par la formule (V.6) suivante :

$$HMT = Hg + \Delta Hr + \Delta Ha = Hg + \Delta Ht \qquad (\boldsymbol{V.6})$$

Avec :

ΔHa **:** Les pertes des charges à l'aspiration.

ΔHr **:** Les pertes de charges au refoulement.

Hg: La Hauteur géométrique en m.

DH_t : Les pertes des charges totales.

IV.4.1.6. La puissance de pompage :

La puissance absorbée par la pompe (Pabs) est calculée par la formule (V.7) ci-dessus :

$$\mathbf{Pabs} = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \qquad (\mathbf{V.7})$$

Avec :

Pabs : La puissance absorbée par la pompe, en KW.

Q : débit à refouler enm^3/s.

η : Le rendement de la pompe en (%), à prendre égal à 80% (valeur maximisée).

ρ : La masse volumique de l'eau (1 g/m^3).

HMT : Hauteur manométrique totale de la pompe, en m.

IV.4.1.7. Les frais d'investissement amortis (DA) :

Les frais d'investissement amortis sont calculés par la formule (V.8) suivante :

$$\boldsymbol{F_{inv} = P_u \times L \times A} \quad (\mathbf{V.8})$$

Avec :

$\boldsymbol{Pu}$: Le Prix unitaire du mètre linéaire de conduite (en DA/m).

$\boldsymbol{L}$: La longueur de la conduite, en m.

$\boldsymbol{A}$:L'amortissement annuel, calculé par la formule (V.9) suivante :

$$\boldsymbol{A = \frac{i}{(1+n)^i - 1} + i} \quad (\mathbf{V.9})$$

Avec :

i : Taux d'annuité égal à 8% on Algérie.

n : Nombre d'années de l'amortissement de la conduite, avec n=30ans.

A.N :

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^n} + 0.08 = 0.089$$

$$\boldsymbol{A = 0.089}$$

IV.4.1.8. L'énergie consommée par la pompe (E) :

L'énergie consommée en une année est déterminée par la relation (V.10) suivante :

$$\boldsymbol{E = Pabs \times t \times 365} \quad (\mathbf{V.10})$$

Avec :

E : l'énergie consommée par la pompe en KWh.

Pabs : la puissance absorbée par la pompe en KW.

T : le temps de pompage horaire, dans notre étude t=20h.

IV.4.1.9. Les frais d'exploitations :

Les frais d'exploitation sont calculés comme suit :

$$\boldsymbol{Fex = E \times e} \quad (\mathbf{V.11})$$

Avec :

E : l'énergie consommée par la pompe en KWh.

e: Prix unitaire du KWh sur les 20 heures de pompage.

Les prix du KWh selon les heures sont résumés dans le tableau (V.2) ci-dessus :

Tableau V. 2 : les variations journalières des tarifs de l'énergie. **[17]**

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du Kwh
Heures pleins	06h à17h	11	1.615
Heures de pointes	17h à 21h	4	7.267
Heures creuses	21h à 06h	9	0,853

Les heures d'arrêt du système de pompage pour les quatre stations de pompage projetées (SP1, SP2, SP3) sont comprises entre 17h et 21h, de sorte que le prix moyen pendant le temps de fonctionnement des pompes sera égal à :

$$e = \frac{1.615\times11+0.853\times9}{20} = \mathbf{1.272}DA/\mathbf{kWh}$$

IV.4.1.10. Bilan économique :

Dans tous les projets d'infrastructure, le bilan économique est une étape essentielle pour prendre en considération le cout associé pour chaque composante du système de refoulement, calculé comme suit :

$$\boldsymbol{B_{léc} = F_{inv} + F_{exp}} \qquad (\mathbf{V.12})$$

Avec :

$\boldsymbol{Fex}$: Les frais d'exploitation.

$\boldsymbol{F_{inv}}$: Les frais d'investissement amortis.

IV.4.2. Calcul des diamètres avantageux des conduites gravitaires :

Le dimensionnement des conduites d'adduction gravitaire repose sur la détermination de diamètre avantageux en fonction de la charge disponible et du débit d'eau requis. On suppose que DHd égal à la perte de charge totale DHt, tel que :

$$\boldsymbol{DHd = C_{départ} - C_{arrivé}} \qquad (\mathbf{V.13})$$

La vitesse admissible dans le réseau d'adduction est varié entre 0.5m/s et 4 m/s, une vitesse trop faible favorise la stagnation des bulles d'air dans les pointes hauts et augmente le risque de dépôts solides dans les conduites, d'autre part, un écoulement d'eau avec une vitesse supérieure à 4m/s provoque le phénomène de cavitation et favorise le coupe de bélier. Parmi les autres conséquences possibles sont les fuites et la fissuration de la canalisation.

Dans ce cas, la formule utilisée pour la détermination des pertes de charge est la formule de HAZEN-WILLIAMS :

$$\boldsymbol{DH_l = (\frac{3.592 \times Q}{CHW})^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}} \qquad (\boldsymbol{V.14})$$

Avec :

$\boldsymbol{DH_l}$: Perte de charge linéaire (m).

Q : le débit véhiculé par la conduite enm^3/s.

D : Diamètre avantageux de la conduite en m.

L : Longueur de la conduite en m. tel que :

$$\boldsymbol{L = Lg + Leq} \qquad (\mathbf{V.15})$$

Avec :

Leq : La longueur équivalente a les pertes de charge singulières en m.

$\boldsymbol{Lg}$: La longueur géométrique de la conduite en m.

Dans le cas d'adduction, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charges linéaires alors :

$$\boldsymbol{DH_t = 1.10 \times DH_l \rightarrow Leq = 1.10 \times Lg} \qquad (\mathbf{V.16})$$

Avec :

On détermine alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire par la relation (V.4) suivante :

$$\mathbf{D_{av} = \sqrt[4.87]{1.1 \times (\frac{3.592 \times Q}{CHW})^{1.852} \times \frac{Leq}{DH}}} \qquad (\mathbf{V.17})$$

IV.4.2.1. La vitesse d'écoulement :

Dans un système d'adduction, la vitesse d'écoulement admissible varie de 0.5 m/s à 4 m/s, en se basant sur l'équation de continuité suivante (V.18) pour déterminer la vitesse :

$$\boldsymbol{Q = V \times S = V \times \frac{\pi \times (D)^2}{4}} \qquad (\mathbf{V.18})$$

Avec :

S : la section de la conduite enm^2.

V : la vitesse d'écoulement enm/s.

D : le diamètre normalisé de la conduite en m.

Q : débit véhiculé en m^3/s.

IV.5. Dimensionnement des conduites d'adduction :

IV.5.1. Présentation des différents tronçons d'adduction :

Le débite circule dans les tronçons d'adduction avec la longueur linéaire de chaque tronçon regroupée dans le tableau (V.3) suivant :

Tableau V .3 : Les caractéristiques des tronçons d'adduction.

Tronçons	Débit (l/s)	Longueur (m)	Matériau
SP1-RT1	121	2605	PEHD, PN20
RT1-Piq1	121	1897	PEHD, PN16
Piq1-RZeghamra	3.18	308	PEHD, PN16
Piq1-Piq2	117.82	1853	PEHD, PN16
Piq2-Sp2	117.57	466	PEHD, PN16
SP2-SP3	117.57	6084	PEHD, PN20
SP3-RT2	117.57	4135	PEHD, PN20
RT2-Piq3	117,57	15665	PEHD, PN16
Piq3-Piq4	108,64	1791	PEHD, PN16
Piq4-Piq5	93,8	4837	PEHD, PN16
Piq5-Piq6	82,7	2859	PEHD, PN16
Piq6-Piq7	84,5	2835	PEHD, PN16
Piq7-RBeni Abbes	79,54	2997	PEHD, PN16

V.5.2. Dimensionnement des conduites de refoulement :

Dans cette étude, le choix s'est porté sur des conduites de refoulement en PEHD, de classe PN 20, afin d'assurer la résistance nécessaire aux pressions générées par le pompage sur l'ensemble du réseau.

Tronçon 1 : station de pompage SP1 vers réservoir 2*1000 RT :

Dans le tableau (V.4) nous résumons les caractéristiques de la conduite de refoulement SP1-RT1 :

Tableau V 4 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement (PEHD, PN20).

Tronçon	$Q_{max\,j}$ (m^3/j)	T_f(h)	Longueur géométrique (m)	Côte(m)		Hauteur géométrique (m)
				Départ	Arrivée	
SP1-RT1	6912	20	2605	525	678	153

On calcule le diamètre économique de la conduite de refoulement (SP1-RT1) à partir de la formule d'ACHOUR et BENDJAOUI présentée par le tableau (V.5) suivant :

Tableau V .5 : tableau des diamètres économiques du tronçon SP1-RT1 (PEHD, PN20).

Tronçon	Matériau	$Q_{ref}(m^3/s)$	$D_{calculé}$(mm)
SP1-RT1	PEHDPN20	0.121	441

Pour déterminer le diamètre économique de chaque tronçon, il est essentiel de calculer les frais d'exploitation, qui sont fonction de l'énergie électrique consommée pendant la période de pompage et de la hauteur manométrique totale HMT, les calculs sont présentés dans les tableaux (V.6) (V.7) (V.8) ci-dessous :

Tableau V. 6 : Calcul de la HMT du tronçon SP1-RT1 (PEHD PN 20).

D_r (mm)	D_{int} (m)	Longueur (m)	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	HMT (m.c.e)
125	0,1022	2605	0,121	14,758	3463,078	3809,385	3962,385
160	0,1308	2605	0,121	9,009	1041,378	1145,516	1298,516
200	0,1636	2605	0,121	5,759	350,238	385,262	538,262
250	0,2046	2605	0,121	3,682	117,863	129,649	282,649
315	0,2578	2605	0,121	2,319	38,242	42,066	195,066
400	0,3274	2605	0,121	1,438	11,941	13,136	166,136
500	0,4092	2605	0,121	0,921	4,031	4,434	157,434

Voici les calculs des frais d'exploitation en fonction des diamètres, résumés dans le tableau (V.7) suivant :

Tableau V. 7 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-RT1 (PEHD, PN20).

D (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	Frais d'exploitation (MDA)
125	5868,451	42839695,315	54,449
160	1923,154	14039022,731	17,844
200	797,187	5819468,593	7,397
250	418,615	3055889,540	3,884
315	288,901	2108975,872	2,681
400	246,053	1796189,580	2,283
500	233,165	1702107,606	2,163

Les frais d'investissement du tronçon SP1-RT1 pour les diamètres économiques, sont donnés dans le tableau (V.8) suivant :

Tableau V. 8 : Frais d'investissement du tronçon SP1-RT1.

D (mm)	Dint (mm)	Longueur (m)	L'amortissement annuel	Prix unitaire (DA)	Frais d'investissement (MDA)
125	0,1022	2605	0,089	1362,11	0,316
160	0,1308	2605	0,089	2153,11	0,499
200	0,1636	2605	0,089	3345,54	0,776
250	0,2046	2605	0,089	5176,9	1,200
315	0,2578	2605	0,089	8493,77	1,969
400	0,3274	2605	0,089	13656,47	3,166
500	0,4092	2605	0,089	21184,46	4,912

L'étape finale de la détermination du diamètre économique pour le tronçon SP1-RT1 est de calculer le bilan, qui est la somme des frais d'exploitation et des frais d'investissement, tel que le diamètre économique correspond à celui qui donne le cout total le plus bas**.**

Le bilan économique du tronçon SP1-RT1 est présenté dans le tableau (V.9) suivant :

Tableau V .9 : Le bilan économique du tronçon SP1-RT1 (PEHD, PN20).

D (mm)	Frais d'investissement (MDA)	Frais d'exploitation (MDA)	Bilan (M DA)
125	0,316	54,449	54,765
160	0,499	17,844	18,343
200	0,776	7,397	8,172
250	1,200	3,884	5,084
315	1,969	2,681	4,650
400	3,166	2,283	5,449
500	4,912	2,163	7,075

La figure V.5 illustre le bilan financier, incluant les frais d'amortissement et d'exploitation, pour le tronçon SP1–RT1, réalisé en PEHD (PN20).

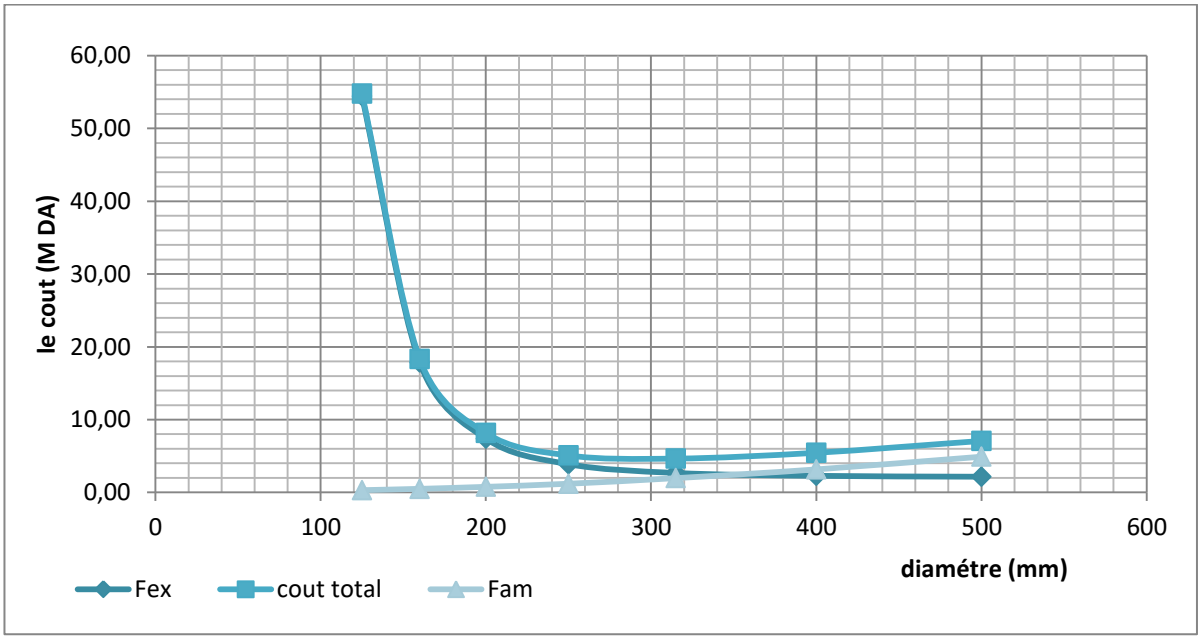


Figure V. 5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (tronçon SP1-RT1) (PEHD, PN20).

D'après l'analyse du bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP1-RT1), il a été déterminé que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1-RT1) est D=400mm avec une vitesse de l'ordre de V=1.44m/s. (PEHD PN20).

1. Tronçon 2 : station de pompage SP2 vers station de pompage SP3 :

Dans le tableau (V.10) nous présentons les caractéristiques de la conduite de refoulement SP2-SP3 :

Tableau V .10 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement (PEHD, PN20).

Tronçon	Q_{maxj} m^3/j	T_f(h)	Lg (m)	Cote(m)		Hg(m)
				Départ	Arrive	
SP2-SP3	6651.437	20	6084	512	535	23

On calcule le diamètre économique de la conduite de refoulement (SP2-SP3) à l'aide de la formule d'ACHOUR et BENDJAOUI (IV.1) présentée par le tableau (V.11) suivant :

Tableau V .11 : Diamètres économiques calculés du tronçon (SP1-RT1) (PEHD, PN20).

Tronçon	Matériau	$Q_{ref}(l/s)$	$D_{calculé}$(mm)
SP2-SP3	PEHD, PN20	117.57	435

La hauteur manométrique correspondant aux différents diamètres économiques est résumée dans le tableau (V.12) suivant :

Tableau V. 12 : Calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3 (PEHD, PN 20).

D (mm)	Dint (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ΔH lin(m)	ΔHtot (m)	HMT (m.c.e)
125	0,1022	6084	117.57	14,339	7668,570	8435,427	8458,427
160	0,1308	6084	117.57	8,754	2306,006	2536,607	2559,607
200	0,1636	6084	117.57	5,596	775,560	853,116	876,116
250	0,2046	6084	117.57	3,578	260,994	287,093	310,093
315	0,2578	6084	117.57	2,254	84,682	93,150	116,150
400	0,3274	6084	117.57	1,397	26,443	29,087	52,087
500	0,4092	6084	117.57	0,894	8,925	9,818	32,818

Voici les calculs des frais d'exploitation en fonction des diamètres, résumés dans le tableau (V.13) suivant :

Tableau V .13 : Frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3.

D (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	Frais d'exploitation (MDA)
125	12172,156	88856740,407	12,94
160	3683,420	26888965,588	34,18

200	1260,781	9203702,217	11,70
250	446,241	3257561,760	4,14
315	167,147	1220174,167	1,55
400	74,956	547180,491	0,70
500	47,226	344752,907	0,44

Les frais d'investissement du tronçon SP2-SP3 pour les diamètres économiques sont détermines dans le tableau (V.14) suivant :

Tableau V. 14 : Les frais d'investissement du tronçon SP2-SP3. (PEHD, PN20)

D (mm)	**Dint (mm)**	**Longueur (m)**	**L'amortissement annuel**	**Prix unitaire (DA)**	**Frais d'investissement (MDA)**
125	0,1022	6084	0,089	1362,11	0,74
160	0,1308	6084	0,089	2153,11	1,17
200	0,1636	6084	0,089	3345,54	1,81
250	0,2046	6084	0,089	5176,9	2,80
315	0,2578	6084	0,089	8493,77	4,60
400	0,3274	6084	0,089	13656,47	7,39
500	0,4092	6084	0,089	21184,46	11,47

Le bilan économique du tronçon SP2-SP3 est présenté dans le tableau(V.15) suivant :

Tableau V .15 : Le bilan économique du tronçon SP2-SP3 (PEHD, PN20).

D (mm)	**frais d'investissement (MDA)**	**frais d'exploitation (MDA)**	**Bilan (MDA)**
125	0,74	12,94	113,67
160	1,17	34,18	35,34
200	1,81	11,70	13,51
250	2,80	4,14	6,94
315	4,60	1,55	6,15
400	7,39	0,70	8,09
500	11,47	0,44	11,91

La figure V.6 illustre le bilan détaillé des coûts d'amortissement et d'exploitation associés au tronçon SP2–SP3, mis en œuvre en PEHD (PN20).

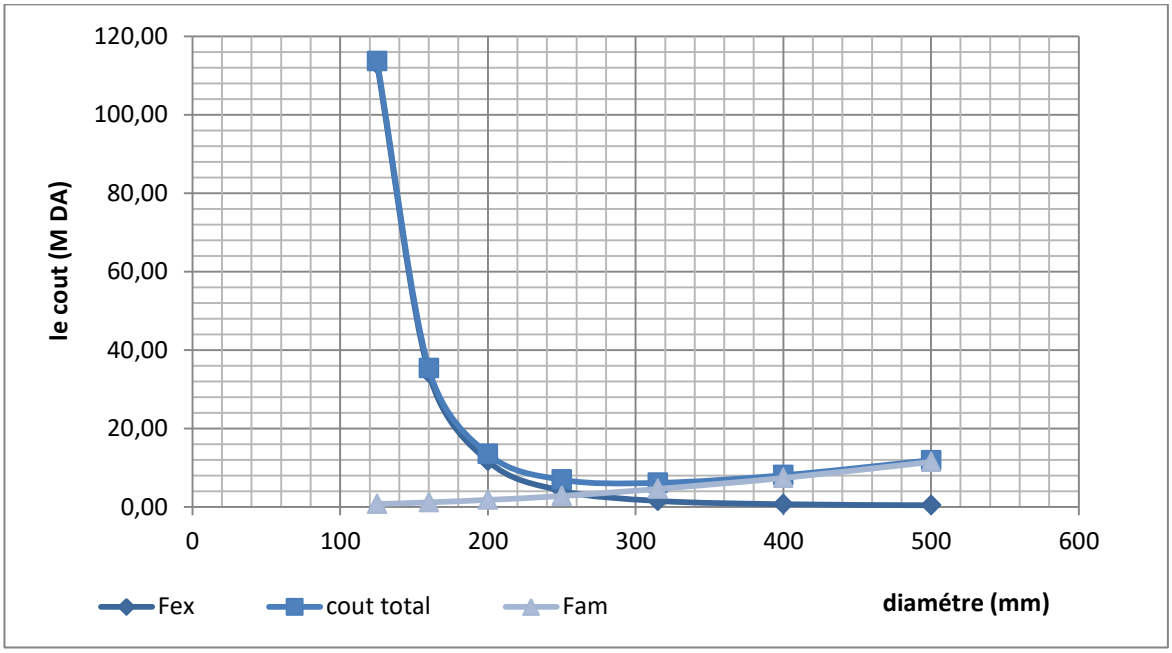


Figure V. 6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (tronçon SP2-SP3) (PEHD, PN20).

En analysant le bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP2-SP3), on a constaté que la hauteur manométrique pour un diamètre économique est supérieure à la pression de service de la conduite de refoulement SP3-RT2. Alors, on sélectionne une HMT inferieure d'ordre de HMT=52.087 m.c.e de diamètre économique 400mm avec une vitesse égale à V=1.4m/s.

Tronçon 3 : station de pompage SP3 vers réservoir tampon RT2 :

Dans le tableau (V.16) sont données les caractéristiques de la conduite de refoulement SP3-RT2 :

Tableau V .16 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement (PN20).

Tronçon	$Q_{max\,j}$ (m^3/j)	T_f (h)	Lg (m)	Cote(m)		H (m)
				Départ	Arrive	
SP3-RT2	6651.437	20	4135	530	581	51

On calcule le diamètre économique de la conduite de refoulement (SP3-RT2) à l'aide de la formule d'ACHOUR et BENDJAOUI (V.1) présentée par le tableau (V.17) suivant :

Tableau V. 17 : Tableau des diamètres économiques calculés du tronçon (SP3-RT2) (PEHD PN20).

Tronçon	Matériau	$Q_{ref}(l/s)$	$D_{calculé}$(mm)
SP3-RT2	PEHD,PN20	117.57	435

La hauteur manométrique pour les différents diamètres économiques est résumée dans le tableau (V.18) suivant :

Tableau V. 18 : Calcul de la HMT du tronçon SP3-RT2 (PN 20).

D (mm)	Dint (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	HMT (m.c.e)
125	0,1022	4135	117.57	14,339	5211,955	5733,151	5784,151
160	0,1308	4135	117.57	8,754	1567,281	1724,009	1775,009
200	0,1636	4135	117.57	5,596	527,111	579,822	630,822
250	0,2046	4135	117.57	3,578	177,385	195,123	246,123
315	0,2578	4135	117.57	2,254	57,554	63,310	114,310
400	0,3274	4135	117.57	1,397	17,972	19,769	70,769
500	0,4092	4135	117.57	0,894	6,066	6,673	57,673

Voici le calcul des frais d'exploitation en fonction des diamètres, résumé dans le tableau (V.19) suivant :

Tableau V .19 : Frais d'exploitation du tronçon SP3-RT2(PN20).

D (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	Frais d'exploitation (MDA)
125	8323,721363	60763165,95	77,23
160	2554,338637	18646672,05	23,70
200	907,7884217	6626855,478	8,42
250	354,1851958	2585551,929	3,29
315	164,4983979	1200838,305	1,53
400	101,8407004	743437,1128	0,94
500	82,99409488	605856,8926	0,77

Les frais d'investissement du tronçon SP3-RT2 pour les diamètres économiques sont présentés dans le tableau (V.20) suivant :

Tableau V .20 : Frais d'investissement du tronçon SP3-RT2.

D (mm)	Dint (mm)	Longueur (m)	L'amortissement Annual	Prix unitaire (DA)	Frais d'investissement (MDA)
125	0,1022	4135	0,089	1362,11	0,50
160	0,1308	4135	0,089	2153,11	0,79
200	0,1636	4135	0,089	3345,54	1,23
250	0,2046	4135	0,089	5176,9	1,91
315	0,2578	4135	0,089	8493,77	3,13
400	0,3274	4135	0,089	13656,47	5,03
500	0,4092	4135	0,089	21184,46	7,80

Le bilan économique du tronçon SP2-R Béni-Abbes est présenté dans le tableau (V.21) suivant :

Tableau V. 21 : Le bilan économique du tronçon SP3-RT2 (PEHD, PN20).

D (mm)	frais d'investissement (MDA)	frais d'exploitation (MDA)	Bilan (MDA)
125	0,50	77,23	77,73
160	0,79	23,70	24,49
200	1,23	8,42	9,65
250	1,91	3,29	5,19
315	3,13	1,53	4,65
400	5,03	0,94	5,97
500	7,80	0,77	8,57

La figure V.7 présente le bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon SP3–RT2, réalisé avec des conduites en PEHD, PN20.

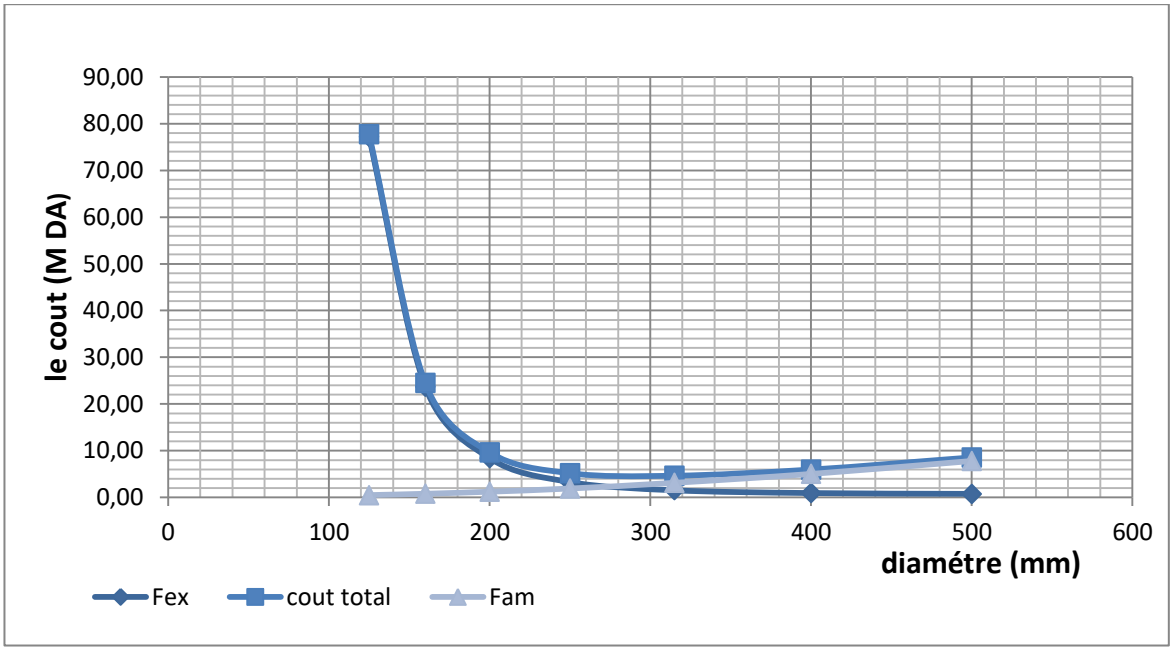


Figure V. 7 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitations (tronçon SP3-RT2) (PEHD, PN20).

D'après l'analyse du bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP3-RT2), on a trouvé que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP3-RT2) est D=400mm avec V=1.4m/s.

Voici le tableau (V.22) regroupant les résultats du calcul hydraulique pour les tronçons de refoulement pour notre projet d'étude à l'horizon 2055.

Tableau V. 22 : Récapitulation des résultats des tronçons de refoulement.

Tronçons	Q_{ref}(l/s)	Déc (mm)	Vitesse (m/s)	HMT (m.c.e)	Matériau	PN
SP1-RT1	121	400	1.43	166.136	PEHD	PN20
SP2-SP3	117.57	400	1.4	52.087	PEHD	PN20
SP3-RBéni Abbes	117.57	400	1.4	70.76	PEHD	PN20

V.5.3. Dimensionnement des conduites gravitaires:

Dans l'adduction gravitaire, le terrain présente une configuration topographique avantageuse, caractérisée par une source d'eau située à une altitude supérieure au point de stockage avec une pente hydraulique favorable.

- **Tronçon 4 : réservoir 2*1000 RT1vers station de pompage SP2 :**

Voici le tableau (V.23) présentant la longueur équivalente de la conduite allant du réservoir tampon RT1 (2*1000) vers la station de pompage SP2.

Tableau V 23 : La longueur du tronçon 04 d'adduction gravitaire.

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur equivalent (m)
1	Reservoir 2*1000	Piquage1	1897	2086.7
2	Piquage1	Reservoir Zeghamra	308	338.8
3	Piquage1	Piquage2	1853	2038.3
4	Piquage2	Station de pompageSP2	466	512.6

Les altitudes du tronçon RT1-SP2 sont données par le tableau (V.24) suivants :

Tableau V 24 : Les altitudes du tronçon RT1-SP2.

N° Point	Point	C_t(m)	Longueur géométrique (m)	Longueur equivalent (m)	DH_d	Pente hydraulique
C4	RT1	672	4216	4262.6	155	0.0334
	SP1	512				

Le diamètre avantageux du tronçon 4 est calculé par la formule (III.20) et représenté par le tableau (V.25) suivant :

Tableau V 25 : Le diamètre avantageux pour le tronçon RT1-SP2 (PEHD,PN16).

Tronçons	Débit (l/s)	Longueur equivalent (m)	$D_{calculé}$ (mm)	D_N (mm)	DH (m)	Vitesse (m/s)
RT1-Piq1	121	2086.7	228	250	35,577	2,466
Piq1-Piq2	117.57	2038.3	216	250	55,258	2,965
Piq2-SP2	117.57	512.6	216	250	13,842	2,958
Piq1-R Zeghamra	3.18	338.8	0.054	86	1.214	0.54

La charge pour chaque point de piquage est présentée dans le tableau (V.26) ci-dessus :

Tableau V. 26 : La pression pour chaque pointe de piquage dans le tronçon RT1-SP2 (PEHD, PN16).

Point	Cote de terrain naturel (m)	Cp(m)	H(m)
Piq1	550	638,423	88,423
Piq2	510	583,164	71,164
SP2	512	569,322	52,322

- ✓ P1 : point de desserte pour Zeghamra.
- ✓ P2 : point de desserte pour caserna.

a. Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire (RT1-SP2) sont présentés dans le tableau (V.27) :

Tableau V. 27 : Frais d'investissement de la conduite gravitaires RT1-SP2(PEHD,PN16).

Tronçons	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Frais d'investissement (M DA)
RT-Piq1	250	1897	4324.44	0,82033
Piq1-Piq2	250	1853	4324.44	0,8013
Piq2-SP2	250	466	4324.44	0,2015
Piq1-R Zeghamra	86	308	283,97	0.08746,
Investissement				**1,823**

- ➢ **Tronçon 5 : réservoir RT2vers réservoir Béni Abbes :**

La longueur équivalente de la conduite reliant le réservoir tampon RT2 au réservoir Béni Abbes est présenté dans le tableau (V.28) ci-dessus :

Tableau V. 28 : La longueur du tronçon 05 d'adduction gravitaire RT2-R Béni Abbes (PEHD,PN16).

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalent (m)
5	Réservoir T2	Piquage 3	15665	17231,5

6	Piquage 3	Piquage 4	1791	1970,1
7	Piquage 4	Piquage 5	4837	5320,7
8	Piquage 5	Piquage 6	2859	3144,9
9	Piquage 6	Piquage 7	2835	3118,5
10	Piquage 7	R Béni Abbes	2997	3296.7

Les altitudes du tronçon RT2-R Béni Abbes sont données par le tableau (V.29) suivant :

Tableau V .29 : Les altitudes du tronçon RT2-R Béni Abbes.

Point du piquage	**Point**	C_t **(m)**	**Longueur géométrique (m)**	**Longueur equivalent (m)**	DH_d	**Pente hydraulique**
C4	RT2	574	30984	34082,4	93	0.0027
	Béni Abbes	475				

Le diamètre avantageux du tronçon 5 est calculé par la formule (IV.20) et présente dans le tableau (V.30) ci-après:

Tableau V. 30 : Le diamètre avantageux pour le tronçon RT2-R Béni Abbes.

Conduite	**Débit (l/s)**	**Longueur équivalent (m)**	$D_{calculé}$ **(mm)**	D_N **(mm)**	**DH (m)**	**Vitesse (m/s)**
RT2-Piq3	117,57	17231,5	0,360	400	28,239	0,936
Piq3-Piq4	108,64	1970,1	0,350	400	2,789	0,865
Piq4-Piq5	93.82	5320,7	0,331	400	5,741	0,747
Piq5-Piq6	82.72	3144,9	0,315	315	8,602	1,062
Piq6-Piq7	84.48	3118,5	0,315	315	8,869	1,085
Piq7-RBéni Abbes	79.54	3296,7	0,311	315	8,386	1,021

La charge pour chaque point de piquage est présentée dans le tableau (V,31) ci-dessus :

Tableau V0 31 : La pression pour chaque pointe de piquage dans le tronçon RT2-R Béni Abbes.

Point de piquage	C_t **(m)**	**Cp (m)**	**H (m)**

Piq3	520	545,761	15,761
Piq4	520	542,972	25,181
Piq5	500	537,231	37,231
Piq6	480	528,629	48,629
Piq7	472	519,760	47,760

- ✓ P3 : point de desserte pour l'aérodrome et SAF2.
- ✓ P4 : point de desserte pour SAF1 et SAF3.
- ✓ P5 : point de desserte pour station solaire et éolienne.
- ✓ P6 : point de desserte pour SAF5.
- ✓ P7 : point de desserte pour SAF4.

b. Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire (RT2-R Béni Abbes) sont présentés dans le tableau (V.32) :

Tableau V .32 : Frais d'investissement de la conduite gravitaires RT2-Béni Abbes**.**

Tronçons	D_N **(mm)**	**Longueur (m)**	**Prix unitaire (DA)**	**Frais d'investissement (M DA)**
RT-Piq3	400	15665	13656,47	213,93
Piq3-Piq4	400	1791	13656,47	24,46
Piq4-Piq5	400	4837	13656,47	66,06
Piq5-Piq6	315	2859	8493,77	24,28
Piq6-Piq7	315	2835	8493,77	24,08
Piq7-RBéni Abbes	315	2997	8493,77	25,46
Investissement				**378,263**

V.5.4. Récapitulation des résultats des tronçons du réseau d'adduction :

Le tableau (V.33) ci-après récapitule l**es** résultats des calculs hydrauliques pour chaque tronçon du réseau d'adduction :

Tableau V 33 : Récapitulation des calculs des tronçons de l'adduction.

Tronçons	Type d'écoulement	Débit (l/s)	D_N (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Matériau
SP1-RT1	Refoulement	121	400	1.438	2605	PEHD PN20
RT1-Piq1	Gravitaire	121	250	2,466	1897	PEHD PN16
Piq1-Piq2	Gravitaire	117.82	250	2,965	1853	PEHD PN16
Piq2-SP2	Gravitaire	117.57	250	2,958	466	PEHD PN16
P1-R Zeghamra	Gravitaire	3.18	86	0.54	308	PEHD PN16
SP2-SP3	Refoulement	117.57	400	1.4	6084	PEHD PN20
SP3-RT2	Refoulement	117.57	400	1.4	4135	PEHD PN20
RT2-Piq3	Gravitaire	117.57	400	0,936	15665	PEHD PN16
Piq3-Piq4	Gravitaire	108.64	400	0,865	1791	PEHD PN16
Piq4-Piq5	Gravitaire	93.82	400	0,747	4837	PEHD PN16
Piq5-Piq6	Gravitaire	92.72	315	1,062	2859	PEHD PN16
Piq6-Piq7	Gravitaire	84.48	315	1,085	2835	PEHD PN16
Piq7-R Béni Abbes	Gravitaire	79.54	315	1,021	2997	PEHD PN16

V.6. Simulation hydraulique du réseau sur Epanet :

EPANET est un logiciel de modélisation, permettant de simuler le fonctionnement hydraulique de réseau de l'eau potable, il permet notamment de calculer le débit circulant dans chaque conduite, déterminer les pressions en chaque nœud, ainsi que d'analyser les pertes de charge et les vitesses d'écoulement dans l'ensemble du système. Cette simulation permet de modéliser les systèmes d'adduction et de s'assurer qu'il transporte les débits voulu avec des vitesses et pressions convenables.

Les résultats de la simulation hydraulique portent sur deux sections principales du réseau d’adduction :

- **La première partie**, allant de la station de pompage SP1 jusqu’au réservoir tampon RT2.
- **La seconde partie**, reliant le réservoir RT2 au réservoir de Béni Abbés.

La figure V.8 montre les principaux résultats de la simulation hydraulique des tronçons SP1–RT2 :

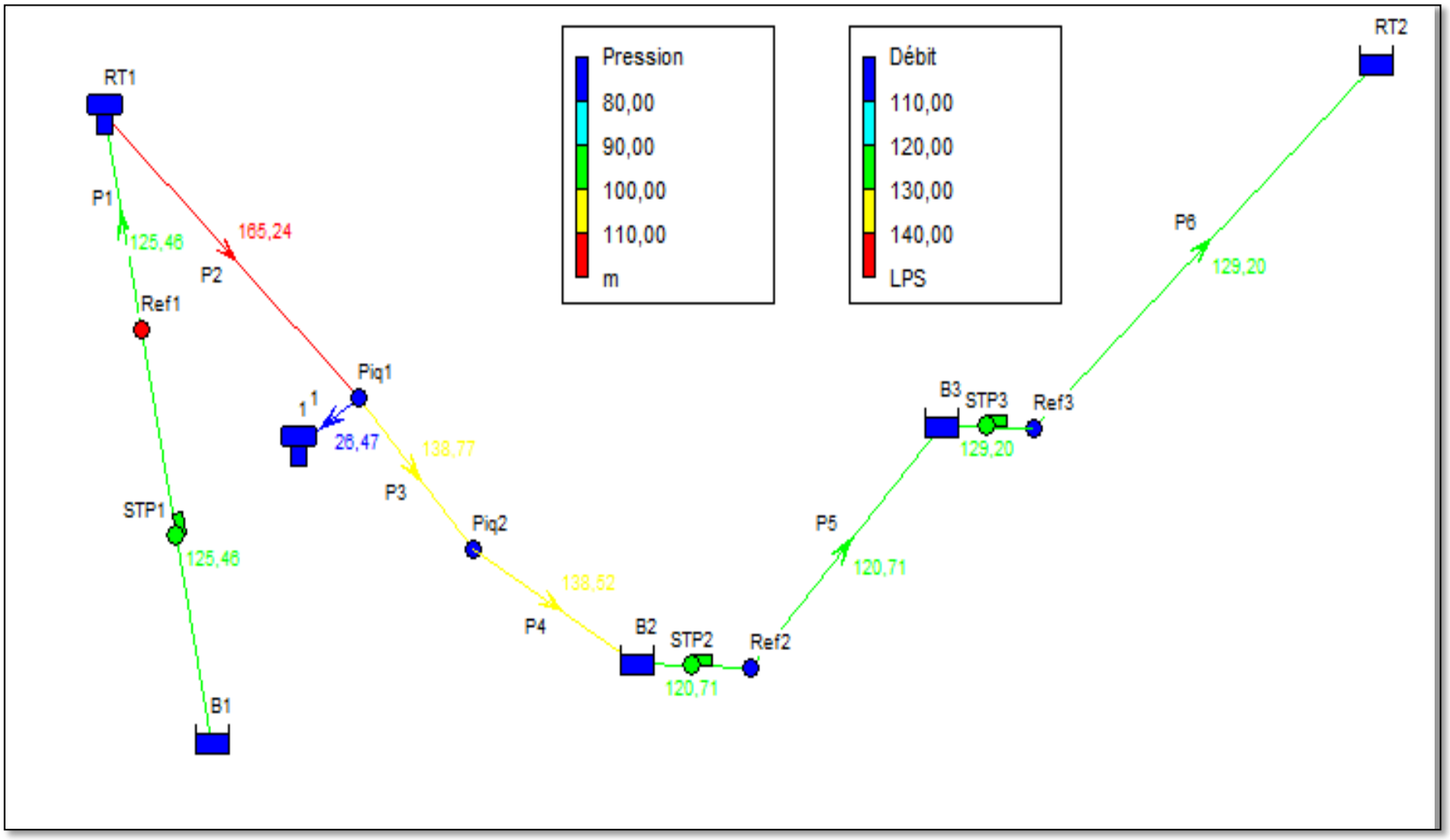


Figure V 8 : Résultats de la simulation hydraulique des tronçons SP1–RT2.

La figure V.9suivant illustre les résultats issus de la simulation hydraulique effectuée sur les tronçons allant de RT2 jusqu'à Béni Abbés.

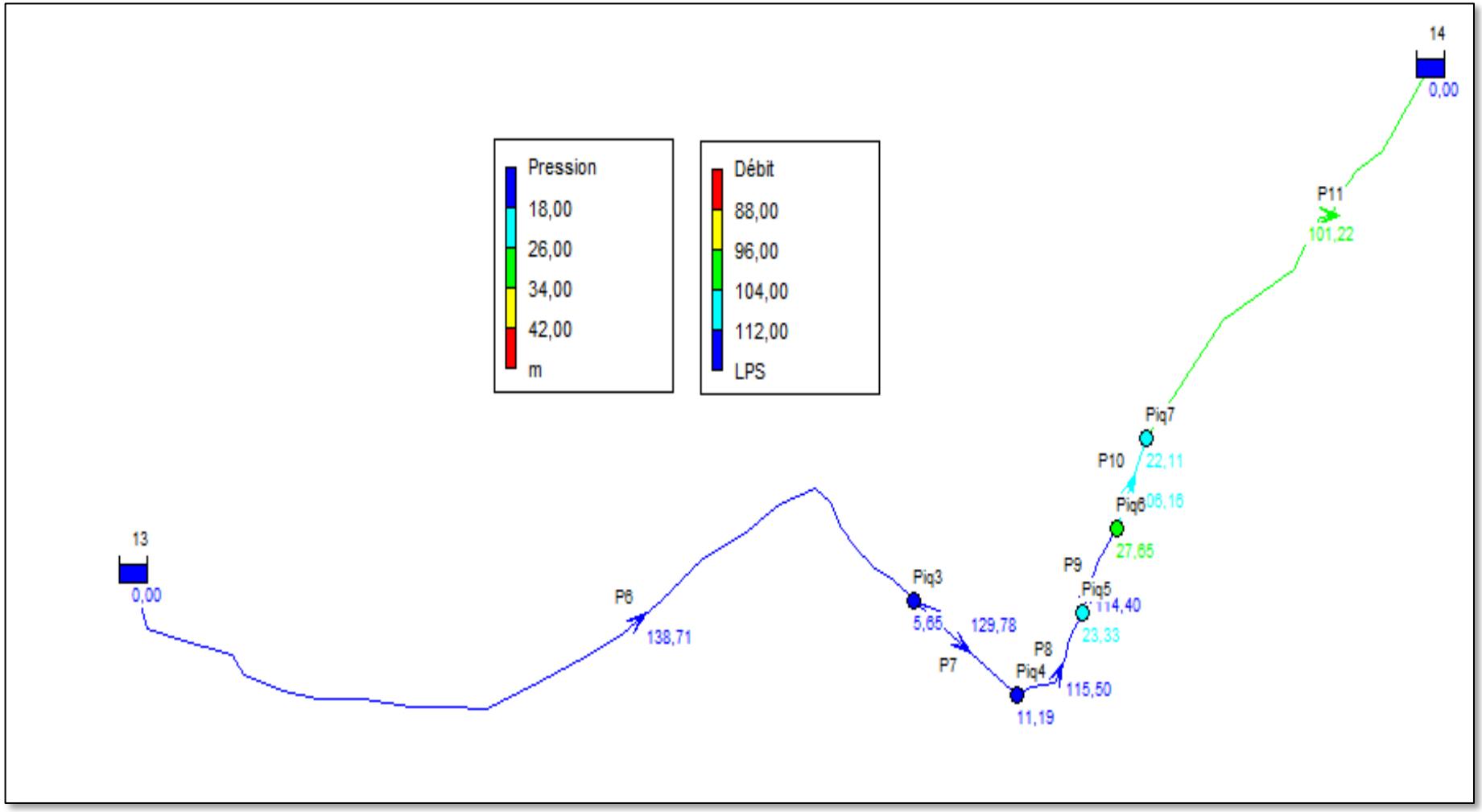


Figure V. 9 : Résultats de la simulation hydraulique des tronçons RT2-R Béni Abbé.

a. La première partie SP1-RT2 :

Les résultats de simulation des tronçons SP1-RT 2 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.34 : Résultats de la simulation hydraulique du tronçon SP1–RT2.

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau C1	165,24	3,37
Tuyau C3	138,77	3,49
Tuyau C4	138,52	3,48
Tuyau Ref2	120,71	1,43
Tuyau Ref3	129,20	1,53
Tuyau Ref1	125,46	1,49
Tuyau C2	26,47	4,56
Pompe STP1	125,46	0,00
Pompe STP3	129,20	0,00
Pompe STP2	120,71	0,00

b. La deuxième partie RT2-R Béni Abbes :

Les résultats de simulation du tronçon RT2–Réservoir de Béni abbés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 35 : Résultats de la simulation hydraulique du tronçon RT2–R Béni Abbes.

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau C8	114,40	1,47
Tuyau C9	106,16	1,36
Tuyau C5	138,71	1,10
Tuyau C6	129,78	1,03
Tuyau C7	115,50	0,92
Tuyau C10	101,22	1,30

V.6.1. Analyse des résultats de la simulation :

L'analyse des résultats de simulation révèle que les débits extraits des réservoirs tampons, ainsi que les débits refoulés par les stations de pompage, sont nettement supérieurs aux valeurs de calcul retenues lors du dimensionnement. Cette situation justifie

la mise en place d'un dispositif de régulation par vannage, permettant de maîtriser les écoulements et d'éviter toute perturbation du régime hydraulique.

Pour contrôler les débits transitant dans notre réseau d'adduction, des vannes sont installées.

À la sortie des réservoirs tampons RT1 et RT2, afin de réguler le débit sortant et d'assurer une alimentation du réseau dans des conditions optimales.

En aval des stations de pompage SP1, SP2 et SP3, pour maîtriser les débits refoulés et prévenir les risques de surpressions ou de déséquilibres hydrauliques.

PV.6.1 Analyse des résultats de simulation intégrant la régulation par vannage :

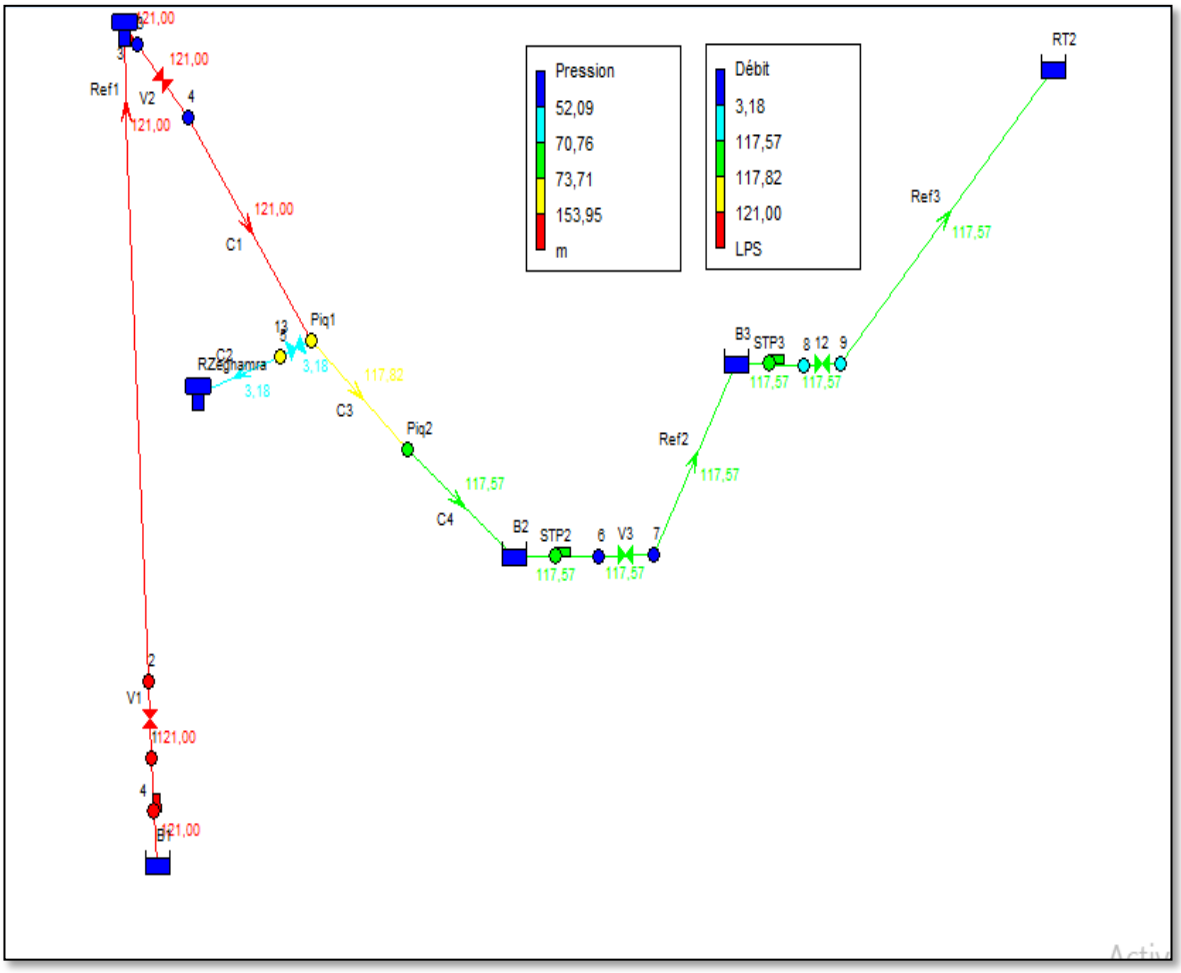


Figure V 10 : Résultats de la simulation hydraulique des tronçons SP1–RT2.

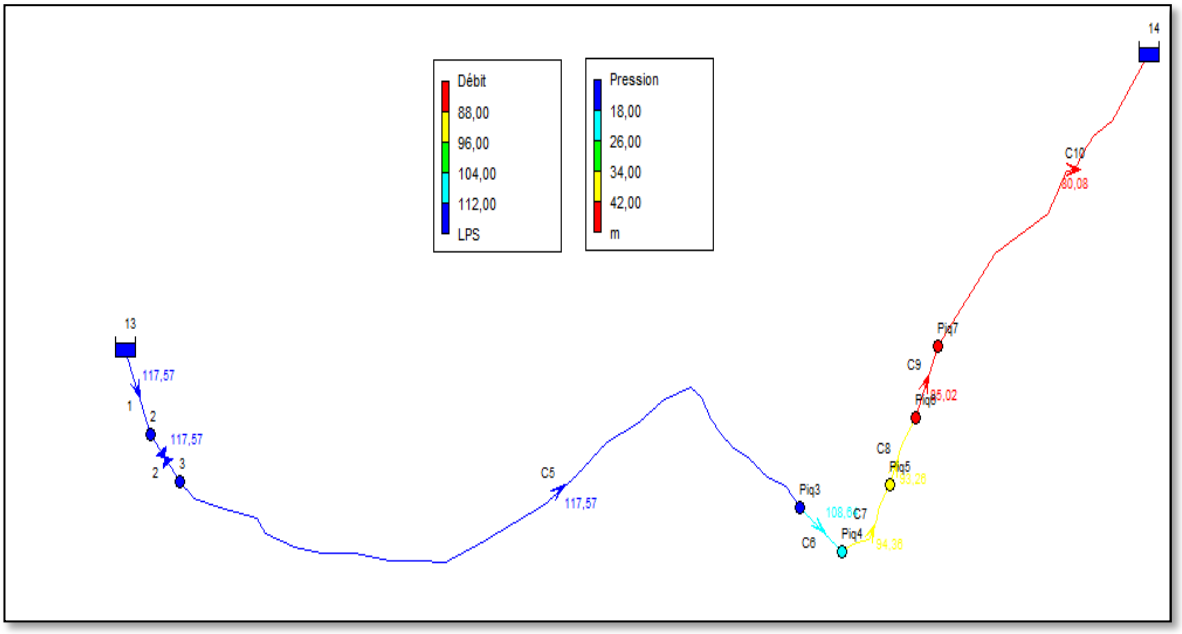


Figure V .11 : Résultats de la simulation hydraulique des tronçons RT2-R Béni Abbé.

Les tableaux (V.36, V.37, V.38 et V.39) présentent respectivement les résultats des simulations pour les deux parties SP1-RT2 ET RT2-Réservoir Béni Abbes :

Tableau V 36 : Les valeurs des pressions du SP1 à RT2.

ID Noeud	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud Piq1	3,18	638,43	88,43
Noeud Piq2	0,25	583,18	71,18
Noeud Ref2	0,00	566,88	49,88
Noeud Ref3	0,00	599,79	62,79
Noeud Ref1	0,00	687,15	162,15

Le tableau V.37 regroupe les valeurs des débits et vitesses observées le long du tronçon SP1–RT2, telles que générées par la simulation hydraulique.

Tableau V .37 : Les valeurs des débits et vitesses du SP1 à RT2.

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau P2	120,96	2,46	17,05
Tuyau P3	117,78	2,96	27,11
Tuyau P4	117,53	2,96	27,00
Tuyau P5	117,98	1,40	4,37
Tuyau P6	117,73	1,40	4,35
Tuyau P1	121,08	1,44	4,59

Les résultats de simulation du tronçon RT2–Réservoir de Béni abbés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Les valeurs des pressions du RT2 à R Béni Abbes.

ID Noeud	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud Piq5	1,10	537,19	37,19
Noeud Piq6	8,24	526,46	46,46
Noeud Piq7	4,94	517,49	45,49
Noeud Piq3	8,93	545,78	15,78
Noeud Piq4	14,28	542,99	22,41

Le tableau V.38 présente les valeurs des débits et des vitesses entre RT2 et la région de Béni Abbés.

Tableau V. 38 : Les valeurs des débits et vitesses du RT2 à R Béni Abbes.

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau P9	93,23	1,20	3,41
Tuyau P10	84,99	1,09	2,88
Tuyau P6	117,54	0,94	1,64
Tuyau P7	108,61	0,86	1,41
Tuyau P8	94,33	0,75	1,09
Tuyau P11	80,05	1,03	2,57

Grâce au vannage de débit, les débits extraits des réservoirs tampons (RT1, RT2), ainsi que les débits refoulés par les stations de pompage (SP1, SP2, SP3), restent conformes aux limites de dimensionnement, assurant ainsi un fonctionnement stable et sécurisé du réseau.

En plus l'utilisation du logiciel EPANET a permis de valider et d'ajuster les diamètres des conduites du réseau d'adduction .initialement calculés à l'aide de méthodes analytiques classiques .la simulation a permis de vérifier le bon dimensionnement des conduites en tenant compte des débits à transférer et des pertes de charge associées. Les résultats obtenus montrent que les vitesses d'écoulement sont globalement comprises entre 0,5 m/s et 3 m/s, ce qui permet de limiter les risques de dépôts dans les conduites. De plus,

les pressions relevées aux différents nœuds restent compatibles avec les exigences des usages et garantissent une bonne protection des installations hydrauliques.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionne deux typés de conduites : les conduites gravitaires et les conduites de refoulement, en tenant compte des besoins hydrauliques et des conditions topographiques du terrain. Sur une longueur totale de 45 km, l'analyse technico-économique appliquée aux conduites de refoulement a permis de retenir des diamètres optimaux en PEHD PN20 d'ordre de 400mm. Concernant l'adduction gravitaire, les diamètres avantageux calculés se situent entre 400 mm .250mm et 315 mm, selon les tronçons et les débits à acheminer.

Chapitre VI: Pompage et protection anti-bélier

Introduction :

Dans notre système d'adduction d'eau potable, l'objectif de la station de pompage est d'assurer le débit requis ainsi que la hauteur manométrique totale nécessaire pour acheminer l'eau d'un point bas à un niveau topographique plus élevé. Le fonctionnement optimale de la station de pompage repose sur une étude approfondie et sur le choix adéquat des pompes installées, tout en limitant les risques de coups bélier et de cavitation.

VI.1. Définition d'une pompe :

Une pompe est un dispositif mécanique destiné à aspirer et refouler un fluide. Son rôle principal est de transférer l'eau d'un point bas vers un point plus élevé en convertissant l'énergie électrique en énergie hydraulique. Elle fournit ainsi un débit Q sous une hauteur manométrique H. Lors de son passage à travers la pompe, le liquide acquiert de l'énergie, ce qui lui permet de franchir la différence de pression entre une zone de basse pression et une zone de haute pression**. [7]**

VI.1.1. Choix d'une pompe :

Les critères de choix du type de pompe dépendent des plusieurs paramètres hydrauliques topographiques et fonctionnels, tels que: **[8]**

- Assurer le débit requis, en plus la hauteur manométrique totale (HMT) nécessaire pour notre terrain, tout en garantir le meilleur rendement.
- Minimiser autant que possible la puissance absorbée.
- Privilégier un encombrement et un poids réduit.
- Choisir une vitesse de rotation élevée.
- Prendre en compte la charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimal.
- Vérifier la condition de non cavitation doit être vérifie.

VI.1.2. Choix d'emplacement d'une station de pompage :

Le choix de l'emplacement d'une station de pompage doit satisfaire à des critères techniques, financiers et réglementaires, tels que :

- **Proximité de la prise d'eau** : La prise d'eau doit être située si possible à proximité de la station de pompage, elle-même idéalement implantée près de la ville alimentée, afin de diminuer les coûts d'investissement et d'exploitation.

- **Stabilité du sol** : Station de pompage et la prise d'eau doivent impérativement être implantées sur des sols stables et hors des zones sismiques. Des distances doivent également être respectées, à l'image d'une distance minimales doivent également être à respecter entre station de pompage et prise d'eau.
- **Conformité environnementale** : L'emplacement de la prise d'eau doit avoir fait l'objet d'un avis favorable des services compétents en charge de la santé publique et de la protection de l'environnement, garantissant la qualité de la ressource et permettant sa captation dans un milieu naturel préservé.
- **Sécurité** : Les différents équipements de la station de pompage doivent absolument être installés hors des zones inondables, à l'écart des zones où le risque de crue est maximal, afin d'éviter tout endommagement lors de fortes montées des eaux.

VI.1.3. Choix du nombre de pompes :

Le choix du nombre de pompes à installer dans un système de pompage se base sur plusieurs paramètres techniques et d'exploitation pour maximiser les performances, la sécurité et l'efficacité énergétique du système, dont : **[8]**

1. **Nombre minimal des pompes :**

Le nombre minimal de pompes à installer un système dépend de la demande en eau, de la quantité hydraulique requise par pompe. Il faudra en installer à partir de deux en parallèle pour assurer la continuité de service en cas de panne de un appareil.

2. **Optimisation du rendement global :**

Le choix du nombre des pompes doit s'orienter vers le meilleur rendement énergétique possible. Le recours à plusieurs pompes peut permettre une bonne répartition de la charge et le fonctionnement dans des plages de rendement optimales, et ainsi limiter les pertes.

3. **Respect du NPSH requis minimale :**

Le NPSHr est un paramétré empirique à ne pas négliger pour éviter les risques de cavitation pouvant détériorer les pompes. Le nombre de pompes doit être choisi de sorte à garantir que les conditions d'aspiration obéissent à la valeur minimale du NPSH nécessaire pour un fonctionnement sûr et durable.

4. Réduction de la puissance absorbée :

La détermination du nombre de pompes doit également intégrer la consommation énergétique globale du système. Il faut rechercher à optimiser la puissance absorbée par le choix du nombre de pompes et de leur régime de fonctionnement.

VI.2. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

La courbe caractéristique d'une conduite de refoulement représente la relation entre la hauteur manométrique totale (HMT) et le débit refoulé, pour une canalisation de diamètre (D) et de longueur (L), sous l'effet de la variation des pertes de charge totales.

La représentation de cette courbe s'appuie sur l'équation (VI.1) présentée ci-après :

$$\boldsymbol{H_c = H_g + \Delta H_t} \quad \textbf{(VI. 1)}$$

Avec :

Hg : désigne la hauteur géométrique, exprimée en m.

$\boldsymbol{DH_t}$: Les pertes de charge totale, dont le calcul est donné ci-après par la formule de Hazen-Williams :

$$\boldsymbol{\Delta H_t = 1.1 \times \left(\frac{3.592 \times Q}{CHW}\right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}} \quad \textbf{(VI. 2)}$$

Avec :

Q : débit refoule par la pompe en m^3/s.

L : la longueur de la conduite de refoulement en m.

D : diamètre de la conduite de refoulement en m.

CHW: Coefficient de Hazen Williams. (CHW=150, pour PEHD).

VI.2.1. Les courbes caractéristiques des pompes :

Les caractéristiques des pompes sont représentées par des courbes qui résument les paramètres physiques de chaque pompe, ce qui permet de sélectionner le modèle le plus adapté.

Les courbes caractéristiques se composent de quatre types, comme suite :

a. La courbe débit – hauteur, H = f (Q) :

Cette représentation illustre les variations de la hauteur d'élévation en fonction du débit refoulé.

b. La courbe débit – rendement, η = f (Q) :

Cette représentation graphique indique Les valeurs du rendement de la pompe en fonction du débit refoulé.

c. La courbe débit - puissance absorbée, Pabs = f (Q) :

Dans cette courbe, les variations de la puissance absorbée par la pompe sont illustrées en fonction du débit.

d. La courbe débit – (NPSH)r, NPSHr = f (Q) :

Cette courbe met en évidence les variations du (NPSH)r de la pompe par rapport du débit refoulé.

VI.3. Point de fonctionnement des pompes :

Le choix des pompes ne peut se limiter à la simple choix, selon les critères relatifs au type et du nombre de pompes, il est nécessaire de déterminer le point de fonctionnement sa la pompe sélectionnée, ce qui s »effectue par le traçage de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement en fonctionnement (H-Q), en prenant en considération le débit requis , de la longueur et le diamètre (D) de la conduite de refoulement ,ainsi que de la courbe caractéristique de la pompe en fonctionnement (H_c-Q).La détermination des coordonnées (Q_{pf} ,H_{pf}) du point de fonctionnement permet de vérifier la condition de non cavitation et d'assurer que le débit déterminé se situe dans l'intervalle (I_{pf}) de bon fonctionnement de la pompe .

VI.4. Modes de réglage des pompes aux conditions de fonctionnement spécifiques :

D'après le débit demandé ou requis, qu'il soit inférieur ou supérieur au débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe, on peut identifier les modes de réglages suivants :

VI.4.1. Débit disponible > Débit appelé :

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est supérieur au débit demandé, on régule l'excès de débit existant en utilisant l'un des modes de réglage suivants :

a. Réglage qualitatif : il s'agit de diminuer la vitesse de rotation de la pompe choisie.

b. **Réglage quantitatif (ou vannage) :** Cette méthode consiste à fermer partiellement la vanne de refoulement pour réduire le débit tout en maintenant la vitesse de rotation de la pompe.

c. **Réduction du temps de pompage :** Ce mode concerne surtout les cas où l'on pompe dans un réservoir.

VI.4.2. Débit disponible < Débit appelé :

Lorsque le débit réel fourni par la pompe se trouve être inférieur au débit demandé, on peut adopter a les modes de réglage suivants :

a. **Réglage qualitatif :** par augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
b. **Changement du type de la pompe sélectionnée.**
c. **Couplage de pompes**.

Le choix de chacune de ces modes doit viser à minimiser les pertes de rendement global du système, et à assurer une réduction maximale de la puissance absorbée.

VI.5. Etude de la cavitation :

La cavitation est un phénomène hydrodynamique qui se produit dans les pompes lorsque la pression du liquide aspiré devient inférieure à la pression de vaporisation du liquide à la température correspondante, dans ce cas, le liquide commence à s'évaporer localement en faible pression, formant des bulles de vapeur dans cette zone. En règle générale, cela se produit à l'entrée de la roue de direction (turbine), lorsque ces bulles sont déplacées vers des sections à forte pression de la pompe, elles implosent en libérant de l'énergie sous forme de chocs de pression. Le processus provoque: Une érosion accélérée desdites surfaces métalliques, principalement de la roue, des mouvements vibratoires, et une perte de performances hydrauliques.

Afin de prévenir la cavitation, il est nécessaire que la pompe réponde à la condition (VI.3) suivante :

$$NPSH_r < NPSH_d \quad \textbf{(VI.3)}$$

Avec :

$$\mathbf{NPSH_d = NPSH_r + r} \quad \textbf{(VI.3)}$$

Tel que :

$(\mathbf{NPSH})_r$: La charge nette d'aspiration requis et fournier par le constructeur.

$(\mathbf{NPSH})_d$: La charge nette d'aspiration disponible et fournier par l'installateur.

r : marge de sécurité r = (0.3-0.5)m, pour notre cas, on prendre r = 0.3m.

VI.6. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :

La hauteur d'aspiration admissible pour les différents types d'installations est calculée comme suit :

- Dans le cas des installations en charge, la hauteur d'aspiration admissible se détermine par la formule (VI.4) :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)r + r - P_{at} + T_v + \frac{{V_a}^2}{2\times g} + Dh_{asp} \qquad \textbf{(VI.4)}$$

Dans le cas des installations en aspiration, la hauteur d'aspiration admissible se détermine par la formule (VI.5).

$$h_{asp}^{adm} = -(NPSH)r - r + P_{at} - T_v - \frac{{V_a}^2}{2\times g} - Dh_{asp} \qquad \textbf{(VI.5)}$$

Avec :

Va : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration en m/s.

P_{atm} : Pression atmosphérique (m.c.e) calculée comme suite :

$$P_{atm} = 10.33 - 0.00139 \times H \qquad \textbf{(VI.6)}$$

Avec :

H : l'altitude de la station de pompage en m.

T_v : Tension de vapeur d'eau en m.c.e, pour notre cas d'étude, on va choisira la tension de vapeur d'eau pour température de 20°C, donc $T_v$sera égal a$0.24\ m.c.e$.

Tableau VI. 1 : Variation de la tension de vapeur d'eau (m.c.e) en fonction de la température (°C).

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

Les pertes de charge totales, côté aspiration, sont obtenues à partir de la formule (VI.7) suivante.

$$\boldsymbol{Dh_{asp} = (1.1 - 1.15) \times Dh_{asp}^{lin}} \quad \textbf{(VI. 7)}$$

Tel que :

$$\boldsymbol{Dh_{asp}^{lin} = (\frac{3.592 \times Q}{CHW})^{1.852} \times \frac{L}{Da^{4.87}}} \quad \textbf{(VI. 8)}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite d'aspiration en m.

Q : débit pompe par une seule pompe enm^3/s.

$\boldsymbol{D_a}$: Diamètre de la conduite d'aspiration, détermine par la relation(VI.9) suivante :

$$\boldsymbol{D_a = (1.2 - 1.5)da} \quad \textbf{(VI. 9)}$$

Avec :

$\boldsymbol{da}$: Diamètre de la tubulure d'aspiration en mm

VI.7. Calage de la pompe :

La formule (VI.10) suivante permet de calculer le niveau de l'axe de la pompe dans une installation en charge.

$$\boldsymbol{\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r} \quad \textbf{(VI. 10)}$$

Pour l'installation en aspiration, le niveau de l'axe de la pompe est calculé par la formule (VI.11) suivante :

$$\boldsymbol{\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r} \quad \textbf{(VI. 11)}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\nabla_{min} = Cp - h + hinc} \quad \textbf{(VI. 12)}$$

Tel que :

$\boldsymbol{\nabla_{axe}}$: Le niveau de l'axe de la pompe (m NGA).

$\boldsymbol{\nabla_{min}}$: Le niveau minimal du plan d'aspiration (m NGA).

$\boldsymbol{Cp}$: La cote du plan d'eau dans le réservoir (m NGA).

$\boldsymbol{h}$: La hauteur d'eau dans le réservoir (m).

$\boldsymbol{hinc}$: La hauteur d'incendie dans le réservoir en m.

VI.8. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :

VI.8.1. La hauteur du bâtiment :

Calculé par la relation (V.13) suivante :

$$\boldsymbol{H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9} \quad \textbf{(V. 13)}$$

Tel que, H_5est la hauteur totale de la pompe H_p,hauteur du socle $H_s$varie entre 0.3 à 0.5m ,en plus hauteur de la réserve égal 0.5m , qui se calcule comme suite :

$$\boldsymbol{H_5 = H_p + H_s + H_r} \quad (\boldsymbol{V.14})$$

Avec :

$\boldsymbol{H_6}$: Hauteur réserve pour l'homme.

$\boldsymbol{H_7}$: Hauteur du chariot.

$\boldsymbol{H_8}$: Hauteur profilée.

$\boldsymbol{H_9}$: Hauteur de la sécurité égale 0.5m.

VI.8.2. La longueur du bâtiment :

Pour déterminer la longueur du bâtiment, on applique la formule(V.15) suivante :

$$\boldsymbol{l_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_e + 2 \times s} \quad (\boldsymbol{V.15})$$

Avec :

$\boldsymbol{n}$ **:** Nombre des pompes en prendre on considération la pompe de secours.

L : la longueur total de la pompe (la partie mécanique plus la partie hydraulique) en m.

$\boldsymbol{L_r}$ **:** Largeur de la salle des machines (m).

$\boldsymbol{L_{int}}$: Distances entre deux pompes voisines(m).

$\boldsymbol{L_{pf}}$:Longueur de la salle des machines(m).

$\boldsymbol{L_e}$: L'espace entre l'amortie électrique et les murs(m).

$\boldsymbol{s}$: Épaisseur du mur égale 0.3m.

VI.8.3. La largeur du bâtiment :

Calcule comme suite :

$$\boldsymbol{l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 4 \times s} \quad (\mathbf{VI.16})$$

Avec :

l_1 : La distance entre mur et premier organe de la pompe.

$\boldsymbol{l_2}$: La largeur de la pompe.

$\boldsymbol{l_3}$: La distance entre la pompe et le mur du couloir prendre égale 1.81m.

$\boldsymbol{l_4}$: La largeur du couloir égale à 1.491m.

VI.8.4. Dimensions des portes :

Pour le bâtiment de la station de pompage, on a deux portes :

Porte principale de 4.2*3 et porte secondaire de dimensions de 2.2*1.2.

VI.8.5. Dimensionnement des fenêtres :

La surface totale des fenêtres est variée entre 10 à 15% de la surface totale de la salle des machines, pour notre bâtiment de station de pompage projeté, on prendre :

$$S_{total\ fen} = 12.5\% \times S_{salle\ machine} \quad (\mathbf{VI.17})$$

Tel que le nombre des fenêtres, calcule comme suite :

$$N_{fen} = \frac{Sfen}{2.2 * 1.4} \quad (\mathbf{VI.18})$$

Telle que la dimension de la fenêtre : 2,2 × 1,4.

VI.9. Choix des pompes pour chaque conduite de refoulement :

Par l'utilisation d'un logiciel de sélection (Caprari), on détermine une gamme de pompes en fonction de la demande, grâce à la définition du débit et la charge nécessaire, en plus le type de pompe utilisé dans notre cas d'étude.

VI.9.1. Refoulement : de station de pompage (SP1) vers réservoir tampon (RT1) :

Les paramètres hydrauliques de refoulement de la station de pompage SP1 sont les suivants :

- $Q = 121 \frac{l}{s}$
- $HMT = 166.136\ m$
- $Hg = 153\ m$

Les résultats du choix des pompes recommandées pour caractéristiques de refoulement SP1-RT1sont résumés dans le tableau (VI.2):

Tableau VI. 2 : les caractéristiques des pompes en fonction de nombre du refoulement SP1-RT1.

N°	Q_p (l/s)	HMT (m)	Q (l/s)	HMT (m,c,e)	η (m)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (kW)	(NPSH) r (m)	Nombre d'étage
1	121	166,132	139	171	78.4	1450	297	2,45	6

2	60.5	166,132	69.4	171	78.4	1450	149	2.45	6
3	40.3	166,132	40.3	167	76.1	1450	86.8	1.92	8
4	30.25	166,132	33	170	77.5	2900	72.3	3.61	3

Q_p : débit pompe par un seul pompe(L/s)

Pabs : la puissance absorbée par la pompe en KW.

D'âpres une comparaison entre les pompes N°1N°2 N°3 N°4, on a choisi la variante N°4 de 4 pompes du catalogue CAPRARI et deux pompe de secours, sont des pompes identiques et seront installées en parallèle, nous avons retenu ce choix pour les raisons suivantes :

Elle assure le débit et HMT demandés avec un rendement acceptable et avec des valeurs minimales pour la puissance absorbée, NPSH requis et nombre d'étage.

VI.9.2. Les courbes caractéristiques des pompes:

Ces courbes sont représentées par logiciel de pompage CAPRARI, de type de pompe composé de 4 pompe +2 pompe de secours, de la station de pompage SP1 qui assure le débit et HMT demandés vers le réservoir tampon (RT1) de capacité 2*1000 m^3avec un conduite de refoulement en PEHD PN20, de 2605 m de longueur et 400 mm de diamètre.

La figue(V.1) illustre les courbes caractéristiques de pompe choisie :

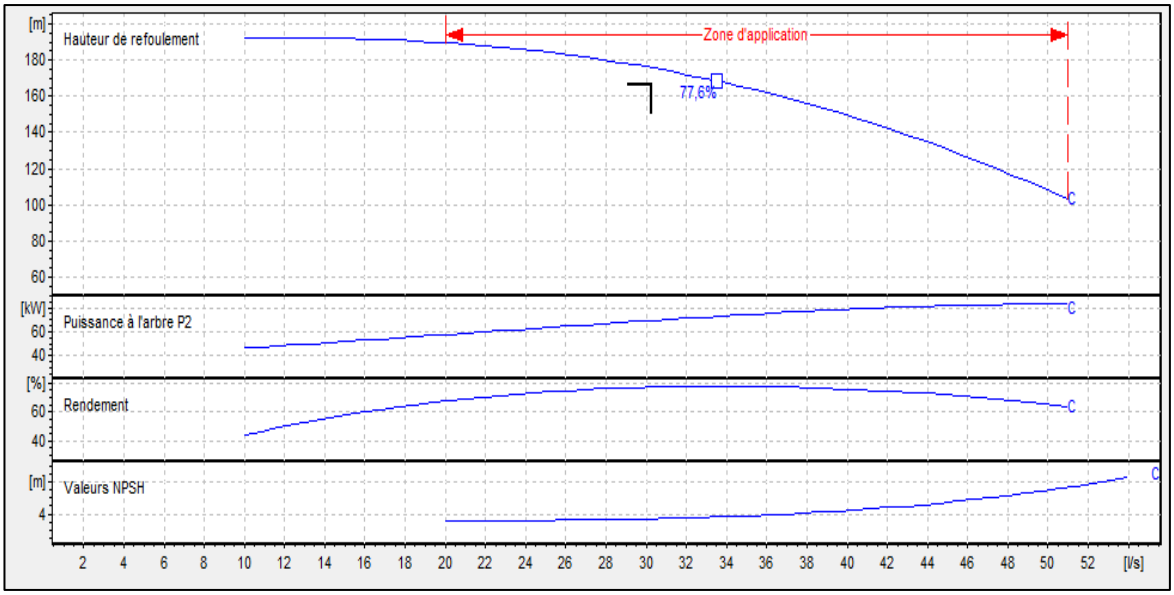


Figure VI 1 : Courbes caractéristiques de la pompe assurant le refoulement SP1-RT1 (Source : Logiciel CAPRARI ,2024)

VI.9.3. La courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1 vers réservoir tampon RT1 :

Les résultats de calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-RT1), de longueur 2605m et de diamètre économique D = 400mm sont résumés dans le tableau(VI.4) suivant :

Tableau VI. 3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-RT1.

Q(l/s)	Hg	L_{eq}(m)	$D_{éc}$(mm)	ΔH_t(m)	H_c (m)
100	153	2865,5	400	9,228	162,228
110	153	2865,5	400	11,010	164,010
120	153	2865,5	400	12,935	165,935
130	153	2865,5	400	15,002	168,002

La figure (VI.2) ci-après présente l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe, selon le modèle choisi et extrait du catalogue, et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-RT1) .afin de déterminer le point de fonctionnement de la pompe.

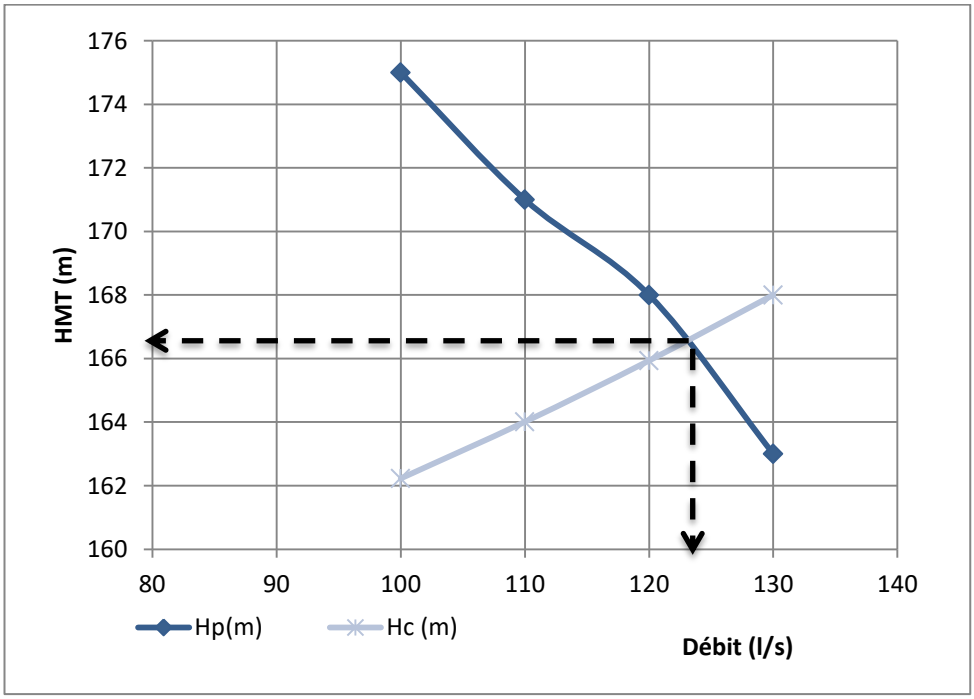


Figure VI.1: Point de fonctionnement de la pompe SP1-RT1.

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 124l/s \\ H_{pf} = 167m \end{cases}$$

Avec le débit demande est $Q_{app} = 121l/s$.

Tel que :$Q_{pf} > Q_{appele}$

Pour garantir le bon fonctionnement de la pompe, on vérifie la condition de l'intervalleI_{fct} suivant :

$$I_{fct} = [90\%Q_{pf}, 110\%Q_{pf}]$$

Dans notre cas : on a$Q_{ap} = 121/s$ avec $Q_{pf} = 124l/s$:

$$\begin{cases} Q_{pf90\%}=111.6\text{l/s} \\ Q_{pf110\%}=136.4\text{l/s} \end{cases}$$

Donc : $Q_{ap} = 121\ l/s \epsilon [111.6\ l/s, 136.4l/s]$, alors notre pompe est réglée.

VI.9.4. Dimensionnement de l'équipement des pompes :

a. Conduite d'aspiration :

Le diamètre de la conduit d'aspiration est déterminer de façon en respectant que Da doit être supérieur a da avec la vérification de la vitesse d'aspiration admissible.

Les résultats obtenus à l'aide de la formule (VI.9) sont regroupés dans le tableau (VI.4) ci-après.

Tableau VI. 4 : caractéristique de la conduite d'aspiration SP1.

Conduite d'aspiration	Longueur (m)	da (mm)	Da (mm)	D_N (mm)	Va (m/s)
Bâche de repris –SP1	10	150	225	225	0.78

b. La hauteur d'aspiration admissible :

Au niveau de la station de pompage, il a été opté pour l'installation du conduit d'aspiration est opté pour une installation en aspiration, tel que la hauteur d'aspiration admissible étant présentée dans le tableau (VI.5) suivant :

Tableau VI. 5 : la hauteur d'aspiration admissible pour la station de pompage SP1.

Conduit d'aspiration	Altitude (m)	P_{atm} (m.c.e)	DH_{asp}^{lin}	Dh_{asp}	T_v	Va (m/s)	h_{sp}^{adm}
Bâche de repris –SP1	525	9.6	0.073	0.080	0.24	1.64	4.33

Vérification :(NPSH)r<(NPSH)d=3.41 notre pompe ne risque pas de cavitation.

c. Calage de la pompe :

Le but de calage de la pompe est de déterminer la position exacte de l'axe de la pompe dans la station de pompage SP1.

Le tableau (VI.6) ci-dessous présente le niveau de l'axe de la pompe calculé à l'aide de la relation (VI.11):

Tableau VI. 6 : présente le niveau e l'axe de la pompe dans la station SP1.

Conduit d'aspiration	∇_{min} (m)	h_{asp}^{adm}	R (m)	∇_{axe} (m)
Bâche de repris –SP1	525	4.33	0.1	529.23

VI.9.5. Dimensionnement de la station de pompage SP1 :

Les dimensions du bâtiment SP1 sont calculées par les relations (VI.13) précédentes, les tableaux suivants en présentent le regroupement.

Pour déterminer la hauteur du bâtiment, il faut d'abord déterminer la hauteur totale de la pompe, les résultats sont présentés dans le tableau (VI.7) suivant :

Tableau VI. 7 : présente la hauteur totale de la pompe dans la station de pompage SP1.

Hauteur total de la pompe	H_p(m)	H_s(m)	H_r(m)	H_5(m)
SP1	0.86	0.3	0.5	1.66

Le calcul de la hauteur du bâtiment de la station s'effectue selon la formule (VI.9) établie précèdent.

Tableau VI. 8 : Présente la hauteur du bâtiment de station SP1.

Hauteur du bâtiment	H_5**(m)**	H_6**(m)**	H_7**(m)**	H_8**(m)**	H_9**(m)**	H_b**(m)**
SP1	1.66	2.2	0.3	0.8	0.5	5.46

La longueur et la largeur du bâtiment de la station SP1 sont présentées dans le tableau (VI.9) ci-après.

Tableau VI. 9 : Présent la longueur du bâtiment SP1**.**

Longueur du bâtiment	**L(m)**	L_{int}**(m)**	L_{pf}**(m)**	L_r**(m)**	L_e**(m)**	**S(m)**	L_b**(m)**
SP1	1.49	2	4.1	1	1	0.3	14.66

Le tableau VI.10 suivant présente la largeur du bâtiment SP1.

Tableau VI. 10 : Présent la largeur du bâtiment SP1.

Largeur du bâtiment	l_1 **(m)**	l_2 **(m)**	l_3 **(m)**	l_4 **(m)**	**S (m)**	l_b **(m)**
SP1	0.9	0.67	1.81	1.9	0.3	6.48

Les dimensions des portes et des fenêtres de la station de pompage SP1 sont présentées dans le tableau (V.11).

Tableau VI. 11 : Récapitulatif des dimensionnements du bâtiment de la station de pompage SP1.

La station	Longueur (m)	Largeur (m)	Epaisseur des murs (m)	Surfaces des fenêtres (m^2)	Nombre des fenêtres	Portes	
						Principale	Secondaire
SP1	15	7	0.3	13.125	5	4.2*3	2.2*1.2

VI.9.6. Refoulement de station de pompage SP2 vers Station de pompage SP3 :

Les paramètres hydrauliques de refoulement de la station de pompage SP2 sont les suivant :

- $Q = 117.57 \frac{l}{s}$
- $HMT = 52.087\ m$
- $Hg = 23\ m$

Les résultats du choix des pompes recommandées en fonction caractéristiques de refoulement SP2-SP3 sont résumés dans le tableau (VI.12) suivant :

Tableau VI. 12 : Caractéristiques des pompes en fonction du nombre de refoulements SP2-SP3.

N°	Qp (l/s)	HMT (m)	Q (l/s)	HMT (m,c,e)	ɳ (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (kw)	(NPSH)r (m)	Nombre étage
1	117.57	52,087	118	74.1	78.5	1450	114	6	2
2	58.785	52,087	58.1	69.9	64.7	1450	61.3	4.57	4
3	39.19	52,087	40	73.4	76	1450	38.1	1.91	3
4	29.39	52,087	30.2	73.9	74	1450	30.2	1.6	4

La résultat du choix est la variante N°3, composée de trois pompe , ainsiqu'une pompe de secours .Nous avons retenu ce choix pour les raisons suivantes :

Elle assure le débit et HMT demandés avec un rendement acceptable et des valeurs minimales pour la puissance absorbée, le NPSH requis et nombre d'étages.

a. Les courbes caractéristiques des pompes choisis :

Ces courbes sont représentées par logiciel de pompage CAPRARI, selon le type de la pompe choisi de station de pompage SP2 , qui assure le débit et la HMT demandés vers la station de pompage SP3 ,avec un conduite de refoulement (PEHD PN20) de 6084 m de longueur et 400 mm de diamètre .

La figue(VI.3) représente les courbes caractéristiques de pompe choisie :

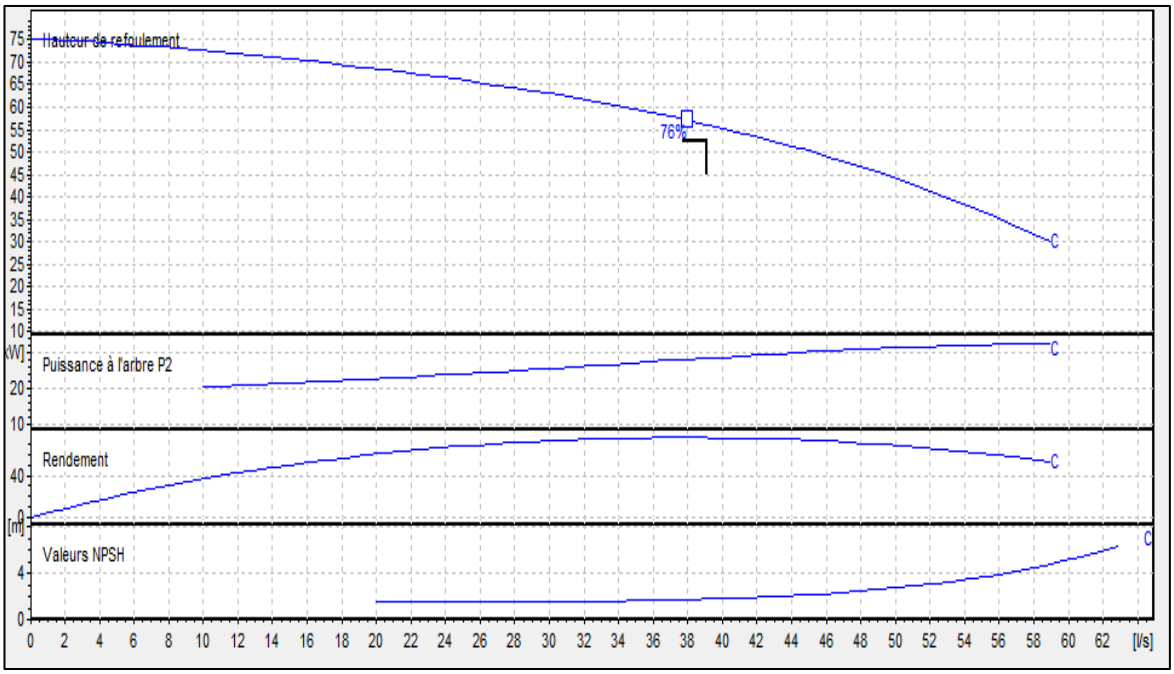


Figure VI.2: Exemple de courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP2-SP3. (Logiciel CAPRARI ,2024)

b. La courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2 vers la Station de pompage SP3:

Les calculs de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-SP3) de longueur 6084 m et de diamètre économique D= 400 mm sont regroupés dans le tableau (VI.13) suivant :

Tableau VI. 13 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2-SP3.

Q(l/s)	Hg	L_{eq}(m)	$D_{éc}$(mm)	ΔH_t(m)	H_c (m)
80	23	6692,4	400	14,257	37,257

90	23	6692,4	400	17,732	40,732
100	23	6692,4	400	21,553	44,553
110	23	6692,4	400	25,714	48,714
120	23	6692,4	400	30,210	53,210
130	23	6692,4	400	35,038	58,038
140	23	6692.4	400	40,192	63,192

La figure (VL.4) présente l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe avec la courbe caractéristique de la conduite de refoulement. Permettant de déterminer l5point de fonctionnement de la pompe.

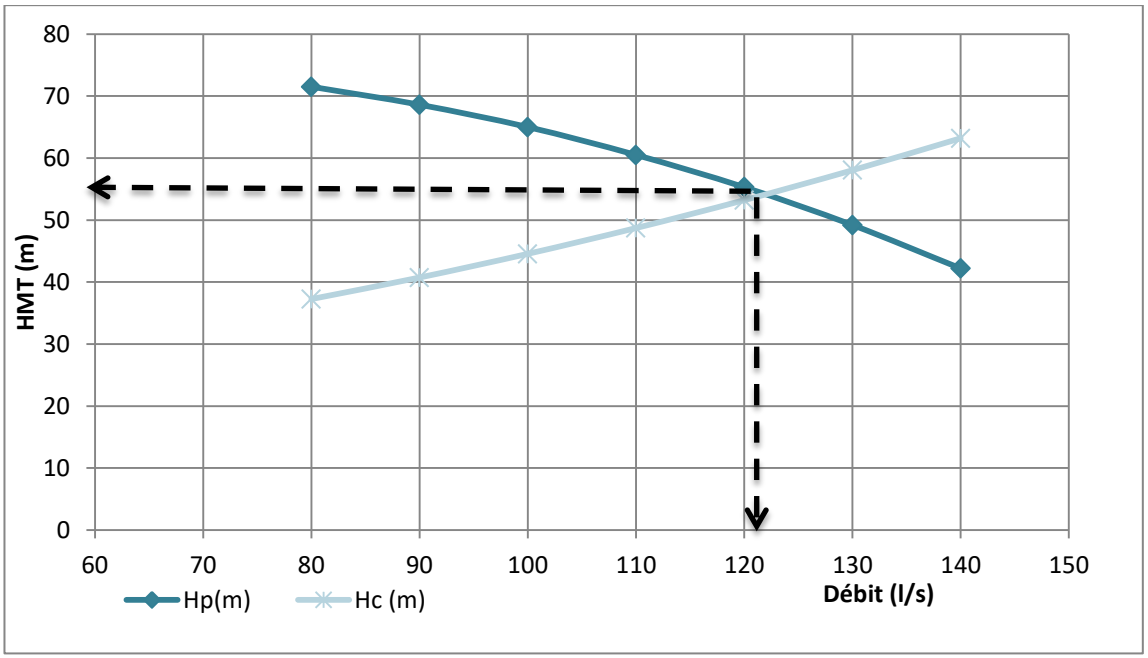


Figure VI.3: Point de fonctionnement de la pompe SP2-SP3.

Pour le point de fonctionnement, le débit et la hauteur manométrique totale correspondent à :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 120l/s \\ \mathrm{H_{pf}} = 55\mathrm{mce} \end{cases}$$

Avec débit demandé est $Q_{ap} = 117.57l/s$

Tel que :$Q_{pf} > Q_{appele}$

Pour garantir le bon fonctionnement de la pompe on vérifie la condition de l'intervalleI_{fct} suivant :

$$I_{fct} = [90\%Q_{pf}, 110\%Q_{pf}]$$

Dans notre cas : on a$Q_{ap} = 117.57l/s$ avec $Q_{pf} = 120l/s$:

$$\begin{cases} Q_{pf90\%}=108\text{l/s} \\ Q_{pf110\%}=132\text{l/s} \end{cases}$$

Donc : $Q_{ap} = 117.57\ l/s \epsilon [108\ l/s, 132l/s]$, alors notre pompe est réglée.

c. Dimensionnement de l'équipement des pompes :

- **Conduite d'aspiration :**

Le dimensionnement de la conduite d'aspiration de la station de pompage **SP2,** ainsi que la vérification de la vitesse d'écoulement, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14 : caractéristique de la conduite d'aspiration SP2.

Conduite d'aspiration	Longueur (m)	Da (mm)	Da (mm)	D_N (mm)	Va (m/s)
Bâche de repris –SP2	10	150	225	225	1

La hauteur d'aspiration admissible pour les pompes de la station SP2, puisque l'installation a été choisie en mode aspiration, le tableau (V.15) résultant de calculs.

Tableau VI. 15 : Hauteur d'aspiration admissible pour les pompes de la station de pompage SP2.

Conduit d'aspiration	Altitude (m)	P_{atm} (m.c.e)	DH_{asp}^{lin}	Dh_{asp}	T_v	Va (m/s)	h_{asp}^{adm}
Bâche de repris –SP2	512	9.61	0.036	0.04	0.24	1	2.15

Vérification :(NPSH) r<(NPSH)d=1.91 notre pompe ne risque pas de cavitation .

d. Calage de la pompe :

Les résultats du calcul du calage de la pompe de la station SP2 sont présentés dans le tableau (VI.16) ci-dessous.

Tableau VI. 16 : présente le calage des pompes de la station de pompage SP2.

Conduit d'aspiration	∇_{min} (m)	h_{asp}^{adm}	R (m)	∇_{axe} (m)
Bâche de repris –SP2	512	2.15	0.1	514.05

e. Dimensionnement de la station de pompage SP2 :

Le calcul des dimensions du bâtiment SP1 repose sur les relations (V.13) établies précédemment ; les résultats obtenus sont rassemblés dans les tableaux ci-après.

❖ **La hauteur totale de la pompe :**

Tableau VI. 17 : Présente la hauteur totale de la pompe dans la station de pompage SP2.

Hauteur total de la pompe	H_p(m)	H_s(m)	H_r(m)	H_5(m)
SP2	0.86	0.3	0.5	1.66

Conformément à la formule (VI.18) développée précédemment, la hauteur du bâtiment de la station a été déterminée.

Tableau VI. 18 : Présente la hauteur du bâtiment de station SP2.

Hauteur du bâtiment	H_5 (m)	H_6 (m)	H_7 (m)	H_8 (m)	H_9 (m)	H_b (m)
SP2	1.66	2.2	0.3	0.8	0.5	5.46

Les dimensions en longueur et en largeur du bâtiment SP2 sont synthétisées dans le tableau (VI.19) suivant :

Tableau VI. 19 : Présent la longueur du bâtiment SP2.

Longueur du bâtiment	L(m)	L_{int}(m)	L_{pf}(m)	L_r(m)	L_e(m)	S(m)	L_b(m)
SP2	1.49	2	4.1	1	1	0.3	13.97

La largeur du bâtiment SP2 est indiquée dans le tableau VI.20 :

Tableau VI. 20 : présent la largeur du bâtiment SP2.

Largeur du bâtiment	l_1(m)	l_2(m)	l_3(m)	l_4(m)	S(m)	l_b(m)
SP2	0.9	0.67	1.81	1.9	0.3	6.48

Pour les dimensions des portes et des fenêtres de la station de pompage SP2 sont représentés dans le tableau (VI.21) :

Tableau VI. 21 : Récapitulation des dimensionnements bâtiment de la station de pompage SP2.

La station	Longueur (m)	Largeur (m)	Epaisseur des murs (m)	Surfaces des fenêtres (m^2)	Nombre des fenêtres	Portes	
						Principale	Secondaire
SP2	14	7	0.3	13.125	5	4.2*3	2.2*1.2

VI.9.7. Refoulement de station de pompage SP3 vers réservoir tompan RT2 :

Les valeurs des paramètres hydrauliques de refoulement que la station de pompage SP3 doit fournir sont les suivantes :

- $Q = 117.57 \frac{l}{s}$
- $HMT = 70.76\ m$
- $Hg = 51\ m$

Le choix des pompes correspondant aux caractéristiques de refoulement SP3–RT2 est présenté dans le tableau (VI.22) suivant :

Tableau VI. 22: Caractéristiques hydrauliques des pompes en fonction du nombre de refoulements SP3–RT2.

N	Q_p (l/s)	HMT (m)	Q (l/s)	HMT (m c e)	ɳ (m)	Vitesse (tr/min)	Pabs (kw)	(NPSH)r (m)	Nombre d'étage
1	117.57	70,76	123	73.1	78.1	2900	115	6.15	2

2	58.785	70,76	57.9	70.4	65.2	1450	61.2	4.49	4
3	39.19	70,76	40.8	72.8	76.1	1450	38.4	1.94	3
4	29.39	70,76	31	73.2	74.4	1450	30.5	1.62	4

Par la comparaison entre les quatre type des pompes, le résultat du choisi est la variante N°4 de quatre pompe du catalogue CAPRARI et deux pompes de secours, selon les raisons suivantes :

- Elle assure le débit et la HMT demandés avec un rendement acceptable et avec des valeurs minimales pour la puissance absorbée, NPSH requis et nombre d'étages.

a. Les courbes caractéristiques des pompes choisis :

Ces courbes sont représentées par le logiciel de pompage CAPRARI, selon le type de pompe choisi pour la station de pompage SP2, assure le débit et HMT demandés vers le réservoir tampon RT2 de capacité 2000, avec une conduite de refoulement (PEHD PN20) de 4135 m de longueur et 400 mm de diamètre.

La figue(VI.4) représente les courbes caractéristiques de pompe choisie :

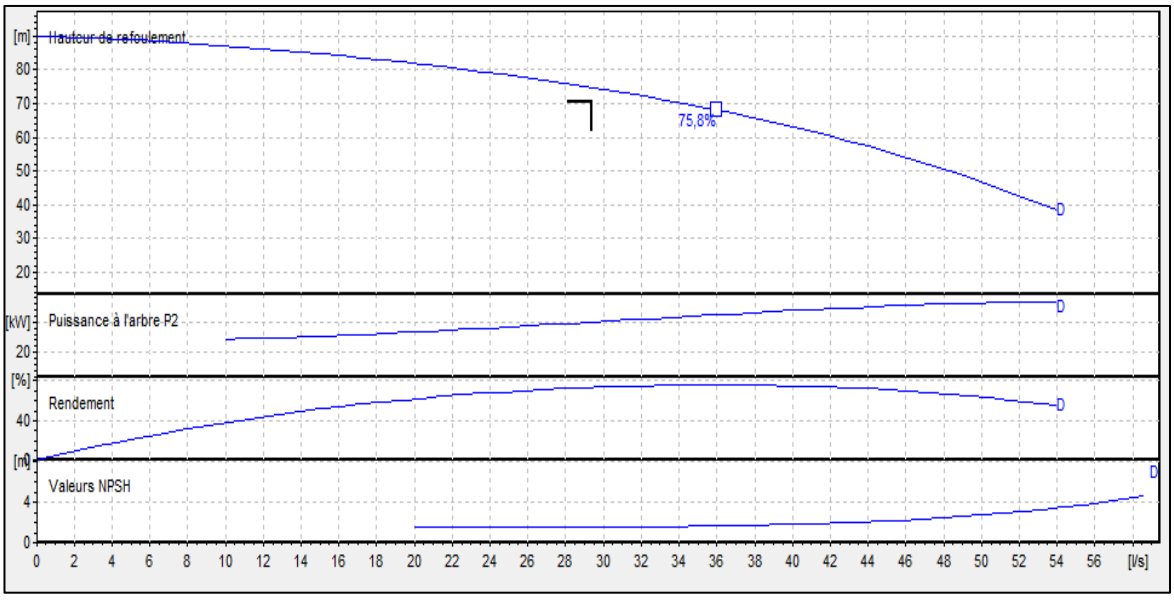


Figure VI.4: les courbes caractéristiques de la pompe du refoulement SP3-RT2. (Logiciel CAPRARI ,2024)

b. La courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3 vers réservoir tompan RT2 :

Les calculs de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3-RT2) de longueur 4135 m et de diamètre économique D= 400 mm sont regroupés dans le tableau (VI.23) suivant :

Tableau VI. 23: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3-RT2.

Q(l/s)	Hg	L_{eq}(m)	$D_{éc}$(mm)	ΔH_t(m)	H_c (m)
90	51	4548,5	400	14,257	63,052
100	51	4548,5	400	17,732	65,649
110	51	4548,5	400	21,553	68,477
120	51	4548,5	400	25,714	71,532
130	51	4548,5	400	30,210	74,813

La figure (VI.5) présente l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe de la station de pompage SP3 avec la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3-RT2). Utilisée pour déterminer le point de fonctionnement de la pompe.

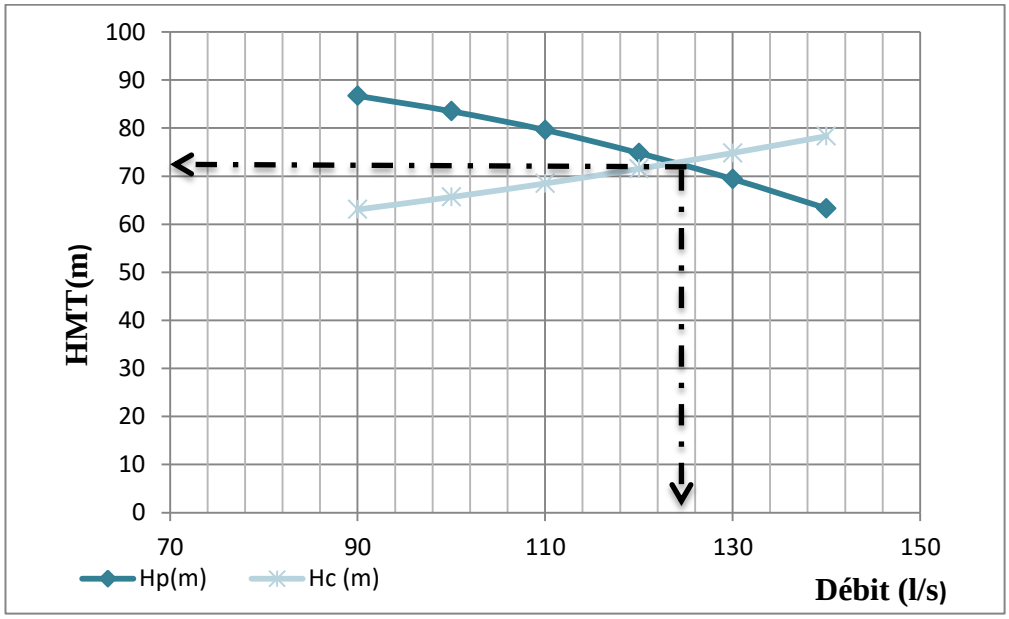


Figure VI. 5: Point de fonctionnement de la pompe SP3-RT2.

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 121/s \\ H_{pf} = 72m \end{cases}$$

Avec débit demandé est $Q_{ap} = 117.57l/s$

Tel que :$Q_{pf} > Q_{appele}$

On vérifie la condition de l'intervalleI_{fct} suivant :

$$I_{fct} = [90\%Q_{pf}, 110\%Q_{pf}]$$

Dans notre cas : on a$Q_{ap} = 117.57l/s$ avec $Q_{pf} = 120l/s$:

$$\begin{cases} Q_{pf90\%}=108\text{l/s} \\ Q_{pf110\%}=132\text{l/s} \end{cases}$$

Donc : $Q_{ap} = 117.5\ l/s\epsilon[108l/s, 132l/s]$, alors notre pompe est réglée.

VI.9.8. Dimensionnement de l'équipement des pompes :

a. Conduite d'aspiration :

Les caractéristiques hydrauliques de la conduite d'aspiration figurent dans le tableau (VI.24) ci-dessous :

Tableau VI. 24 : Présente le diamètre de la conduite d'aspiration de la station SP3.

Conduite d'aspiration	Longueur (m)	da (mm)	Da (mm)	D_N (mm)	Va (m/s)
Bâche de repris –SP3	10	150	225	225	0.78

L'installation de la conduite d'aspiration de la station SP3 est en charge, de telle sorte que la hauteur d'aspiration admissible est donnée par le tableau (VI.25):

Tableau VI. 25 : présente la hauteur d'aspiration admissible pour les pompes de la station de pompage SP3.

Conduit d'aspiration	Altitude (m)	P_{atm}	DH_{asp}^{lin}	Dh_{asp}	T_v	Va	h_{asp}^{adm}

		(m.c.e)				(m/s)	
Bâche de repris –SP3	530	9.59	0.011	0.012	0.24	0.78	4.34

Vérification :(NPSH)r<(NPSH)d=1.62 notre pompe ne risque pas de cavitation .

b. Calage de la pompe :

Les résultats de calcul du calage de la pompe de la station SP2 sont donnés par le tableau (VI.26) suivant :

Tableau VI. 26 : Calage des pompes de la station de pompage SP3.

Conduit .d'aspiration	∇_{min} **(m)**	h_{asp}^{adm}	**r(m)**	∇_{axe}**(m)**
Bâche de repris –SP3	530	4.43	0.1	534.33

VI.9.9. Dimensionnement de la station de pompage SP3 :

Les dimensions du bâtiment SP1 sont déterminées à l'aide des relations (VI.31) précédemment établies, et regroupées dans les tableaux suivants :

❖ **La hauteur totale de la pompe :**

Tableau VI. 27 : Présente la hauteur totale de la pompe de la station de pompage SP3.

Hauteur total de la pompe	H_p**(m)**	H_s**(m)**	H_r**(m)**	H_5**(m)**
SP3	0.86	0.3	0.5	1.66

La hauteur du bâtiment de la station est déterminée à l'aide de la formule (VI.9) présentée précédemment.

Tableau VI. 28 : Présente la hauteur du bâtiment de station SP3.

Hauteur du bâtiment	H_5 **(m)**	H_6 **(m)**	H_7 **(m)**	H_8 **(m)**	H_9 **(m)**	H_b **(m)**
SP3	1.66	2.2	0.3	0.8	0.5	5.46

La longueur et la largeur du bâtiment de la station SP3 sont synthétisées dans le tableau (VI.29) :

Tableau VI. 29 : Présente la longueur caractéristique du bâtiment associé à la station SP3.

Longueur du bâtiment	**L(m)**	L_{int}**(m)**	L_{pf}**(m)**	L_r**(m)**	L_e**(m)**	**S(m)**	L_b**(m)**
SP3	1.415	2	4.1	1	1	0.3	14.56

Les données relatives à la largeur du bâtiment SP3 figurent dans le tableau VI.30 :

Tableau VI. 30 : Présent la largeur du bâtiment SP3.

Largeur du bâtiment	l_1**(m)**	l_2**(m)**	l_3**(m)**	l_4**(m)**	**S(m)**	l_b**(m)**
SP3	0.9	0.67	1.81	1.9	0.3	6.48

Les dimensions des portes et des fenêtres de la station de pompage SP3 sont présentées dans le tableau (VI.31) :

Tableau VI. 31 : Récapitulatif des dimensionnements du bâtiment de la station de pompage SP3.

La station	**Longueur (m)**	**Largeur (m)**	**Epaisseur des murs (m)**	**Surfaces des fenêtres** (m^2)	**Nombre des fenêtres**	**Portes**	
						Principale	**Secondaire**
SP3	15	7	0.3	11.375	4	4.2*3	2.2*1.2

VI.10. Protections des conduites contre le coup de bélier:

VI.10.1. Définition de Coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire hydraulique provoqué par un changement rapide du régime d'écoulement dans une conduite d'eau en charge (gravitaire ou refoulement) ,Il s'agit généralement d'une manifestation relative à une onde de surpression (pression positive)ou de dépression (pression négative)propageant le long de la canalisation, il survient lors de la fermeture subite d'une vanne, lors de l'arrêt brusque

la pompe ,alors la modification instantanée de la vitesse du fluide entraîne une variation de la pression, cette vitesse de propagation appelé célérité.

VI.10.2. Les causes du coup de bélier :

- L'ouverture ou la fermeture brutale des vannes dans les conduites par gravité, ce qui crée une fluctuation de pression rapide.
- la mise en marche rapide ou l'arrêt d'une pompe à un système de refoulement, qui génère des ondes de pression transitoire.
- le remplissage rapide ou le vidange d'un système d'approvisionnement en eau potable du pays, provoquant des fluctuations de pression non régulées.
- changement rapide de la vitesse de rotation d'une pompe, ce qui entraîne un changement rapide de débit dans la conduite.
- soudaine panne de courant à une station de pompage ; il s'agit de l'une des causes les plus courantes du coup de bélier.

VI.10.3. Les conséquences du coup de bélier :

- **Bris des canalisations** : les surpressions brutales causées par le coup de bélier peuvent endommager les canalisations, les fissurant voire les cassant, en particulier celles fabriquées à partir de matériaux fragiles ou déjà vieillissantes.
- **Détérioration des organes de réseaux** : les accessoires, à savoir les vannes, coudes, brides, et raccords peuvent voir leur forme déformée, desserrée ou brisé par les brusques variations de pression.
- **Dommages aux équipements hydromécaniques** : les pompes et turbines sont extrêmement sensibles à la charge rapide et fréquente pouvant accélérer leur usure, leur dégradation mécanique ou leur arrêt.
- **Fuites aux joints** : les joints et assemblages peuvent souffrir d'une perte d'intégrité, provoquant des fuites d'eau et des baisses de rendement du réseau.

VI.10.4. Détermination de la célérité d'onde du coup de bélier :

Le coup bélier est un phénomène hydraulique gêner une onde de pression se propagent a traves l'eau, la célérité d'onde est la vitesse de propagation d'onde dépend de plusieurs facteurs. Elle est influencée par :

- Les propriétés du fluide en écoulement

- Les caractéristiques géométriques de la conduite, comme son diamètre intérieur et l'épaisseur de ses parois,
- Les propriétés mécaniques de la conduite telles que l'élasticité (module de Young), la viscosité, et la plasticité des matériaux constitutifs
- Le type de sol entourant la conduite, car il peut modifier les conditions de déformation de la conduite sous l'effet de la pression transitoire, notamment en influençant l'amortissement et la dispersion de l'onde.

Le calcul est effectué à partir de la formule de B. SALAH, présentée ci-après :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times r \times (1 - Vn^2) \times (1 - V_s)}{(1 - Vn^2) \times r \times Es + Em \times em \times (1 - Vs)}}} \quad (\mathbf{VI, 19})$$

Avec

C : la célérité d'onde en m.

K : coefficient d'élasticité de l'eau.

$\boldsymbol{\rho}$: La masse volumique de l'eau.

Em : Le module de Young du matériau de la conduite, pour le PEHD, **est** égal à **1,2 × 10⁹ Pa**.

Es : module de Young du sol

$\boldsymbol{v_m}$: Le Coefficient de poisson du matériau pour PEHD,v_m=0, 46.

$\boldsymbol{v_s}$: Le Coefficient de poisson du sol entourant la conduite.

$\mathbf{e_m}$: L'épaisseur d'une conduite est fonction du matériau constitutif et du diamètre de la canalisation.

r : Valeur du rayon intérieur de la canalisation (en m).

Tableau VI 1 : Présentation des caractéristiques physiques et mécaniques du matériau.

Matériau	K(Pa)	P (kg/m^3)	Vm	Vs	Em (Pa)	Es (Pa)
PEHD	2.07×10^9	1000	0.46	0.33	1.2×10^9	2×10^8

❖ **La valeur de coup de bélier :** Déterminé comme suit :

$$b = \pm \frac{C \times V_0}{g} \quad (\mathbf{VI.20})$$

b : Valeur de coup de bélier en m.

$\boldsymbol{V_0}$ **:** Vitesse d'écoulement en régime permanente en m/s.

C : Célérité d'onde en m/s.

- Cas de dépression :

$$\boldsymbol{Hd = Hg - \frac{C \times V_0}{g}} \quad (\mathbf{VI.23})$$

- Cas de surpression :

$$\boldsymbol{Hs = Hg + \frac{C \times V_0}{g}} \quad (\mathbf{VI.24})$$

VI.10.5. Stratégies de protection contre le coup de bélier en régime gravitaire:

Dans le cadre de la protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier, cela passe par l'étude et l'optimisation de la loi de fermeture de la vanne installée. Ces conduites, connectées en amont aux réservoirs de relais, sont dotées en aval de vannes à fermeture progressive, Donnée par la formule de MICHAUD **[18].**

$$\mathbf{b = \frac{2\,l\,V}{g\,T}} \quad (\boldsymbol{VI.25})$$

Tel que :

$\boldsymbol{T}$ **:** Temps nécessaire au retour de l'onde de déformation dans la conduite, en secondes (s)

L : Longueur totale de la conduite, exprimée en m.

$\boldsymbol{V}$ **:** Vitesse d'écoulement en régime permanente en m/s.

C : Célérité de l'onde (m/s), obtenue par la formule (VI.19).

Le tableau suivant présente la durée de propagation de l'onde de déformation.

Tableau VI. 32 : Caractéristiques des conduites gravitaires.

Tronçons	Matériau	D (mm)	Epaisseur (mm)	Longueur (m)
RT1-SP2	PEHD PN16	DN250	22,7	4216
RT2-RBéni Abbes	PEHD PN16	DN400	36,6	28295

Pour la protection de la conduite gravitaire contre les effets dynamiques du coup de bélier est assurée par l'installation de vannes à fermeture contrôlée, avec un temps de fermeture supérieur à la durée de propagation (T) de l'onde de pression.

A. Tronçon réservoir tampon RT1vers station de pompage :

Le tableau ci-après présente la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps.

Tableau VI. 33 : la variation de la supression et de la dépression en fonction du temps**.**

T(s)	b(m)	H_s(m)	H_d(m)
5,00	5,44	155,44	160,56
20,00	1,36	151,36	164,64
30,00	0,91	150,91	165,09
40,00	0,68	150,68	165,32
50,00	0,54	150,54	165,46
60,00	0,45	150,45	165,55

Pour :

- b=1.36 m
- H_s=151.36m <160m.c.e
- H_d=164.64 m>0.3 m.c.e.

La conduite (RT1 –SP2), d'une longueur de 4 123 m, est protégée contre le phénomène du coup de bélier, sous réserve que la durée minimale de fermeture du robinet-vanne soit de 20 s.

B. Tronçon réservoir tampon RT2 vers réservoir Béni abbés :

Le tableau ci-après présente la variation de la surpression et de la dépression en fonction du temps.

Tableau VI. 34 : la variation de la supression et de la dépression en fonction du temps.

T (s)	b(m)	H_s(m)	H_d(m)
5,00	17,31	44,31	9,69
20,00	4,33	31,33	22,67
30,00	2,88	29,88	24,12
40,00	2,16	29,16	24,84
50,00	1,73	28,73	25,27
60,00	1,44	28,44	25,56

Pour :

- B=4.33 m
- H_s=31.33m <160m.c.e
- H_d=22.67 m>0.3 m.c.e.

La conduite (RT2-R Béni Abbes), dont la longueur est de 28 295 m, bénéficie d'une protection contre le phénomène du coup de bélier, à condition que la durée minimale de fermeture du robinet-vanne soit de 20 s.

VI.10.6. Moyens de protection de conduite de refoulement contre coup de bélier :

L'arrêt brusque d'une pompe dans une station de pompage dans un réseau d'eau potable, peut provoquer une variation rapide de la pression dans la conduite de refoulement, il est donc crucial de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène de coup de bélier,

Il existe plusieurs moyens de protection des équipements de la station de pompage contre le coup de bélier sont :

a. Réservoirs à air :

Le rôle de réservoir d'aire est de protège la conduite de refoulement contre la dépression et la suppression, il peut être intéressant de disposer : à la sortie immédiate du clapet de retenue, un réservoir sous pression qui puisse alimenter la veine liquide. Ce réservoir est de type métallique et contient simultanément du liquide (de l'eau) et de l'air

comprimé. Ce simple système est doublement protecteur du réseau. Il l'est en effet contre les surpressions, en absorbant l'excès d'énergie, mais également contre les dépressions en restituant instantanément le volume nécessaire à la stabilisation du flux.

✓ **Les avantages :**

- Fonctionnement fiable et efficace tout au long de sa durée de vie.
- Haut sécurité contre dépression et suppression durant l'utilisation.
- Aucunes pertes d'eau.

✓ **Les inconvénients :**

- Cout élève.
- Entretien et réglages complexes nécessitant des compétences spécialisées.

b. Cheminée d'équilibre :

Il est un réservoir à ciel ouvert, placé au niveau de la station de pompage. Il dispose de fonctionnalités comparées à celles du réservoir sous pression. Pour des hauteurs de refoulement allant de modéré à élever, la cheminée d'équilibre doit être haute.

✓ **Les avantages :**

- Fonctionnement fiable.
- Longue durée de vie.
- Aucune perte d'eau.
- Indépendante d'un système électrique.

✓ **Les inconvénients :**

- Cout élève de l'ouvrage en raison de la hauteur géométrique important nécessitant le recours à des techniques d'installation spécifique.
- Options d'installation restreintes.

c. Soupape de décharge :

La soupape de sécurité utiles pour protège la conduite contre la suppression, Il s'ouvre s'il existe une pression intense à l'intérieur de la conduite, à un certain grain près. La vanne est installée au point le plus sensible du réseau où la surpression maximale est observée, à son tour, elle réduit rapidement la pression admissible par un certain volume d'eau renvoyé à l'extérieur.

✓ **Les avantages :**

- Cout réduit
- Aucune consommation d'énergie
- Entretien simple et réglages aisés
- Fonctionne de manière autonome, sans nécessiter d'alimentation électrique

✓ **Les inconvénients :**

- Cout élève.
- Demande un entretien régulier et un suivi minutieux.
- Consommation d'eau importante pendant le fonctionnement.

d. Volants d'inertie :

Le volant d'inertie ,utilisé comme protection contre les dépressions ,joue un rôle essentiel en garantissant l'alimentation en liquide même lorsque le moteur de la pompe s'arrête ,en effet ,il emmagasine de l'énergie durant le fonctionnement normal et la restitue lors de l'arrêt du moteur ,cela permet de prolonger le temps d'arrêt de l'installation et de réduire l'intensité du coup de bélier lors de la remise en marche , l'ensemble électropompe équipé du volant d'inertie nécessite toutefois une consommation d'énergie plus élevée.

✓ **Les avantages :**

- Dispositif économique.
- Consomme d'énergie supplémentaire.

✓ **Les inconvénients :**

- Protection limitée la protection offerte dépend principalement de la puissance du moteur et des caractéristiques du démarrage.
- Inadapté aux stations à haute fréquence de démarrage.

Pour garantir la sécurité contre le phénomène de coup de bélier et la longévité des installations de nos stations des pompages projetés, nous propose parmi ces antis bélier, le réservoir d'air grâce à ses avantages. De plus, il protège la conduite de refoulement contre la dépression et la surpression.

VI.10.7. Calcul des réservoirs d'air :

Pour déterminer le volume de réservoir d'air, doit être déterminé la valeur maximale de la suppression et de la dépression dans les conduites de refoulement (SP1-RT1), (SP2-SP3), (SP3-RT2).

a. Méthode de PUECH et MEUNER :

La méthode repose sur l'utilisation les abaques par les déterminations des trois nombre adimensionnels sont :

$$\boldsymbol{K = \frac{Habs - H_0}{H_0}} \quad (\mathbf{VI.26})$$

Avec :

K : caractérise les pertes de charge.

$\boldsymbol{Habs}$: La pression de service absolue en m, déterminée par la formule (VI.26) :

$$\boldsymbol{Habs = Hmt + 10} \quad (\boldsymbol{VI.27})$$

$\mathbf{H_0}$ **:** La pression statique absolue en m, calculée comme suite :

$$\boldsymbol{H_0 = Hg + 10} \quad (\boldsymbol{VI.28})$$

A ; caractérise la conduite de refoulement calculée par la formule (VI.28) ci-dessus :

$$\boldsymbol{A = \frac{C \times V_0}{g \times H}} \quad (\boldsymbol{VI.29})$$

Avec :

C : la célérité d'onde en m/s.

$\boldsymbol{V_0}$ **:** vitesse d'écoulement du fluide (m/s).

B : paramètre représentatif du volume d'air du réservoir.

$$\boldsymbol{B = \frac{V_0^2}{g\, Habs} \times \frac{L \times S}{U_0}} \quad (\mathbf{VI.30})$$

Avec :

L : la longueur totale de la conduite de refoulement en m.

S : la section de la conduite de refoulement en m.

$\boldsymbol{V_0}$ **:** vitesse d'écoulement en m/s.

$\boldsymbol{U_0}$ **:** Le volume d'aire initial en m^3.

$\boldsymbol{Habs}$: La pression de service absolue en m.

Une fois les valeurs de K et A déterminées par les formules, nous superposerons la série des courbes B sur le profil en long de la conduite nous choisirons, ensuite la courbe qui garantit un pression absolue d'au moins 3 mètres au-dessus du point le plus critique du profil, (Voir Figure V.I.3).

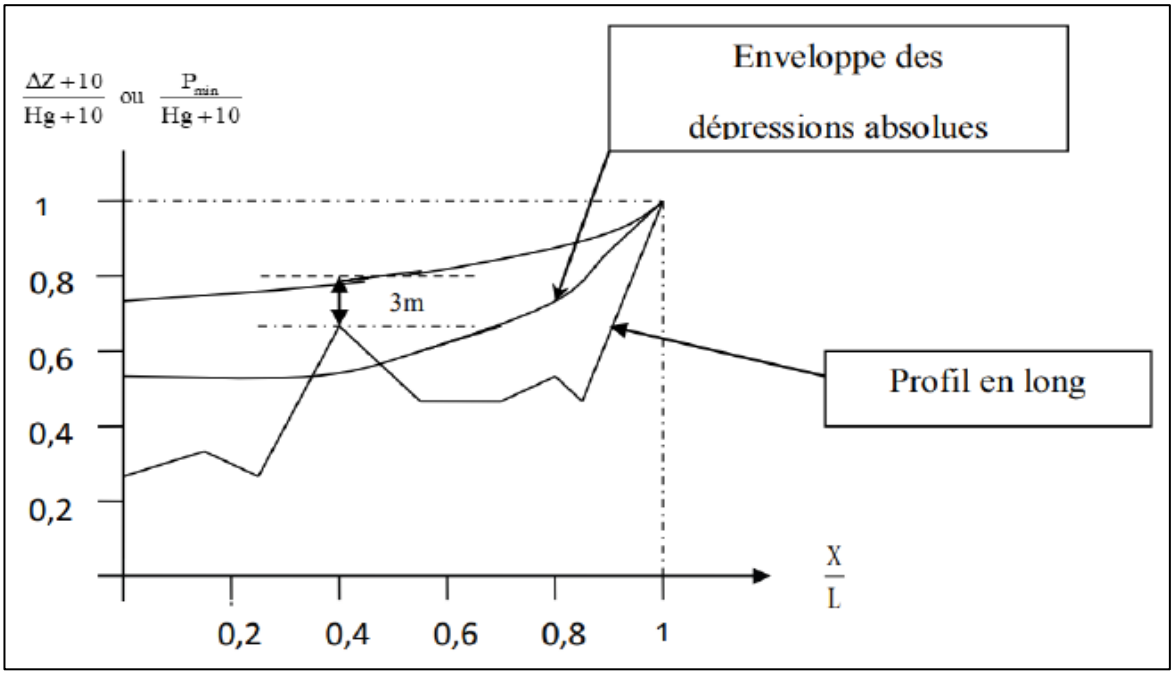


Figure VI.6: Description de la méthode de Peuch et Meunier.

Ensuit la détermination de volume d'air en état normal par la formule (V.31) suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 L\, S}{g \times Habs \times B} \quad (\mathbf{VI.31})$$

Tel que le volume d'aire maximale nécessaire pour protéger la conduite contre la pression minimale est calculée par la formule (**VI. 7**)suivante :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{Habs}{Pmin}\right)^{1.12} \quad (\mathbf{VI.32})$$

Selon le profil en long établi, on détermine la valeur du rapport Pmin/H_0avec P_{min} la pression minimale.

a.1. La caractéristique des conduites de refoulement :

Les caractéristiques des tronçons de l'adduction par refoulement sont regroupés dans le tableau (VI.35) Suivant :

Tableau VI. 35 : les caractéristiques des conduites de refoulement.

Tronçons	Matériau	Hg (m)	Longueur (m)	D_{int} (m)	Vitesse (m/s)	Epaisseur (m)	Rayon (m)
SP1-RT2	PEHD	153	2605	0,3106	1.43	0,0447	0,1553
SP2-SP3	PEHD	23	6084	0,3106	1.4	0,0447	0,1553
SP3-RT2	PEHD	51	4135	0,3106	1.4	0,0447	0,1553

a.2. Calcul de célérité d'onde :

La célérité d'onde dans les conduites de refoulement est un élément essentiel du calcul du coup de bélier.

Tableau VI. 36 : Célérité d'onde et divers caractéristiques des différents tronçons d'adduction.

Tronçons	Matériau	Hg(m)	Célérité (m/s)	Vitesse (m/s)	B(m)	H_s(m)	H_d(m)
SP1-RT2	PEHD PN20	153	537,28	1,43	78,76	231,76	74,68
SP2-SP3	PEHD PN20	23	537,28	1,4	76,68	99,68	-53,68
SP3-RT2	PEHD PN20	51	537,28	1.4	76,68	127,68	-25,68

- **Interprétation :**

L'analyse des résultats du tableau indique que, dans les conduites SP2–SP3 et SP3–RT2, la surpression maximale reste comprise entre 95 m et 130 m, soit en dessous de la pression admissible de 200 m (20 bar). En revanche, dans la conduite SP1–RT1, une surpression de 231,76 m est enregistrée, dépassant nettement la limite admissible, accompagnée d'une dépression importante variant entre 25 m et 55 m concernant SP2-SP3 et SP3-RT2. Pour atténuer ces phénomènes de coup de bélier et assurer la protection des conduites, il est prévu d'installer des réservoirs d'air, destinés à amortir les ondes de surpression et à limiter les dépressions.

a.3. Détermination des valeurs A et K :

Les résultats des calculs des valeurs de A et K par les formules sont donnés par le tableau (VI.37) suivant :

Tableau VI. 37: Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçons de refoulement.

Tronçons	**D (mm)**	**Hg (m)**	**HMT (m)**	H_0 **(m)**	**Habs (m)**	**K**	K_{pris}	A_{cal}	A_{pris}
SP1-RT2	PEHD PN20	153	166,136	163	176,14	0,08	0,1	0,48	0.5
SP2-SP3	PEHD PN20	23	52,087	33	62,09	0,88	1	2,32	2
SP3-RT2	PEHD PN20	51	70,76	61	80,76	0,32	0.4	1,26	1

a.4. Détermination la courbe B de Chaque tronçon :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux (VI.38, VI.39, VI.40) suivants :

Tableau VI. 38: déterination du B pour le troncaons SP1-RT1 .

Cotes(m)	525	550	611	669	678
L(m)	0	587	1357	2488	2605
$\frac{\Delta Z + 1}{Hg + 10}$	0,061	0,214	0,588	0,944	1
X/L	0	0,225	0,520	0,955	1

Le tableau (VI.39) ci-après présente la détermination du coefficient B pour le tronçon SP2–SP3.

Tableau VI. 39 : détermination du B pour le troncaons SP2-SP3 .

Cotes(m)	512	518,39	520,12	525,53	535
L(m)	0	2049	4153	5524	6084
$\frac{\Delta Z + 1}{Hg + 10}$	0,303	0,497	0,549	0,713	1
X/L	0	0,337	0,683	0,908	1

Le tableau (VI.40) ci-dessous présente la détermination du coefficient B pour le tronçon SP3–RT2.

Tableau VI. 40: déterination du B pour le troncaons SP3-RT2 .

Cotes(m)	530	538,74	545,48	551,4	574
L(m)	0	1856	2578	3607	4135
$\frac{\Delta Z + 1}{Hg + 10}$	0,164	0,307	0,418	0,515	1
X/L	0	0,449	0,623	0,872	1

a.5. Calcul des volumes d'aire :

Le volume d'aire est calculé par la formule(VI.41). Donnés par le tableau (V.41) suivant :

Tableau VI. 41 : Présent les calculs des volumes d'aire pour chaque tronçon de refoulement.

Tronçons	**Matériau**	**Longueur (m)**	D_{int} **(mm)**	**Section** (m^2)	V_0 **(m/s)**	**Habs (m)**	**B**	U_0 **(m)**
SP1-RT2	PEHD PN20	2605	0,3106	0,076	1,43	176,14	0,8	0,292
SP2-SP3	PEHD PN20	6084	0,3106	0,076	1,4	62,09	1	1,483
SP3-RT2	PEHD PN20	4135	0,3106	0,076	1,4	80,76	2	0,460

a.6. Calcul de volume d'aire maximale pour chaque tronçon :

Le volume d'aire est calculé par la formule (VI.31).pour chaque tronçons

- **Tronçons SP1-RT1 :**

Pour le tronçon SP1–RT1, le tableau (VI.42) présente le volume d'air maximal :

Tableau VI. 42 : Volume d'aire maximale pour les tronçons SP1-RT1.

Tronçons	U_0**(m)**	**P/**h_0	H_0	**P**	**Habs/Pmi**	U_{max}
SP1-RT2	0,292	0,6	163	97,8	1,80	0,48

- **Tronçons SP2-SP3 :**

Pour le tronçon SP2–SP3, le tableau (VI.44) présente le volume d'air maximal :

Tableau VI. 43 : Volume d'aire maximale pour les tronçons SP2-SP3.

Tronçons	U_0(m)	P/h_0	H_0	P	Habs/Pmni	U_{max}
SP2-SP3	1,483	0,55	33	18,15	3,42	4,13

- **Tronçons SP3-RT2 :**

Pour le tronçon SP3–RT2, le tableau (VI.44) présente le volume d'air maximal :

Tableau VI. 44 : Volume d'aire maximale pour les tronçons SP3-RBéni abbés.

Tronçons	U_0(m)	P/h_0	H_0	P	Habs/Pmin	U_{max}
SP3-RT2	0,460	0,5	61	30,5	2,65	1,04

Le choix des réservoirs d'air normalisés pour les différents tronçons du réseau s'effectue en se référant aux valeurs indiquées dans l'annexe VI-1 et VI-2. Le volume normalisé attribué à chaque tronçon est présenté dans le tableau (VI.45) suivant :

Tableau VI. 45 : choix des réservoirs d'air a volume normalisé pour chaque tronçon.

Tronçon	$U_{max}(m^3)$	τ(l)	V normalise (l)
SP1-RT2	0,48	0,57	750
SP2-SP3	4,13	4,96	5000
SP3-RT2	1,04	1,24	1500

VI.10.8. Simulation hydraulique à l'aide du logiciel Allievi :

La simulation hydraulique a été effectuée à l'aide du logiciel Allievi, un outil spécialisé dans l'analyse des régimes transitoires dans les conduites sous pression. Ce logiciel permet de tracer les courbes de pression le long de la conduite (pressions maximales, minimales et régime permanent) et d'identifier les risques potentiels liés aux coups de bélier.

Pour effectuer la simulation, les caractéristiques hydrauliques de chaque tronçon du réseau de refoulement ont été introduites dans le logiciel. Ces tronçons, notés C1, C2 et C3 sur le schéma, représentent respectivement les segments compris entre le réservoir amont, la station de pompage et le réservoir aval. Les paramètres pris en compte incluent la longueur et le diamètre des conduites, le débit refoulé, la célérité de l'onde de pression ainsi que la hauteur manométrique totale (HMT) fournie par la pompe.

Le fonctionnement d'Allievi repose sur la résolution des équations différentielles de l'écoulement transitoire (équations de continuité et de quantité de mouvement). Celles-ci sont résolues numériquement afin de reproduire la propagation des ondes de pression le long des conduites et d'évaluer les surpressions ou dépressions susceptibles d'endommager les installations.

Paramètres à renseigner dans logiciel Allievi :

1) Caractéristiques de la conduite

- Longueur totale de la conduite (m)
- Diamètre intérieur (m)
- Épaisseur de paroi (m)
- Rugosité de la conduite (mm)
- Matériau (acier, fonte ductile, PVC, PEHD, etc.)
- Célérité de l'onde (m/s).

2) Conditions hydrauliques :

- Débit de refoulement (L/s ou m^3/s)
- Vitesse d'écoulement (m/s)
- Cote piézométrique amont (station de pompage)
- Cote piézométrique aval (réservoir ou tampon)

3) Station de pompage :

- Courbe caractéristique de la pompe (H–Q)
- Vitesse de rotation (tr/min)
- Temps d'arrêt en cas de coupure électrique (s)

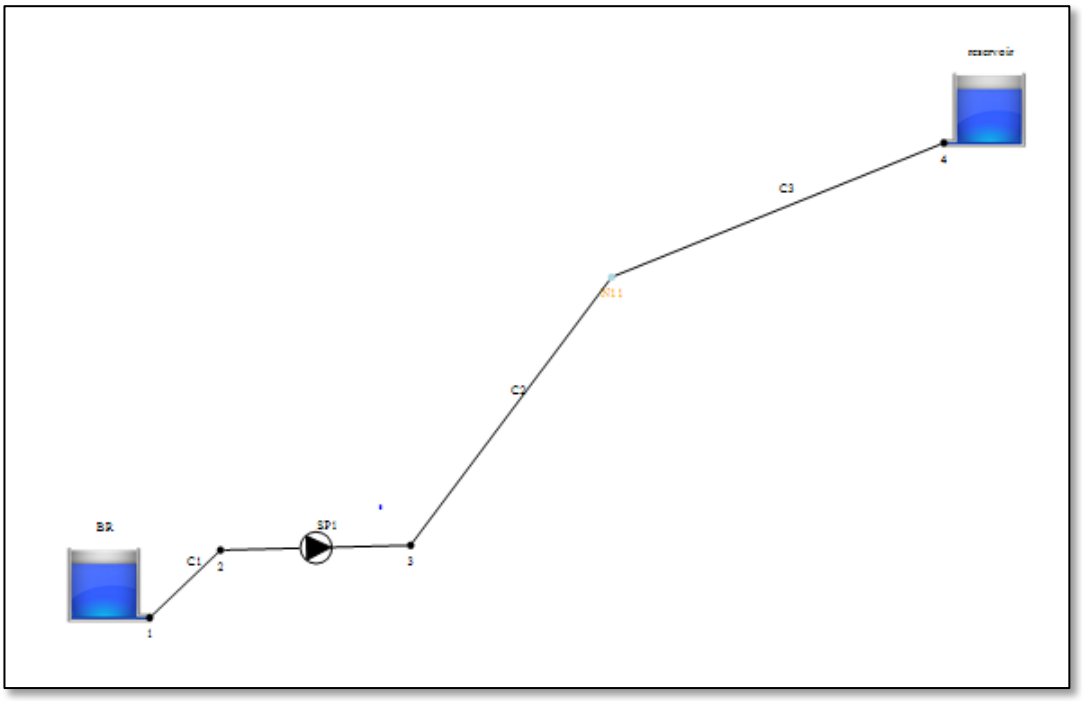


Figure VI. 7: Schéma fonctionnel du réseau de refoulement d'eau.

Les pressions extrêmes le long de la conduite SP1–RT1 sont représentées graphiquement dans la figure VI.8.

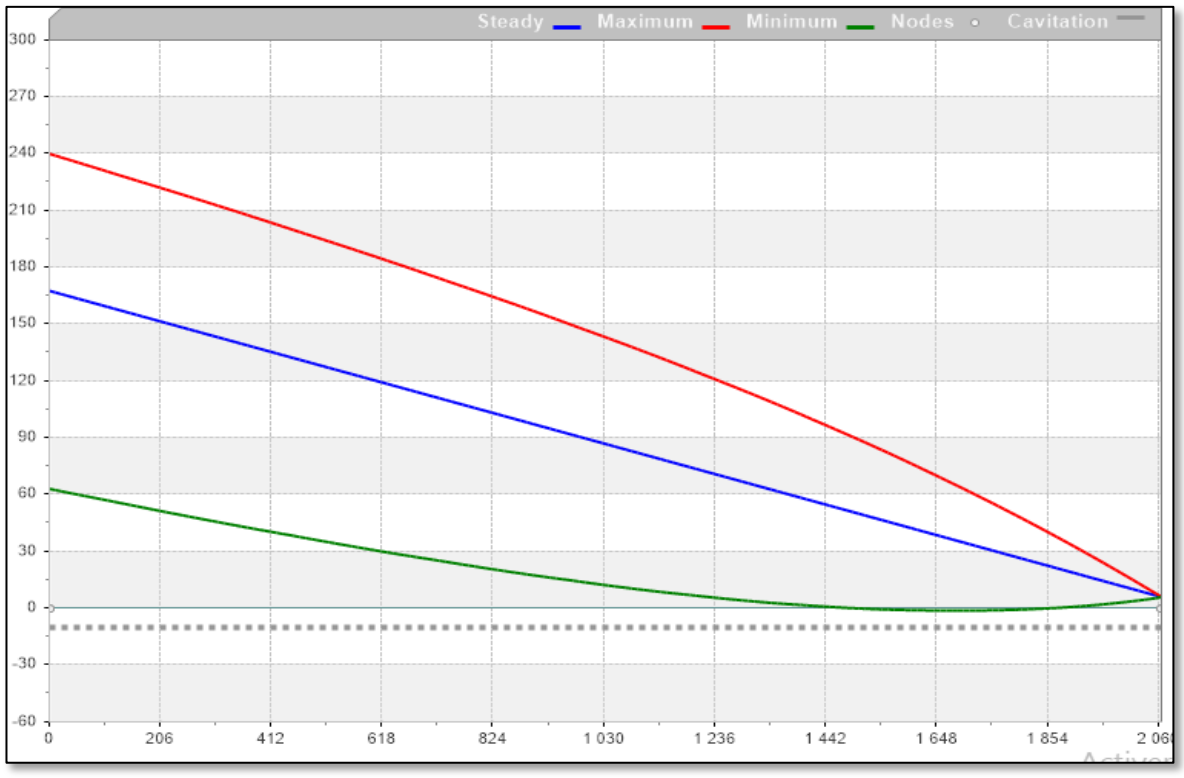


Figure VI.8: Representation ghraphique des pressions extrémes dans la conduite SP1-RT1.

- **Interprétation graphique des résultats de la simulation :**

On observe trois courbes principales représentant l'évolution de la pression le long d'une conduite. La pression maximale (courbe rouge) débute à environ 240 mce à l'amont et décroît régulièrement jusqu'à 0 mce à l'aval. La pression en régime permanent (courbe bleue) varie également, passant d'environ 170 mce à 0 mce. La pression minimale (courbe verte) oscille entre environ 60 mce à l'entrée et une valeur légèrement inférieure en aval. On constate que cette dernière reste largement au-dessus de la ligne de cavitation (située autour de -10 mce), ce qui permet d'exclure tout risque de cavitation dans cette conduite.

Toutefois, la simulation réalisée par le logiciel montre que la conduite est soumise à des surpressions dépassant la limite admissible pour une conduite de classe PN 200. L'installation d'un réservoir d'air s'avère donc nécessaire afin d'assurer la sécurité du réseau et de limiter les effets du coup de bélier.

Les pressions extrêmes dans la conduite SP2–SP3 sont représentées graphiquement dans la figure VI.9.

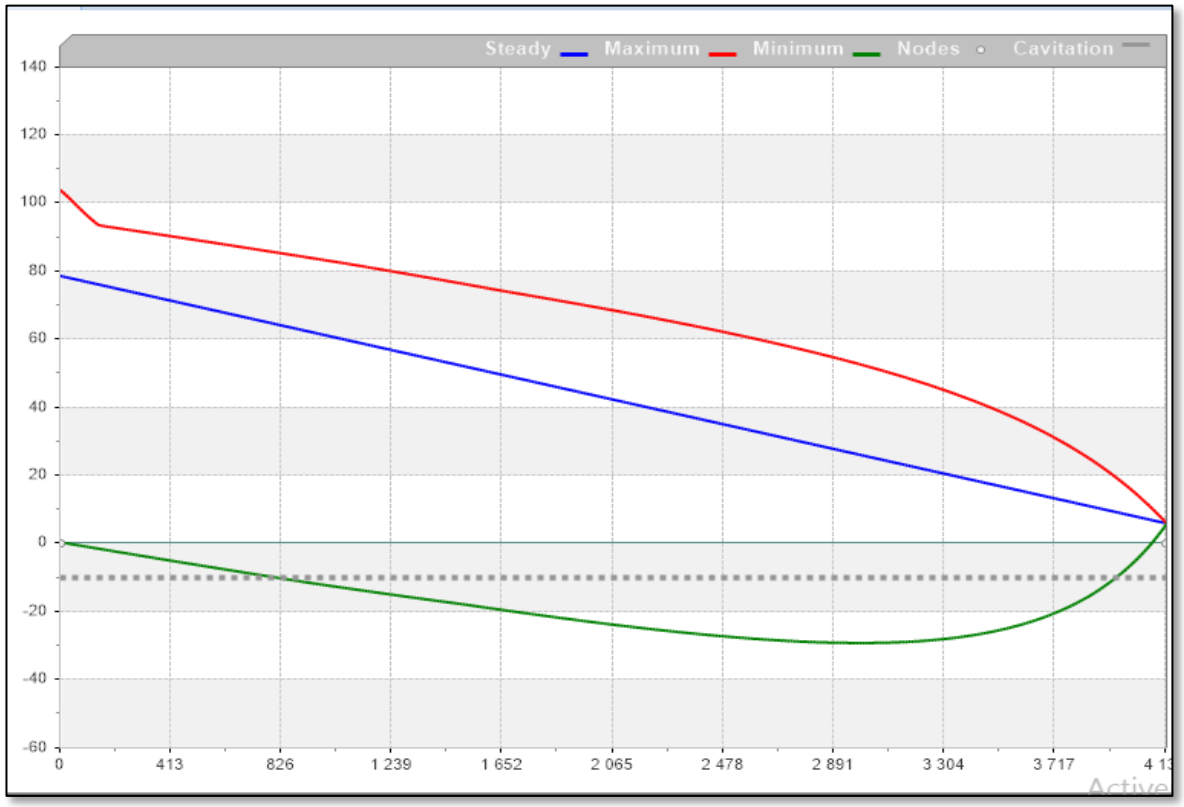


Figure VI. 9: Representation ghraphique des pressions extrémes dans la conduite SP2-SP3.

➢ **Interprétation graphique des résultats:**

Le profil montre une chute de pression le long de la conduite : la pression maximale en tête atteint environ **+100 mce** et décroît jusqu'à **0 mce** en sortie. En transitoire, la pression minimale atteint **−60 mce**, bien inférieure à la limite de cavitation **(-10 mce).** Cela indique un risque clair de cavitation et de désamorçage ; l'installation d'un réservoir d'air ou d'autres organes anti-bélier est nécessaire.

Les pressions extrêmes le long de la conduite SP3–RT2 (Béni Abbés) sont représentées graphiquement dans la figure VI.10.

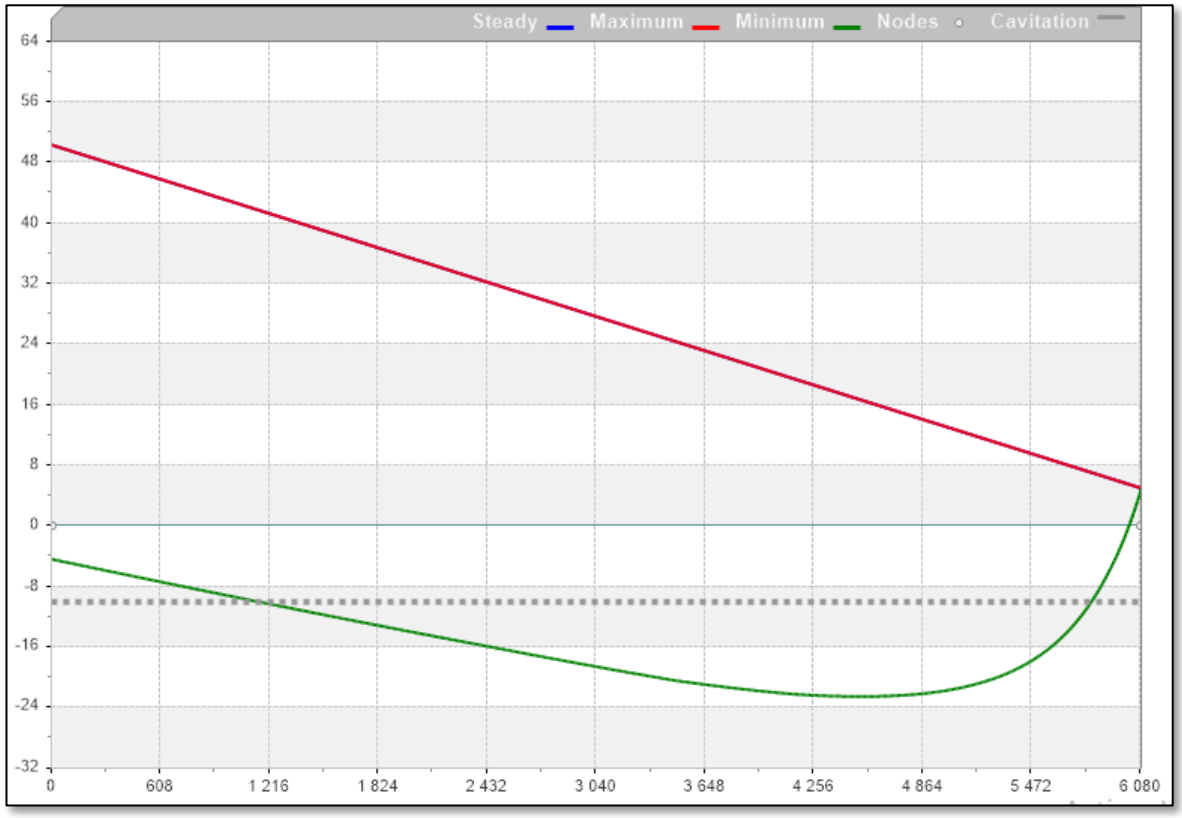


Figure VI.10: Répresentation ghraphique des pressions extrémes dans la conduite SP3-R beni abbes .

➢ **Interprétation graphique des résultats:**

On observe que la pression minimale (courbe verte) chute progressivement le long de la conduite, atteignant un minimum d'environ -26 mce. Cette valeur se situe nettement en dessous de la ligne de cavitation, ce qui expose le système à un risque sévère de cavitation. Par ailleurs, la pression maximale (courbe rouge) diminue d'environ 50 mce à 6 mce sur l'ensemble de la conduite, soulignant une perte de charge significative.

Pour remédier à cette situation, il est recommandé d'installer un réservoir d'air. Ce dispositif permettra d'absorber les variations de pression, de stabiliser l'écoulement et de réduire les risques de coups de bélier.

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons procédé sélectionné la pompe idéale pour les trois stations de pompage, en nous basant sur les critères de choix relatifs au nombre et au type de pompe.

Ainsi, la station de pompage SP1 refoule un débit de 121 l/s vers réservoir tompan RT1, a l'aide de quatre pompes fonctionnant en parallèle (HMT=166,136m) et une pompe de secours. La station SP2 (HMT=52,087 m) est équipée de trois pompes disposées en parallèle, permettant d'acheminer un débit égal 117.57 l/s vers station de pompage SP3 (HMT=70.76m), laquelle comprend deux pompes en service et une pompe de secours.

Afin d'assurer le bon fonctionnement des stations, d'évite le phénomène de la cavitation et protège la station contre coup de bélier, nous avons étudié les dimensionnements des équipements et le calage précis des pompes, et nous avous calcul les volumes des réservoirs d'aire dans les tronçonnés de refoulement, en basent sur la méthode de PEUCH et MENUIER.

Chapitre VII: Managent du projet

Introduction :

Dans le cadre d'un projet d'adduction, une estimation correcte des coûts et une organisation rigoureuse du chantier sont essentielles pour garantir la réussite des travaux. Une bonne préparation permet de déterminer les moyens humains et matériels nécessaires, de planifier les tâches dans les délais prévus et de limiter les dépenses. Le chantier doit offrir un cadre favorable à la coordination entre les engins, les ouvriers et les différentes étapes d'exécution. Le choix des équipements, l'organisation des interventions et le respect des règles de sécurité constituent ainsi des éléments clés pour assurer la qualité de l'ouvrage et répondre efficacement aux besoins en alimentation en eau potable.

VII.1. Travaux relatifs à l'adduction :

La réalisation d'un réseau d'adduction d'eau potable implique une succession d'opérations préliminaires et d'exécution, indispensables à l'implantation correcte des conduites. Les principales étapes sont les suivantes :

VII.1.1. Débroussaillage et décapage de la couche végétale:

Il s'agit d'une intervention préparatoire consistant à débarrasser la surface du terrain de toute végétation, racines, matériaux organiques ou éléments perturbateurs. Cette opération permet d'assainir la zone de chantier en vue des travaux de traçage, de piquetage et d'ouverture des fouilles, tout en assurant des conditions optimales pour les opérations ultérieures de terrassement.

VII.1.2. Réalisation des tranchées :

L'excavation des tranchées est généralement réalisée de manière mécanique, en suivant le sens hydraulique inverse, c'est-à-dire en progressant de l'aval vers l'amont.

Les dimensions de la tranchée sont déterminées en fonction des caractéristiques de la conduite à poser :

- **Largeur de la tranche (B) :** elle doit excéder le diamètre extérieur de la canalisation d'au moins 30 cm de chaque côté, afin de permettre une mise en place et un remblaiement adéquat.
- **Profondeur de la tranchée (H):** elle doit toujours être supérieure à la largeur, et généralement comprise entre 0,80 m et 1,20 m en moyenne, voire plus, selon la classe de conduite, la nature du sol et les contraintes locales.

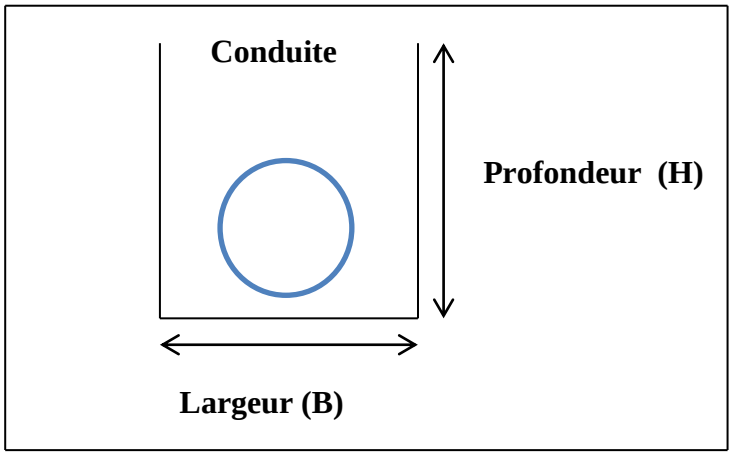


Figure VII. 1: Profondeur H et largeur B de la tranchée pour la conduite.

Les objectifs principaux de cette profondeur sont les suivants :

- Assurer la protection mécanique de la conduite contre les charges roulantes ou les surcharges accidentelles.
- Garantir une isolation thermique minimale, afin d'éviter l'influence des variations de température sur le matériau de la conduite.
- Prévenir les effets du gel, en particulier dans les régions exposées aux basses températures.

VII.1.3. Mise en place du lit de pose en sable pour canalisations:

La mise en œuvre des conduites nécessite la réalisation préalable d'un lit de pose dont l'épaisseur varie généralement entre 10 et 20 cm, constitué de sable propre, homogène, afin de garantir un appui uniforme sur toute la longueur de la canalisation.

VII.1.4. Pose des canalisations :

La pose des conduites s'effectue généralement en tranchée, sauf dans des cas particuliers où une pose à même le sol peut être envisagée, à condition qu'un entretien rigoureux et des mesures de protection spécifiques soient assurés. Les tranchées doivent être suffisamment dimensionnées pour permettre l'accès du personnel et l'exécution des travaux dans des conditions de sécurité optimales. Le fond de la fouille doit être soigneusement nivelé, conformément au profil en long du projet.

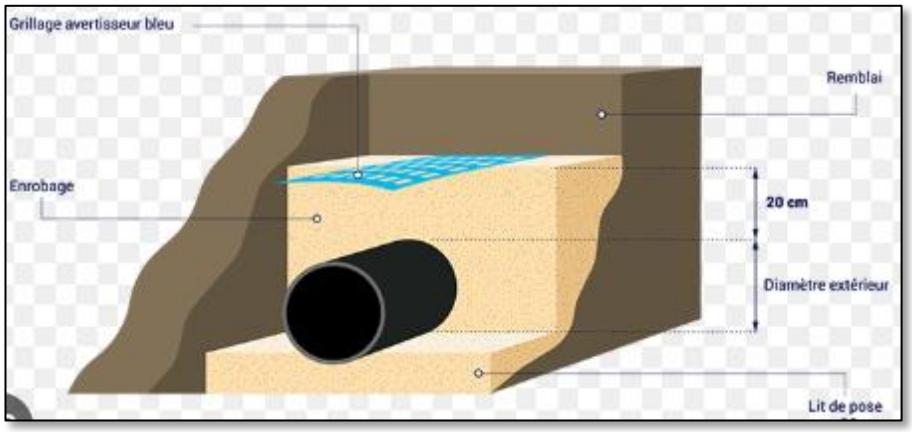


Figure VII. 2: Pose de canalisation sur terrain ordinaire. **[16]**

- **Pose en terrain ordinaire :**

La conduite est posée dans une tranchée d'au moins 60 cm de large, assez profonde pour recevoir le lit de pose, la canalisation et le remblai de protection. Le fond de la tranchée est préparé avec une couche de sable nivelée de 15 à 20 cm. Avant la pose, les conduites sont bien vérifiées pour éliminer celles qui sont endommagées. La pose dans la tranchée se fait à la main ou à la machine, selon le chantier

- **Pose de canalisations en terrain peu cohérent :**

Dans les zones instables comme les terrains marécageux ou tourbeux, il faut stabiliser le sol pour éviter que la canalisation ne bouge avec le temps. Selon le type de sol, on pose soit une semelle continue en béton armé sous la conduite, soit on soutient la canalisation avec des blocs en béton posés sur des pieux en bois dur (comme du chêne) enfoncés jusqu'au sol solide.

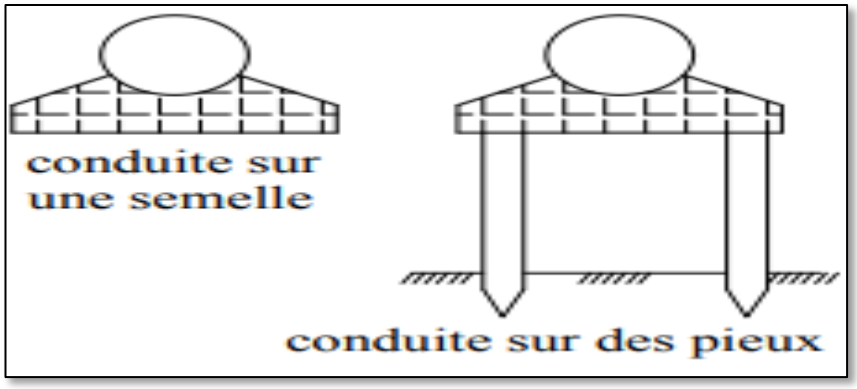


Figure VII. 3: Pose de canalisations sur pieux ou sur semelle.

- **Pose de canalisations en galerie** :

Quand une conduite est posée dans une galerie souterraine, un caniveau de drainage est installé pour évacuer l'eau vers un réseau d'assainissement proche. Les petites canalisations peuvent être placées dans un fourreau plus large, posé sur des blocs en béton. Des vannes d'isolement sont installées de chaque côté de l'ouvrage traversé, comme une route.



Figure VII. 4: Pose de canalisations en galerie.**[17]**

- **Traversée de cours d'eau :**

La pose de conduites à travers une rivière nécessite des techniques particulières selon le cas. S'il y a un pont, la canalisation peut être suspendue sous la structure. S'il n'y a pas de pont, la conduite est posée dans le lit de la rivière, sur des supports solides, avec une protection contre les chocs. On utilise généralement des tuyaux en acier soudé ou en polyéthylène haute densité (PEHD). Les raccords sont soudés et maintenus par des blocs en béton. Les conduites en métal sont aussi protégées contre la corrosion pour durer plus longtemps.



Figure VII. 5: Pose de canalisation en traversée de cours d'eau.[17]

VII.1.5. Remblaiement des tranchées :

Le remblaiement consiste à reconstituer le niveau du terrain naturel en remplissant progressivement les tranchées avec un matériau approprié. Cette opération est réalisée par couches successives, suivies d'une compaction soigneuse afin de limiter les tassements différentiels et d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.1.6. Travaux de compactage :

Le nivellement permet d'uniformiser le sol en supprimant les irrégularités laissées par le remblai. Le compactage suit pour augmenter la résistance du sol, réduire les vides et prévenir tout tassement différé.

VII.2. Travaux d'adduction :

L'estimation des volumes associés à chaque type de travaux est prévue dans le cadre de la réalisation du projet.

VII.2.1. Calcul de volume des travaux de l'adduction :

L'évaluation des volumes liés à la pose des canalisations porte sur les étapes suivantes :

a. Volume de décapage :

Pour évaluer le volume de décapage, on utilise la formule (VII.1) suivante :

$$\boldsymbol{V_{déc} = L \times B \times H} \qquad \textbf{(VII. 1)}$$

Avec :

L : longueur des tranchées en m

H : profondeur de la couche végétale pour notre terrain d'étude on prendre égal 0.1m.

B : la largeur de couche végétale dépend de la zone, il est calcul par la formule suivante :

$$\boldsymbol{B = D + 2 \times 0.3} \quad (\textbf{VII.2})$$

D : diamètre extérieure de la conduite posée (m).

Le tableau (VII.1) somme les volumes de décapage des chaque tronçon :

Tableau VII. 1: présente les volumes de décapage pour chaque canalisation.

Tronçon	**D (mm)**	**Longueur (m)**	**H (m)**	**B (m)**	$\boldsymbol{V_{déc}}$ $\boldsymbol{(m^3)}$
SP1-RT1	400	1586	1,415	1	2684,500
RT1-P1	250	1897	1,35	0,85	1854,318
P1-R Z	86	308	1,19	0,686	208,330
P1-P2	250	1853	1,35	0,825	1719,816
P2-SP2	250	466	1,35	0,825	432,506
SP2-SP3	400	6084	1,35	1	7909,200
SP3-RT2	400	4135	1,35	1	5375,500
RT2-P3	400	15665	1,415	1	20364,500
P3-P4	400	1791	1,415	1	2328,300
P4-P5	400	4837	1,35	1	6288,100
P5-P6	400	2859	1,35	1	3716,700
P6-P7	315	2835	1,35	0,915	3151,740
P7-R Béni abbés	315	2997	1,35	0,915	3331,840
Total					**59365,35**

b. Volume de lit de sable :

Le volume du lit de sable est déterminé à l'aide de la formule (VII.3) suivante :

$$\boldsymbol{V_{L,sable} = e \times B \times L} \quad (\textbf{VII.3})$$

Avec :

L : la longueur du tronçon en m.

B : la largeur du tronçon en m.

e : épaisseur de lit de sable pour notre travaux e=0.1m varie entre 10 à 30cm.

Le tableau (VII.2) ci-dessus présent les volumes occupe par lit de sable pour tous les tronçons du projet.

Tableau VII. 2: Le volume de sable correspondant à chaque tronçon.

Tronçons	**D (mm)**	**Longueur (m)**	**H (m)**	**B (m)**	$V_{l,sable}(m^3)$
SP1-RT1	400	1586	1,415	1	206,500
RT1-P1	250	1897	1,35	0,85	161,245
P1-R Z	86	308	1,19	0,686	21,129
P1-P2	250	1853	1,35	0,825	152,873
P2-SP2	250	466	1,35	0,825	38,445
SP2-SP3	400	6084	1,35	1	608,400
SP3-RT2	400	4135	1,35	1	413,500
RT2-P3	400	15665	1,415	1	1566,500
P3-P4	400	1791	1,415	1	179,100
P4-P5	400	4837	1,35	1	483,700
P5-P6	400	2859	1,35	1	285,900
P6-P7	315	2835	1,35	0,915	259,403
P7-R Béni abbés	315	2997	1,35	0,915	274,226
Total					**4650,919**

c. Volume occupe par la conduite :

Le calcul du volume correspondant aux conduites s'effectue selon la formule(VII.4) suivante :

$$\boldsymbol{Vconduite = S \times L} \quad \textbf{(VII. 4)}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite (m).

S : section de la conduite en m^2calcule par la formule (VII.5) suivante :

$$\boldsymbol{S = \frac{D^2 \times \pi}{4}} \quad \textbf{(VII. 5)}$$

D : diamètre extérieur de la conduite (m).

Les résultats calculés figurent dans le tableau (VII.3) suivant :

Tableau VII. 3: Calcul du volume occupé par la conduite.

Tronçons	D (mm)	Longueur (m)	Section (m^2)	$V_{conduite}$ (m^3)
SP1-RT1	400	1586	0,126	259,364
RT1-P1	250	1897	0,049	93,072
P1-R Z	86	308	0,006	1,788
P1-P2	250	1853	0,040	73,639
P2-SP2	250	466	0,040	18,519
SP2-SP3	400	6084	0,126	764,150
SP3-RT2	400	4135	0,126	519,356
RT2-P3	400	15665	0,126	1967,524
P3-P4	400	1791	0,126	224,950
P4-P5	400	4837	0,126	607,527
P5-P6	400	2859	0,126	359,090
P6-P7	315	2835	0,078	220,823
P7-R Béni abbés	315	2997	0,078	233,441
Total				**5343,244**

d. Volume de remblai :

Pour estimer le volume du remblai de protection, on applique la formule ci-après :

$$V_{remblai} = V_{déc} - V_{l,sable} - V_{occupe} \quad (\textbf{VII. 6})$$

Avec :

$\mathbf{V_{déc}}$: Volume occupe par la conduite enm^3.

$\mathbf{V_{l,sable}}$: Volume du lite de sable en m^3.

$V_{déc}$: Volume de décapage en m^3.

Les volumes relatifs aux divers travaux d'adduction, nécessaires à la détermination du volume de remblai, sont rassemblés dans le tableau (VII.4) ci-dessous :

Tableau VII. 4: Résultats du calcul du volume de remblai.

Tronçons	D (mm)	$V_{déc}(m^3)$	V_C (m^3)	$V_{sable}(m^3)$	$V_{remblai}(m^3)$
SP1-RT1	400	2684,500	199,202	206,500	2218,636
RT1-P1	250	1854,318	93,072	161,245	1600,001

P1-R Z	86	208,330	1,788	21,129	185,413
P1-P2	250	1719,816	73,639	152,873	1493,304
P2-SP2	250	432,506	18,519	38,445	375,542
SP2-SP3	400	7909,200	764,150	608,400	6536,650
SP3-RT2	400	5375,500	519,356	413,500	4442,644
RT2-P3	400	20364,500	1967,524	1566,500	16830,476
P3-P4	400	2328,300	224,950	179,100	1924,250
P4-P5	400	6288,100	607,527	483,700	5196,873
P5-P6	400	3716,700	359,090	285,900	3071,710
P6-P7	315	3151,740	220,823	259,403	2671,515
P7-R Béni abbés	315	3331,840	233,441	274,226	2824,173
Total		**59365,35**	**5343,244**	**4650,919**	**49371,186**

e. Les volumes des travaux d'adduction :

L'ensemble des volumes totaux correspondant aux divers travaux exécutés est consigné dans le tableau (VII.5) suivant :

Tableau VII. 5: Volumes totaux par type de travaux d'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m^3	59365,35
2	Lit de sable	m^3	4650.919
3	Pose de conduite	m^3	5343.244
4	Remblais	m^3	49371.186

VII.3. Calcul du volume des travaux des stations des pompages :

Dans le cadre de ce projet, il est prévu la mise en place de trois stations de reprise, chacune dotée de deux pompes, comme mentionné dans le chapitre dédié à l'étude de pompage. Les dimensions des bâtiments abritant ces stations sont présentées ci-après :

Tableau VII. 6: les caractéristiques d'abri des stations des pompages.

	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)
Station de pompage SP1			
Station de pompage	15	7	6
Fouilles	1.5	1.5	1.5
Semelle	1.5	1.5	0.4
Demi-Poteaux	0.4	0.4	1
Poteaux	0.4	0.4	6
Dalle	15	7	0.05
Station de pompage SP2			
Station de pompage	14	7	6
Fouilles	1.5	1.5	1.5
Semelle	1.5	1.5	0.4
Demi-Poteaux	0.3	0.3	0,6
Poteaux	0.4	0.4	6
Dalle	14	7	0.05
Station de pompage SP3			
Station de pompage	15	7	6
Fouilles	1.5	1.5	1.5
Semelle	1.5	1.5	0.4
Demi-Poteaux	0.3	0.3	0.6
Poteaux	0.4	0.4	6

VII.3.1. Volume de décapage de la terre végétale :

Le volume de terre végétale à décaper est obtenu à partir de la relation suivante :

$$V_{dtV} = S_{dtv} \times e_{dtv} \qquad (\textbf{VII. 7})$$

Avec :

$\mathbf{V_{dtV}}$: Volume de décapage de la terre végétale (m^3) .

S_{dtv}: Surface concernée par le décapage (m²) .

e_{dtv} : Épaisseur de la couche à enlever (m).

La surface de décapage est déterminée par :

$$S_{dtv} = (L_{sr} + 4) \times (l_{sr} + 4) \qquad (VII.8)$$

Avec :

L_{sr}**:** Longueur de la station de reprise (m) .

l_{sr}: Largeur de la station de reprise (m).

Pour l'épaisseur de décapage, une valeur de 10 cm est retenue, correspondant à la couche superficielle de terre végétale à enlever.

Le tableau suivant présente l'évaluation des volumes liés au décapage de la couche de terre végétale.

Tableau VII. 7: Estimation du volume de décapage de la terre végétale.

Station de pompage	S_{dtv} (m^2)	V_{dtV} (m^3)
SP1	209	2,09
SP2	198	1,98
SP3	209	2,09
Totale		**6,283**

VII.3.2. Volume du déblai des fouilles :

Le volume du déblai des fouilles déterminé par la formule suivante :

$$V_{df} = Lf \times lf \times hf \qquad (VII.9)$$

Avec :

Lf: La longueur d'une fouille en m.

lf: La largeur d'une fouille en m.

hf: La hauteur d'une fouille en m.

Tel que le volume total des fouilles sera calculé par la relation suivante :

$$Vdft = Vdf \times Np \quad (VII.10)$$

Np : Nombre des poteaux calcul comme suite :

$$\boldsymbol{Np = \left(\frac{Lst}{4} + 1\right) \times \left(\frac{lst}{3} + 1\right)} \quad \boldsymbol{(VII.11)}$$

Le tableau ci-après illustre l'estimation du volume global des déblais issus des fouilles.

Tableau VII. 8:Évaluation du volume total des déblais de fouilles.

station de pompage	$\boldsymbol{Vdf}$ $(\mathbf{m^3})$	$\boldsymbol{Np}$	$\boldsymbol{Vdft}$ $(\boldsymbol{m^3})$
SP1	3,375	16	54
SP2	3,375	15	50,625
SP3	3,375	16	54
Totale			**158,625**

VII.3.3. Volume de béton propreté Sous semelle :

La formule suivante permettre de calcul le volume de béton propreté de sous semelle :

$$\mathbf{V\ B.p.s = (Ls + 0.1) \times (ls + 0.1) \times e\ (m^3)} \quad \mathbf{(VII.12)}$$

$$\mathbf{Vbps\ total = Vbps \times Np(m^3)} \quad \mathbf{(VII.13)}$$

Avec :

$\boldsymbol{Ls}$: La longueur de la semelle(m).

$\boldsymbol{ls}$: La largeur de la semelle en m.

e : épaisseur de béton de propreté sera égal 10cm.

Le tableau ci-après présente l'estimation du volume global du béton de propreté utilisé sous les semelles.

Tableau VII. 9: Évaluation du volume total de béton de propreté sous les semelles.

station de pompage	$\boldsymbol{Vbps}(\mathbf{m^3})$	$\boldsymbol{Np}$	$\boldsymbol{Vbps\ total}(\mathbf{m^3})$
SP1	0,256	16	4,096
SP2	0,256	15	3,84
SP3	0,256	16	4,096
Totale			**12,032**

VII.3.4. Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les semelles :

Le calcul du volume de béton armé nécessaire pour une semelle se fait à l'aide de la relation suivante :

$$\mathbf{V_{B\,A\,S} = L_s \times l_s \times h_s} \qquad (\mathbf{IIV.14})$$

Avec :

$\mathbf{V_{B\,A\,S}}$: Volume de béton armé d'une semelle (m³).

$\boldsymbol{Ls}$: La longueur de la semelle(m).

$\boldsymbol{ls}$: La largeur de la semelle en m.

$\mathbf{h}_s$: Hauteur de la semelle (m).

Le volume global du béton armé requis pour l'ensemble des semelles est obtenu par :

$$\boldsymbol{V_{Bas\ totale} = V_{B\,a\,s} \times N_P} \qquad (\mathbf{IIV.15})$$

Avec :

$\boldsymbol{V_{Bas\ totale}}$: Volume total du béton armé destiné aux semelles (m³) ;

$\boldsymbol{N_P}$: Nombre total de poteaux.

Le tableau ci-après indique l'estimation du volume global de béton armé destiné aux semelles

Tableau VII. 10: Évaluation du volume total de béton armé des semelles.

station de pompage	$\mathbf{V_{B\,a\,s}}$ $(\mathbf{m^3})$	$\mathbf{N_P}$	$\mathbf{V_{Bas\ totale}}$ $(\mathbf{m^3})$
SP1	0.9	16	14,4
SP2	0.9	15	13,5
SP3	0.9	16	14,4
Totale			**42,3**

VII.3.5. Volume de béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les demi-poteaux :

Le volume de béton armé nécessaire à la réalisation d'un demi-poteau est obtenu à partir de l'expression suivante :

$$\mathbf{V_{B\,a\,dp} = a \times b \times h} \qquad (\mathbf{IIV.16})$$

Avec :

$\mathbf{V_{B\,a\,dp}}$**:** Volume de béton armé d'un demi-poteau (m^3).

$\boldsymbol{a}$: Largeur du demi-poteau (m).

b : base du demi-poteau (m) .

h: hauteur du demi-poteau (m).

Le volume total de béton armé nécessaire pour l'ensemble des demi-poteaux est donné par la relation :

$$\mathbf{V_{B\,a\,dp\,totale} = V_{B\,a\,dp} \times N_p} \qquad (\mathbf{IIV.17})$$

Avec :

$\mathbf{V_{B\,a\,dp\,totale}}$: Volume total de béton armé des demi-poteaux (m^3) .

$\mathbf{N_p}$: Nombre total de poteaux.

Le tableau ci-après présente l'évaluation du volume global de béton armé correspondant aux demi-poteaux.

Tableau VII. 11: Estimation du volume total de béton armé des demi-poteaux.

station de pompage	$\mathbf{V_{B\,a\,dp}}$ m^3	$\mathbf{N_p}$	$\mathbf{V_{B\,a\,dp\,totale}}$ m^3
SP1	0,16	16	2,56
SP2	0,054	15	0,81
SP3	0,16	16	2,56
Totale			**5,93**

VII.3.6. Volume de remblai des fouilles :

Le volume de remblai correspondant à une fouille est déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$\mathbf{V_{R\,f} = V_{d\,f} - (V_{BPS} + V_{B\,a\,s} + V_{B\,a\,d\,p})} \qquad (\boldsymbol{VII.18})$$

Avec :

$V_{R\,f}$: Volume de remblai d'une fouille (m³).

$V_{d\,f}$: Volume de déblai de la fouille (m³).

V_{BPS}: Volume du béton de propreté sous la semelle (m³).

$V_{B\,a\,s}$: Volume du béton armé d'une semelle (m³).

$V_{B\,a\,d\,p}$: Volume du béton armé d'un demi-poteau (m³).

Le volume global de remblai pour l'ensemble des fouilles est ensuite calculé par :

$$\mathbf{V_{Rf\ totale} = V_{R\,f} \times N_p} \qquad (\mathbf{VII.19})$$

Avec :

$V_{Rf\ totale}$: Volume total de remblai des fouilles (m³).

N_p: Nombre total de poteaux.

Le tableau ci-après expose l'estimation du volume global de remblai des fouilles.

Tableau VII. 12: Évaluation du volume total de remblai des fouilles.

station de pompage	$\mathbf{V_{R\,f}}$ m^3	$\mathbf{N_p}$	$\mathbf{V_{Rf\ totale}}$ m^3
SP1	2,059	16	32,944
SP2	2,165	15	32,475
SP3	2,059	16	32,944
Totale			**98,363**

VII.3.7. Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les dalles :

Le calcul du volume de béton armé nécessaire pour les deux dalles (supérieure et inférieure) s'effectue à l'aide de la relation suivante :

$$\boldsymbol{v_d = 2 \times (L_{sr} + 0.05) \times (l_{sr} + 0.05) \times e_d} \qquad (\boldsymbol{VII.20})$$

Avec :

$\boldsymbol{v_d}$: Volume total de béton armé pour les dalles (m³).

$\boldsymbol{L_{sr}}$: Longueur de la station (m).

$\boldsymbol{l_{sr}}$: Largeur de la station (m).

$\boldsymbol{e_d}$: Épaisseur de la dalle (m).

Le tableau ci-après indique l'estimation du volume de béton destiné aux dalles.

Tableau VII. 13: Évaluation du volume de béton pour les dalles.

Station de pompage	$v_d(m^3)$
SP1	10,61025
SP2	9,90525
SP3	10,61025
Totale	**31,12575**

VII.3.8. Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les poteaux :

Le volume de béton armé nécessaire pour un poteau est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{V_{Ba\,p} = ap \times bp \times hp} \qquad (\boldsymbol{VII.21})$$

Avec :

$\boldsymbol{V_{Ba\,p}}$: Volume de béton armé d'un poteau (m³) ;

$\boldsymbol{ap}$: Largeur du poteau (m) ;

$\boldsymbol{bp}$: Base du poteau (m) ;

$\boldsymbol{hp}$: Hauteur du poteau (m).

Le volume total de béton armé destiné aux poteaux est ensuite calculé par :

$$\boldsymbol{V_{Ba\,pt} = V_{Ba\,p} \times Np} \qquad (\boldsymbol{VII.22})$$

Avec :

$\boldsymbol{V_{Ba\,pt}}$: Volume total de béton armé pour l'ensemble des poteaux (m³) .

Tableau VII. 14: Volume du béton armé pour les poteaux.

Station de pompage	$\boldsymbol{V_{Ba\,pt}}$	$\boldsymbol{V_{Ba\,p}}$	$\boldsymbol{Np}$
SP1	0,96	16	15,36
SP2	0,96	15	14,4
SP3	0,96	16	15,36
Totale			45,12

VII.3.9. Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les poutrelles

Le volume de béton armé destiné aux poutrelles est évalué à partir de la relation suivante :

$$V_{Ba\,pt} = V_{Ba\,d} \times 0.2 \qquad (VII.23)$$

Avec :

$V_{Ba\,pt}$: Volume de béton armé nécessaire pour les poutrelles (m³) ;

$V_{Ba\,d}$: Volume de béton armé des dalles (m³).

Ainsi, le volume des poutrelles correspond à 20 % du volume de béton armé des dalles. Le volume total calculé est présenté dans le tableau ci-après.

Le tableau ci-après présente l'estimation du volume global de béton armé relatif aux poutrelles

Tableau VII. 15: Évaluation du volume de béton armé des poutrelles.

Station de pompage	$V_{Ba\,d}$	$V_{Ba\,pt}$
SP1	10,61025	2,12205
SP2	9,90525	1,98105
SP3	10,61025	2,12205
Totale		**6,22515**

VII.3.10. Volume de béton armé de la chape (plate-forme) :

Le volume de béton armé nécessaire pour la réalisation de la chape est déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$V_{Ba\,pft} = s_c \times e_{pf} \qquad (VII.24)$$

Avec :

$V_{Ba\,pft}$: Volume de béton armé de la plate-forme (m³).

s_c: Surface totale des casiers (m²) .

e_{pf}: Épaisseur de la plate-forme (m).

La surface des casiers se calcule par :

$$\mathbf{s_c = (DL - 0.3) \times (Dl - 0.3) \times Nc} \qquad (\mathbf{VII.25})$$

Avec :

DL: Distance entre axes des poteaux dans le sens de la longueur (m) ;

Dl : Distance entre axes des poteaux dans le sens de la largeur (m) ;

Nc: Nombre total de casiers.

Le tableau ci-après expose l'estimation du volume de béton armé employé pour la chape.

Tableau VII. 16: Évaluation du volume de béton armé pour la chape.

Station de pompage	s_c	e_{pf}	$V_{Ba\,pft}$
SP1	104,34	0.05	5,217
SP2	69,93	0.05	3,4965
SP3	104,34	0.05	5,217
Totale			**13,9305**

VII.3.11.Nombre des pièces d'hourdis :

Le nombre des pièces d'hourdis calculé comme suite :

Les dimensions des hourdis utilise sont (50*25*15) cm

$$Nombre\ des\ hourdis = \frac{surface\ des\ casiers}{surface\ d'uneseule\ hourdis} \qquad (\mathbf{VII.26})$$

Tableau VII. 17: présent le nombre des hourdis pour chaque station de pompage.

Station de pompage	**Surface** m^2	**Surface d'un seul hourdis**m^2	**Nombre**
SP1	104,34	0.125	835
SP2	69,93	0.125	560
SP3	104,34	0.125	835
Totale			**2230**

VII.3.12. Nombre des briques :

Le nombre des briques utilise pour chaque station de pompage détermine par la formule suivant :

$$\boldsymbol{S\ brique = s\ t, murs - S\ fenetres - S\ portail - Spoteaux\ ex} \qquad (\boldsymbol{VII.27})$$

Surface des pièces des briques =surface totale des briques/surface d'un seule brique

Tel que les dimensionnés d'un seul brique sont 30*20cm2

Avec :

s t, murs: Surface totale des murs (m^2).

S fenetres : Surface des fenêtres (m^2).

S portail : Surface du portail (m^2).

Spoteaux ex : Surface des poteaux extérieurs (m2).

La surface totale des murs est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{ST_{murs}} = \times \mathbf{2} + \mathbf{h_{sr}} \times \times \mathbf{2} \quad (\mathbf{VII.28})$$

$\mathbf{L_{sr}}$: La longueur de la station (m) .

$\mathbf{h_{sr}}$: La hauteur de la station (m) .

$\mathbf{l_{sr}}$: La largeur de la station (m).

Le tableau ci-après présente l'évaluation de la surface totale en brique.

Tableau VII. 18: présente le nombre de brique pour chaque station de pompage.

Station de pompage	$s\ t, murs$: m^3	$Spoteaux\ ex$ m^3	$S\ portail$ m^3	$S\ fenetres$ m^3	S briques	Nbr de brique
SP1	264	13	31,2	11.44	208,36	3475
SP2	252	13	24	11.44	203,56	3393
SP3	264	13	31,2	11.44	208,36	3475
Totale						**10343**

VII.4. Estimation quantitative et financière des travaux d'adduction :

Les quantités de travaux et leur estimation financière sont regroupées dans le devis présenté au tableau suivant :

Tableau VII. 19: Quantification et estimation budgétaire du projet d'adduction.

Désignation	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant total (DA)**
Conduite PEHD PN20				
Ø400	ML	12824		24214431
Conduite PEHD PN16				
Ø400	ML	22293	11043,11	246184051
Ø315	ML	8691	6877,53	59772613,2
Ø250	ML	4216	4324,44	18231839
Ø86	ML	308	283,97	87462,76
Travaux des tassements				
Déblais	m^3	59365,35	500	29682675
Lit de sable	m^3	4650.919	1250	5813648,75
Grillage avertisseur	m^3	48332	150	7249800
Remblais	m^3	49371.186	400	19748474,4
Totale HT				**410984995**

Le tableau ci-après expose la quantification et l'estimation budgétaire relatives à la réalisation des trois stations de pompage.

Tableau VII. 20: Quantification et estimation budgétaire pour la réalisation des trois stations de pompage.

Désignation	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant total (DA)**
Station de pompage				
Volume de décapage de terre végétale	m^3	6,283	250	1570,75
Volume du déblai des	m^3	158,625	450	71381,25

fouilles				
Volume de béton de propreté sous semelles	m^3	12,032	800	9625,6
Volume de béton armé pour les semelles	m^3	42,3	50000	2115000
Volume de béton armé pour demi poteaux	m^3	5,93	50000	296500
Volume du remblai des fouilles	m^3	98,363	300	296500
volume du béton armé pour dalles	m^3	31,12575	50000	29508,9
Volume du béton armé des poteaux	m^3	45,12	50000	1556287,5
Volume de béton armé des poutrelles	m^3	6,22515	50000	2256000
Volume de béton arme pour la chape	m^3	13,9305	50000	311257,5
Nombre des pièces d'hourdis	N	2230	50	696525
Nombre des pièces de briques	N	10343	30	111500
Accessoires	N			120000
Fourniture et transport des portes	N			310290
Fourniture et transport des fenêtres	N	12	5000	60000
Totale				**8241946,5**

Le devis estimatif et quantitatif global, récapitulant l'ensemble des postes de travaux ainsi que leurs coûts, est illustré dans le tableau suivant :

Tableau VII. 21: Devis estimatif et quantitatif global.

Désignation des travaux	Montant total (DA)
Travaux pour la réalisation des canalisations	410984995
Travaux pour la réalisation des trois stations	8241946,5
Travaux pour la réalisation des réservoirs	21000000
Totale HT	440226942
TVA 19%	83643118,9
TOTALE TTC	523870060

Le coût global des travaux est évalué à Cinq cent vingt-trois millions huit cent soixante-dix mille soixante dinars algériens.

VII.5. Temps d'exécution des travaux de l'adduction :

VII.5.1. Estimation du délai d'exécution des travaux :

La durée d'exécution des engins se détermine selon la formule suivante :

$$\mathbf{T_{ex} = \frac{V}{Vpelle}} \quad (\mathbf{VII.1})$$

$$\boldsymbol{V_p = C_{Godet} \times K_f \times H \times t_{cyc}} \quad (\mathbf{VII.2})$$

Avec:

$\boldsymbol{C_{Godet}}$**:** Capacité du godet (m³).

$\boldsymbol{K_f}$ **:** Coefficient de remplissage du godet, compris entre 0,8 et 0,9. On adopte K_f= 0,85.

Tc : durée d'un cycle de remplissage du godet, variant entre 15 et 30 s. On fixe Tc = 30 s.

H : nombre d'heures de travail par jour (H = 8 h).

A.N :

$$V_{pelle} = 1{,}2 \times 0{,}85 \times 30 \times 8 = 244.8\ m^3/j$$

Les durées d'exécution estimées pour chaque opération sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 22: calcules des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction.

N°	Opération	Durée (j)
1	Excavation de la tranchée	242
2	Pose de conduite	102
3	Remblais	203
4	Compactage	79

VII.5.2. Présentation des différentes tâches et de leurs temps d'exécution :

Les différentes tâches, ainsi que leur durée de réalisation, sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 23: Temps nécessaire à la réalisation des tâches d'adduction.

Notation	Opération	Durée (j)
EX1	Exécution des tranchées (SP1-RT1)	20
EX2	Exécution des tranchées (RT1-SP2)	17
EX3	Exécution des tranchées (piq1-RZeghamra)	1
EX4	Exécution des tranchées (SP2-SP3)	33
EX5	Exécution des tranchées (SP2-RT2)	23
EX6	Exécution des tranchées (RT2-RT Béni Abbes)	148
PC1	Pose canalisation (SP1-RT1)	15
PC2	Pose canalisation (RT1-SP2)	12
PC3	Pose canalisation (Piq1-R Zeghamra)	1
PC4	Pose canalisation (SP2-SP3)	22
PC5	Pose canalisation (SP3-RT2)	18
PC6	Pose canalisation (RT2-RT Béni Abbes)	34
RT1	Remblayage des tranchées (SP1-RT1)	18
RT2	Remblayage des tranchées (RT1-SP2)	15
RT3	Remblayage des tranchées (Piq1-Rzeghamra)	1
RT4	Remblayage des tranchées (SP2-SP3)	31

RT5	Remblayage des tranchées (SP3-RT2)	16
RT6	Remblayage des tranchées (RT2-R Béni Abbes)	122
CT1	Compactage des tranchées (SP1-RT1)	11
CT2	Compactage des tranchées (RT1-SP2)	13
CT3	Compactage des tranchées (Piq1-RZeghmra)	1
CT4	Compactage des tranchées (SP2-SP3)	17
CT5	Compactage des tranchées (SP3-RT2)	14
CT6	Compactage des tranchées (RT2-RBéni Abbes)	23

VII.5.3. Organisation des tâches d'adduction selon la méthode du chemin critique (CPM) :

La planification des travaux d'adduction est une étape préalable au chantier. Elle permet d'organiser la main-d'œuvre et les moyens disponibles afin que les opérations soient exécutées dans un ordre logique, sans retard. Pour ce faire, la méthode CPM est utilisée.

Les principaux paramètres nécessaires à son application sont :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard ***(*DCPP = DFPP – TR*).***

DFP : date de finition au plus tôt ***(*DFP = DCP + TR*).***

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

La séquence des tâches relatives à l'adduction est exposée dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII. 24: Répartition des activités associées aux différentes opérations d'adduction.

Opération	Succédé	Précède
EX1	EX2-PC1	-
EX2	EX3-PC2	EX1
EX3	EX4-PC3	EX2
EX4	EX5-PC4	EX3
EX5	EX6-PC5	EX4
EX6	PC6	EX5

PC1	PC2-RT1	EX1
PC2	PC3-RT2	EX2-PC1
PC3	PC4-RT3	EX3-PC2
PC4	PC5-RT4	EX4-PC3
PC5	PC6-RT5	PC4-EX5
PC6	RT6	PC5-EX6
RT1	R2-CT1	PC1
RT2	R3-CT2	RT1-PC2
RT3	R4-CT3	RT2-PC3
RT4	R5-CT4	RT3-PC4
RT5	R6-CT5	RT4-PC5
RT6	CT6	RT5-PC6
CT1	CT2	RT1
CT2	CT3	RT2-CT1
CT3	CT4	RT3-CT2
CT4	CT5	RT4-CT3
CT5	CT6	RT5-CT4
CT6	-	RT6-CT5

La représentation des réseaux à nœuds est donnée dans la figure VII.4.

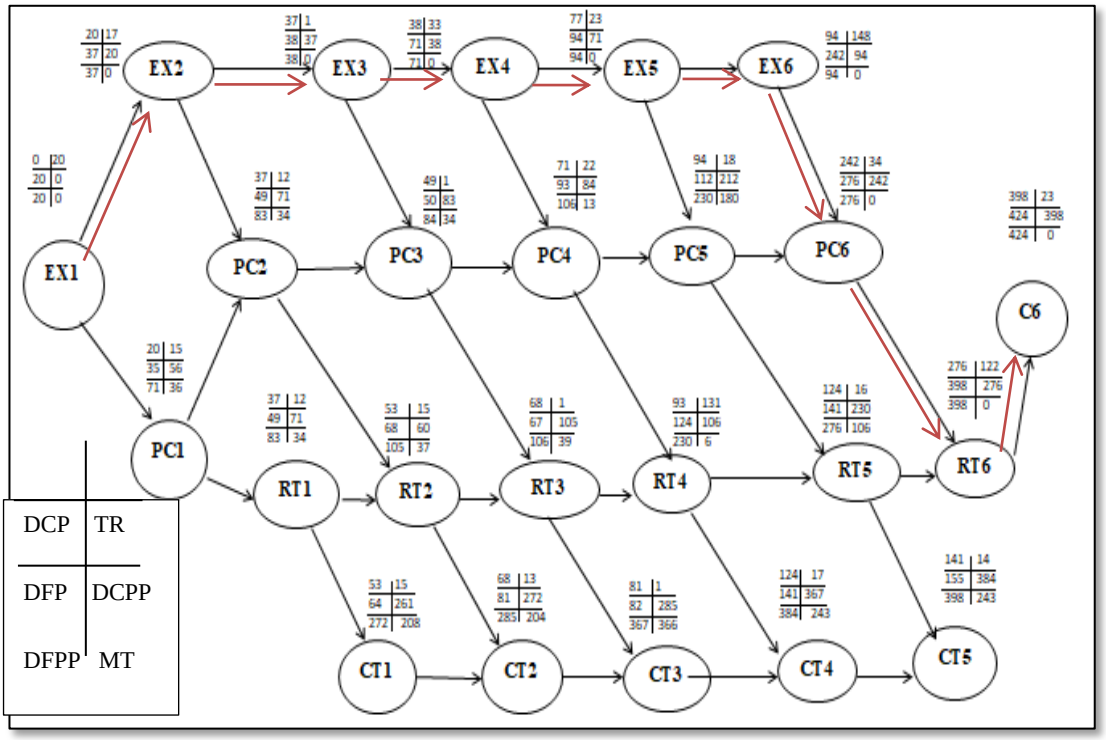


Figure VII. 6: Réseau a nœuds de l'adduction.

Sur la figure (VII.6), les flèches rouges matérialisent le chemin critique du réseau(EX1-EX2-EX3-EX4-EX5-EX6-PC6-RT6-C6), représentant la succession des tâches déterminantes pour le respect du délai global. Ainsi, la durée totale de réalisation de l'adduction du projet est estimée à 424 jours.

VII.6. Engins nécessaires aux travaux de terrassement :

Les terrassements seront réalisés à l'aide d'équipements courants de travaux publics, ce qui permet de réduire les délais et les coûts. Les engins retenus sont : une pelle hydraulique, un bulldozer, un chargeur et un compacteur vibrant pour le sol.

VII.6.1. Pelle hydraulique :

La pelle hydraulique est un engin polyvalent de terrassement, adapté à différents types de terrains, même les plus compacts comme les marnes dures ou les conglomérats. Elle est particulièrement utilisée pour le chargement de matériaux, l'exploitation de carrières et les travaux de fouilles.

- La pelle hydraulique est utilisée principalement pour :
- Le creusement de fouilles et de tranchées.
- Le chargement et le déchargement des matériaux.

- Les travaux de nivellement et de décapage.
- L'extraction et le terrassement en carrières.
- Les travaux en terrains durs (marnes compactes, conglomérats, roches débitées).

VII.6.2. Bulldozer :

Le bulldozer est un engin de terrassement utilisé pour les travaux d'excavation et de nivellement. Il sert principalement à préparer le terrain en l'aplanissant avant le creusement des tranchées et la pose des conduites.

Il est constitué d'un tracteur, monté soit sur chenilles soit sur pneus, équipé à l'avant d'une lame horizontale perpendiculaire à la direction de marche. Cette lame, fixée au châssis par deux longerons, peut être levée ou abaissée grâce à des vérins hydrauliques, ce qui permet de déplacer efficacement les matériaux.

VII.6.3. Chargeur :

Le chargeur est un engin polyvalent utilisé pour déplacer et charger divers matériaux tels que la terre, le sable ou les graviers. Il peut être monté sur pneus, offrant une grande mobilité, ou sur chenilles, mieux adapté aux terrains difficiles. Équipé d'un godet, il permet non seulement le chargement et le transport rapide des matériaux, mais aussi des opérations de remblayage, de nivellement et de déblaiement.

VII.6.4. Compacteur :

Le compacteur est un engin utilisé pour tasser le sol à l'aide de rouleaux ou de pneus, ce qui permet d'augmenter sa densité, de réduire les risques de tassement ou de gonflement et d'améliorer la stabilité des fondations. Il est particulièrement employé pour le compactage des remblais dans les espaces étroits, comme les fouilles de semelles.

VII.7. Sécurité et prévention sur le lieu de travail :

Pour éviter les risques au travail, il faut suivre les règles de sécurité prévues par le Code du travail et appliquer toutes les actions nécessaires pour protéger les travailleurs.

VII.7.1. Protection individuelle :

- Porter un gilet fluorescent près des routes.
- Utiliser des gants pour la manutention.
- Mettre un casque de sécurité pour protéger la tête.

- Se protéger les oreilles en cas de bruit fort.
- Utiliser des chaussures ou bottes de sécurité.
- Porter des lunettes pour protéger les yeux.

VII.7.2. Protection collective :

- Contrôler l'état du matériel avant usage.
- Installer et respecter les panneaux de signalisation.
- Respecter les règles d'accès au chantier.
- Organiser la circulation sur le chantier (engins, véhicules, piétons, priorités et vitesses)

Conclusion :

La planification du chantier est essentielle pour organiser les travaux de terrassement et garantir la réussite du projet. Elle permet de déterminer les ressources humaines et matérielles nécessaires, de choisir les engins adaptés bulldozer, pelle hydraulique et compacteur et de coordonner les étapes pour respecter la durée de réalisation estimée à 1an, 1 mois et 29 jours**.** Le devis quantitatif et estimatif**,** évalué à trois milliards trois cent cinquante-sept millions quatre cent cinquante mille quarante-trois dinars, assure le suivi des coûts et la bonne gestion des travaux tout en garantissant la sécurité et la qualité des ouvrages d'adduction en eau potable.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude réalisée a abouti à la conception d'un système d'adduction d'eau potable dimensionné selon les particularités de la wilaya de Béni Abbés. Les besoins projetés à l'horizon 2055 ont été évalués à 10 402 m³/jour, nécessitant la mise en place d'un réseau de 45 km. Le dimensionnement a retenu des conduites en PEHD PN16 pour les tronçons gravitaires et en PEHD PN20 pour les tronçons de refoulement garantissant ainsi la résistance aux pressions différentielle s'est révélé le plus adapté, non seulement pour sa robustesse et sa longévité, mais également pour son avantage économique.

Pour surmonter les contraintes topographiques et assurer la continuité de l'alimentation, trois stations de pompage ont été dimensionnées, chacune équipée de pompes principales et de secours, ainsi que d'une bâche de reprise de 300 m³. Pour renforcer la sécurité hydraulique, des réservoirs d'air ont été intégrés afin d'amortir les coups de bélier, limitant ainsi les risques de surpressions et de dépressions dans les conduites Le stockage est assuré par trois réservoirs de 2 000 m³ chacun, complétés par le réservoir existant de 200 m³ à Zeghamra. Cette configuration garantit la couverture des besoins journaliers, tout en renforçant la sécurité et la régularité de la distribution.

L'investissement global du projet a été estimé à Cinq cent vingt-trois millions huit cent soixante-dix mille soixante dinars algériens, avec un délai prévisionnel de réalisation d'environ 14 mois. Les solutions techniques et économiques retenues permettent ainsi de disposer d'un réseau fiable, extensible et durable, répondant aux exigences actuelles et futures de l'alimentation en eau potable de la population de Béni Abbés.

Référence

[1] J. Bonnin, Hydraulique urbaine, Éditions Eyrolles, Paris, 1986, p.108.

[2] B. Salah, Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, 3e année, second cycle.

[3] A. Dupont, Hydraulique urbaine, Tome II, Éditions Eyrolles, Paris, 1981.

[**4] A. Bedjaoui, B. Achour, M.T. Bouziane,** « Nouvelle approche pour le calcul du diamètre économique dans les conduites de refoulement », Courrier du Savoir, n°6, 2005, pp.141-145.

[5] Caractéristiques techniques générales du polyéthylène.

[6] C. Clément, Rapport de stage Master 1 : DSGTD, spécialité Gestion des espaces ruraux, aménagement, développement local, Université Montpellier III, 2007.

[7] PAM, Adduction d'eau : Tuyaux et raccords en fonte ductile pour l'adduction d'eau potable et l'irrigation, Édition 05, 2003.

[8] ENSH Blida, Pompe et station de pompage, Cours.

[9] Plan National de l'Eau (PNE).

[10] Direction des Ressources en Eau (DRE).

[11] **Fortas, A**. Initiation d'Utilisation du SIG pour cartographie Hydrologique du Bassin Versant d'Oued Saoura.Mémoire de Master en Géologie, Université Kasdi Merbah – Ouargla, 2016.

[12] ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques).

[13] DHW (Direction de l'Hydraulique de Wilaya).

[14] Huili Water Tank, Réservoir cylindrique en acier galvanisé boulonné pour stockage d'eau, Made-in-China. Disponible sur : https://watertankchina.en.made-in-china.com/product/TJBrVHIFbckl/China-Corrugated-Round-Stock-Tank-Galvanized-Bolted-Tarpaulin-Cylindrical-Water-Storage-Tank.html (consulté en 2025).

[15] TP Demain, La mise en œuvre des canalisations PEHD, [en ligne]. Disponible sur : https://tpdemain.com/module/la-mise-en-oeuvre-des-canalisations-pehd/ (consulté le 08 septembre 2025).

[16] Adobe Stock Contributor, Pipe frame – Banque d'images Adobe Stock, [en ligne]. Disponible sur :https://stock.adobe.com/fr/search?k=pipe+frame (consulté en 2025).

[17] SONELGAZ.

[18] Organisation Mondiale de la Santé (OMS), Directives de qualité pour l'eau de boisson, 4e édition, 2017.

[19] Touhami Merzougui, A. Kabour, A. Bouanani, A. Mekkaoui, L. Chebbah, Un modèle de gestion intégrée des ressources en eau dans une zone hyperaride : Cas de l'oasis de Béni Abbès (Vallée de la Saoura, Sud-Ouest Algérien), 13e Congrès Mondial de l'Eau, Montpellier, 2008

Annexe

Annexe II.1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	**De 10001 à 50000**	**De 50001 à 100000**	**Plus de 100000**	**Agglomération de type rural**
0_1	1	1.5	3	3.35	0.75
1_2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2_3	1	1.5	2.5	3.3	1
3_4	1	1.5	2.5	3.2	1
4_5	2	2.5	3.5	3.25	3
5_6	3	3.5	4.5	3.4	5.5
6_7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7_8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8_9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9_10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10_11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11_12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12_13	3	5	4.4	4.6	8.5
13_14	3	5	4.1	4.55	6
14_15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15_16	4.5	6	4.4	4.7	5
16_17	5	6	4.3	4.65	3.5
17_18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18_19	6.5	5	4.5	4.4	6
19_20	5	4.5	4.5	4.3	6
20_21	4.5	4	4.5	4.3	6
21_22	3	3	4.8	4.2	3
22_23	2	2	4.6	3.75	2
23_24	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	**100**	**100**	**100**	**100**	**100**

ANNEXE II.2 : Evaluation de la consommation horaire de l'agglomération de Béni Abbes.

L'agglomération de Béni Abbés, dont la population est estimée à **24 690 habitants**, appartient à la catégorie des zones urbaines comprises entre **10 001 et 50 000 habitants**. De ce fait, la variation horaire du débit sera la suivante :

Heures	**Ch (%)**	Q_{hi} (m^3/h)	Q_{hi}**Cumulé** (m^3/h)
0_1	1,5	151,897953	106,423305
1_2	1,5	151,897953	212,84661
2_3	1,5	151,897953	319,269915
3_4	1,5	151,897953	425,69322
4_5	2,5	253,163255	603,065395
5_6	3,5	354,428557	851,38644
6_7	4,5	455,693859	1170,65636
7_8	5,5	556,959161	1560,87514
8_9	6,25	832,908138	2004,30558
9_10	6,25	832,908138	2447,73602
10_11	6,25	832,908138	2891,16645
11_12	6,25	832,908138	3334,59689
12_13	5	506,32651	3689,34124
13_14	5	506,32651	4044,08559
14_15	5,5	556,959161	4434,30438
15_16	6	607,591812	4859,9976
16_17	6	607,591812	5285,69082
17_18	5,5	556,959161	5675,9096
18_19	5	506,32651	6030,65395
19_20	4,5	455,693859	6349,92387
20_21	4	405,061208	6633,71935
21_22	3	303,795906	6846,56596
22_23	2	202,530604	6988,4637
23_24	1,5	151,897953	7094,887
Total	**100**	7094.887	

ANNEXE II.2 : Evaluation de la consommation horaire de l'agglomération de Zeghamra.

L'agglomération de Zeghamra, dont la population est estimée à 1 241 habitants, est de type rural (PNE). À ce titre, la variation horaire du débit sera la suivante :

Heures	**Ch (%)**	Q_{hi} (m^3/h)	Q_{hi}**Cumulé** (m^3/h)
0_1	0,75	2,07	2,067
1_2	0,75	2,07	4,133
2_3	1	2,76	6,889
3_4	1	2,76	9,644
4_5	3	8,27	17,910
5_6	5,5	15,15	33,065
6_7	5,5	15,15	48,220
7_8	5,5	15,15	63,374
8_9	3,5	9,64	73,018
9_10	3,5	9,64	82,662
10_11	6	16,53	99,195
11_12	8,5	23,42	122,616
12_13	8,5	23,42	146,037
13_14	6	16,53	162,569
14_15	5	13,78	176,346
15_16	5	13,78	190,123
16_17	3,5	9,64	199,767
17_18	3,5	9,64	209,411
18_19	6	16,53	225,944
19_20	6	16,53	242,476
20_21	6	16,53	259,009
21_22	3	8,27	267,275
22_23	2	5,51	272,786
23_24	1	2,76	275,541
Total	**100**	275,54	

ANNEXE V.1: les épaisseurs standards des tubes PEHD selon les pressions PN 6 à PN 25 et les diamètres 20 mm à 1200 mm (GROUP CHIALI).

Gamme de Produit

Tube PEHD PE 100

Ø	PN 6 SDR 26	PN 10 SDR 17	PN 16 SDR 11	PN 20 SDR 9	PN 25 SDR 7.4
20	-	-	2.0	2.3	3.0
25	-	-	2.3	3.0	3.5
32	-	2.0	3.0	3.6	4.4
40	-	2.4	3.7	4.5	5.5
50	2.0	3.0	4.6	5.6	6.9
63	2.5	3.8	5.8	7.1	8.6
75	2.9	4.5	6.8	8.4	10.3
90	3.5	5.4	8.2	10.1	12.3
110	4.2	6.6	10.0	12.3	15.1
125	4.8	7.4	11.4	14.0	17.1
160	6.2	9.5	14.6	17.9	21.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4	27.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9	34.2
315	12.1	18.7	28.6	35.2	43.1
400	15.3	23.7	36.3	44.7	54.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8	-
630	24.1	37.4	57.2	70.3	-
710 *	27.2	42.1	64.5	79.3	-
800 *	30.6	47.4	72.6	89.3	-
900	34.4	53.3	81.7	-	-
1000	38.2	59.3	90.8	-	-
1200	45.9	71.1	-	-	-

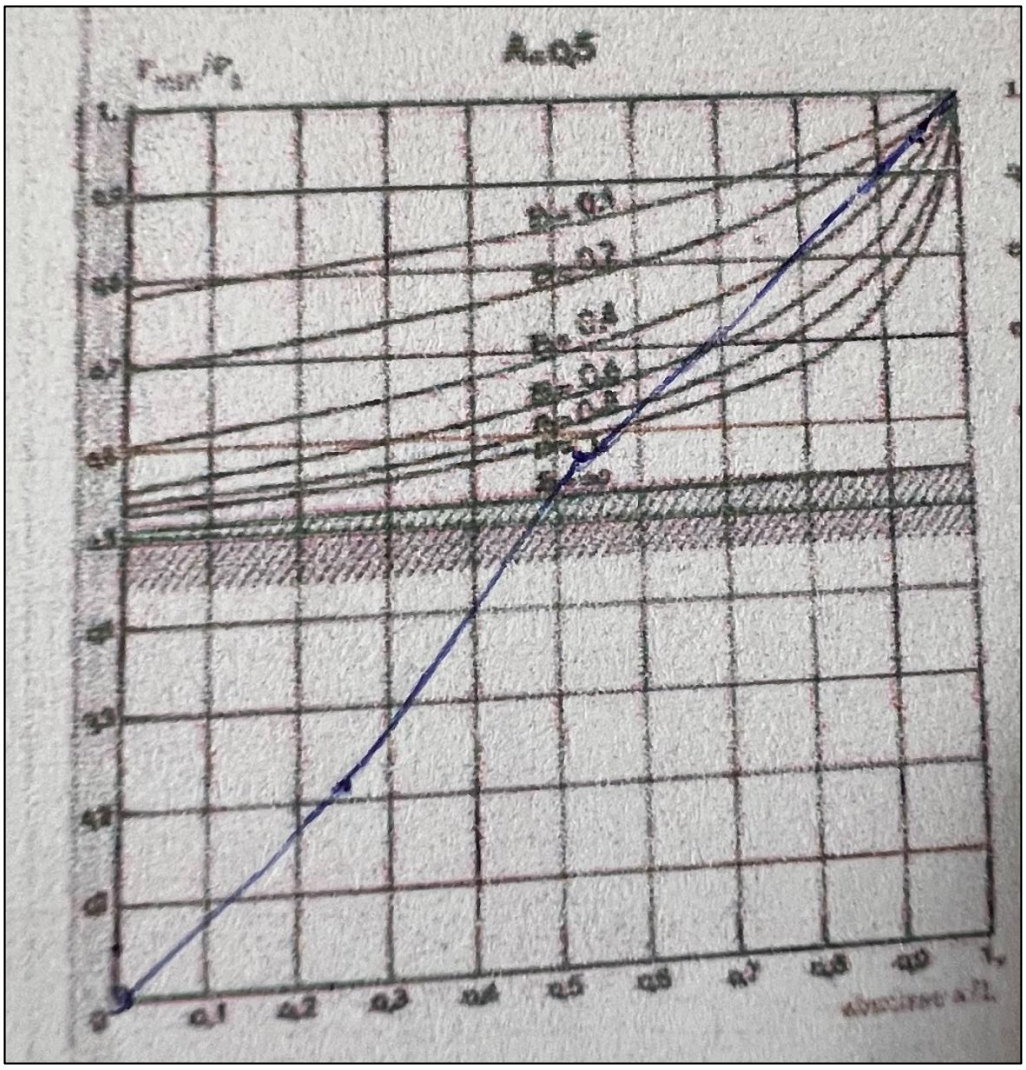
* Diamètre sur commande
Epaisseur nominale en mm

ANNEXE V.2: Tarifs unitaires des tubes PEHD (noirs à bandes bleues) destinés à l'adduction d'eau potable, classés par diamètre et pression nominale (PN)**.**

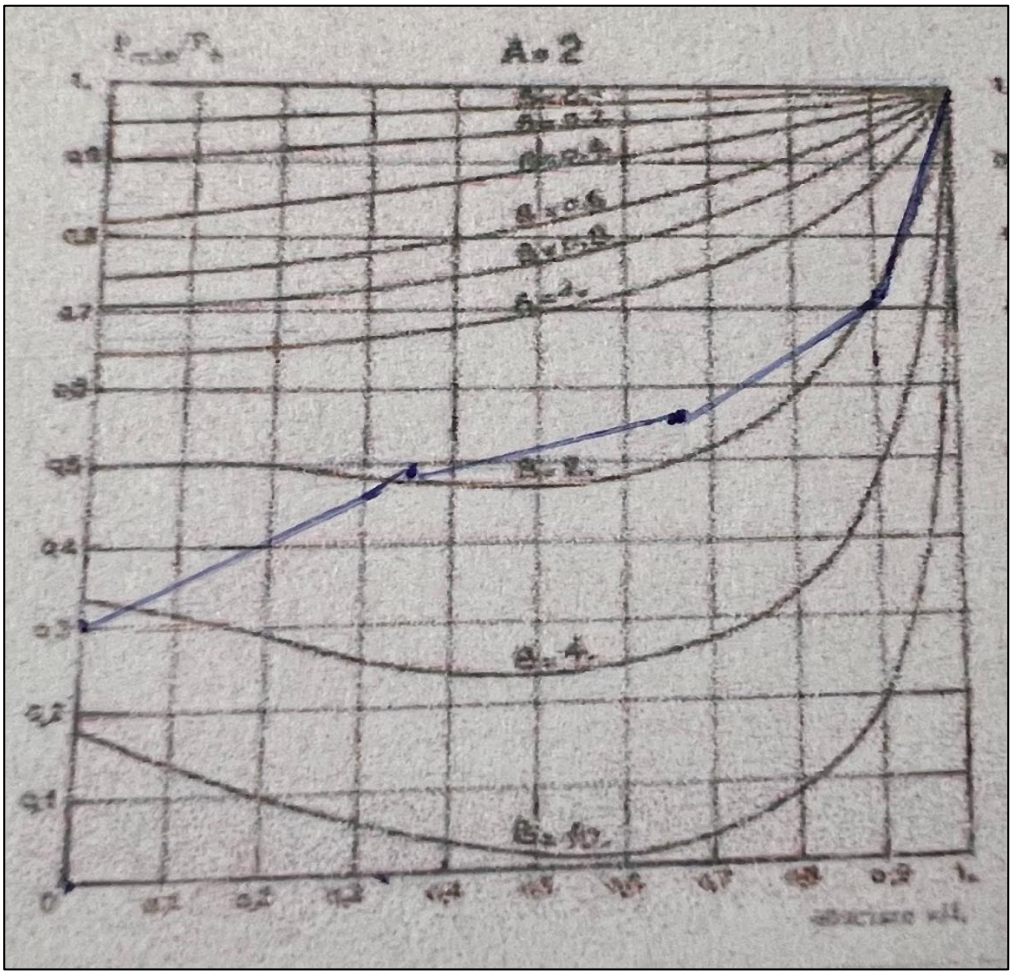
TUBE PEHD 16 ET PN20 (PE 100)

Diamètre (mm)	PN16	PN20
20	32.42	35,63
25	46.88	56,79
32	75.82	87.87
40	116.8	137.16
50	184.05	212.44
63	283.97	339.16
75	396.76	476.86
90	571.97	681
110	855.40	1021.50
125	1095.18	1326.11
160	1775.11	2153.11
200	2775.18	3345.54
250	4324.44	5176.9
315	6877.53	8493.77
400	11043.11	13656.47
500	17403.86	21184.46
630	27742.65	33775.76
710	35288.06	42328.20
800	46735.69	53713.95

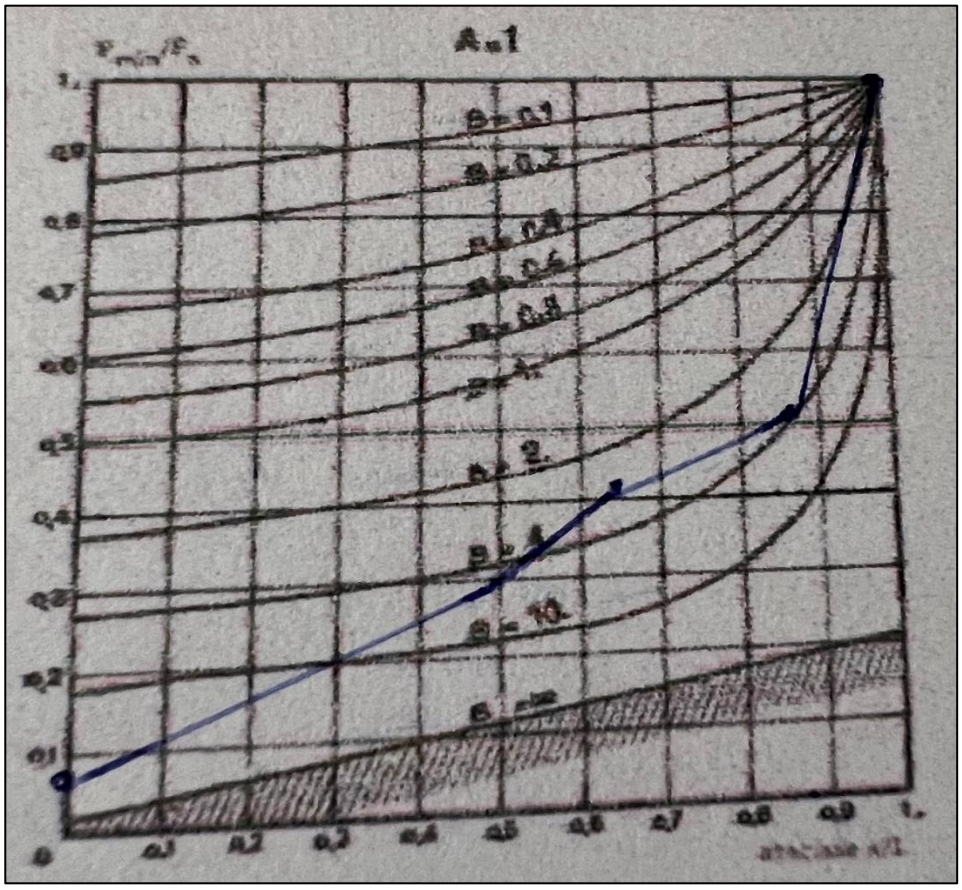
Annexe VI.1 : Coefficient B du tronçon du refoulement SP1-RT1**.**



Annexe VI.2 : Coefficient B du tronçon du refoulement SP2-SP3**.**

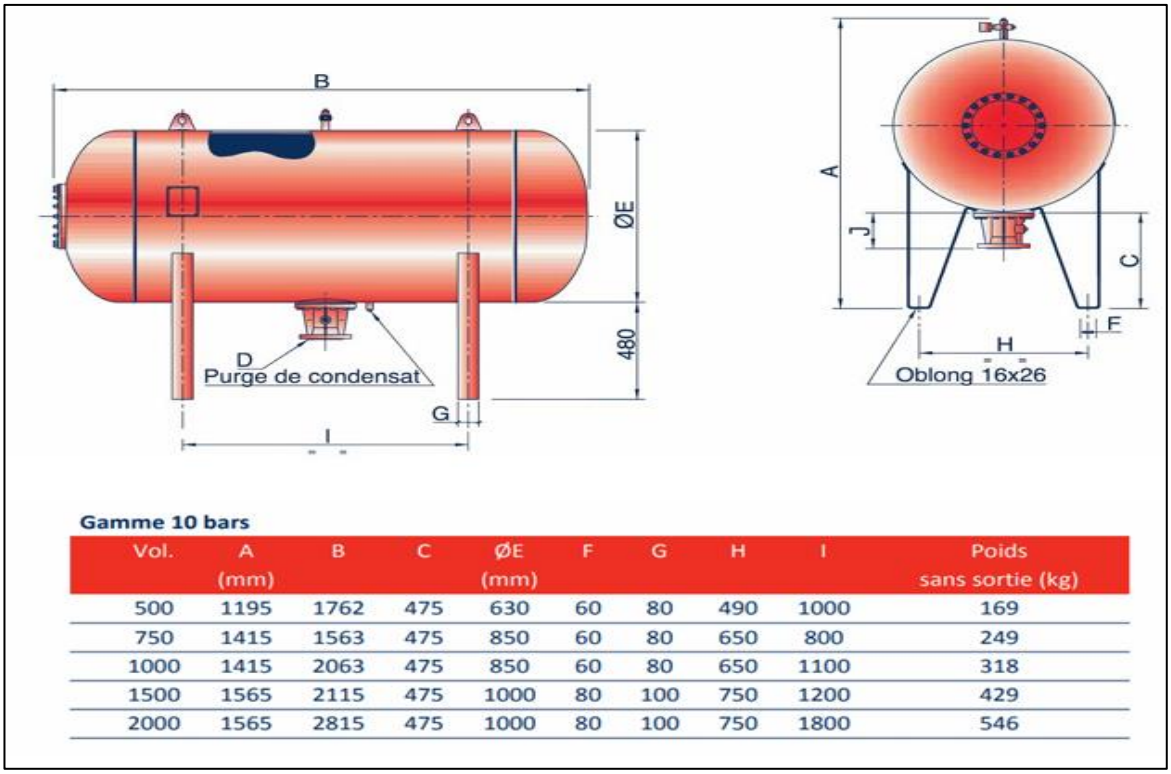


Annexe VI.3: Coefficient B du tronçon du refoulement SP3-RT2**.**



Annexe VI.4 : Dimensions du réservoir d'air Hydrochoc CHARLATTE.

Les réservoirs d'air à volume normalisé installés aux stations de pompage n°1 et n°3 sont respectivement de 750 L et 1 500 L.

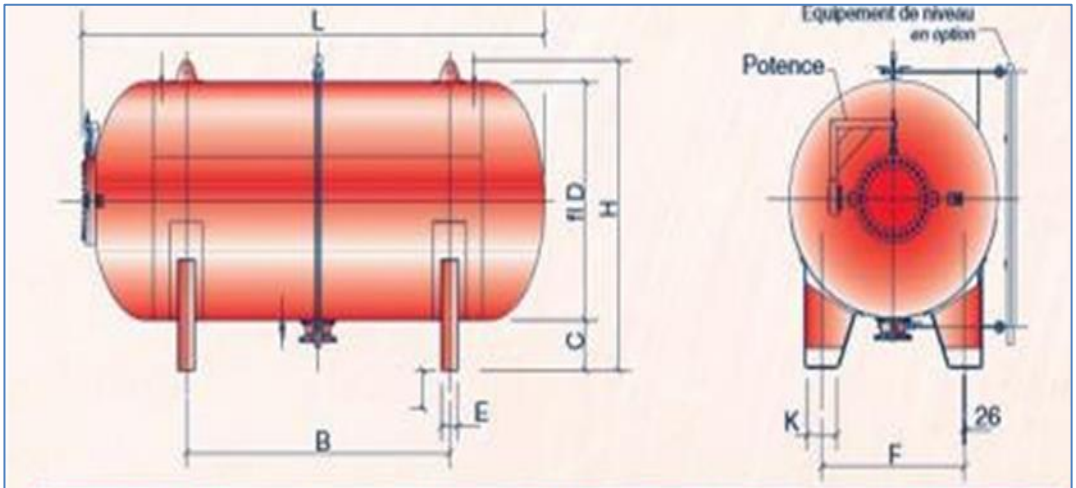


Gamme 10 bars

Vol.	A (mm)	B	C	ØE (mm)	F	G	H	I	Poids sans sortie (kg)
500	1195	1762	475	630	60	80	490	1000	169
750	1415	1563	475	850	60	80	650	800	249
1000	1415	2063	475	850	60	80	650	1100	318
1500	1565	2115	475	1000	80	100	750	1200	429
2000	1565	2815	475	1000	80	100	750	1800	546

Annexe VI.5 : Dimensions du réservoir d'air Hydrochoc CHARLATTE.

Le réservoir d'air de la station de pompage n°3 est de volume normalisé égal à 5 000 litres.



Capacité L	Ø D	L	H	Cote B (mm)	Cote E	Cote F	Cote K	Cote C	Potence
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400	Non
4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400	Non
5000	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400	Non
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400	Non
7000	1500	4480	2070	2500	150	1200	158	400	Non
8000	1500	4970	2070	3200	150	1200	158	400	Non
9000	1500	5470	2070	3700	150	1200	158	400	Non
10000	1900	4240	2470	2200	150	1300	268	400	Oui
10000	2100	3550	2670	1600	300	1600	328	400	Oui
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400	Oui
12000	2100	4150	2670	2200	300	1600	328	400	Oui
15000	1900	5920	2470	3700	150	1300	268	400	Oui
15000	2100	4940	2670	3000	300	1600	328	400	Oui
18000	1900	7200	2470	5200	150	1300	268	400	Oui
18000	2100	6540	2670	3900	300	1600	328	400	Oui
20000	1900	7740	2470	5500	150	1300	268	400	Oui
20000	2100	6340	2670	4400	300	1600	328	400	Oui
25000	1900	9500	2470	5700	150	1300	268	400	Oui
25000	2100	7800	2670	5500	300	1600	328	400	Oui
25000	2500	5560	3300	3150	500	1900	500	590	Oui
30000	2100	9400	2670	5700	300	1600	300	400	Oui
30000	2500	6840	3300	4200	500	1900	500	590	Oui
35000	2500	7960	3300	5400	500	1900	500	590	Oui
35000	3000	5830	3800	3000	500	1900	500	590	Oui
40000	3000	6430	3800	3600	500	1900	500	590	Oui
50000	3000	7830	3800	5000	500	1900	500	590	Oui
60000	3000	9330	3800	6000	500	1900	500	590	Oui
70000	3000	10830	3800	7500	500	1900	500	590	Oui

Pour capacités supérieures : nous consulter. Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiée sans préavis.