

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

National HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"the Mujahid Abdellah
ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE**

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES
ZONES « EL HEMAID ET ELOUAIDIYA » COMMUNE DE
DJELIDA (W.AIN DEFLA)**

Présenté par :

GUERROUMI Nor elhouda

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Président
M ^{me} HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
Mr. AMIRI Djamel	M.A.A	Examineur
M ^{me} DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} SALHI Schahrazed	M.C.B	Promotrice

Session juillet 2024

REMERCIEMENT

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude à Dieu, qui m'a guidé et soutenu tout au long de ces cinq années d'études, me donnant la force et la persévérance nécessaires pour les achever.

Ensuite, j'adresse mes plus vifs remerciements à ma promotrice, Mme C. SALHI, dont l'encadrement hors pair a été déterminant dans la réussite de mon mémoire. Sa patience, sa disponibilité et ses précieux conseils m'ont permis de progresser considérablement et d'approfondir mes connaissances dans le domaine d'hydraulique

Je suis également reconnaissant envers tous les membres du personnel de l'AEP de l'ADE d'Ain Defla pour leur accueil chaleureux et leur assistance administrative précieuse, qui ont contribué à créer un environnement de travail propice à l'épanouissement et à la réussite.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers tous nos professeurs et enseignants qui ont apporté leur contribution à ma formation.

Je tiens également à exprimer ma gratitude sincère envers les membres du jury pour leur intérêt porté à mon projet en acceptant d'étudier mon travail et de l'enrichir avec leurs propositions.

Dédicace

Je tiens tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parents, M. Ben Youcef et Mme Henia. Leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur soutien indéfectible ont été ma force motrice tout au long de ma vie et de mes études. Je suis infiniment reconnaissant pour leur présence constante à mes côtés, pour leurs encouragements et leurs précieux conseils.

Je dédie également ce mémoire à mes deux sœurs, Amel et Ahlem, et à leurs adorables enfants, Iyed et Chahed. Vos sourires et votre joie de vivre ont toujours illuminé mon quotidien. Je suis reconnaissant pour les liens indéfectibles qui nous unissent et pour les moments précieux que nous partageons.

A mes amis d'hier et d'aujourd'hui, avec qui j'ai partagé les plus beaux moments de ma vie, je dédie ce travail en signe d'amitié sincère et indéfectible. Je pense particulièrement à Hind, Amani, Melissa, Manel, Hadil et Nacima. Vos encouragements, votre soutien et votre présence ont été essentiels dans ma réussite. Je suis reconnaissant pour votre amitié précieuse et pour les souvenirs inoubliables que nous avons créés ensemble.

A toute ma famille sans exception

A tous qui me connaissent et tous les hydrauliciens.

NOR ELHOUDA

تقتصر المنطقة المكونة من دوار الحمايد ودوار العوايدية والواقعة في بلدية جليدة (ولاية عين الدفلى) إلى شبكة إمدادات مياه الشرب. تهدف هذه المذكرة لانجاز مشروع لبناء شبكة إمدادات مياه الشرب لتلبية احتياجات منطقة الدراسة من المياه بحلول عام 2054.

ويشمل هذا المشروع تحديد حجم شبكة التوزيع وخزان التخزين ونظام النقل، وقد تم تحديد حجم هذا الأخير على أساس دراسة فنية واقتصادية متعمقة. ستوفر المضخة الغاطسة ذات المحور الرأسي الرأس الكلي المطلوب، وقد تم تضمين التصميم التفصيلي لها في هذا الموجز.

بالإضافة إلى ذلك، سيتم فحص حماية الأنابيب ضد المطرقة المائية. وأخيرًا، سيختتم الموجز بتنظيم موقع العمل وتقدير مدته وقائمة بالآلات المطلوبة.

الكلمات المفتاحية: شبكة التوزيع، الخزان، المضخة الغاطسة، المطرقة المائية.

Résumé

La zone composée des deux Douars El Hemaïd et El Ouaidiya et située dans la commune de Djelida (Wilaya d'Ain Defla), ne dispose pas d'un réseau d'alimentation en eau potable. Ce mémoire a fait l'objet d'un projet de réalisation d'un système d'alimentation en eau potable afin d'assurer les besoins en eau de la zone d'étude l'horizon 2054.

Ce projet inclut le dimensionnement du réseau de distribution, d'un réservoir de stockage et de l'adduction par refoulement, cette dernière étant dimensionnée à l'aide d'une étude technico-économique approfondie. Une pompe immergée à axe vertical assurera la hauteur manométrique totale requise, son étude détaillée faisant partie de ce mémoire.

De plus, la protection des conduites contre les coups de bélier sera examinée. Enfin, le mémoire se conclura par l'organisation du chantier, l'estimation de sa durée et la liste des engins nécessaires.

Mots clés : réseau de distribution, réservoir, pompe immergée, coups de bélier.

Abstract :

The El Hemaïd and El Ouaidiya areas, located in the commune of Djelida (wilaya of Ain Defla), do not have a drinking water supply network. In order to ensure the supply of drinking water by 2054, this report proposes a project to be carried out.

The project includes the sizing of the distribution network, a storage reservoir and the backflow conveyance system, the latter being sized on the basis of an in-depth technical and economic study. A vertical-axis submersible pump will provide the total head required, the detailed design of which is included in this brief.

In addition, water hammer protection will be examined. Finally, the brief will conclude with the organization of the worksite, an estimate of its duration and a list of the machinery required.

Keywords : distribution network, reservoir, submersible pump, water hammer

Sommaire

Introduction générale.....	12
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	3
I.1 Situation géographique :.....	3
I.2 Situation topographique :	3
I.3 Situation climatique :.....	3
I.3.1 Températures :.....	3
I.3.2 Pluviométrie :.....	4
I.4 Situation démographique :.....	4
I.5 Situation hydraulique :	4
I.5.1 Présentation du nouveau forage :	6
I.6 Situation actuel :.....	7
I.7 Assainissement :.....	7
Conclusion	8
Chapitre II : estimation des besoins en eau	
Introduction	10
II.1 Evaluation de la population à l'horizon d'étude :	10
II.2 Evolution des besoins en eau potable.....	11
II.2.1 Généralités	11
II.3 Evaluation des besoins en eau potable :.....	12
II.3.1 Consommation moyenne journalière domestique :	12
II.3.2 Besoins des équipements publics existant :	13
II.3.3 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :	13
II.4 Variation de la consommation :	14
II.5 Détermination des consommations maximales et minimales journalières :	14
II.5.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :	14
II.5.2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :	14
II.6 Etude des variations des débits horaires :	15
II.6.1 Débit moyen horaire :	15
II.6.2 Débit maximal horaire :	15
II.6.3 Débit minimal horaire :.....	16
II.7 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :.....	17
Conclusion :.....	20
Chapitre III : Etude Des Réservoirs	
Introduction	22
III.1 Rôle des réservoirs :.....	22

III.2 Classification des réservoirs :	22
III.2.1 Selon le matériau de construction :	22
III.2.2 Selon la situation des lieux :	22
III.2.3 Selon la forme géométrique :	23
III.2.4 Selon l'utilisation :	23
III.3 Emplacement des réservoirs :	23
III.4 Equipement du réservoir :	23
III.4.1 Conduite d'arrivée :	23
III.4.2 Conduite de distribution :	24
III.4.3 Vidange :	25
III.4.4 Trop-plein :	25
III.4.5 Matérialisation de la réserve d'incendie :	26
III.4.5.1 Système à siphon :	26
III.4.5.2 Système à deux prises :	26
III.4.6 By-pass :	26
III.5 Capacité des réservoirs :	27
III.5.1 Méthode graphique :	27
III.5.2 Méthode analytique :	28
III.6 Evaluation du volume de stockage nécessaire :	29
III.7 Dimensions de réservoir projeté :	30
III.7.1 Forme et type du réservoir :	30
III.7.2 Dimensions du réservoir :	30
III.7.2.1 Le diamètre de la cuve :	30
III.7.2.2 Réévaluation de la hauteur d'eau :	31
III.7.2.3 Section de la cuve :	31
III.7.2.4 Hauteur totale de la cuve :	31
III.7.2.5 Hauteur de la réserve d'incendie :	31
III.7.2.6 Résumé des caractéristiques du réservoir projeté :	31
III.8 Recommandations sur les réservoirs :	32
Conclusion :	33

CHAPITRE IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction :	34
IV.1 Le réseau de distribution :	35
IV.1.1 Structure des réseaux :	35
IV.2 Types de réseau de distribution :	35
IV.2.1 Réseau ramifié :	35
IV.2.2 Réseau maillé :	35
IV.2.3 Réseau mixte :	36
IV.2.4 Réseau étagé :	36
IV.3 Choix du type de réseau :	36

IV.4 Principe du tracé du réseau :	36
IV.5 Choix du matériau des conduites :	37
IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution en cas de pointe :	38
IV.6.1 Calcul du débit spécifique :	38
IV.6.2 Calcul des débits en route :	38
IV.6.3 Calcul des débits aux nœuds :	39
IV.6.3.1 Cas de pointe :	40
IV.6.3.2 Cas de pointe + incendie :	41
IV.6.4 Calcul des débits de dimensionnement :	41
IV.6.4.1 Service d'extrémité :	41
IV.6.4.2 Service en route :	41
IV.6.4.3 Service mixte :	41
IV.7 Dimensionnement du réseau de distribution :	43
IV.8 Calcul de la pression pour chaque nœud :	47
IV.9 Résultats Calcul de la charge disponible :	48
IV.10 Résultats Calcul de la pression :	50
IV.10.1.1.1 Constatations et interprétations des résultats :	53
IV.11 Equipement du réseau de distribution :	53
IV.12 Les accessoires :	53
IV.12.1 Robinets vannes :	53
IV.12.1.1 vanne à coin (à opercule)	54
IV.12.1.2 Vannes paoillons	54
IV.12.2 Bouches ou poteau d'incendie :	55
IV.12.3 Clapet anti-retour :	55
IV.12.4 Ventouses :	55
IV.12.5 Robinets de vidange :	56
IV.13 Pièces spéciales de raccordements :	56
IV.13.1 Les Tés :	56
IV.13.2 Les coudes :	56
IV.13.3 Les cônes :	56
IV.13.4 Les croix de jonction :	56
IV.13.5 Les manchons :	57

Chapitre V : étude d'adduction et de pompage

Introduction :	62
V.1 Classification de l'adduction :	62
V.1.1 Adduction gravitaire :	62
V.1.2 Adduction par refoulement :	62
V.1.3 Adduction mixte :	62
V.2 Principe du choix du tracé :	62
V.3 Choix de type de canalisation :	63

V.3.1 Sur le plan technique : Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :	63
V.3.2 Sur le plan économique : cette faisabilité dépend essentiellement :	63
V.4 Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites d'AEP:.....	63
V.5 Etude technico-économique de l'adduction :	65
V.5.1 Cas de refoulement :	65
V.5.2 Méthode de détermination du diamètre économique :	66
V.5.3 Perte de charge :	66
V.5.3.1 Pertes de charge linéaires :	66
V.5.3.2 Pertes de charge singulières :	66
V.5.3.3 Pertes de charge totales :	66
V.5.4 Détermination du coefficient de frottement linéaire :	67
V.5.4.1 Méthode graphique :	67
V.5.4.2 Méthode analytique :	67
V.5.5 Calcul de la hauteur manométrique totale :	67
V.5.6 Frais d'exploitation :	67
V.5.7 Investissement amorti :	68
V.6 Proposition de variante de tracée :	68
V.6.1 Liaison 1 : forage F2—station de pompage :	68
V.6.2 Liaison 2 : station de pompage – réservoir d'alimentation :	69
V.7 Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :	69
V.7.1 Calcul technico-économique :	69
V.8 Partie d'étude pour choisir une pompe immergée multicellulaire :	74
V.8.1 Choix des pompes :	74
V.8.1.1 Choix du type d'installation :	74
V.8.1.2 Les groupes immergés :	74
V.8.1.3 Conditions d'installation :	75
V.8.1.4 Critères du choix du type de pompe :	75
V.8.2 Etude de pompage :	76
V.8.2.1 Calcul la hauteur manométrique totale :	76
V.8.2.2 Choix une pompe immergée Pour le forage :	76
V.8.2.3 Courbes caractéristiques des pompes :	77
V.8.2.4 Courbe caractéristique d'une conduite :	78
V.8.2.5 La courbe caractéristique de la conduite de refoulement :	78
V.8.2.6 Point de fonctionnement :	79
Conclusion	79

CHAPITRE VI : Protection les conduites contre le coup de bélier

Introduction :	80
VI.1 Les causes du coup de bélier :	81
VI.2 Risques dus aux coups de bélier :	81
VI.2.1 Cas de la surpression :	81

VI.2.2 Cas de dépression :	82
VI.3 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	82
VI.3.1 Volant d'inertie	82
VI.3.2 Les soupapes de décharge :	82
VI.3.3 Cheminée d'équilibre :	83
VI.3.4 Les réservoirs d'air :	83
VI.4 Fonctionnement d'un réservoir d'air :	83
VI.5 Calcul des réservoirs d'air :	83
VI.5.1 Principe de la méthode de VIBERT :	84
VI.5.1.1 La charge tenant compte du coup de bélier :	85
VI.5.1.2 La charge statique absolue en (m) :	85
VI.5.1.3 La charge maximale absolue en (m) :	85
VI.5.2 Données de base :	86
VI.5.3 Calcul de la capacité des réservoirs d'air :	86
Conclusion:	86

Chapitre VII : Pose de canalisation

Introduction	87
VII.1 Type de pose de canalisation :	88
VII.1.1 Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :	88
VII.1.2 Pose de canalisations dans un terrain marécageux :	89
VII.1.3 Pose de canalisations en galerie :	89
VII.1.4 Traversée d'une rivière :	89
VII.1.5 Pose de canalisation sans ouverture de tranchée :	89
VII.1.5.1 Pose par fonçage :	89
VII.1.5.2 Pose par forage dirigé :	90
VII.1.5.2.1 Forage du trou pilote :	91
VII.1.5.2.2 Alésage du trou pilote et tirage des tuyaux en fonte ou en PEHD :	91
VII.1.6 Pose en pente :	91
VII.2 Techniques d'assemblage :	92
VII.2.1 Electro soudage :	92
VII.2.2 Soudage bout à bout :	93
VII.2.3 Assemblages mécaniques :	93
VII.2.3 Assemblages mécaniques :	93
Conclusion	93

Chapitre VIII : Organisation de chantiers

Introduction	94
VIII.1 Différents travaux à entreprendre :	94
VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction et distribution :	94
VIII.2.1 Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :	94

VIII.2.2	Largueur de la tranchée	95
VIII.2.3	Calcul du volume de la tranchée (déblai) :	96
VIII.2.4	Calcul du volume de lit de sable :	97
VIII.2.5	Calcul du volume de la conduite :	98
VIII.2.6	Calcul du volume de remblai :	99
VIII.2.7	Calcul de volume excédentaire :	100
VIII.2.8	Devis estimatif des déferents travaux :	101
VIII.3	Calcul des volumes des travaux des réservoirs R 300:	103
VIII.3.1	Volume du décapage :	103
VIII.3.2	Volume des déblais :	104
VIII.3.3	Volume de tout venant :	104
VIII.3.4	Volume de béton de propreté :	105
VIII.3.5	Calcul du volume de béton armé	105
VIII.3.6	Calcul de volume de remblai compacté :	106
VIII.3.7	Devis estimatif des travaux de réservoir :	107
VIII.4	Planification des travaux :	108
VIII.4.1	Définitions des tâches et leurs durées :	108
VIII.4.2	Les principales opérations pour l'adduction :	108
VIII.4.3	Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :	108
VIII.4.4	Détermination du chemin critique :	110
VIII.4.5	Les principales opérations pour le réseau de distribution :	110
VIII.4.6	Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :	111
VIII.4.7	Les principales opérations pour le réservoir :	112
VIII.5	Choix des engins de terrassement :	114
VIII.5.1	Pelle hydraulique :	115
VIII.5.2	Bulldozer :	115
VIII.5.3	Compacteur :	115
VIII.5.4	Camion de transport :	115
VIII.5.5	Machines de soudages :	116
	Conclusion :	116
	Conclusion générale	117

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I 1: Les températures moyennes mensuelles.	3
Tableau I 2: Précipitations moyennes mensuelles (1991-2022).	4
Tableau I 3: Caractéristiques des Forages.	5
Tableau I 4: caractéristiques de nouveau forage	7

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Tableau II. 1: Evolution de la population à différents horizons.	10
Tableau II. 2: Estimation des Besoins domestiques à différents horizons.	12
Tableau II. 3: Détermination des besoins des équipements publics existant.	13
Tableau II. 4: Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.	13
Tableau II. 6: Tableau récapitulatif des consommations journalières Q_{min} ; Q_{moy} ; Q_{max}	15
Tableau II. 7: Les valeurs de β_{max} en fonction de la population.	16
Tableau II. 8: Variation de la consommation horaire maximale.	16
Tableau II. 9: Les valeurs de β_{min} en fonction de la population.	16
Tableau II. 10: Variation de la consommation horaire minimale.	16
Tableau II. 11: Variation des débits horaires des zones d'El HEMAID et d'El OUAIDIYA à long terme (2054).	18
Tableau II. 11: Variation des débits horaires des zones d'El HEMAID et d'El OUAIDIYA à long terme (2054).	18

.....**Erreur !**

Signet non défini.

Chapitre III: Etude Des Réservoir

Tableau III. 1: Evaluation de la capacité du stockage	29
Tableau III. 2: Caractéristique du réservoir R2 calculé.	32

CHAPITRE IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau IV. 1: détermination des débits en route (cas de pointe)	39
Tableau IV. 2: détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)	40
Tableau IV. 3: Les débits de dimensionnement (cas de pointe).	42
Tableau IV 4 : Les débits de dimensionnement (cas de pointe+incendie).	42
Tableau IV.5 :les caractéristique de point défavorable.	44
Tableau IV. 6: Coefficient K, m et B pour différents types du tuyau.	44
Tableau IV. 7 : résultats des diamètres calculés et normalisés (cas de pointe).	44
Tableau IV.8: résultats des diamètres calculés et normalisés (cas de pointe + incendie).	46
Tableau IV.9 : Résultats de calcul de la charge disponible (cas de pointe).	48
Tableau IV.10 : Résultats de calcul de la charge disponible (Cas de pointe +incendie).	49
Tableau IV.11 : Résultats de calcul de la pression (cas de pointe).	51
Tableau IV.12 : Résultats de calcul de la pression (cas de pointe+incendie).	52

Chapitre V : étude d'adduction et de pompage

Tableau V. 1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.	64
Tableau V. 2: Calcul de la HMT du Tronçon (forage F2 – SP)	69
Tableau V. 3: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage F2-SP)	70
Tableau V. 4: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage F2-SP)	70
Tableau V. 5: Bilan du tronçon (F2 - SP)	70
Tableau V. 6: Calcul de la HMT du Tronçon (SP – R)	72
Tableau V. 7: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – R)	72
Tableau V. 8: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP – R)	72
Tableau V. 9: Bilan du tronçon (SP – R)	73

Tableau V. 10: Choix une pompe immergée Pour le forage	76
--	----

Chapitre VIII : Organisation de chantiers

Tableau VIII 1: volume de la couche végétale ou goudron à décaper pour l'adduction.....	95
Tableau VIII 2: volume de la couche végétale ou goudron à décaper pour le réseau de distribution	95
Tableau VIII 3: volume du déblai d'adduction.	96
Tableau VIII 4: volume du déblai Du réseau de distribution	97
Tableau VIII 5: volume du lit de sable d'adduction.....	97
Tableau VIII 6: volume du lit de sable du réseau de distribution	98
Tableau VIII 7 : volume des conduites d'adduction.	98
Tableau VIII 8: Volume des conduites du réseau de distribution	99
Tableau VIII 9: Volume du remblai d'adduction.	99
Tableau VIII 10: Volume du remblai du réseau de distribution.....	100
Tableau VIII 11: Volume de l'excédentaire d'adduction.....	101
Tableau VIII 12: volume de l'excédentaire du réseau de distribution.	101
Tableau VIII 13: Devis estimatif des travaux d'adduction.	101
Tableau VIII 14: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites d'adduction.	102
Tableau VIII 15: Devis estimatif des travaux du réseau de distribution.	102
Tableau VIII 16: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites de distribution.	102
Tableau VIII 17: volume de décapage de réservoir projeté	104
Tableau VIII 18: volume de décapage de déblai de réservoir projeté	104
Tableau VIII 19: volume de tout venant de réservoir projeté	105
Tableau VIII 20: Calcul du volume du béton de propreté pour le réservoir projeté	105
Tableau VIII 21: Calcul du volume du béton armé pour le réservoir projeté	105
Tableau VIII 22: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	106
Tableau VIII 23: volume de béton de propreté de réservoir projeté	107
Tableau VIII 24: Devis estimatif des travaux des réservoirs.	107
Tableau VIII 25 : récapitulatif du devis estimatif du projet.	107
Tableau VIII 26: Tâches qui précèdent et qui suivent chaque opération sur chantier de réalisation d'adduction.....	109
Tableau VIII 27: Tâches qui précèdent et qui suivent chaque opération sur chantier de réalisation du réseau de distribution.....	111
Tableau VIII 28: Tâches qui précèdent et qui suivent chaque opération sur chantier de réalisation du réservoir.....	113

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I. 1: Variation des précipitations moyennes mensuelle au cours de l'année.....	4
Figure I. 2: Image satellitaire de situation hydraulique actuelle (Google Maps)	5
Figure I. 3: station de pompage (14/05/2024).....	6
Figure I. 4: forage F2 (14/5/2024).....	7

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Figure II. 1: Graphique d'Evolution de la population pour différents horizons.....	11
Figure II. 2: Régime de la consommation horaire (2054).	19
Figure II. 3: Courbe des débits cumulés.....	19

Chapitre III: Etude Des Réservoir

Figure III. 1: Différents points d'arrivée de la conduite d'apport.	24
Figure III. 2: conduite de distribution.....	25
Figure III. 3: Conduite du trop-plein et de vidange.....	25
Figure III. 4: système d'incendie à siphon.	26
Figure III. 5: Système d'incendie à deux prise.....	26
Figure III. 6: Conduite by pass.	27
Figure III. 7:Schéma de la méthode graphique.	28

CHAPITRE IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Figure IV. 3: robinet vanne à opercule.Source :Ramus industrie	54
Figure IV. 4: vanne papillon.Source :Ramus industrie	54
Figure IV. 5: clapet anti-retourSource :CPH-hydraulique.....	55
Figure IV. 6: ventouse.Source :CPH-hydraulique.....	55

Chapitre V : étude d'adduction et de pompage

Figure V. 1: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	72
Figure V. 2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	74
Figure V. 3: Courbes caractéristiques des pompes de type E9S50N/9S+MAC870-8V – CAPRARI	77
Figure V. 4 : Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$	78
Figure V. 5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.	79
Figure V. 6: Point de fonctionnement de pompe immergé	80

Chapitre VII : Pose de canalisation

Figure VII. 1: Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).	89
Figure VII. 2: Pose par fonçage.	90
Figure VII. 3: Pose par forage dirigé.....	91
Figure VII. 4: Electro soudage des tubes en PEHD.	92

Chapitre VIII : Organisation de chantiers

Figure VIII. 1: Schéma de la tranchée.....	96
Figure VIII. 2: Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier POUR L'ADDUCTION.	110
Figure VIII. 3: Réseau à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution	112
Figure VIII. 4: Réseau à nœuds et calcul du temps de réalisation du réservoir.	114

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1. Tracé du réseau de distribution projeté dans les zones EL HEMAID et EL OUAIDIYA.

Planche N° 2. Profil en long de la conduite principale du réseau de distribution du réservoir R 300 vers le nœud 1.

Planche N° 3. Réservoir de R300

Planche N° 4. Les accessoires dans un réseau d'alimentation en eau potable.

LISTE DES ANNEXES

Annexe I : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.

Annexe II : fiche technique de la pompe.

Annexe III : Abaque de VEBERT.

Introduction générale

Introduction générale

L'accès à l'eau potable, source de vie et moteur de développement, constitue un enjeu crucial, particulièrement dans les zones rurales où les populations peinent souvent à y accéder. C'est précisément cette problématique que j'explore dans mon mémoire de fin d'études, en me concentrant sur deux villages ruraux de la commune de Djelida dans la wilaya d'Ain Defla.

Le mémoire est structuré en plusieurs chapitres, chacun traitant des éléments essentiels de l'approvisionnement en eau potable dans les zones étudiées à l'horizon 2054. Après avoir présenté une introduction générale sur notre projet, le premier chapitre vise à présenter les données de base caractérisant les deux zones, El Hemaïd et El Ouaidiya. Le chapitre suivant est consacré à l'estimation adéquate des besoins en eau potable. Le troisième chapitre se concentre sur l'étude des réservoirs. Dans le quatrième chapitre, nous abordons le dimensionnement du réseau de distribution, qui constitue l'infrastructure essentielle pour acheminer l'eau potable aux consommateurs.

Le cinquième chapitre traite du dimensionnement des ouvrages d'adduction d'eau à partir de forage, ainsi que du choix de la pompe immergée la mieux adaptée pour notre forage. Le chapitre six présente un système de protection contre le coup de bélier en cas de refoulement. Le chapitre sept concerne la pose des canalisations et des accessoires. Finalement, l'objectif principal du huitième chapitre est d'apporter une contribution à l'organisation du chantier.

L'étude se conclut par une conclusion générale dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Le but de ce chapitre est de connaître la situation du douar EL-HEMAID et EL-OUAIDIYA, commune de DJELIDA (wilaya d'AIN DEFLA), d'un point de vue géographique, topographique, climatique, démographique, hydraulique.

Cette présentation permet d'assurer la réussite de notre travail.

I.1 Situation géographique :

Les deux douars EL-HEMAID et EL-OUAIDIYA sont des zones éparses de la commune de DJELIDA limitées administrativement par :

- ✓ Au Nord par : fraction Ouled Ben Ziane.
- ✓ Au Sud par la : Fraction Ouled Bendou.
- ✓ A l'Est par : Oued Djelida.
- ✓ A l'Ouest par : Fraction Zehahfa.

I.2 Situation topographique :

Les douars EL HEMAID et EL-OUAIDIYA présentent un terrain relativement plat, avec des pentes moyennes au nord et des pentes faibles au sud, dans le sens nord-sud.

L'altitude minimale est d'environ 265 mètres et l'altitude maximale est d'environ 447 mètres.

I.3 Situation climatique :

D'un point de vue climatique, les douars El Hemaïd et El Ouaidiya sont situés dans une région au climat semi-aride, caractérisé par des étés chauds et secs, et des hivers froids et humides.

I.3.1 Températures :

Le tableau I.1 montre les températures moyennes mensuelles mesurées en (°C).

Tableau I 1: Les températures moyennes mensuelles .

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T(C°)	26	21,8	14,55	10,75	11,2	13,06	14,25	16,95	21,2	27,5	30,3	29,85

(Source : DRE de AIN DEFLA : document de L'ANRH Blida (période de 30 ans))

I.3.2 Pluviométrie :

La pluviométrie moyenne annuelle est de 266,80 mm, la précipitation mensuelle est montrée dans le tableau I.2 et la figure I.2.

Tableau I 2: Précipitations moyennes mensuelles (1991-2022).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Précipitation (mm)	20,30	36	55,50	56	62	58	48	37	27	10	3	6

(Source : DRE de AIN DEFLA : document de L'ANRH Blida)

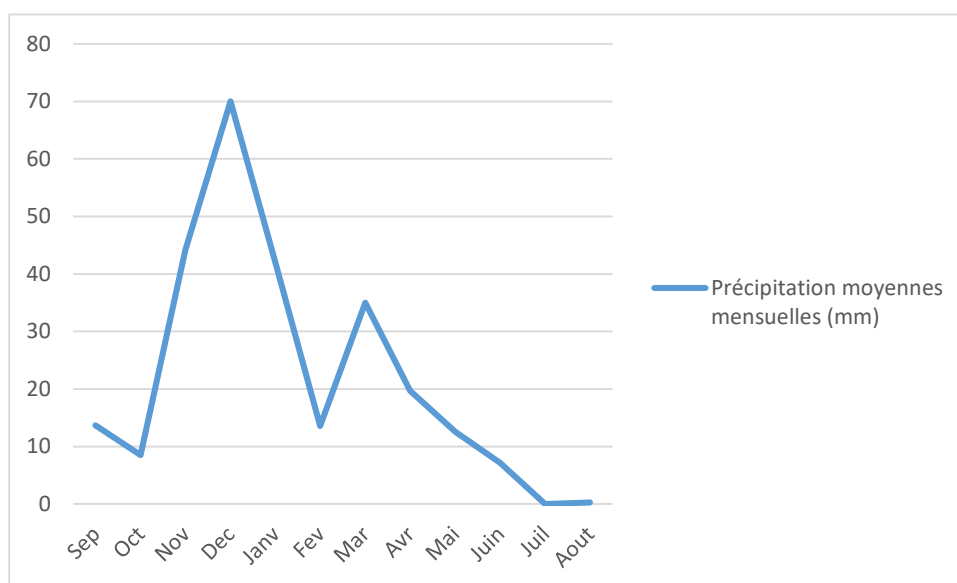


Figure I. 1: Variation des précipitations moyennes mensuelle au cours de l'année.

I.4 Situation démographique :

Le dernier recensement effectué en l'année 2022 a estimé la population de douar El Hemaïd à 823 habitants et de douar El Ouaidiya à 1196 habitants (source service technique de l'A.P.C de la commune de DJELIDA), avec un taux de croissance de 1,5% selon le D.P.A.T de la wilaya de Ain defla.

I.5 Situation hydraulique :

L'alimentation en eau du chef-lieu de Djelida, des villages agricoles (VSA) et de leurs environs est assurée par la station de pompage de Djelida. Cette station puise l'eau dans quatre forages situant dans le champ de captage de la ville de Sidi lakhdar, comme illustré dans le tableau I.3.

Tableau I 3: Caractéristiques des Forages.

Forage	l'altitude(m)	Lieu d'implantation	débit exploité(l/s)	Etat de forage
F3	250	Sidi Lakhdar	8	Exploité
F4	257	Sidi Lakhdar	14	Exploité
F5	252	Sidi Lakhdar	15	Exploité
F6	258	Sidi Lakhdar	12	Exploité



Figure I. 2: Image satellitaire de situation hydraulique actuelle (Google Maps)



Figure I. 3: station de pompage (14/05/2024).

Remarque :

Selon l'APC de Djelida, les douars El Hemaïd et El Ouaidiya font partie des villages agricoles .

I.5.1 Présentation du nouveau forage :

Le chef-lieu de Djelida est confronté à un déficit hydrique important, donc on va faire un renforcement de champ de captage de Sidi Lakhdar pour augmentation de la capacité de production par réalisation un nouveau forage F2 de débit 30l/s.



Figure I. 4: forage F2 (14/5/2024).

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques de forage :

Tableau I 4: caractéristiques de nouveau forage

Ressource	Q(l/s) d'exploitation	Niveau dynamique (m)	Profondeur (m)	Date de réalisation
Forage	30	100	200	En cours de réalisation

(Source ADE 2024)

I.6 Situation actuel :

El Hemaïd el El Ouaidiya sont des zones rurales dispersées à vocation agricole, dépourvues du réseau d'alimentation en eau potable. Les habitants s'approvisionnent de l'eau potable à partir des puits traditionnels.

I.7 Assainissement :

La population de la zone d'étude est dépourvue de réseau d'assainissement. La population utilise des fosses septiques pour l'évacuation de leurs eaux usées sans études préalables.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons donné un aperçu complet sur la zone d'étude (douars El Hemaïd et EL Ouaidiya). Nous avons constaté une souffrance d'une grave pénurie d'eau, ses habitants utilisent des puits traditionnels pour subvenir à leurs besoins en eau. Cette situation actuelle nous encourage à poursuivre notre travail et afin de trouver une solution à ce problème.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

Introduction

La réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable d'une agglomération nécessite une étude approfondie de la population et des besoins divers.

Cette étude est pour objectif de déterminer la quantité d'eau potable nécessaire à la population, de dimensionner les infrastructures d'alimentation en eau potable en fonction des besoins futurs et à élaborer des stratégies durables de gestion de l'eau.

II.1 Evaluation de la population à l'horizon d'étude :

En l'année 2022 la population de l'agglomération des douars El Hemaïd et El Ouaidiya sont réparti comme suit :

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

Avec :

- **P_n**: Population future prise à l'horizon 2054.
- **P₀**: Population de l'année de référence (2022).
- **τ** : Taux d'accroissement démographique. (**τ = 1,5%**). (Source : APC de Commune de DJELIDA).
- **n**: Nombre d'années entre l'année de référence et l'année de l'horizon de calcul.

Les résultats de calcul de l'évolution de la population à différents horizons sont donnés dans le tableau (II.1).

Tableau II. 1: Evolution de la population à différents horizons.

	référence	Actuel	Moyen terme	long terme
horizon	2022	2024	2039	2054
taux d'accroissement (%)	1.5			
nombre d'habitants				
el hemaïd	823	848	1060	1325
el Ouaidiya	1196	1232	1540	1926
Total	2019	2080	2601	3251

Donc à l'horizon 2054, le nombre d'habitants des zones concernées par le projet sera de **3251 habitants.**

La répartition des habitants par douar pour chaque horizon est donnée dans la figure II.1

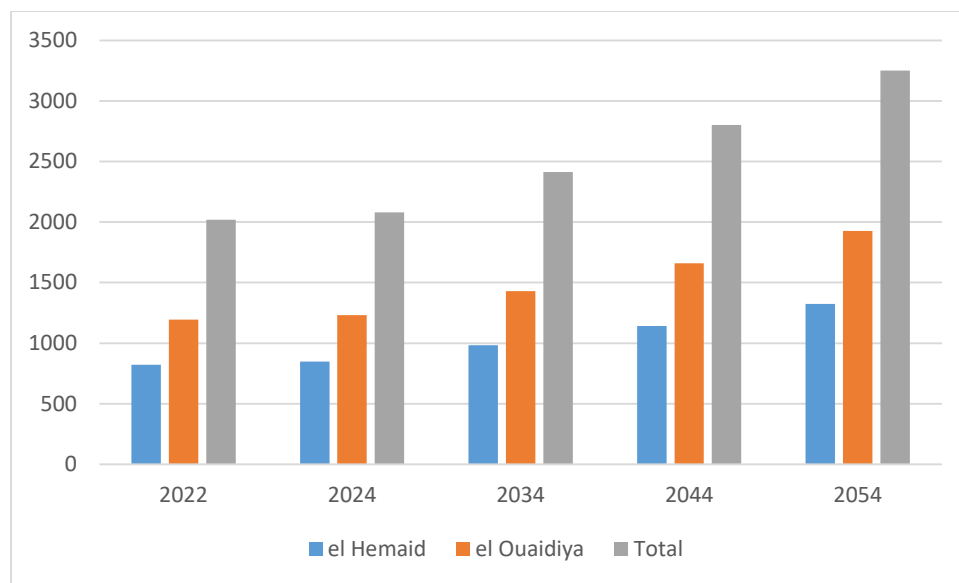


Figure II. 1: Graphique d’Evolution de la population pour différents horizons.

II.2 Evolution des besoins en eau potable

II.2.1 Généralités

Les différents besoins des consommateurs déterminent la quantité d'eau potable à assurer, tels que les suivants :

- **Besoins domestique :**

L'usage domestique englobe l'utilisation de l'eau pour la consommation, la préparation des repas, les besoins en propreté, le lavage de vaisselle et de linge, les douches, ainsi que l'utilisation d'eau pour l'arrosage des jardins familiaux, entre autres. L'eau potable utilisée de cette manière ne doit pas renfermer des minéraux organiques susceptibles d'avoir un impact quelconque sur l'organisme qui la consomme. Une eau peu calcaire et peu magnésienne est nécessaire pour les besoins de propreté, de lavage de linge et de cuisine.

- **Besoins publics :**

L'eau est utilisée pour différentes utilisations telles que le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des véhicules et l'eau nécessaire aux casernes, aux administrations, aux cantines, etc.

- **Besoins industriels et agricoles :**

Les sociétés industrielles et agricoles nécessitent une quantité considérable d'eau pour assurer leur bon fonctionnement. La qualité de l'eau requise varie d'un secteur à l'autre en fonction de la nature des produits produits ou transformés.

- **Besoins d'incendie :**

Dans n'importe quelle ville, il faut prendre en compte une quantité d'eau pour la lutte contre l'incendie qui sera localisée et matérialisée.

II.3 Evaluation des besoins en eau potable :

Dans les zones d'El Hemaïd et El Ouaidiya les industries sont inexistantes, et l'agriculture constitue l'activité principale.

Pour l'estimation des besoins en eau potable domestiques et des équipements collectifs de chaque zone, la dotation journalière par habitant est estimée à 150 l/j/habitant (d'après la direction des ressources en eaux d'Ain Defla).

II.3.1 Consommation moyenne journalière domestique :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{N_i * D_i}{1000}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en m^3/j
- N_i : Nombre de consommateurs (habitant).
- D_i : Dotation journalière en l/j/habitant.

Les besoins domestiques pour les différents horizons sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 2: Estimation des Besoins domestiques à différents horizons

	Unité	Actuel	Moyen terme	long terme
Horizon	Année	2024	2039	2054
Population	Hab	2080	2601	3251
Dotation	l/j/hab	150		
consommation moyenne journalière	l/s	3,61	4,51	5,64
	m ³ /j	312	390,15	487,65

Donc à l'horizon 2054, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des zones concernées sont estimés à **487,65m³/j**, soit **5,64l/s**

II.3.2 Besoins des équipements publics existant :

Afin de calculer les besoins en équipements, nous avons répertorié tous les équipements existants dans les zones d'El Hemaïd et El Ouaidiya.

Tableau II. 3: Détermination des besoins des équipements publics existant.

Besoins scolaires				
Désignation	Unité	Usagers	Dotation (l/j/h)	Qmoy j (m ³ /j)
EP Boukrita Med	élève	236	15	3,54
EP DRIF Med	élève	136	15	2,04
Besoins culturels				
Mosqué Sidi Abd El Wahed	Fidèle	200	10	2
Mosqué ALI IBN ABI TALEB	fidèle	200	10	2
Total				9,58

II.3.3 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :

La consommation d'eau des équipements publics proposés est estimée à 15 % de la consommation totale d'eau, comme indiqué dans le tableau II.4 qui résume les besoins en eau totaux prévus pour l'année 2054.

Tableau II. 4: Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.

Catégorie des besoins	Horizon		
	actuel(2024)	moyen terme (2039)	long terme(2054)
	Qmoy j (m ³ /j)		
domestique	312	390,15	487,65
équipement existant	9,58	9,58	9,58
équipement proposé	46,8	58,52	73,14
total	369,82	459,69	571,81

II.4 Variation de la consommation :

Les variations des débits de consommation se produisent selon l'époque et l'heure de la journée et l'on peut distinguer :

- **Des variations annuelles :** Qui sont fonction de développement de la population.
- **Des variations mensuelles :** Celles-ci dépendent de l'importance de la ville.
- **Des variations journalières :** selon le jour de la semaine (jour du marché par exemple)
- **Des variations horaires.**

II.5 Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

La consommation d'eau varie tout au long de l'année, avec des pics et des creux parfois importants. Pour mieux appréhender et gérer cette variabilité, il est essentiel de choisir les consommations d'eau maximales et minimales quotidiennes, qui sont expliquées par des coefficients d'irrégularité journaliers, notés $K_{max,j}$ et $K_{min,j}$.

- $K_{max,j}$: consommation maximale journalière.
- $K_{min,j}$: consommation minimale journalière.

II.5.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Ce débit correspond à l'utilisation maximale d'eau lors du jour le plus chargé de l'année. On obtient cela en utilisant la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: consommation maximale journalière (m^3/j).
- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j).
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j}$ varie entre 1.1 et 1.3 .

On prend : $K_{max,j} = 1,1$.

II.5.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :

Ce débit minimal représente la consommation d'eau la plus faible enregistrée pendant l'année, généralement observée lors de la journée la moins fréquentée. Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} ;$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).
- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j).
- $K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum , $K_{\min,j}$ varie entre 0.7 et 0.9 .

On prend : $K_{\min,j}=0,7$.

Le tableau II.6 présente les consommations moyennes, minimales et maximales journalières.

Tableau II. 5: Tableau récapitulatif des consommations journalières Q_{\min} ; Q_{moy} ; Q_{max} .

horizon	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	K_{\min}	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	K_{max}	$Q_{\text{max},j}$ (m^3/j)
2024	369,817	0,7	258,87	1,1	406,7987
2039	459,6895	0,7	321,78	1,1	505,65845
2054	571,8145	0,7	400,27	1,1	628,99595

II.6 Etude des variations des débits horaires :

II.6.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24}$$

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

II.6.2 Débit maximal horaire :

Il s'agit du débit qui représente la consommation maximale de l'heure la plus élevée de la journée. La formule suivante est utilisée pour le dimensionnement du réseau de distribution à l'intérieur de l'agglomération :

$$Q_{\text{max},h} = K_{\text{max},h} * Q_{\text{moy},h} \text{ (} m^3/h \text{)}$$

Avec :

- $K_{\text{max},h}$: et il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\text{max},h} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}}$$

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\text{max}} = 1,2$.

- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Sa variation en fonction du nombre d'habitants est présentée dans le tableau II-7.

Tableau II. 6: Les valeurs de β_{max} en fonction de la population.

nombre d'habitants*(10³)	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Tableau II. 7: Variation de la consommation horaire maximale.

Horizon	α_{max}	β_{max}	K_{maxh}	$Q_{moy\ h}(m^3/h)$	$Q_{max\ h}(m^3/h)$
2024	1,2	1,87	2,24	16,95	38,04
2039	1,2	1,71	2,06	25,16	51,76
2054	1,2	1,55	1,86	31,32	58,26

II.6.3 Débit minimal horaire :

Le débit de consommation de l'heure la moins chargée est défini par la formule suivante :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} * Q_{moy,h}$$

Avec : $K_{min,h}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire minimum et il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min}$$

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,4$.
- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II-9 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II. 8: Les valeurs de β_{min} en fonction de la population

nombre d'habitants*10³	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Tableau II. 9: Variation de la consommation horaire minimale.

horizon	α_{\min}	β_{\min}	$k_{\min h}$	$Q_{\text{moyh}}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\min h}(\text{m}^3/\text{h})$
2024	0,5	0,10	0,05	16,95	0,85
2039	0,5	0,10	0,05	25,16	1,26
2054	0,5	0,15	0,075	31,32	2,35

II.7 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

La consommation horaire d'eau d'une agglomération doit être évaluée en prenant en compte divers facteurs, tels que la densité de la population, mesurée par le nombre d'habitants. Pour calculer le débit horaire nécessaire, on utilise la formule suivante :

$$Q_h = \frac{C_h * Q_{\max,j}}{100}$$

Avec :

- Q_h : Débit horaire nécessaire (m^3/h).
- $C_h\%$: Pourcentage horaire(%).

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

- Pour notre cas on choisit la répartition moins de 10000 habitants. (**voir ANNEXE I .1**)

Tableau II. 10: Variation des débits horaires des zones d'El HEMAID et d'El OUAIDIYA à long terme (2054).

Heures	Consommation totale $Q_{\max j}=629 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	$Q(\text{m}^3/\text{h})$
0-1	1	6,29	1	6,29
1-2	1	6,29	2	12,58
2-3	1	6,29	3	18,87
3-4	1	6,29	4	25,16
4-5	2	12,58	6	37,74
5-6	3	18,87	9	56,61
6-7	5	31,45	14	88,06
7-8	6,5	40,88	20,5	128,94
8-9	6,5	40,88	27	169,83
9-10	5,5	34,59	32,5	204,42
10-11	4,5	28,30	37	232,73
11-12	5,5	34,59	42,5	267,32
12-13	7	44,03	49,5	311,35
13-14	7	44,03	56,5	355,38
14-15	5,5	34,59	62	389,98
15-16	4,5	28,30	66,5	418,28
16-17	5	31,45	71,5	449,73
17-18	6,5	40,88	78	490,62
18-19	6,5	40,88	84,5	531,50
19-20	5	31,45	89,5	562,95
20-21	4,5	28,30	94	591,26
21-22	3	18,87	97	610,13
22-23	2	12,58	99	622,71
23-24	1	6,29	100	629,00

Le débit de pointe $Q_{\max h}$ pour les zones d'El Hemaïd et El Ouaidiya est de **40,88 m^3/h** et survient entre 12h et 14h.

Les figures suivantes illustrent les consommations horaires et la consommation cumulée :

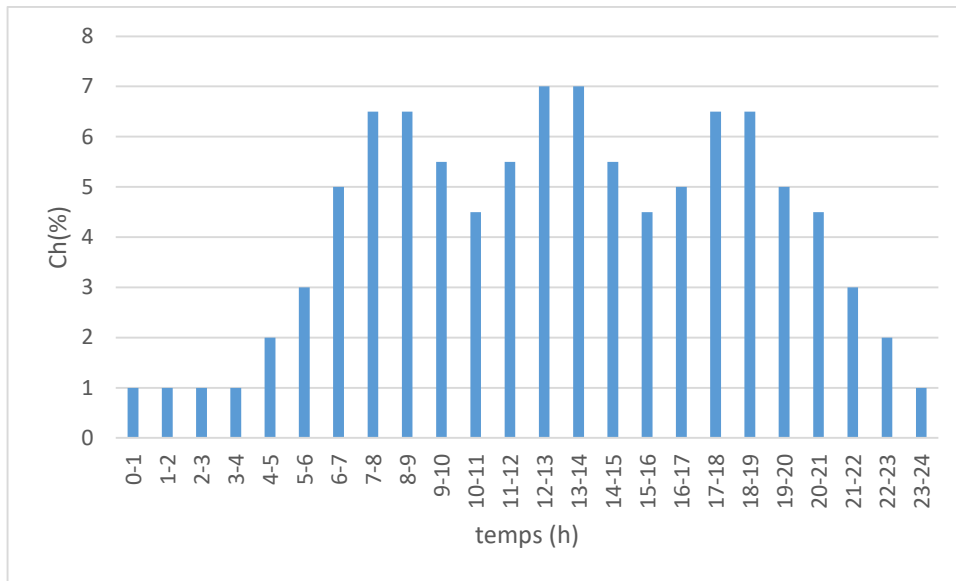


Figure II. 2: Régime de la consommation horaire (2054).

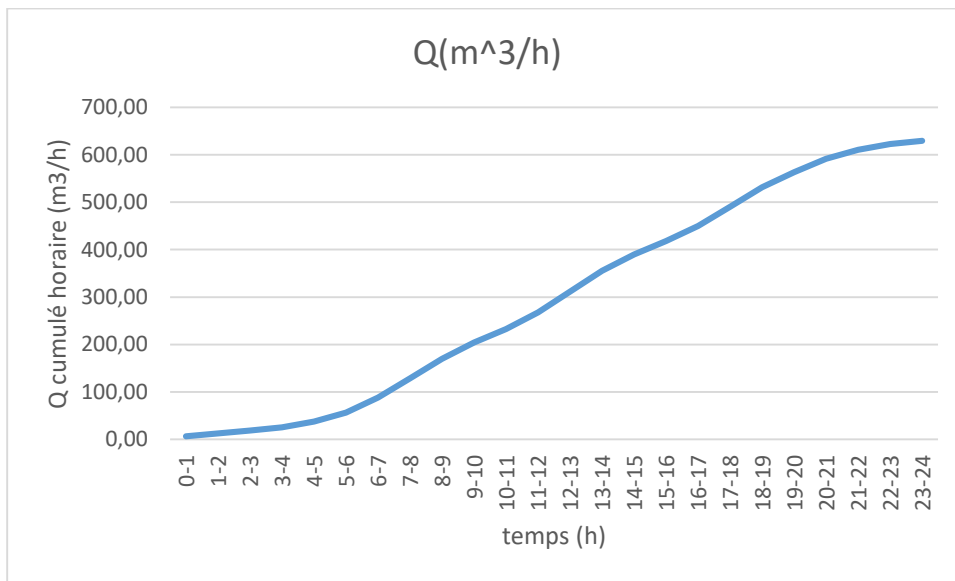


Figure II. 3: Courbe des débits cumulés

Remarque :

Le débit maximum journalier demandé pour alimenter les deux douars El Hemaïd et El Ouaidiya est 629,00 m³/j implique de 7,28 l/s, avec un débit qui remplir le réservoir de 15l/s à partir de nouveau forage ; donc le débit de forage est suffisant pour alimenter notre zone.

Conclusion :

Le débit maximum journalier demandé pour alimenter les deux douars est 629,00 m³/j implique de 7,28 l/s, les informations de ce chapitre ont permis d'évaluer les débits qui traversent les canalisations du projet, qui serviront aussi à déterminer la capacité de réservoir pour chacune des douars concernés.

CHAPITRE III :
ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction

Les réservoirs d'eau sont en général nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau () et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

Le but de ce chapitre est d'identifier les quantités de stockage requises pour le réseau étudié.

III.1 Rôle des réservoirs :

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales :

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation).
- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation.
- Si la côte ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).
- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement).
- Un réservoir a une fonction économique, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement de pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction+ réservoir (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

III.2 Classification des réservoirs :

III.2.1 Selon le matériau de construction :

- Réservoir métalliques ;
- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton (armé, ordinaire ou précontraint).

III.2.2 Selon la situation des lieux :

- Réservoir enterrés ;
- Réservoir semi-enterrés ;

- Réservoir surélevés, sur tour.

III.2.3 Selon la forme géométrique :

- Réservoir circulaires ;
- Réservoir rectangulaires ;
- Réservoirs de forme quelconque.

III.2.4 Selon l'utilisation :

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

III.3 Emplacement des réservoirs :

Le choix du site du réservoir est dicté essentiellement par des considérations de pression aux points d'alimentation

D'autres critères influent aussi sur le choix de l'emplacement du réservoir à savoir :

- ✓ Fournir aux abonnés une pression suffisante au moment des pointes.
- ✓ La cote du radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique exigée dans le réseau.
- ✓ Eviter d'avoir des pressions trop importantes sur les points les plus bas du réseau.

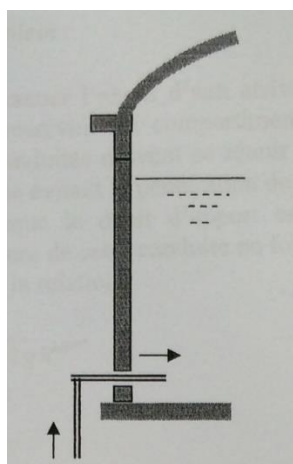
III.4 Equipement du réservoir :

Un réservoir doit être équipé par :

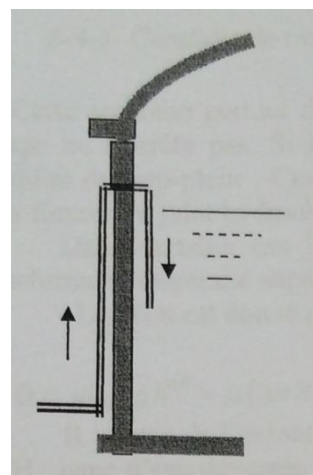
- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- D'une conduite de départ ou de distribution.
- D'une conduite de vidange.
- D'une conduite de trop-plein.
- D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie.
- D'une conduite by-pass.

III.4.1 Conduite d'arrivée :

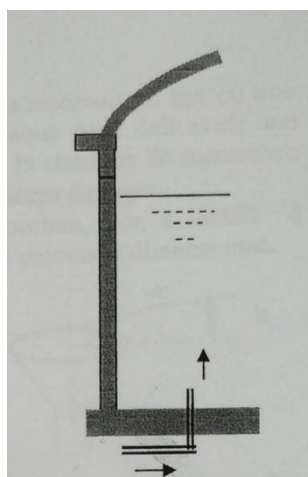
De préférence en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement de l'eau.



Arrivée par le bas



Arrivée noyée



Arrivée par le fond

Figure III. 1: Différents points d'arrivée de la conduite d'apport. *Source : (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).*

III.4.2 Conduite de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à 15 ou 20cm au-dessus du radier pour éviter l'entrée des matières en suspension.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse.

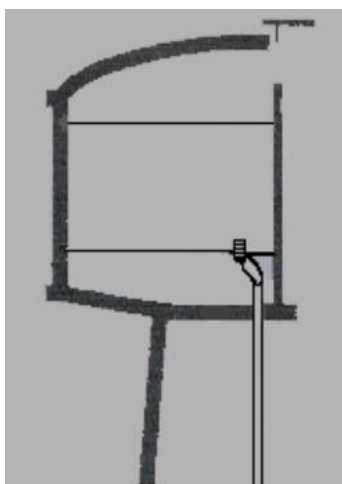


Figure III. 2: conduite de distribution. *Source : (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).*

III.4.3 Vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein.

Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

III.4.4 Trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

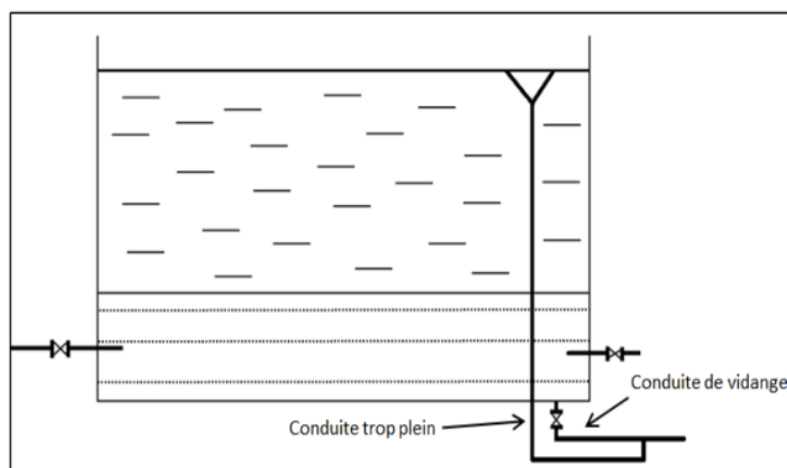


Figure III. 3: Conduite du trop-plein et de vidange.

III.4.5 Matérialisation de la réserve d'incendie :

III.4.5.1 Système à siphon :

Le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.

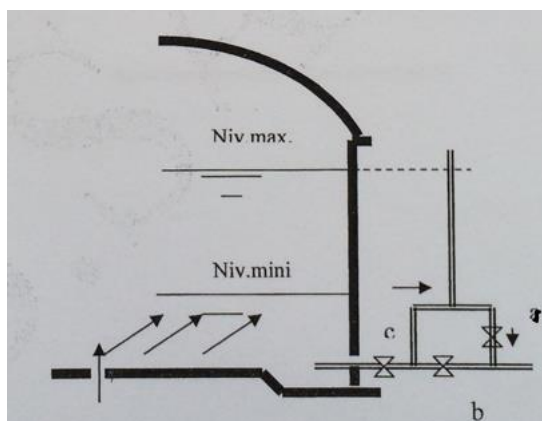


Figure III. 4: système d'incendie à siphon. Source : (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

III.4.5.2 Système à deux prises :

Rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte : la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.

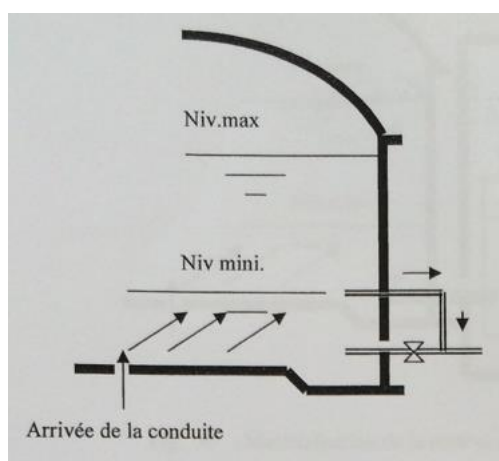


Figure III. 5: Système d'incendie à deux prise .Source :(Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

III.4.6 By-pass :

Relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir. Utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son entretien.

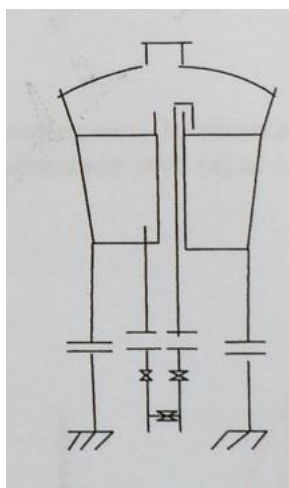


Figure III. 6: Conduite by pass *Source:(Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).*

III.5 Capacité des réservoirs :

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode graphique.
- ✓ La méthode analytique.

III.5.1 Méthode graphique :

Cette approche repose sur la quantité d'eau qui entre et sort pendant une journée. Les courbes de volumes cumulés (V_a) sont tracées pour l'alimentation et (V_c) pour la consommation.

Puis, en dessinant la courbe de la disparité entre les deux courbes précédentes, qui est :

$$[V_a - V_c]$$

Donc, le volume minimum requis du réservoir ($V_{rés}$) sera égal à la somme en valeurs absolues, de la valeur positive la plus élevée (V_+) et de la valeur négative la plus faible (V_-). Ainsi, on obtient le résidu maximal quotidien.

Donc, La formule est utilisée pour calculer le volume de régulation V_r .

$$V_r = Q_{max.j} \times \frac{R_{max}}{100}$$

Avec :

- ✓ V_r : le volume de régulation (m^3).
- ✓ $Q_{max.j}$: le débit maximum journalier (m^3/j).
- ✓ R_{max} : résidu maximal journalier (%).

Tel que ce résidu représente $R_{max} = V^-$.

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

Avec :

- ✓ V^+ : Extremum positif .
- ✓ V^- : Extremum négatif.
- ✓ R_{max} : Fraction maximum.

Afin de déterminer le volume total en (m^3), en tenant compte du volume de la réserve d'incendie ($120 m^3$).

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

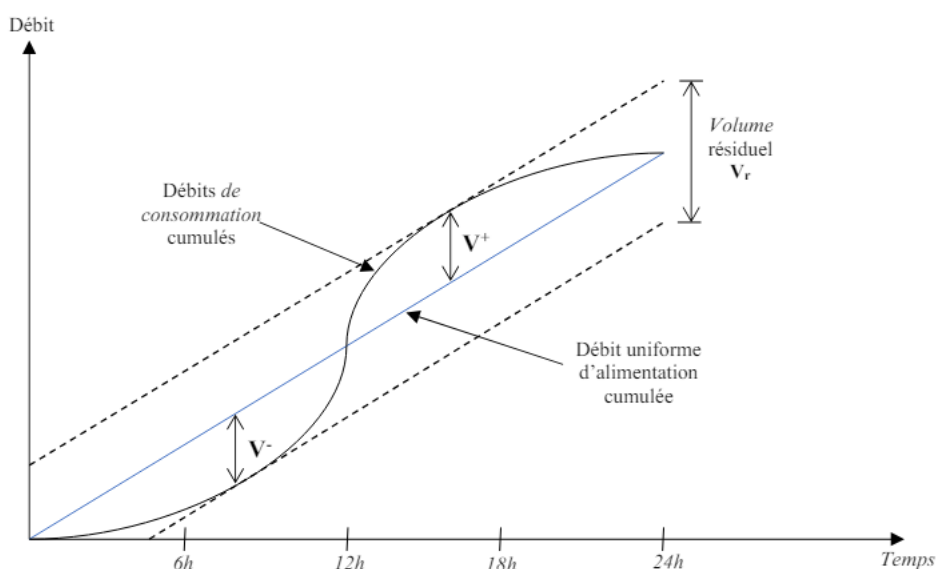


Figure III. 7:Schéma de la méthode graphique.

III.5.2 Méthode analytique :

La méthode analytique implique de calculer les résidus entre un régime d'alimentation avec un débit constant et un régime de consommation avec un débit variable (selon la consommation des habitants).

Le volume obtenu à partir de ce calcul est le suivant :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{max.j}}{100}$$

- ✓ V_r : capacité résiduelle (m^3).
- ✓ a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- ✓ $Q_{max.j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

En ajoutant la capacité de la réserve d'incendie, le volume total sera donc :

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

- ✓ V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- ✓ V_r : capacité résiduelle (m^3).
- ✓ V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$

III.6 Evaluation du volume de stockage nécessaire :

Pour déterminer le volume nécessaire des réservoirs nous utilisons la méthode analytique :

Tableau III. 1: Evaluation de la capacité du stockage

heures	Consommation d'eau en %	refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau eu réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1	0	/	-1	2,00
1-2	1	0	/	-1	1,00
2-3	1	0	/	-1	0,00
3-4	1	5,56	4,56	/	4,56
4-5	2	5,56	3,56	/	8,11
5-6	3	5,56	2,56	/	10,67
6-7	5	5,56	0,56	/	11,22
7-8	6,5	5,56	/	-0,94	10,28
8-9	6,5	5,56	/	-0,94	9,33
9-10	5,5	5,56	0,06	/	9,39
10-11	4,5	5,56	1,06	/	10,44
11-12	5,5	5,56	0,06	/	10,50
12-13	7	5,56	/	-1,44	9,06
13-14	7	5,56	/	-1,44	7,61
14-15	5,5	5,56	0,06	/	7,67
15-16	4,5	5,56	1,06	/	8,72
16-17	5	5,56	0,56	/	9,28
17-18	6,5	5,56	/	-0,94	8,33
18-19	6,5	5,56	/	-0,94	7,39
19-20	5	5,56	0,56	/	7,94
20-21	4,5	5,56	1,06	/	9,00
21-22	3	0	/	-3	6,00
22-23	2	0	/	-2	4,00
23-24	1	0	/	-1	3,00
Total	100	100			

Remarque : On note que le temps de remplissage du réservoir c'est : 18h ($\sum h$ surplus).

D'après le tableau ci-dessus on a :

Le volume résiduel est égal à :

$$V_r = \frac{11,22}{100} \times Q_{\max,j}$$

$$V_r = \frac{11,22 \times 628,99}{100} = \mathbf{84,69 \text{ m}^3}$$

Le volume total du réservoir sera :

$$V_T = 84,69 + 120 = 204,69 \text{ m}^3$$

On prendra une valeur normalisée de : $V_N = 300 \text{ m}^3$.

Nous proposons la construction d'un autre château d'eau d'une capacité de $R = 300 \text{ m}^3$.

III.7 Dimensions de réservoir projeté :

III.7.1 Forme et type du réservoir :

Le site des réservoirs présente des conditions topographiques favorables en termes d'hydraulique, ce qui explique pourquoi nous avons choisi un réservoir semi-enterré de forme circulaire, car il est plus économique.

III.7.2 Dimensions du réservoir :

III.7.2.1 Le diamètre de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant par la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

Avec :

- ✓ V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3).
- ✓ S : Section du réservoir (m^2).
- ✓ D : Diamètre de la cuve (m).
- ✓ h : Hauteur d'eau (m).

$$\text{AN : } D = \sqrt{\frac{4 * 300}{\pi * 3}}$$

$$D = 11,28 \text{ m}$$

On prend: $D=12\text{m}$.

III.7.2.2 Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 300}{\pi \cdot 12^2}$$

Donc : $h = 2,65\text{m}$.

On prend : $h=3\text{m}$.

III.7.2.3 Section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} = \frac{300}{3}$$

Alors : $S=100$.

III.7.2.4 Hauteur totale de la cuve :

$$H = h + R$$

Avec :

- ✓ H : hauteur totale du réservoir (m).
- ✓ h : hauteur d'eau (m).
- ✓ R : revanche (m) (on prend $R=0,5$).

$$H = 3 + 0,5 = 3\text{m}.$$

III.7.2.5 Hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule suivante :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

Avec :

- ✓ h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m).
- ✓ V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie (m^3)

Donc :

$$h_{inc} = \frac{120}{176,68} = 0,68 \text{ m}$$

III.7.2.6 Résumé des caractéristiques du réservoir projeté :

Le tableau nous montre les caractéristiques du réservoir R2 qu'on a calculé.

Tableau III. 2: Caractéristique du réservoir R2 calculé.

volume (m ³)	Type	forme du réservoir	D(m)	h(m)	S(m ²)	h _{inc} (m)	H(m)
300	Semi-enterée	circulaire	12	3	113,1	0,68	3,50

III.8 Recommandations sur les réservoirs :

- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d’origine extérieure et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d’accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Il doit être installé un dispositif permettant une prise d’échantillon d’eau à l’amont et à l’aval immédiats du réservoir.
- ✓ L’ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l’eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l’eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

CONCLUSION :

L'objectif de ce chapitre est de s'assurer de la capacité de stockage du réservoir existant et de déterminer s'il est nécessaire de projeter un autre réservoir. Selon les calculs fait, nous avons conclu que le réservoir existant est insuffisant et ne pourra pas répondre aux besoins en eau de notre zone à long terme. Il est nécessaire de projet é un autre réservoir circulaire d'une capacité de 300m³ pour cela.

CHAPITRE IV :
**Dimensionnement du réseau de
distribution**

Introduction :

Pour fournir l'eau aux consommateurs à partir d'un ouvrage de stockage, un réseau de distribution est nécessaire à travers des canalisations sur lesquelles des branchements seront établis. Il est essentiel que les canalisations aient un diamètre idéal afin de garantir un débit maximal et une pression de service adéquate à tout moment.

IV.1 Le réseau de distribution :**IV.1.1 Structure des réseaux :**

Les composants essentiels d'un réseau de distribution comprennent :

- Les conduites, Les branchements.
- Les accessoires (vannes, compteurs...).
- Les pièces spéciales (coudes, raccords, ...).

IV.2 Types de réseau de distribution :**IV.2.1 Réseau ramifié :**

Ce genre de réseau se caractérise par une structure en forme d'arbre à partir du point de charge fixé qui garantit la mise sous pression. La dispersion des abonnés justifie cette configuration.

Toutefois, cette configuration diminue la fiabilité du réseau en cas de rupture d'une conduite, ce qui prive les utilisateurs situés en aval du point de rupture d'eau. En règle générale, elle définit les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

IV.2.2 Réseau maillé :

Ce type de réseau se compose d'une succession de segments disposés de manière à représenter des boucles fermées. Ces réseaux de distribution d'eau sont caractérisés par cette configuration dans les zones urbaines où les abonnés se concentrent.

À la différence des réseaux ramifiés, la présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés diminue les risques de rupture de conduites en cas de rupture de conduites, car en cas d'avarie, ils assurent une distribution en retour.

IV.2.3 Réseau mixte :

Le réseau mixte se compose d'une partie ramifiée et une autre maillée. C'est ce type qui sert à desservir les quartiers périphériques de l'agglomération par les branches provenant des mailles utilisées au centre.

IV.2.4 Réseau étagé :

Ce réseau se distingue par des variations de niveau très significatives, ce qui entraîne une forte pression au point le plus bas lors de la distribution de l'eau par le réservoir. Il est essentiel d'installer un réservoir intermédiaire alimenté par le premier pour réguler la pression dans le réseau.

IV.3 Choix du type de réseau :

En raison de la nature rurale de notre région et de la dispersion des habitants, nous explorons l'option d'un réseau de distribution ramifié, une structure arborescente présentant des avantages et des inconvénients.

Ce réseau présente les avantages suivants :

- ✓ Il est conçu, réalisé et structuré de manière simple.
- ✓ Ce réseau se caractérise par des coûts de construction plus économiques, ce qui représente un avantage financier considérable.
- ✓ La conception simple de ce réseau minimise le nombre d'accessoires supplémentaires nécessaires.

Toutefois, ce réseau a aussi des inconvénients :

- ✓ Un seul sens d'écoulement, ce qui signifie qu'en cas de casse dans la conduite principale, l'eau ne sera plus disponible pour l'ensemble de l'agglomération.
- ✓ Certaines conduites peuvent se retrouver en impasse, ce qui limite la circulation de l'eau.
- ✓ Offre moins de sécurité pour la lutte contre les incendies.

IV.4 Principe du tracé du réseau :

Le tracé du réseau d'eau potable repose sur le principe suivant :

- ✓ Déterminer les zones à forte demande en eau.
- ✓ Identifier les zones résidentielles à forte concentration de population.

- ✓ Établir le tracé principal stratégique pour acheminer l'eau vers les consommateurs clés de manière efficace et fiable.
- ✓ Définir l'itinéraire principal qui garantira l'approvisionnement en eau des consommateurs stratégiques.
- ✓ Des conduites secondaires relient les conduites principales pour former un réseau ramifié, permettant l'acheminement de l'eau vers les zones intérieures des quartiers.
- ✓ Déterminer le tracé le plus court et le plus rectiligne possible, en privilégiant de longs segments reliés par des coudes à grande ouverture.
- ✓ En suivant le réseau routier principal, le tracé optimise l'accès aux chantiers de construction et simplifie la distribution des matériaux.
- ✓ Adopter un profil en long présentant une régularité optimale, s'écartant si nécessaire du niveau du sol pour limiter les points hauts, les sur-profondeurs et les sous-profondeurs.
- ✓ L'objectif est de maintenir la pente du profil de pose supérieure à 0,002 m/m.

IV.5 Choix du matériau des conduites :

La sélection du matériau des conduites est un processus complexe influencé par divers facteurs, dont la pression, la nature corrosive des eaux et du sol, ainsi que des considérations économiques comme le coût et la disponibilité sur le marché. De plus, la compatibilité avec les équipements auxiliaires tels que les joints, les coudes et les vannes est un élément crucial à prendre en compte.

Dans le cadre de notre projet, le polyéthylène haute densité (PEHD) s'est imposé comme le matériau idéal pour la fabrication des conduites de refoulement et du réseau de distribution. Ce choix s'explique par ses propriétés remarquables, que nous allons détailler ci-après :

- ✓ Résiste efficacement à tous les types de corrosion et d'entartrage.
- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ Sa flexibilité remarquable et sa capacité à s'enrouler en couronne pour les petits diamètres en font un produit d'installation facile et polyvalent.
- ✓ Un coefficient de rugosité extrêmement faible minimise la résistance à l'écoulement et optimise les performances hydrauliques.

IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution en cas de pointe :

IV.6.1 Calcul du débit spécifique :

Le calcul du débit spécifique consiste à déterminer le rapport entre le débit maximal horaire et la somme des longueurs des tronçons du réseau. Cette mesure permet d'évaluer la capacité du réseau à répondre aux besoins en eau.

$$q_{sp} = \frac{Q_{max,h}}{\Sigma L}$$

Avec :

- ✓ q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).
- ✓ $Q_{max,h}$: Débit maximum horaire = 58,26l/s.
- ✓ ΣL : La somme des longueurs des tronçons où il y a distribution en route (m).

Selon les données du tableau (II-11), qui présente la consommation horaire de notre agglomération, il est observé que l'heure de pointe se situe entre 12h et 14h.

Le débit de pointe est : $Q_{pte} = 40,88 \text{ m}^3/\text{h}$

Ce qui donne : $q_{sp} = \frac{58,26 \cdot 1000}{3600 \cdot 10043,06} = 0,001611 \text{ l/s/ml}$

IV.6.2 Calcul des débits en route :

Ce débit, caractérisé par sa répartition uniforme le long d'un tronçon du réseau, est exprimé par la formule suivante :

$$Q_r = q_{sp} \cdot L_i$$

Avec :

- ✓ Q_r : Débit en route dans le tronçon i (l/s).
- ✓ L_i : Longueur du tronçon (m).

Le tableau ci-dessous présente les résultats de notre calcul des débits en route :

Tableau IV. 1: détermination des débits en route (cas de pointe)

Tronçons	L(m)	Qr (l/s)	Tronçons	L(m)	Qr (l/s)
1-2	147,02	0,237	25-26	91,27	0,148
1-3	416,98	0,676	26-27	180,08	0,292
3-4	774,24	1,255	26-28	164,69	0,267
4-5	342,41	0,555	28-29	160,18	0,260
5-6	131,98	0,214	28-30	54,24	0,088
5-7	707,49	1,147	30-31	131	0,212
4-8	497,81	0,807	30-32	134,06	0,217
8-9	138,75	0,225	25-33	32,91	0,053
8-10	148,37	0,241	33-34	66,33	0,108
10-11	119,9	0,194	34-35	153,3	0,248
10-12	197,01	0,319	34-36	180,09	0,292
12-13	203,09	0,329	34-37	167,56	0,272
12-14	158,13	0,256	33-38	89,39	0,145
14-15	155,14	0,251	38-39	40,84	0,066
14-16	257,87	0,418	38-40	131,95	0,214
3-17	1831,78	2,969	38-41	65,62	0,106
17-18	131,12	0,213	41-42	140,55	0,228
17-19	142,62	0,231	42-44	306,22	0,496
19-20	192,46	0,312	42-43	158,7	0,257
19-21	177,39	0,288	41-45	122,8	0,199
21-22	162,18	0,263	45-46	96,86	0,157
21-23	108,97	0,177	45-47	159,2	0,258
23-24	225,26	0,365	45-48	126,52	0,205
23-25	97,68	0,158			

IV.6.3 Calcul des débits aux nœuds :

Le débit au nœud, qui correspond au débit concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, est déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$Q_{Ni}=0,5*\sum Q_{ri} + \sum Q_c$$

Avec :

- ✓ Q_{Ni} : Débit en nœud (l/s).
- ✓ $\sum Q_{ri}$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i. (l/s).
- ✓ $\sum Q_c$: La somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Le tableau ci-dessous présente les résultats des calculs des débits aux nœuds de notre zone d'étude:

IV.6.3.1 Cas de pointe :

Tableau IV. 2: détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	tronçons	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)	Nœuds	tronçons	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)	
1	1-2	0,237	0,456	25	23-25	0,158	0,180	
	1-3	0,676			25-26	0,148		
2	1-2	0,237	0,118		25-33	0,053		
3	1-3	0,676	2,450	26	25-26	0,148	0,353	
	3-4	1,255			26-27	0,292		
	3-17	2,969			26-28	0,267		
4	3-4	1,255	1,309	27	26-27	0,292	0,146	
	4-5	0,555		28	26-28	0,267	0,307	
	4-8	0,807			28-29	0,260		
5	4-5	0,555	0,958	29	28-29	0,260	0,130	
	5-6	0,214			30	28-30		0,088
	5-7	1,147				28-30		0,088
6	5-6	0,214	0,107	30-31	0,212			
7	5-7	1,147	0,573	30-32	0,217			
8	4-8	0,807	0,636	31	30-31	0,212	0,106	
	8-9	0,225		32	30-32	0,217	0,109	
	8-10	0,241		33	25-33	0,053	0,153	
9	8-9	0,225	33-34		0,108			
10	8-10	0,241	0,377		33-38	0,145		
10	10-11	0,194	0,097	34	33-34	0,108	0,460	
	10-12	0,319			34-35	0,248		
	11	10-11			0,194	34-36		0,292
12	10-12	0,319	0,452		34-37	0,272		
12	12-13	0,329	0,165	35	34-35	0,248	0,124	
	12-14	0,256		36	34-36	0,292	0,146	
	13	12-13		0,329	37	34-37	0,272	0,136
14	12-14	0,256	0,463	38	33-38	0,145	0,266	
	14-15	0,251			38-39	0,066		
	14-16	0,418			38-40	0,214		
15	14-15	0,251	0,126		38-41	0,106		
16	14-16	0,418	0,209	39	38-39	0,066	0,033	
17	3-17	2,969	1,707	40	38-40	0,214	0,107	
	17-18	0,213		41	38-41	0,106	0,267	
	17-19	0,231			41-42	0,228		
18	17-18	0,213	0,106		41-45	0,199		
19	17-19	0,231	0,415	42	41-42	0,228	0,491	
	19-20	0,312			42-44	0,496		
	19-21	0,288			42-43	0,257		
20	19-20	0,312	0,156	43	42-43	0,257	0,129	

Tableau IV. 3: détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	tronçons	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Nœuds	tronçons	Qr (l/s)	Qn (l/s)
21	19-21	0,288	0,364	44	42-44	0,496	0,248
	21-22	0,263		45	41-45	0,199	0,410
	21-23	0,177			45-46	0,157	
22	21-22	0,263	0,131	46	45-47	0,258	0,079
23	21-23	0,177	0,350		45-48	0,205	
	23-24	0,365		46	45-46	0,157	0,079
	23-25	0,158		47	45-47	0,258	0,129
24	23-24	0,365	0,183	48	45-48	0,205	0,103

IV.6.3.2 Cas de pointe + incendie :

Dans ce scénario, qui présente des similitudes avec le cas de pointe, le nœud n16 est identifié comme le point le plus critique en raison de son éloignement et de l'exigence d'un débit de 17 l/s.

IV.6.4 Calcul des débits de dimensionnement :

Il existe trois modes de fonctionnement des conduites en charge :

IV.6.4.1 Service d'extrémité :

Dans cette configuration, le débit qui pénètre dans la conduite est égal au débit qui sort de la conduite. En d'autres termes, il n'y a pas de changement de débit tout au long de la conduite.

Le débit de dimensionnement : $Q_{dim} = Q_{entrant} = Q_{sortant}$

IV.6.4.2 Service en route :

En utilisant cette méthode, le débit de dimensionnement est 0,55 fois le débit entrant, tandis que le débit sortant est nul. Cela implique que le débit diminue tout au long du cheminement.

Le débit de dimensionnement : $Q_{dim} = 0,55 * Q_{entrant}$

IV.6.4.3 Service mixte :

Le débit de dimensionnement est également 0,55 fois le débit entrant dans ce mode, mais le débit sortant n'est pas nul, même si le débit diminue également tout au long de la conduite.

Le débit de dimensionnement : $Q_{dim} = 0,55 * Q_{entrant} + Q_{sortant}$

Les débits de dimensionnement ont été obtenus en utilisant ce principe et sont exposés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV. 4: Les débits de dimensionnement (cas de pointe).

Tronçons	Q _{dim} (l/s)	Tronçons	Q _{dim} (l/s)
1-2	0,130	25-26	1,417
1-3	16,348	26-27	0,161
3-4	5,647	26-28	0,924
4-5	1,666	28-29	0,143
5-6	0,118	28-30	0,478
5-7	0,631	30-31	0,117
4-8	2,678	30-32	0,120
8-9	0,124	25-33	3,281
8-10	1,901	33-34	0,871
10-11	0,107	34-35	0,137
10-12	1,431	34-36	0,161
12-13	0,181	34-37	0,149
12-14	0,810	33-38	2,267
14-15	0,138	38-39	0,036
14-16	0,230	38-40	0,118
3-17	8,428	38-41	1,859
17-18	0,117	41-42	0,879
17-19	6,479	42-44	0,273
19-20	0,172	42-43	0,141
19-21	5,910	41-45	0,730
21-22	0,145	45-46	0,086
21-23	5,410	45-47	0,142
23-24	0,201	45-48	0,113
23-25	4,876	R-1	16,400

Tableau IV-4 : Les débits de dimensionnement (cas de pointe+incendie).

Tronçons	Q _{dim} (l/s)	Tronçons	Q _{dim} (l/s)
1-2	0,130	25-26	1,417
1-3	33,348	26-27	0,161
3-4	22,647	26-28	0,924
4-5	1,666	28-29	0,143
5-6	0,118	28-30	0,478
5-7	0,631	30-31	0,117
4-8	19,678	30-32	0,120
8-9	0,124	25-33	3,281
8-10	18,901	33-34	0,871
10-11	0,107	34-35	0,137
10-12	18,431	34-36	0,161
12-13	0,181	34-37	0,149
12-14	17,810	33-38	2,267
14-15	0,138	38-39	0,036
14-16	17,230	38-40	0,118

Tableau IV-4 : Les débits de dimensionnement (cas de pointe+incendie).

Tronçons	Q dim	Tronçons	Q dim
3-17	8,428	38-41	1,859
17-18	0,117	41-42	0,879
17-19	6,479	42-44	0,273
19-20	0,172	42-43	0,141
19-21	5,910	41-45	0,730
21-22	0,145	45-46	0,086
21-23	5,410	45-47	0,142
23-24	0,201	45-48	0,113
23-25	4,876	R-1	33,400

IV.7 Dimensionnement du réseau de distribution :

Dans le but de dimensionner de manière adéquate un réseau de distribution de type ramifié, il est essentiel de respecter les étapes suivantes :

1. Identifier le point défavorable : Procurez-vous le point du réseau de distribution le plus éloigné géographiquement et le plus haut en altitude. Ce scénario constitue la situation la plus restrictive pour la taille du réseau.
2. Mettez la pression nécessaire sur le point défavorable :

$$P_s = 10 + 4 * N$$

Avec :

- ✓ P_s : Pression de service.
 - ✓ N : Le nombre d'étage.
3. Calcul de la cote piézométrique du point spécifique :

$$C_p = C_T + P_s$$

Avec :

- ✓ C_p : Cote piézométrique (m).
 - ✓ C_T : Cote du terrain (m).
4. Évaluation de la charge disponible entre le réservoir et le point conseillé :

$$\Delta H = C_R - C_p$$

Avec :

- ✓ ΔH : La charge disponible (m).
 - ✓ C_R : La cote du réservoir (m).
5. Détermination du gradient hydraulique moyen :

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\Sigma L}$$

Avec :

- ✓ I_{moy} : La pente hydraulique moyenne (m/m).
- ✓ $\sum L$: La somme des longueurs des tronçons formant la conduite principale (m).

Tableau IV.5 : les caractéristique de point défavorable .

Le point défavorable	Ps	C _T	C _p	ΔH	I _{moy}
16	18	337,49	355,490	34,51	0,00876

6. Calcul du diamètre approprié pour chaque tronçon du réseau de distribution :

$$D_{cal,i} = \sqrt[m]{\frac{K Q_i^\beta}{I_{moy}}}$$

En fonction du matériau utilisé, les coefficients K, B, m et sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 6: Coefficient K, m et B pour différents types du tuyau

Tuyau	K	M	β
Acier et Fonte	0,00179 – 0,001735	5,1 – 5,3	1,9 - 2
Plastique	0,001052	4,772	2

Avec :

- $D_{cal,i}$: diamètre approprié pour chaque tronçon (mm).
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.
- K : Coefficient de perte de charge.
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.
- Q_i : Débit véhiculé par la conduite (m³ /s).

Tableau IV. 7 : résultats des diamètres calculés et normalisés (cas de pointe).

Tronçons	Q _{dim} (l/s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	Epaisseur(mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)
1-2	0,130	15,936	32	3	26	0,33
1-3	16,348	120,765	200	11,9	176,2	0,67
3-4	5,647	77,350	140	8,3	123,4	0,47
4-5	1,666	46,374	50	3	44	1,10
5-6	0,118	15,271	32	3	26	0,22
5-7	0,631	30,866	32	3	26	1,19
4-8	2,678	56,579	140	8,3	123,4	0,42
8-9	0,124	15,594	32	3	26	0,63

Tableau IV. 7 : résultats des diamètres calculés et normalisés (cas de pointe).

Tronçons	Q _{dim} (l/s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	Epaisseur(mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)
8-10	1,901	49,010	140	8,3	123,4	0,76
10-11	0,107	14,669	32	3	26	0,40
10-12	1,431	43,506	140	8,3	123,4	0,62
12-13	0,181	18,294	32	3	26	0,34
12-14	0,810	34,285	140	8,3	123,4	0,47
14-15	0,138	16,341	32	3	26	0,56
14-16	0,2	20,220	125	7,4	110,2	0,62
3-17	8,428	91,485	110	6,6	96,8	1,15
17-18	0,117	15,229	32	3	26	0,22
17-19	6,479	81,934	90	5,4	79,2	1,32
19-20	0,172	17,886	32	3	26	0,32
19-21	5,910	78,840	90	5,4	79,2	1,20
21-22	0,145	16,648	32	3	26	0,27
21-23	5,410	75,969	90	5,4	79,2	1,10
23-24	0,201	19,106	32	3	26	0,38
23-25	4,876	72,734	75	4,5	66	1,43
25-26	1,417	43,337	50	3	44	0,93
26-27	0,161	17,395	32	3	26	0,30
26-28	0,924	36,223	40	3	34	1,02
28-29	0,143	16,562	32	3	26	0,27
28-30	0,478	27,480	32	3	26	0,90
30-31	0,117	15,223	32	3	26	0,22
30-32	0,120	15,371	32	3	26	0,23
25-33	3,281	61,606	63	3,8	55,4	1,36
33-34	0,871	35,339	40	3	34	0,96
34-35	0,137	16,260	32	3	26	0,26
34-36	0,161	17,395	32	3	26	0,30
34-37	0,149	16,877	32	3	26	0,28
33-38	2,267	52,762	63	3,8	55,4	0,94
38-39	0,36	9,340	32	3	26	0,47
38-40	0,118	15,269	32	3	26	0,22
38-41	1,859	48,555	50	3	44	1,22
41-42	0,879	35,471	40	3	34	0,97
42-44	0,273	21,730	32	3	26	0,51
42-43	0,141	16,497	32	3	26	0,27
41-45	0,730	32,809	32	3	26	1,37
45-46	0,086	13,414	32	3	26	0,16
45-47	0,142	16,519	32	3	26	0,27
45-48	0,113	15,003	32	3	26	0,21
R-1	16,400	120,924	200	11,9	176,2	0,67

Tableau IV.8: résultats des diamètres calculés et normalisés (cas de pointe + incendie).

Tronçons	Q _{dim} (l/s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	Epaisseur(mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)
1-2	0,130	15,936	32	3	26	0,47
1-3	33,348	162,816	200	11,9	176,2	1,37
3-4	22,647	138,440	140	8,3	123,4	1,89
4-5	1,666	46,374	50	3	44	1,10
5-6	0,118	15,271	32	3	26	0,22
5-7	0,631	30,866	32	3	26	1,19
4-8	19,678	56,579	140	8,3	123,4	1,65
8-9	0,124	15,594	32	3	26	0,23
8-10	18,901	128,336	140	8,3	123,4	1,58
10-11	0,107	14,669	32	3	26	0,20
10-12	18,431	126,988	140	8,3	123,4	1,54
12-13	0,181	18,294	32	3	26	0,34
12-14	17,810	125,179	140	8,3	123,4	1,49
14-15	0,138	16,341	32	3	26	0,26
14-16	17,2	123,452	125	7,4	110,2	1,51
3-17	8,428	91,485	110	6,6	96,8	1,15
17-18	0,117	15,229	32	3	26	0,22
17-19	6,479	81,934	90	5,4	79,2	1,32
19-20	0,172	17,886	32	3	26	0,32
19-21	5,910	78,840	90	5,4	79,2	1,20
21-22	0,145	16,648	32	3	26	0,27
21-23	5,410	75,969	90	5,4	79,2	1,10
23-24	0,201	19,106	32	3	26	0,38
23-25	4,876	72,734	75	4,5	66	1,43
25-26	1,417	43,337	50	3	44	0,93
26-27	0,161	17,395	32	3	26	0,30
26-28	0,924	36,223	40	3	34	1,02
28-29	0,143	16,562	32	3	26	0,27
28-30	0,478	27,480	32	3	26	0,90
30-31	0,117	15,223	32	3	26	0,22
30-32	0,120	15,371	32	3	26	0,23
25-33	3,281	61,606	63	3,8	55,4	1,36
33-34	0,871	35,339	40	3	34	0,96
34-35	0,137	16,260	32	3	26	0,26
34-36	0,161	17,395	32	3	26	0,30
34-37	0,149	16,877	32	3	26	0,28
33-38	2,267	52,762	63	3,8	55,4	0,94
38-39	0,36	9,340	32	3	26	0,07
38-40	0,118	15,269	32	3	26	0,22
38-41	1,859	48,555	50	3	44	1,22
41-42	0,879	35,471	40	3	34	0,97
42-44	0,273	21,730	32	3	26	0,51
42-43	0,141	16,497	32	3	26	0,27
41-45	0,730	32,809	32	3	26	1,37

Tableau IV.8: résultats des diamètres calculés et normalisés (cas de pointe+incendie).

Tronçons	Q _{dim} (l/s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	Epaisseur(mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)
45-46	0,086	13,414	32	3	26	0,16
45-47	0,142	16,519	32	3	26	0,27
45-48	0,113	15,003	32	3	26	0,21
R-1	33,400	162,922	200	11,9	176,2	1,37

Avec :

- V : La vitesse en (m/s), déterminer par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D_{int}^2}$$

- D_{int} : le diamètre intérieur de la conduite normalisé

$$D_{int} = D_{nor} - 2 \cdot e$$

- e : l'épaisseur de la conduite.

Remarque :

En examinant les tableaux , on observe que les diamètres des matériaux en PEHD type PN10 varient entre 32 mm et 200 mm.

IV.8 Calcul de la pression pour chaque nœud :

Après normalisation des diamètres, il faut recalculer la charge disponible dans le réseau de distribution en utilisant la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{K \cdot L \cdot Q^{\beta}}{D_{intérieure}^2}$$

La cote piézométrique (Cp) représente l'altitude de chaque point du réseau par rapport à une donnée de référence, généralement le niveau du réservoir ou de la source d'approvisionnement. La charge disponible correspond à la différence de pression qui pourrait être utilisée entre deux points du réseau. Le calcul de la cote piézométrique pour chaque point peut donc être effectué en utilisant la formule Cp1 = Cp2 - charge disponible, en soustrayant la charge disponible de la cote piézométrique du point précédent (Cp2). L'altitude relative de chaque point par rapport au point précédent est obtenue par ce calcul, ce qui est crucial pour assurer un bon écoulement dans le réseau de distribution.

Pour l'instant, nous avons effectué des mesures de la cote piézométrique et de la cote du terrain. En utilisant la formule suivante, nous calculons la pression pour chaque nœud en

soustrayant la cote du terrain de la cote piézométrique. La pression liée à chaque point de mesure est déterminée grâce à cette différence de niveaux entre la cote piézométrique et la cote du terrain.

IV.9 Résultats Calcul de la charge disponible :

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.9 : Résultats de calcul de la charge disponible (cas de pointe).

Tronçons	Q (l/s)	L(m)	Perte de charge
1-2	0,130	147,02	0,04
1-3	16,348	416,98	37,76
3-4	5,647	774,24	17,06
4-5	1,666	342,41	5,16
5-6	0,118	131,98	0,03
5-7	0,631	707,49	4,38
4-8	2,678	597,81	2,96
8-9	0,124	138,75	0,03
8-10	1,901	148,37	0,37
10-11	0,107	119,9	0,02
10-12	1,431	197,01	0,28
12-13	0,181	203,09	0,10
12-14	0,810	158,13	0,07
14-15	0,138	155,14	0,05
14-16	0,230	257,87	0,11
3-17	8,428	1831,78	0,01
17-18	0,117	131,12	0,03
17-19	6,479	142,62	10,04
19-20	0,172	192,46	0,09
19-21	5,910	177,39	10,39
21-22	0,145	162,18	0,05
21-23	5,410	108,97	5,35
23-24	0,201	225,26	0,14
23-25	4,876	97,68	5,61
25-26	1,417	91,27	1,00
26-27	0,161	180,08	0,07
26-28	0,924	164,69	1,28
28-29	0,143	160,18	0,05
28-30	0,478	54,24	0,19
30-31	0,117	131	0,03
30-32	0,120	134,06	0,03
25-33	3,281	32,91	1,21
33-34	0,871	66,33	0,46
34-35	0,137	153,3	0,04
34-36	0,161	180,09	0,07
34-37	0,149	167,56	0,06

Tableau IV.9 : Résultats de calcul de la charge disponible (cas de pointe).

Tronçons	Q (l/s)	L(m)	Perte de charge
33-38	2,267	89,39	1,57
38-39	0,036	40,84	0,00
38-40	0,118	131,95	0,03
38-41	1,859	65,62	1,23
41-42	0,879	140,55	0,99
42-44	0,273	306,22	0,36
42-43	0,141	158,7	0,05
41-45	0,730	122,8	1,02
45-46	0,086	96,86	0,01
45-47	0,142	159,2	0,05
45-48	0,113	126,52	0,03
R-1	16,400	1685,1	0,02

Tableau IV.10 : Résultats de calcul de la charge disponible (Cas de pointe +incendie).

Tronçons	Q(l/s)	L(m)	Perte de charge
1-2	0,130	147,02	1,04
1-3	33,348	416,98	39,13
3-4	22,647	774,24	3,23
4-5	1,666	342,41	6,16
5-6	0,118	131,98	1,03
5-7	0,631	707,49	5,38
4-8	19,678	597,81	1,71
8-9	0,124	138,75	0,03
8-10	18,901	148,37	2,32
10-11	0,107	119,9	0,02
10-12	18,431	197,01	1,56
12-13	0,181	203,09	0,10
12-14	17,810	158,13	17,65
14-15	0,138	155,14	0,05
14-16	17,230	257,87	16,59
3-17	8,428	1831,78	1,46
17-18	0,117	131,12	0,03
17-19	6,479	142,62	10,04
19-20	0,172	192,46	0,09
19-21	5,910	177,39	10,39
21-22	0,145	162,18	0,05
21-23	5,410	108,97	5,35
23-24	0,201	225,26	0,14
23-25	4,876	97,68	5,61
25-26	1,417	91,27	1,00
26-27	0,161	180,08	0,07
26-28	0,924	164,69	1,28

Tableau IV.10 : Résultats de calcul de la charge disponible (Cas de pointe +incendie).

Tronçons	Q(l/s)	L(m)	Perte de charge
28-29	0,143	160,18	0,05
28-30	0,478	54,24	0,19
30-31	0,117	131	0,03
30-32	0,120	134,06	0,03
25-33	3,281	32,91	1,21
33-34	0,871	66,33	0,46
34-35	0,137	153,3	0,04
34-36	0,161	180,09	0,07
34-37	0,149	167,56	0,06
33-38	2,267	89,39	1,57
38-39	0,036	40,84	0,01
38-40	0,118	131,95	0,03
38-41	1,859	65,62	1,23
41-42	0,879	140,55	0,99
42-44	0,273	306,22	0,36
42-43	0,141	158,7	0,05
41-45	0,730	122,8	1,02
45-46	0,086	96,86	0,01
45-47	0,142	159,2	0,05
45-48	0,113	126,52	0,03
R-1	33,400	1685,1	4,73

IV.10 Résultats Calcul de la pression :

Les résultats de calcul de la pression pour chaque nœud sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.11 : Résultats de calcul de la pression (cas de pointe).

Nœuds	C _T (m)	C _p (m)	Pression (m.c.e)
R	390	390	0
1	340	389,98	49,98
2	336,38	389,95	53,57
3	330	352,22	22,22
4	320,02	335,16	14,91
5	320,25	332,00	12,75
6	310,04	329,97	19,93
7	309,45	325,62	15,81
8	304,9	332,20	27,30
9	303,7	332,17	28,47
10	295	331,83	36,83
11	312,14	331,81	19,67
12	312,71	331,55	18,84
13	314,91	331,45	16,54

Tableau IV.11 : Résultats de calcul de la pression (cas de pointe).

Nœuds	C _T (m)	C _p (m)	Pression (m.c.e)
14	335	349,48	14,48
15	323,83	331,43	7,60
16	337,49	349,37	11,88
17	284,6	352,21	57,61
18	282	352,18	60,18
19	287,7	342,17	54,47
20	284,55	342,08	57,53
21	283,51	331,78	48,27
22	283,13	331,72	48,59
23	283,3	326,43	43,13
24	274,15	326,29	52,14
25	279,53	320,82	41,29
26	281	319,82	38,82
27	287	319,75	32,75
28	282,16	318,54	36,38
29	282	318,49	36,49
30	281,2	318,35	37,15
31	275,85	318,32	42,47
32	283,82	318,32	34,50
33	277	319,60	42,60
34	276,3	319,15	42,85
35	277,95	319,10	41,15
36	276	319,07	43,07
37	276,95	319,09	42,14
38	277,52	318,03	40,51
39	276,32	318,03	41,71
40	274,81	318,00	43,19
41	273,52	316,80	43,28
42	271,08	315,81	44,73
43	270	315,76	45,76
44	269	315,45	46,45
45	272,2	315,78	43,58
46	272,2	315,77	43,57
47	271,23	315,73	44,50
48	273,54	315,75	42,21

Tableau IV.12 : Résultats de calcul de la pression (cas de pointe+incendie).

Nœuds	C _T (m)	C _p (m)	Pression (m.c.e)
R	390	390	0
1	340	350,42	10,42
2	336,38	384,23	47,85
3	330	372,14	42,14
4	320,02	334	13,98
5	323,25	322,84	-0,41
6	310,04	321,81	11,77
7	319,45	317,45	12
8	304,9	327,29	22,39
9	303,7	327,26	23,56
10	295	324,97	29,97
11	312,14	324,95	12,81
12	312,71	323,41	10,7
13	314,91	323,31	11,4
14	335	305,76	10,89
15	323,83	305,71	18,12
16	337,49	351,17	13,65
17	284,6	340,68	56,08
18	282	337,1	55,1
19	287,7	330,64	42,94
20	284,55	330,55	46
21	283,51	330,25	46,74
22	283,13	330,19	47,06
23	283,3	324,9	41,6
24	274,15	314,76	40,61
25	279,53	319,29	39,76
26	281	318,29	37,29
27	287	317,22	31,22
28	282,16	316,01	34,85
29	282	316,96	24,96
30	281,2	316,82	35,62
31	275,85	306,79	30,94
32	283,82	316,79	32,97
33	277	308,08	31,08
34	276,3	317,62	41,32
35	277,95	317,57	39,62
36	276	307,55	31,55
37	276,95	307,56	30,61
38	277,52	306,5	38,98
39	276,32	306,5	30,18
40	274,81	316,47	41,66
41	273,52	315,27	41,75
42	271,08	314,28	43,2

Tableau IV.12 : Résultats de calcul de la pression (cas de pointe+incendie).

Nœuds	C _T (m)	C _p (m)	Pression (m.c.e)
43	270	314,23	44,23
44	269	313,93	44,93
45	272,2	304,25	32,05
46	272,2	33,24	40,04
47	271,23	313,2	42,97
48	273,54	313,23	40,69

IV.10.1.1.1 Constatations et interprétations des résultats :

➤ Cas de pointe :

- ✓ **Les vitesses :** En règle générale, les vitesses sont acceptables, à l'exception de quelques tronçons où la vitesse est inférieure à 0,5m/s. Ainsi, il est essentiel de procéder à une vidange régulière.
- ✓ **Les pressions :** sont conformes aux normes ;

➤ Cas de pointe + incendie :

- ✓ La vitesse varie (augmente ou diminue) par rapport à la situation de pointe, mais la plupart du temps, elle se situe entre [0.5 : 1,5] m/s.
- ✓ **Les pressions :** la pression a diminué par rapport à la situation de pointe, mais elle reste toujours conforme aux normes.

IV.11 Equipement du réseau de distribution :

Sur toutes les canalisations qui composent le réseau, plusieurs dispositifs sont mis en place pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Vidangé une conduite.

IV.12 Les accessoires :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

IV.12.1 Robinets vannes :

Au niveau de chaque nœud, ils sont installés afin de permettre l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'eux.

Leur manœuvre à partir du sol s'effectue à l'aide d'une clé appelée « béquille », ce qui permet de régler les débits. Il est placé dans une bouche à clé sur le trottoir (facilement accessible).

IV.12.1.1 Vanne à coin (à opercule) :

Il s'agit d'appareils de sectionnement qui nécessitent une ouverture ou une fermeture totale. Elles sont placées sur les conduites pour assurer l'isolation et sont employées pour les diamètres de 40 à 300 mm.



Figure IV. 1: robinet vanne à opercule. *Source :Ramus industrie .*

IV.12.1.2 Vannes papillons :

Il s'agit d'appareils qui peuvent être utilisés tant pour le découpage que pour la régulation du débit.

Ce genre de robinet offre une sécurité et une rapidité d'arrêt en cas de rupture de conduite. On les utilise pour les diamètres importants (350 mm et plus). Elle entraîne une légère diminution de la charge.

L'emplacement de cette vanne est situé aux points de piquage.



Figure IV. 2: vanne papillon. *Source :Ramus industrie .*

IV.12.2 Bouches ou poteau d'incendie :

Il est nécessaire de relier les bouches d'incendie ou les poteaux d'incendie à des conduites qui peuvent assurer un débit minimal de 17 litres par seconde avec une pression de 10 mètres (1 bar). Il faut placer ces dispositifs le long des trottoirs, à des distances allant de 50 à 200 mètres, selon la gravité des risques potentiels. L'objectif de cette répartition est de garantir une protection suffisante en cas d'urgence.

IV.12.3 Clapet anti-retour :

Les clapets sont des appareils mécaniques qui régulent la direction du débit des fluides dans une canalisation. Ils ont pour fonction d'empêcher l'eau de se déplacer dans le sens inverse de l'écoulement prévu.



Figure IV. 3: clapet anti-retour *Source :CPH-hydraulique*

IV.12.4 Ventouses :

Les ventouses sont des appareils employés dans les systèmes hydrauliques afin de diminuer la création de vide et de libérer l'air bloqué dans les conduites. En général, elles sont placées aux endroits les plus élevés du réseau de conduites.

Ils sont principalement utilisés pour évacuer l'air produit dans les conduites, car la présence d'air peut causer divers problèmes, comme la formation de poches d'air qui peut perturber le fonctionnement des équipements, entraîner des coups de bélier hydrauliques ou diminuer la capacité de transport de l'installation.



Figure IV. 4: ventouse. *Source :CPH-hydraulique*

IV.12.5 Robinets de vidange :

Les robinets de vidange sont des appareils employés dans les systèmes de distribution d'eau afin de faciliter la vidange des canalisations. Les points les plus bas du réseau sont généralement placés où l'eau a tendance à s'accumuler.

On trouve généralement ces robinets à l'intérieur d'un regard en maçonnerie, aussi connu sous le nom de regard de vidange. Le robinet de vidange est installé sur ce regard en béton ou en maçonnerie. Son objectif est de faciliter l'accès au robinet et de faciliter la vidange de la conduite.

IV.13 Pièces spéciales de raccordements :

Les pièces spéciales de raccordement sont des éléments employés dans les réseaux de distribution afin d'assurer la connexion, le changement de direction, l'ajout ou la diminution du diamètre des conduites, ainsi que le croisement de conduites rectilignes. Voici certains exemples fréquents de ces pièces :

IV.13.1 Les Tés :

Les Tés sont des éléments en forme de "T" qui servent à dériver ou à transmettre un débit dans un réseau. Grâce à eux, il est possible de réaliser une dérivation à partir d'une conduite principale, habituellement perpendiculaire.

IV.13.2 Les coudes :

Les coudes sont des éléments courbés qui permettent de modifier la trajectoire d'une canalisation. On les trouve dans diverses orientations (90 degrés, 45 degrés, etc.) et ils servent à ajuster le tracé du réseau en fonction des contraintes de l'environnement ou de l'installation.

IV.13.3 Les cônes :

Le cône est une pièce conique utilisée pour relier deux conduites de diamètres différents. Ils facilitent la transition entre les différents diamètres de conduite, ce qui facilite la transition entre les différentes sections de conduite.

IV.13.4 Les croix de jonction :

Les croix de jonction sont des éléments en forme de "plus" (+) qui sont employés au niveau des nœuds pour relier deux conduites perpendiculaires. Elles offrent la possibilité de relier les conduites de façon à assurer un flux constant.

IV.13.5 Les manchons :

Les manchons sont des fragments de tuyau d'une longueur d'environ 25 à 50 cm. Ils servent à connecter les accessoires et les équipements aux conduites principales. Les manchons offrent une zone de passage et de connectivité afin de simplifier l'installation des équipements.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel EPANET pour dimensionner le réseau de distribution de type ramifié. Les résultats obtenus indiquent que les vitesses et les pressions dans les canalisations se situent généralement dans les valeurs admissibles, ce qui permettra de répondre aux besoins en eau des habitants de la zone desservie. Les canalisations sont fabriquées en PEHD (polyéthylène haute densité) de type PN 10 et présentent des diamètres variables en fonction des besoins hydrauliques. Pour les sections où les vitesses d'écoulement sont faibles, il est crucial d'effectuer des vidanges périodiques afin de prévenir le colmatage et la sédimentation des conduits.

Chapitre V :
Etude d'adduction et de pompage

Introduction :

Pour tout réseau d'alimentation en eau potable, il est nécessaire d'utiliser une adduction par pompage, gravitaire ou mixte.

Il est essentiel de choisir le meilleur tracé du système d'adduction pour répondre aux besoins en eau potable des deux douars concernées afin de répondre à leurs besoins en eau potable.

Dans notre cas, on dimensionne une adduction par refoulement (refoulement - refoulement).

V.1 Classification de l'adduction :

Selon leur mécanisme, on peut classer les adductions en trois catégories :

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

V.1.1 Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se trouve à une altitude supérieure à celle du réservoir de l'agglomération, ce qui signifie que l'écoulement se produit de manière gravitaire, c'est-à-dire sous l'influence de la gravité.

V.1.2 Adduction par refoulement :

Il s'agit d'une adduction dont l'écoulement est effectué sous pression grâce à l'utilisation de machines hydroélectriques. L'adduction de ce genre se produit lorsque la source est à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

V.1.3 Adduction mixte :

Cette adduction consiste à transformer la conduite par refoulement en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

V.2 Principe du choix du tracé :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante ;
- Il est préférable d'éviter de traverser des points hauts qui nécessitent un pompage plus intense ;
- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit

par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel ;

- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables, donc Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- Il est préférable d'éviter au maximum les terrains privés et les terrains agricoles (en particulier les forêts) ;

V.3 Choix de type de canalisation :

Le matériau des conduites enterrées utilisées pour le transport de l'eau est déterminé à la fois par leur faisabilité technique et économique :

V.3.1 Sur le plan technique : Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Diamètre et pression de service.
- Les conditions d'installation.
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- La bonne étanchéité.
- Facilite d'entretien et de mise en service.
- Adaptation aux terrains de pose.

V.3.2 Sur le plan économique : cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).
- Les frais d'exploitation.

V.4 Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites d'AEP:

Parmi les matériaux employés, on peut mentionner : l'acier, la fonte, le béton, le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité).

Tableau V. 1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Résistance exceptionnelle aux forces internes ➤ Rigidité et solidité remarquables ➤ De 6 à 16 mètres de longueur de conduite, réduction des joints. ➤ Pose facile. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Les tuyaux en fonte sont extrêmement lourds et coûteux. ➤ Les conduites peuvent se déformer lors de leur transport. ➤ Le coût est très élevé et leur résistance au cisaillement est médiocre.
PVC (polychlorure de vinyle)	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Résistance à la corrosion élevée. ➤ Disponible sur le marché. ➤ Installation de canalisation simple. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Risque de rupture.
Acier	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Une excellente étanchéité. ➤ Il est démontable et soudable. ➤ Capacité à supporter des pressions élevées ➤ En vente sur le marché. ➤ Moins volumineux que la fonte ductile. ➤ En raison de sa souplesse, elle s'ajuste aux reliefs plus ou moins accidentés. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ La sensibilité à la corrosion à la fois à l'extérieur et à l'intérieur (impliquant un revêtement intérieur et extérieur avec un enduit au bitume, par exemple). ➤ Un cycle de vie court de 20 ans.
PRV (polyester renforcé en fibre de verre)	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Excellente résistance à la corrosion, aux produits chimiques agressifs et à l'abrasion. ➤ Longue durée de vie moyenne de 50 ans ou plus. ➤ Résistance à des pressions élevées. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Investissement initial plus élevé. ➤ Difficulté et coût de réparation plus élevés en raison de la nature du matériau. ➤ Nécessité d'une expertise et d'outils spécialisés limitant le choix des entrepreneurs.

<p>PEHD (polyéthylène à haute densité)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Une excellente résistance à la corrosion. ➤ Prix abordable. ➤ Facilité d'utilisation. ➤ Résistance aux conditions météorologiques. ➤ Confort et aisance d'utilisation. ➤ Pratique pour le transport et le stockage. ➤ Une possibilité de connexion. ➤ Un excellent rapport qualité-prix. ➤ Une longue durée de vie. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Il est nécessaire d'avoir une grande technicité pour la jonction.
--	---	---

Remarque :

Dans notre situation, nous choisirons des conduites en PEHD.

V.5 Etude technico-économique de l'adduction :

V.5.1 Cas de refoulement :

Pour calculer le diamètre économique :

✓ Formule de BRESS :

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} .$$

✓ Formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} .$$

Avec :

- Q : débit refoulé en m³/s.
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m).

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite inférieure à 1 Km dont la vitesse ne dépassant guère de 0,57m/s).

V.5.2 Méthode de détermination du diamètre économique :**V.5.3 Perte de charge :**

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières.

V.5.3.1 Pertes de charge linéaires :**Dépendent de :**

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m³/s) ;
- La rugosité absolue Ks exprimée en mm ;
- La longueur du tronçon L en (m).

La formule de DARCY- WEISBECH :

$$\Delta H_l = \frac{8 \lambda L_{ref} Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Avec :

- ✓ ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;
- ✓ Q : Débit d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- ✓ g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- ✓ L_{ref} : Longueur de la conduite d'adduction (m) ;
- ✓ λ : Coefficient de frottement linéaire adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;
- ✓ D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

V.5.3.2 Pertes de charge singulières :

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_l$$

V.5.3.3 Pertes de charge totales :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + 0,1 \Delta H_l = 1,1 \Delta H_l$$

V.5.4 Détermination du coefficient de frottement linéaire :**V.5.4.1 Méthode graphique :**

Elle est basée sur diagramme de Moody qui donne la valeur du coefficient de frottement en fonction de la rugosité relative et le nombre de Reynolds Re .

V.5.4.2 Méthode analytique :

- λ est donné par la formule de NIKURADSE :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right) \right)^{-2}$$

Avec :

- ✓ ε : Rugosité de la conduite (compris entre 0,01 et 0,03) ;
- ✓ D : Diamètre de la conduite (mm).

V.5.5 Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H$$

Avec :

- H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;
- $\sum \Delta H$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

V.5.6 Frais d'exploitation :

$$F_{ex} = E * e \text{ (DA)}$$

Avec :

- F_{ex} : frais d'exploitation (DA) ;
- E : Energie consommée par la pompe en (KWh) ;
- e : prix unitaire d'un KWh imposé par le SONALGAZ (4,472DA) ;

$$E = P * t * n \text{ (KWh)}$$

$$P = \frac{\rho * g * Q * H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

- ✓ P : Puissance de pompage (Kw) ;
- ✓ t : Temps de pompage par jour (h).
- ✓ n : nombre des jours ;
- ✓ ρ: masse volumique de l'eau (1000 kg/m³) ;
- ✓ g: pesanteur 9.81 (m/s²) ;
- ✓ Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s) ;
- ✓ HMT : hauteur manométrique totale (m.c.e) ;
- ✓ η: rendement de la pompe en (%).

V.5.7 Investissement amorti :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i$$

Avec:

- ✓ A: coefficient d'amortissement ;
- ✓ i: Taux d'annuité annuel(Algérie), i = 8 % ;
- ✓ n: nombre d'années d'amortissement, n = 30ans ;

A.N :

$$A = \frac{8\%}{(8\%+1)^{30}-1} + 8\% = 0,0888 = 8,88 \%$$

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$Fam = Prc * A [DA]$$

Avec :

- ✓ Fam : frais d'amortissement ;
- ✓ Prc: prix de ml de la conduite en (DA).

V.6 Proposition de variante de tracée :

V.6.1 Liaison 1 : forage F2—station de pompage :

Une conduite de refoulement relie le nouveau forage au réservoir de la station de pompage. Située à une altitude de 254 mètres, la station de pompage est desservie par cette conduite sur une longueur de 2 523 mètres.

V.6.2 Liaison 2 : station de pompage – réservoir d'alimentation :

La station de pompage (SP) alimente en eau le réservoir d'alimentation projeté situé à une altitude de 345 mètres par l'intermédiaire d'une conduite de 4 734 mètres de long.

V.7 Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :

➤ **Tronçons (forage –SP) :**

- $Q = 0.032\text{m}^3/\text{s}$.
- $L = 2523\text{m}$.
- $H_g = 103,64\text{m}$.
- $D = \sqrt{0,032} = 178,89 \text{ mm}$

V.7.1 Calcul technico-économique :

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

Tableau V. 2: Calcul de la HMT du Tronçon (forage F2 – SP)

D (mm)	Q (m3/s)	V(m/s)	lamda	L(m)	Hg	DELTA H LIN	DEL _h sin	DHT	HMT(m.c.e)
110	0,03	3,158	0,0120	2523	103,64	139,51	13,95	153,46	257,10
125	0,03	2,446	0,0117	2523	103,64	71,88	7,19	79,07	182,71
160	0,03	1,493	0,0112	2523	103,64	19,99	2,00	21,99	125,63
200	0,03	0,955	0,0107	2523	103,64	6,29	0,63	6,92	110,56
250	0,03	0,611	0,0103	2523	103,64	1,98	0,20	2,18	105,82
315	0,03	0,385	0,0099	2523	103,64	0,60	0,06	0,66	104,30

400	0,03	0,239	0,0095	2523	103,64	0,17	0,02	0,19	103,83
-----	------	-------	--------	------	--------	------	------	------	--------

Tableau V. 3: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (forage F2-SP)

D (mm)	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	longueur	Prix total	Annuité	Fa amort (DA) *10 ⁴
110	1067,44	2523	2693151,12	0,0888	23,92
125	1 381,98	2523	3486735,54	0,0888	30,96
160	2 258,69	2523	5698674,87	0,0888	50,60
200	3 546,97	2523	8949005,31	0,0888	79,47
250	5 487,77	2523	13845643,71	0,0888	122,95
315	8 700,12	2523	21950402,76	0,0888	194,92
400	14 054,04	2523	35458342,92	0,0888	314,87

D (mm)	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	Longueur(m)	Prix total (DA)	Annuité	Fa amort (DA) *10 ⁴
110	1067,44	2523	2693151,12	0,0888	23,92
125	1 381,98	2523	3486735,54	0,0888	30,96
160	2 258,69	2523	5698674,87	0,0888	50,60
200	3 546,97	2523	8949005,31	0,0888	79,47
250	5 487,77	2523	13845643,71	0,0888	122,95
315	8 700,12	2523	21950402,76	0,0888	194,92
400	14 054,04	2523	35458342,92	0,0888	314,87

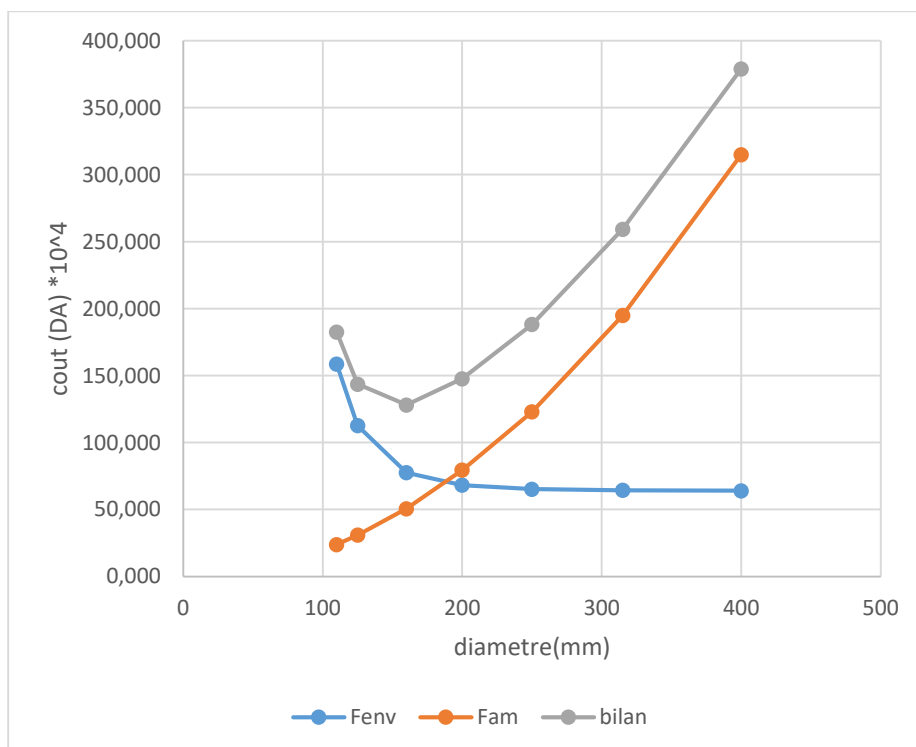
Tableau V. 4: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (forage F2-SP)

D (mm)	L(m)	P(kwatt)	E *10 ⁴ (kwh)	F exploi (DA) *10 ⁴
110	2523	97,13	35,452	158,542
125	2523	69,03	25,195	112,671
160	2523	47,46	17,324	77,473
200	2523	41,77	15,246	68,180
250	2523	39,98	14,592	65,256
315	2523	39,40	14,382	64,318
400	2523	39,23	14,318	64,029

Tableau V. 5: Bilan du tronçon (F2 - SP)

D(mm)	F exploi (DA) *10 ⁵	Famort (DA)	bilan (DA)
110	158,542	23,92	182,46
125	112,671	30,96	143,63
160	77,473	50,60	128,08
200	68,180	79,47	147,65
250	65,256	122,95	188,21
315	64,318	194,92	259,24
400	64,029	314,87	378,90

D(mm)	F exploitation(DA) *10 ⁴	F amortissement (DA) *10 ⁴	Bilan (DA) *10 ⁴
110	158,542	23,92	182,46
125	112,671	30,96	143,63
160	77,473	50,60	128,08
200	68,180	79,47	147,65
250	65,256	122,95	188,21
315	64,318	194,92	259,24
400	64,029	314,87	378,90



D (mm)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	lamda
110	0,03	3,158	0,0120
125	0,03	2,446	0,0117
160	0,03	1,493	0,0112

200	0,03	0,955	0,0107
250	0,03	0,611	0,0103
315	0,03	0,385	0,0099
400	0,03	0,239	0,0095

Figure V. 1: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 200 dont la vitesse est de 0,955m/s.

➤ **Tronçon (forage SP - R) :**

- $Q = 0.009\text{m}^3/\text{s}$.
- $L = 4734\text{m}$.
- $H_g = 97,64 \text{ m}$.
- $D = 122,47 \text{ mm}$

Les résultats obtenus pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V. 6: Calcul de la HMT du Tronçon (SP – R)

D (mm)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	λ	L(m)	Hg (m)	ΔH_{jin}	ΔH_{sin}	ΔH_T	HMT(m.c.e)
75	0,009	3,3970	0,01287	4734	104	477,9370	47,7937	525,7307	629,7307
90	0,009	2,3590	0,01243	4734	104	185,4162	18,5416	203,9578	307,9578
110	0,009	1,5792	0,01196	4734	104	65,4402	6,5440	71,9843	175,9843
125	0,009	1,2229	0,01168	4734	104	33,7191	3,3719	37,0910	141,0910
160	0,009	0,7464	0,01116	4734	104	9,3783	0,9378	10,3161	114,3161
200	0,009	0,4777	0,01072	4734	104	2,9521	0,2952	3,2474	107,2474
250	0,009	0,3057	0,01031	4734	104	0,9300	0,0930	1,0230	105,0230

Tableau V. 7: Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – R)

D (mm)	Prix d'un ml de PEHD en (DA)	longueur (m)	Prix total(DA)	Annuité	Investissement amorti *10 ⁴
75	619,2	4734	2931292,8	0,0888	26,030
90	719,43	4734	3405781,6	0,0888	30,243
110	1 067,44	4734	5053261	0,0888	44,873
125	1 381,98	4734	6542293,3	0,0888	58,096
160	2 258,69	4734	10692638	0,0888	94,951
200	3 546,97	4734	16791356	0,0888	149,107
250	5 487,77	4734	25979103	0,0888	230,694

Tableau V. 8: Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SP – R)

D (mm)	Longueur (m)	P(kwatt)	E (kwh)*10 ⁴	F exploitation (DA) *10 ⁴
75	4734	132,378	48,318	216,079
90	4734	64,737	23,629	105,669
110	4734	36,994	13,503	60,385
125	4734	29,659	10,826	48,412
160	4734	24,031	8,771	39,225
200	4734	22,545	8,229	36,800
250	4734	22,077	8,058	36,036

Tableau V. 9: Bilan du tronçon (SP – R)

D(mm)	F exploitation (DA)	F amortissement (DA)	bilan (DA)
75	216,079	26,030	242,108
90	105,669	30,243	135,912
110	60,385	44,873	105,258
125	48,412	58,096	106,508
160	39,225	94,951	134,176
200	36,800	149,107	185,907
250	36,036	230,694	266,731

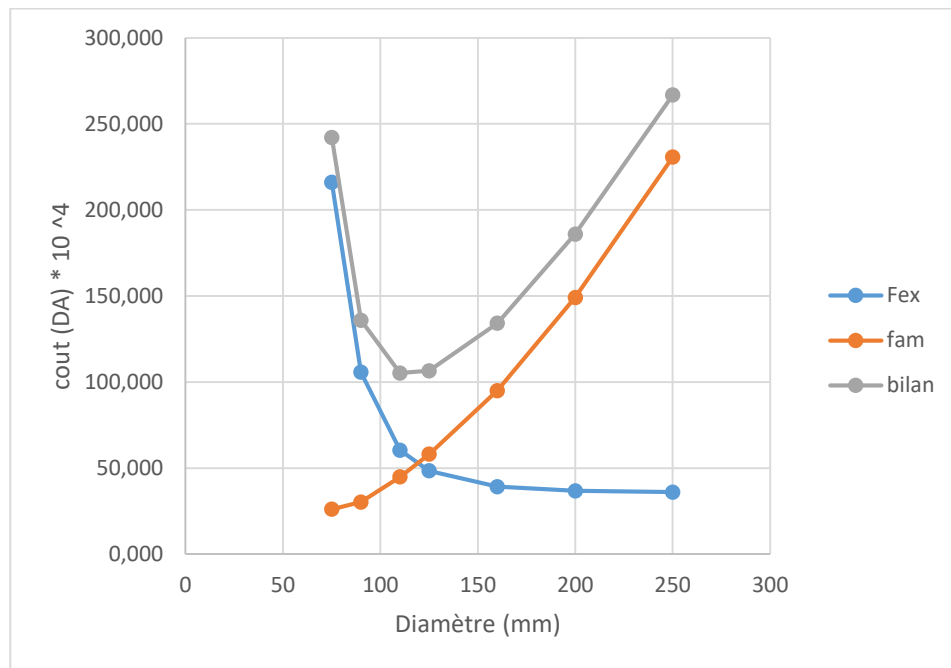


Figure V. 2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 125 mm dont la vitesse est de 1,2229m/s.

V.8 Partie d'étude pour choisir une pompe immergée multicellulaire :

V.8.1 Choix des pompes :

V.8.1.1 Choix du type d'installation :

La sélection de la pompe appropriée dépend du niveau dynamique de la nappe phréatique.

- Pour les nappes phréatiques peu profondes, où le niveau d'eau se situe entre 20 et 30 mètres sous la surface du sol, les pompes centrifuges horizontales (groupes de tête de puits) sont le choix privilégié.
- Pour les puits dont la profondeur dépasse 60 mètres par rapport au niveau du sol, les groupes électropompes immergés constituent le choix privilégié.

V.8.1.2 Les groupes immergés :

Les pompes immergées, composées d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique reliés par un accouplement rigide, sont conçues pour une installation verticale fixe submergée dans l'eau.

La pompe est protégée contre les impuretés importantes présentes dans le liquide pompé grâce à un corps d'aspiration entre la pompe et le moteur.

V.8.1.3 Conditions d'installation :

Les groupes en eau profonde sont destinés à être installés dans des forages, des bassins, des réservoirs ou des cuves. Puisque leur fonctionnement est totalement immergé.

Il est interdit aux groupes immergés de se reposer sur le radier du forage ou de s'appuyer contre la paroi du forage.

Il est nécessaire d'assurer une bonne circulation d'eau autour du Moteur. Il est nécessaire d'assurer une circulation forcée autour du moteur en fonction de la température du liquide transporté.

La température maximale admissible $T_{\max i}$ et la vitesse d'écoulement requise mini autour du moteur sont indiquées sur la plaque signalétique et dans la confirmation de commande. La vitesse d'écoulement requise est fonction du diamètre extérieur du moteur et des conditions d'installation suivantes.

Il est important d'éviter la formation de vortex qui pourrait provoquer l'aspiration d'air ou la marche à sec du palier supérieur de la pompe. Il est important que la pompe n'ait jamais à sec. Si le rendement du forage est insuffisant ou si le niveau d'eau varie considérablement, il est impératif d'installer un dispositif de protection.

Il est nécessaire que la profondeur d'immersion X des groupes dépasse 0,5m.

V.8.1.4 Critères du choix du type de pompe :

Les critères pour sélectionner le type de pompe sont les suivants :

- Garantir le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT.
- Meilleure rendement.
- Vérifier condition de non cavitation.
- Le plus petit encombrement et poids.
- La vitesse de rotation maximale.
- Absorbant une puissance minimale.
- La fabrication en série.

Nous utilisons un logiciel appelé CAPRARIE pour sélectionner le type de pompe dans notre projet. Il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de diverses pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique totale, En plus de ses avantages technique et mécanique.

V.8.2 Etude de pompage :

V.8.2.1 Calcul la hauteur manométrique totale :

$$HMT = H_g + \Delta H_{\text{Forage-SP}}$$

$$H_g = C_{tp} - C_{pe\ F2}$$

$$C_{pe\ F2} = C_{TNF2} - N_{DF}$$

Avec :

- HMT : hauteur manométrique totale.
- H_g : hauteur géométrique.
- $C_{T\ \text{Forage}}$: Cote du terrain du forage(250,36m).
- N_{DF} : Niveau dynamique du forage(100).
- C_{tp} : cote trop-plein de la bache de la station de pompage (SP)(254m).
- ΔH_{F2-SP} : les pertes de charge totale de tronçon F2-(SP).

AN :

$$C_{pe\ F2} = 250,36 - 100 = 150,36\ \text{m}$$

$$H_g = 254 - 150,36 = 103,64\ \text{m}$$

$$HMT = 103,64 + 6,29 = 109,93\ \text{m.c.e}$$

V.8.2.2 Choix une pompe immergée Pour le forage :

En introduisant le débit $Q_{ref} = 32\ \text{l/s} = 108\ \text{m}^3/\text{h}$ et la $HMT = 109,93 \approx 110\ \text{m}$ dans le logiciel CAPRARI nous obtenons :

Tableau V. 10: Choix une pompe immergée Pour le forage

Q(l/s)	HMT	Type de pompe	REND (%)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (KW)	(NPSH)r (m)
31,8	111	P8C/5/30/7C	80,1	2900	44,8	4,73
40,9	115	E12S55/4EEF+MC8100	73,6	2900	63	5,57
32,6	111	P9C/6/30/5D	72,8	2900	51	5,48
38,7	114	P12C/7/40/10D	73,2	1450	63,6	3,52
30	110	E10R40/5I+MC860	74,5	2900	46,1	5,1
30,9	110	E9S50/7A +MC860	72,9	2900	43,1	4,91
29,6	110	P10C/6/35/3B	59,9	2900	55,1	4,66
34,3	112	E9S55/6A+MC870	79,1	2900	48	5,83

<i>Q(l/s)</i>	<i>HMT</i>	<i>Type de pompe</i>	<i>REND</i> (%)	<i>Vitesse</i> (tr/min)	<i>Pabs</i> (KW)	<i>(NPSH)r</i> (m)
31,8	111	P8C/5/30/7C	80,1	2900	44,8	4,73
40,9	115	E12S55/4EEF+MC810 0	73,6	2900	63	5,57
32,6	111	P9C/6/30/5D	73,8	2900	51	4,48
38,7	114	P12C/7/40/10D	73,2	1450	63,6	3,52
29,1	110	P7C/5/27/10A	65,9	2900	47,8	6,36
30,9	110	P14/8/45/7E	77,9	2900	42,5	4,91
29,6	110	P10C/6/35/3B	59,9	2900	55,1	4,66
34,3	112	E9S55/6A+MC870	79,1	2900	48	5,83

Le tableau (V.11) regroupe les caractéristiques de la variante choisie :

Tableau V. 11 :les caractéristiques de la variante choisie

Q(l/s)	HMT	Type de pompe	REND (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH)r (m)
30,9	110	P14/8/45/7E	77,9	2900	42,5	4,91

V.8.2.3 Courbes caractéristiques des pompes :

- Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$.
- Le rendement en fonction de débit $\eta = f(Q)$.
- La courbe de la puissance en fonction de débit : $P = f(Q)$.
- La courbe de NPSH en fonction de débit : $NPSH = f(Q)$.
- La courbe caractéristique de la pompe : $H_p = f(Q)$.

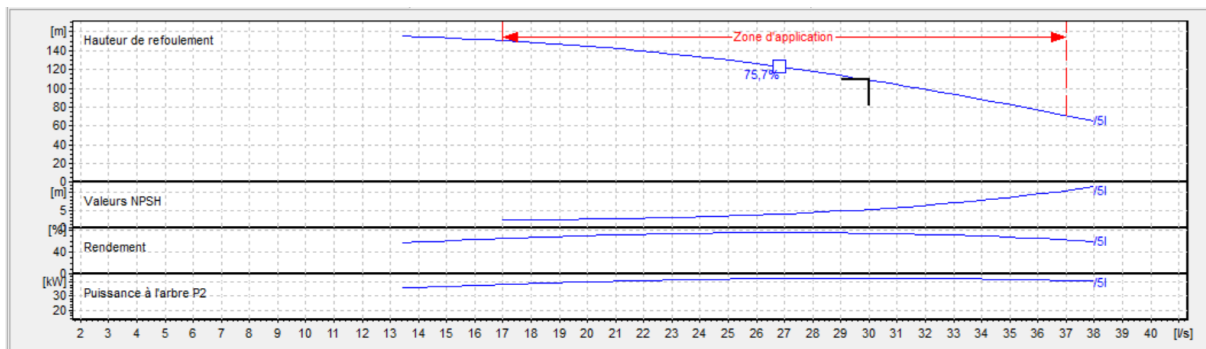


Figure V. 3: Courbes caractéristiques des pompes de type E9S50N/9S+MAC870-8V – CAPRARI

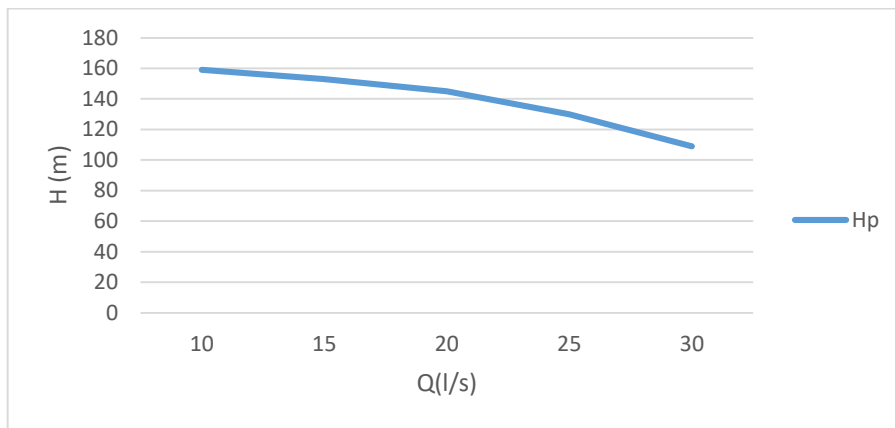


Figure V. 4 : Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$.

V.8.2.4 Courbe caractéristique d'une conduite :

Comme pour une pompe, une courbe débit-hauteur peut être établie pour représenter un réseau. La représentation de cette courbe illustre la hauteur géométrique et les pertes de charge.

- Les pertes de pression causées par le frottement du liquide dans les conduites et les éléments du réseau sont appelées pertes de charge.
- Les pertes de charge dans une conduite varient en fonction de la vitesse, c'est-à-dire du débit.
- Ces variables sont influencées par la rugosité du tuyau, ainsi que par sa nature et son état (vieillesse).
- La présence de surfaces rugueuses et corrodées sur une conduite entraînera plus de pertes de charge qu'une conduite neuve et lisse.

V.8.2.5 La courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

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

$$H_c = H_g + R Q^2$$

$$RQ^2 = \Delta H_T = (1,05 \div 1,1) \Delta H_L$$

Avec :

- ✓ H_g : hauteur géométrique (m).
- ✓ R : coefficient de résistance de la conduite.
- ✓ ΔH_T : la perte de charge totale (m).
- ✓ ΔH_L : la perte de charge linéaire.
- ✓ Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s).

$$R = (1,05 \div 1,1) \frac{8\lambda L_{ref}}{\pi^2 g D_{éco}^5}$$

Avec :

- ✓ λ : coefficient de frottement.
- ✓ L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m).
- ✓ g : accélération de la pesanteur (m/s^2).
- ✓ $D_{éco}$: diamètre économique de la conduite (m).

A.N :

$$R = (1,05 \div 1,1) \frac{8 \cdot 0,0107 \cdot 2523}{3,14^2 \cdot 9,81 \cdot (200 \cdot 10^{-3})^5} = 7319,16$$

L'équation suivante est obtenue :

$$H_c = 103,64 + 7319,16 \cdot Q^2$$

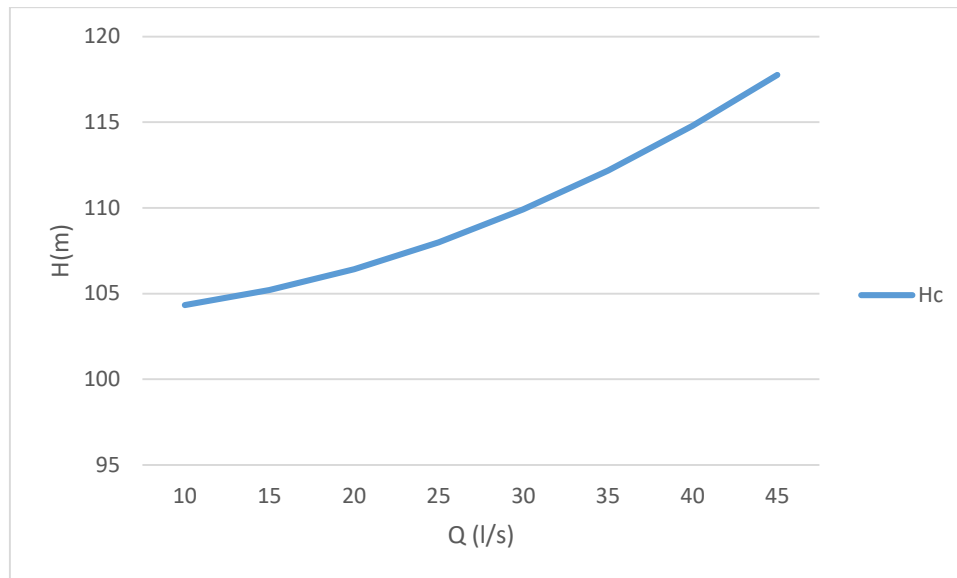


Figure V. 5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

On observe une augmentation de la hauteur H_c (m) en fonction du débit Q (m^3/s), en raison de l'augmentation de la perte de charge totale ΔH_T (m).

V.8.2.6 Point de fonctionnement :

Sur le même graphe (H-Q), on peut observer la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ et de la conduite $H_c=f(Q)$.

Le point de rencontre de ces deux courbes correspond au point de démarrage du système. En d'autres termes, la pompe aura la capacité de refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se situe dans la plage du rendement maximal.

La pompe est donc en parfait état de marche. Dans la majorité des situations, cette condition n'est pas généralement remplie, ce qui implique que des modifications doivent être apportées au fonctionnement ou à la dimension de la pompe. Dans le but de l'ajuster aux conditions de fonctionnement spécifiques. Pour cela, il est possible d'envisager plusieurs options :

- ✓ Diminution du temps de pompage.
- ✓ Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.
- ✓ Modification du temps de pompage.
- ✓ Par vannage.

La figure suivante illustre la courbe caractéristique de la pompe, la courbe caractéristique de la conduite et le point de fonctionnement :

La figure suivante illustre la courbe caractéristique de la pompe, la courbe caractéristique de la conduite et le point de fonctionnement :

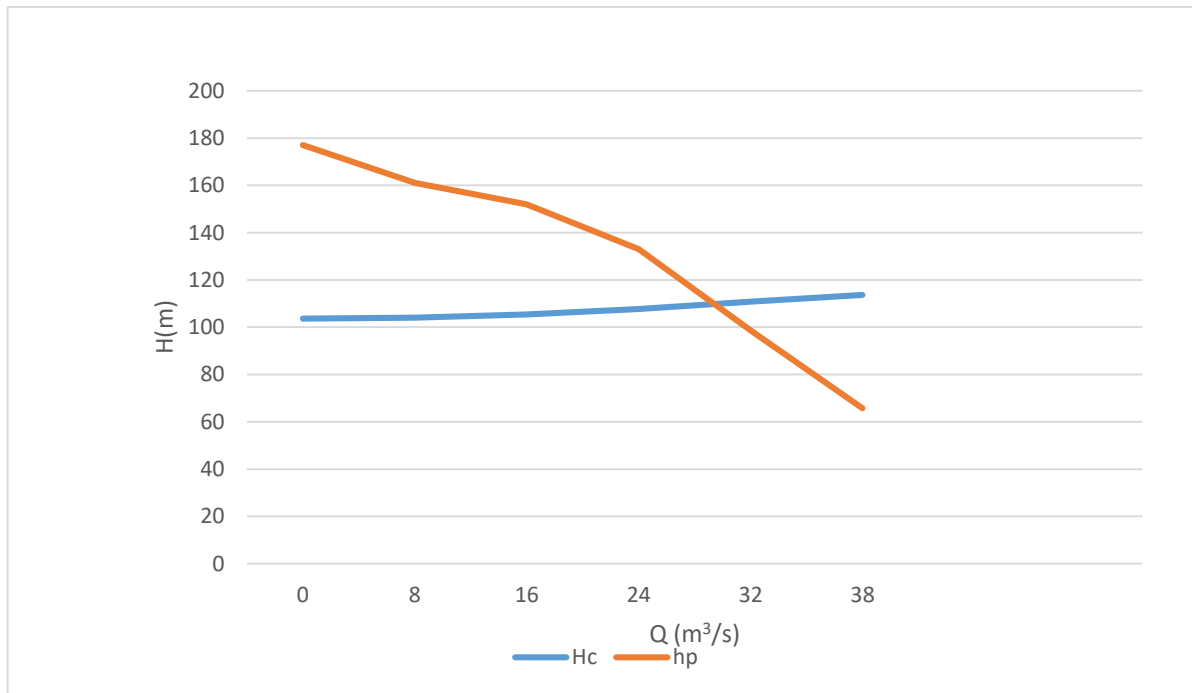


Figure V. 6: Point de fonctionnement de pompe immergé

Selon la figure précédente, le débit lié au point de fonctionnement (P_f) est :

$$Q_{P_f} = Q_{app} = 30 \text{ l/s.}$$

Dans cette situation, il n'y a pas de possibilité de réglage car ($Q_{P_f} = Q_{app}$).

Conclusion :

Le dimensionnement de l'adduction d'eau a été réalisé de manière à optimiser les coûts tout en garantissant sa longévité et en respectant les normes de sécurité. Le système mis en place s'articule autour de deux tronçons :

- Le premier tronçon utilise des pompes immergées pour assurer le refoulement de l'eau.
- Le second tronçon s'appuie sur une station de pompage existante.

Le choix des pompes a été effectué en tenant compte de plusieurs critères rigoureux.

CHAPITRE VI :
Protection les conduites contre
le coup de bélier

Introduction :

Toutes les conduites d'adduction sont exposées au phénomène du coup de bélier, qui peut provoquer des ruptures de tuyaux, en particulier dans les terrains accidentés où une protection est nécessaire.

Dans ce chapitre, nous allons examiner brièvement ces phénomènes, ainsi que le comportement physique d'un coup de bélier, les dangers qu'il comporte, les mesures de protection et enfin la taille du réservoir d'air.

VI.1 Les causes du coup de bélier :**➤ Variation soudaine du débit :**

- Ouverture ou fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- Mise en marche ou arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Remplissage ou vidange rapide d'un système d'adduction d'eau potable (AEP).
- Modification brusque de la vitesse d'une pompe.

➤ Perturbations électriques :

- Disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage (**cause la plus fréquente**).
- Mise en marche ou modification du fonctionnement d'une turbine.

VI.2 Risques dus aux coups de bélier :

Les effets du coup de bélier peuvent être néfastes, ils deviennent de plus en plus risqués à mesure que les paramètres modifiants augmentent (variations de pressions et de débits au fil du temps).

Dans une conduite en charge, ces phénomènes peuvent engendrer des dangers suite à une dépression ou à une surpression causée par les manœuvres brusques.

VI.2.1 Cas de la surpression :

Il s'agit de la conséquence du coup de bélier causé par une pression élevée suite à une fermeture immédiate ou rapide d'une vanne de sectionnement, ou à la suite d'une dépression due à l'arrêt brusque d'une pompe. Lorsque la pression totale, à savoir la pression en régime permanent,

plus la valeur de surpression causée par le coup de bélier, dépasse la pression maximale autorisée des tuyaux, il existe un risque de rupture de ces derniers et de démontage des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

VI.2.2 Cas de dépression :

Cela est le résultat d'un coup de bélier provoqué par l'émergence d'une pression relative négative, suite à un arrêt soudain d'une pompe ou à une ouverture immédiate d'une vanne de sectionnement.

En cas de baisse de cette pression à moins de 10 m.c.e, une poche de cavitation se créera. Lorsque le profil de la canalisation est déformable, il est possible d'aplatir la canalisation en implosionnant la conduite et en aspirant les joints. Une fois qu'il y a un phénomène de cavitation, il est possible que la couche d'enduit intérieur du tuyau soit détériorée.

VI.3 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Les effets du coup de bélier ne peuvent pas être totalement éliminés, mais on parvient à les réduire à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les dispositifs les plus couramment employés sont les suivants :

- Le volant d'inertie.
- Soupape de décharge.
- Cheminée d'équilibre.
- Réservoir d'air.

VI.3.1 Volant d'inertie

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VI.3.2 Les soupapes de décharge :

Les soupapes de décharge sont des dispositifs mécaniques qui se referment afin de diminuer la surpression à un niveau considérable. En général, ces appareils se composent d'une soupape retenant un ressort dont la pression est réglée à une valeur légèrement supérieure (5 %) à la pression maximale d'opération. La soupape est ouverte pour permettre le passage d'un débit qui doit être évacué vers l'extérieur. Les appareils utilisés dans le domaine de l'irrigation.

VI.3.3 Cheminée d'équilibre :

Les cheminées d'équilibres sont des appareils relativement simples qui permettent de convertir les surpressions et les dépressions en variations de hauteur de la colonne d'eau. Elles n'appartiennent pas au domaine de l'AEP.

VI.3.4 Les réservoirs d'air :

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs où la pression de fonctionnement est régulée pour équilibrer le volume d'eau. En fournissant une quantité d'eau nécessaire à la dépression, cette réserve d'eau permet de diminuer les dépressions en contrôlant le débit par un orifice, une tuyère ou un clapet percé. Il est primordial de mettre en place un amortissement dans le système, sinon les oscillations persisteraient pendant une longue période. L'expérience a montré que la perte de charge au retour est plus importante qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

On les utilise fréquemment en AEP.

Remarque :

Parmi tous ces anti bélier , le réservoir d'air à anti bélier a été identifié comme le meilleur, en raison de quelques avantages qu'il offre :

- Contribue à la prévention de la dépression et de la surcharge.
- Il est facile à installer et à contrôler.
- Sélectionné, pour les hauteurs de refoulement moyennes et élevées.

VI.4 Fonctionnement d'un réservoir d'air :

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval du clapet, il contient de l'eau et de l'air. A la disjonction ; le clapet se ferme ; une partie de l'eau est chassée dans la conduite ; en effet ; à ce moment la pression d'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre bout de la conduite ; au réservoir. Après diminution progressive ; puis annulation de sa vitesse ; l'eau de la conduite revient dans la cloche ; augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La disposition de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un clapet à battant percé disposé à la base de la cloche.

VI.5 Calcul des réservoirs d'air :

Grâce au calcul du réservoir d'air, il est possible d'évaluer les niveaux de surpression et de dépression maximales dans les conduites de refoulement, ainsi que le volume du réservoir.

En tant que méthode de calcul, on peut distinguer :

- **Méthode de VIBERT** : Les résultats de la méthode de VIBERT sont satisfaisants pour les installations de petite taille et peuvent entraîner des volumes de réservoirs d'air importants dans le cas de grandes installations.
- **Méthode de BERGERON** : La méthode de BERGERON est la plus utilisée et offre de bons résultats, que ce soit pour les installations de petite taille ou de grande envergure.

VI.5.1 Principe de la méthode de VIBERT :

La relation suivante donne la valeur maximale de la suppression et de la dépression :

$$\Delta H = \pm \frac{C V_0}{g}$$

Avec :

- V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) $v_0=1.35$ m/s.
- g : accélération de la pesanteur $g = 9.81$ m/s².
- C : célérité de l'onde (m/s).

En fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) ainsi que du sol, la vitesse de l'onde élastique sera calculée en utilisant la formule améliorée par **Pr. SALAH. B**, qui donne la vitesse d'onde du coup de bélier lorsque la conduite est enterrée, comme c'est le cas dans notre projet.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2.k.r(1-v_m^2)(1-v_s)}{(1-v_m^2).r.E_s + E_m.e_m(1-v_s)}}$$

Avec :

- C : célérité d'onde (m/s) ;
- K : coefficient de compressibilité de l'eau ; $K= 2,07.10^9$ Pa.
- ρ : masse volumique de l'eau : 1000 kg/m³.
- E_m : module d'Young de la conduite : PEHD $1,5.10^9$ Pa.
- E_s : module d'Young du sol considéré 2.108 Pa.
- v_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite ; 0.46 (PEHD).
- v_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite : 0.33 .
- e_m : épaisseur de la conduite .
- r : rayon intérieur de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde 'C' sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI 1: Calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement (F2-SP).

K(Pa)	ρ (kg/m ³)	r (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C(m/s)
$2,07.10^9$	1000	0,1881	0,46	0,33	2.10^8	$1,5.10^9$	0,0119	436,11

Tableau VI 2: Calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement (SP-R).

K(Pa)	ρ (kg/m ³)	r (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C(m/s)
$2,07.10^9$	1000	0,1176	0,46	0,33	2.10^8	$1,5.10^9$	0,0074	308,43

VI.5.1.1 La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{c \times V_0}{g}$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m).
- V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;
- g : l'accélération de la pesanteur (m/s²)

VI.5.1.2 La charge statique absolue en (m) :

$$Z_0 = H_g + 10$$

VI.5.1.3 La charge maximale absolue en (m) :

$$Z_{max} = Z_0 + \Delta H$$

On a :

$$1. \frac{Z_{max}}{Z_0}$$

$$\rightarrow \text{abaque de VIBERT} \rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{min}}{Z_0}$$

$$2. h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0}$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc : $U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}}$

Avec U_{max} est le volume du réservoir d'air en (m³).

VI.5.2 Données de base :

Tableau VI 3: Caractéristiques de la conduite de refoulement(F2-SP)

type de matériau	D(mm)	S(m2)	V ₀ (m/s)	L(m)	Hg(m)
PEHD	200	0,0314	1,019	2523	103,64

Tableau VI 4: Caractéristiques de la conduite de refoulement(SP-R)

type de matériau	D(mm)	S(m2)	V ₀ (m/s)	L(m)	Hg(m)
PEHD	125	0,0123	1,219	4734	104

VI.5.3 Calcul de la capacité des réservoirs d'air :

Les tableaux suivants présentent les résultats obtenus pour le calcul du volume des réservoirs d'air:

Z ₀ (m)	Z(m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	Z _{max} /Z ₀	h ₀
113,64	146,095	153,64	0,955	9,81	0,04648445	1,08799718	0,0465

Tableau VI 5: Calcul de volume de réservoir d'air (Forage –station de pompage)

Z ₀ (m)	Z(m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h ₀	h ₀ /Z ₀	$\frac{U_0}{L * S}$	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m3)	U _{max} (m3/s)	V _{nor}
113,64	146,095	156,095	0,955	9,81	0,0465	1,3736	0,0465	0,0004	10 ⁻²	0,4500	0,07050	1,57	200

Tableau VI 6: Calcul de volume de réservoir d'air (station de pompage – réservoir)

Z ₀ (m)	Z(m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h ₀	h ₀ /Z ₀	$\frac{U_0}{L * S}$	Z _{min} /Z ₀	U ₀	U _{max} (m3/s)	V _{nor}
114	142,448	152,448	1,2229	9,81	0,07622	1,3373	0,076	0,0007	2*10 ⁻²	0,77	1,16	1,51	200

Conclusion :

Pour éviter et diminuer les risques de coup de bélier sur les conduites de refoulement, nous utilisons des réservoirs anti-bélier, avec une capacité de 200 litres pour deux trajets : le forage - la station de pompage et le réservoir d'alimentation.

Chapitre VII :
Pose de canalisation

Introduction :

En général, les canalisations sont placées en tranchée, sauf dans certains cas où elles sont placées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

VII.1 Type de pose de canalisation :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- ✓ Pose de canalisations dans un terrain ordinaire.
- ✓ Pose de canalisations dans un terrain peu consistant.
- ✓ Pose de canalisations dans un terrain marécageux.
- ✓ Traversée d'une rivière.
- ✓ Pose de canalisations en galerie.
- ✓ Pose de canalisation sans ouverture de tranchée.
- ✓ Pose en pente.

VII.1.1 Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :

La canalisation est installée en tranchée d'au moins 60 cm de large. Il est nécessaire que la profondeur de la tranchée soit suffisante pour accueillir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (au moins 80 cm).

Un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm est posé au fond de la tranchée, bien nivelé.

Avant la fouille, on effectue un tri des conduites afin d'éliminer celles qui ont été impactées, fissurées, etc...

Après cela, la descente en lit est effectuée soit manuellement, soit mécaniquement.

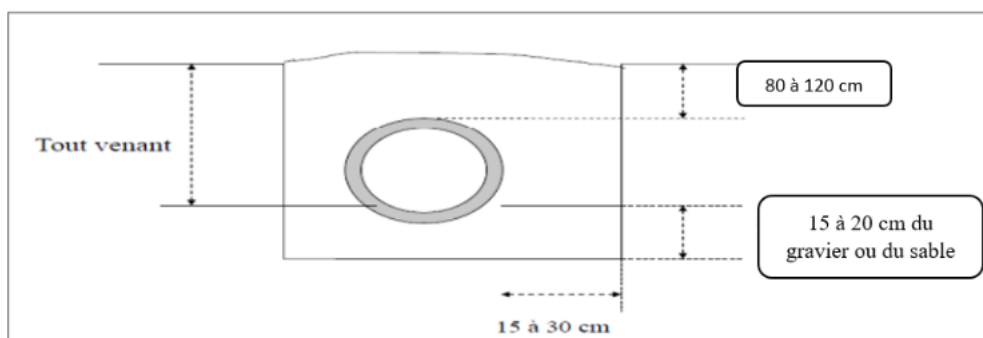


Figure VII. 1: Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014).

Pose de canalisations dans un terrain peu consistant :

Afin d'éviter tout déplacement ultérieurement, il est nécessaire de fixer la canalisation sur une semelle en béton armé ou non, avec un lit de sable entre les deux. La continuité de la semelle varie en fonction de la nature du sol. Si la canalisation repose sur des tasseaux, il est nécessaire de les placer près des joints et de les soutenir par des pieux enfoncés jusqu'au sol approprié.

VII.1.2 Pose de canalisations dans un terrain marécageux :

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la conduite.

VII.1.3 Pose de canalisations en galerie :

L'évacuation des eaux stagnantes dans la galerie est prévue par un canal qui est évacué dans l'égout voisin. Il est possible d'installer des canalisations de petit diamètre dans un fourreau de diamètre supérieur et de les fixer sur des tasseaux en béton. Les robinets de vanne sont disposés de part et d'autre de la route.

VII.1.4 Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

L'existence d'un pont route servira comme support de la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

VII.1.5 Pose de canalisation sans ouverture de tranchée :

Les méthodes de mise en place sans tranchée sont les plus courantes en milieu urbain lorsqu'il y a des obstacles délicats. Il existe deux méthodes distinctes :

VII.1.5.1 Pose par fonçage :

La méthode consiste à pousser, à l'aide de vérins un fourreau perforant, en prenant appui sur un ancrage transversal. Un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau.

Lorsque la conduite à mettre en place présente des caractéristiques mécaniques suffisantes, elle peut être utilisée directement en lieu et place du fourreau ; on dispose à son extrémité une trousse coupante.

Pour des longueurs importantes, la résistance au frottement devient trop grande et l'on exécute le forage par sections, en utilisant des stations intermédiaires et une lubrification de la circonférence extérieure du tuyau foncé au moyen d'une suspension de bentonite.

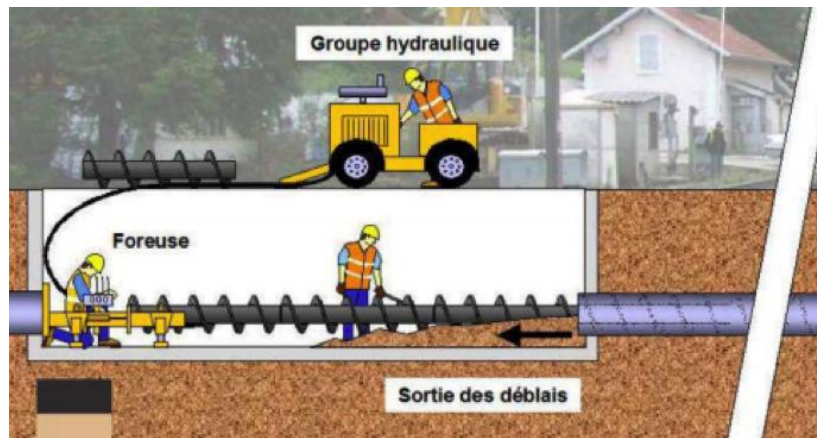


Figure VII. 2: Pose par forage. *Source : CASTEL Sarl*

VII.1.5.2 Pose par forage dirigé :

Il y a deux étapes pour la pose d'une canalisation par forage dirigé. Une fois que le sous-sol a été attentivement examiné.

VII.1.5.2.1 Forage du trou pilote :

Dans un premier temps, une tête de forage pilotée et orientable, équipée de buses d'injection de bentonite et actionnée par un train de tiges, effectue un premier tracé de faible diamètre (50 mm) en utilisant des rotations et des jets à haute pression de bentonite. Une sonde, avec un récepteur d'ondes, est installée sur la tête de forage afin de déterminer sa position précise et ainsi de guider le forage.

VII.1.5.2.2 Alésage du trou pilote et tirage des tuyaux en fonte ou en PEHD :

À l'issue de l'étape "trou pilote ", on utilise le train de tiges pour tirer une tête d'alésage, puis on assemble les tuyaux en fonte ou en PEHD les uns aux autres au fur et à mesure de l'avancement (soudés ou verrouillés). Cette opération, tout comme la précédente, est accompagnée d'une injection et d'une circulation permanente de bentonite. La connexion à l'aléreur doit être telle que la conduite ne tourne pas.

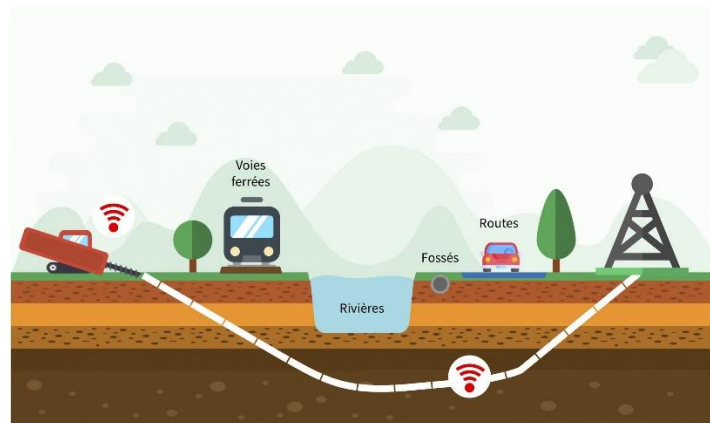


Figure VII. 3: Pose par forage dirigé. (Source : CONTAT ENTREPRISE S.A.S)

VII.1.6 Pose en pente :

Lorsqu'une conduite est installée en pente, il est nécessaire de vérifier sa stabilité, c'est-à-dire le glissement de la conduite sur cette pente. Cette vérification se fait de la manière suivante.

On a :

P : poids total eau + conduite. (N)

P1 : composante normale à la pente donnant naissance à une résistance de frottement (conduite-lit)

P2 : force de glissement.

La résistance de frottement naissant sera : $k P_1$, où (k) désigne le coefficient de frottement compris entre 0,2 et 0,3.

Dans le cas d'un glissement, il en résulte une force d'emportement ayant pour valeur :

$$F_g = P_2 - kP_1$$

Tenant compte de la pente, la force de glissement : $F_g = P.(\sin \beta - k \cos \beta)$.

Puisque : $P_2 = P.\sin \beta$

$$P_1 = P.\cos \beta$$

Le glissement aura lieu si :

$$F_g > 0 \rightarrow P_2 - kP_1 > 0$$

C'est-à-dire :

$$\sin \beta - k \cos \beta > 0$$

Remarque :

Pour notre cas, nous choisirons le type de pose de canalisation dans un terrain ordinaire.

VII.2 Techniques d'assemblage :

Notre réseau est construit en PEHD, et il y a trois (03) types de connexions disponibles pour ce matériau :

VII.2.1 Electro soudage :

Cette méthode implique de relier les tubes en utilisant des raccords électro soudables. La résistance électrique de ces raccords permet de fusionner les surfaces des pièces à assembler.



Figure VII. 4: Electro soudage des tubes en PEHD. (Source : *strpepp.org*)

VII.2.2 Soudage bout à bout :

La méthode de polyfusion consiste à souder des tubes et des raccords en PEHD de même épaisseur et à une pression nominale équivalente. Il est possible d'utiliser la soudure bout à bout pour tout diamètre à partir de 90mm.

VII.2.3 Assemblages mécaniques :

On effectue ces assemblages en utilisant des raccords mécaniques en résine plastique. Il est possible d'utiliser ces raccords pour relier des tubes en polyéthylène entre eux ou avec d'autres tubes et accessoires métalliques ou plastiques.

On recommande ce genre d'assemblage pour des tubes dont le diamètre est inférieur ou égal à 63mm.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les méthodes de pose des conduites dans diverses situations, ainsi que les différentes techniques d'assemblage.

Chapitre VIII :

Organisation de chantiers

Introduction :

Pour garantir que notre projet se déroule de manière optimale, il est primordial de mettre en place une organisation de chantier. La planification, la coordination et la mise en place de tous les moyens nécessaires pour la réalisation des travaux sont incluses dans cette opération, en mettant l'accent sur l'amélioration des ressources et des délais.

VIII.1 Différents travaux à entreprendre :**✓ Travaux concernant Un système d'alimentation en eau potable (adduction et distribution) :**

Les tâches qui composent les travaux à effectuer pour la mise en œuvre comprennent :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain ;
- Décapage de la couche végétal ou goudron
- Excavation des tranchées ;
- Pose du lit de sable ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées ;
- Nivellement et compactage ;
- ✓ **Travaux concernant les réservoirs :**

Les différentes tâches à effectuer pour la construction d'un réservoir sont les suivantes.

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction et distribution :**VIII.2.1 Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :**

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B \times h \times L \text{ (m}^3 \text{)}$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m)
- h : hauteur de la couche varie entre 10cm à 20cm ;
- L : longueur totale des tranchées (m)

VIII.2.2 Largeur de la tranchée

Le diamètre de la conduite sera utilisé pour déterminer la largeur de la tranchée, en laissant 30 cm d'espace de chaque côté.

$$b = D + 0,3 \times 2$$

- b : largeur de la tranchée (m)
- D : diamètre de la conduite (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau (VIII.1) et le tableau (VIII.2) :

Tableau VIII 1: volume de la couche végétale ou goudron à décaper pour l’adduction

Les conduites	D (mm)	L (m)	b (m)	h (m)	SD (m ²)	VD (m ³)
F2- SP	200	2523	0,8	0,2	0,16	403,68
SP-R	125	4734	0,725	0,2	0,15	686,43
volume total						1090,11

Tableau VIII 2: volume de la couche végétale ou goudron à décaper pour le réseau de distribution .

Diamètre extérieur(mm)	longueur (m)	b(m)	h(m)	V _{déc} (m ³)
32	3156,73	0,632	0,2	399,011
40	643,93	0,64	0,2	82,423
50	1364,06	0,65	0,2	177,328
75	919,7	0,675	0,2	124,160
90	580,72	0,69	0,2	80,139
110	1195,25	0,71	0,2	169,726
140	2491,8	0,74	0,2	368,786
200	1951,98	0,78	0,2	304,509
volume total				1706,081

VIII.2.3 Calcul du volume de la tranchée (déblai) :

Selon la figure VII.1, la surface à évaluer est celle d'un rectangle.

$$V_d = S \times L$$

Avec :

- $S = B \times H$
- $B = 0,6 + D$ et $H_{tr} = D + H + e_s$

Avec :

- H : Hauteur génératrice supérieure de la conduite à la surface du terrain naturel (m)

(On prend $H = 1$)

- e_s : Epaisseur du lit de sable (m) –

On prend $e_s = 0,15$.

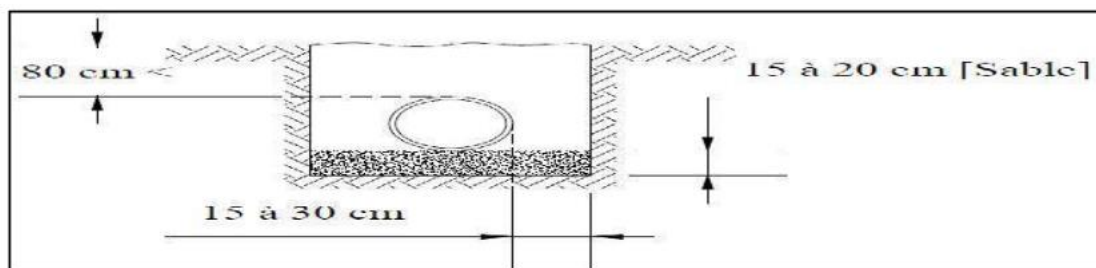


Figure VIII. 1: Schéma de la tranchée

Le tableau (VIII. 3) et le tableau (VIII. 4) présentent les résultats obtenus :

Tableau VIII 3: volume du déblai d'adduction.

Les conduites	D (mm)	L (m)	B _{tr} (m)	H _{tr} (m)	V _{déb} (m ³)
F2- SP	200	2523	0,8	1,35	2724,84
SP-R	125	4734	0,725	1,275	4375,99125
Volume total					7100,83125

Tableau VIII 4: volume du déblai Du réseau de distribution .

Diamètre extérieur(mm)	longueur (m)	B _{tr} (m)	H _{tr} (m)	V _{déb} (m ³)
32	3156,73	0,632	1,182	2358,15307
40	643,93	0,64	1,19	490,417088
50	1364,06	0,65	1,2	1063,9668
75	919,7	0,675	1,225	760,476938
90	580,72	0,69	1,24	496,864032
110	1195,25	0,71	1,26	1069,27065
140	2491,8	0,74	1,29	2378,67228
200	1951,98	0,78	1,33	2024,98405
Volume total				10642,8049

VIII.2.4 Calcule du volume de lit de sable :

Tout au long du tracé de l'adduction, la pose de la conduite s'effectue sur un lit de sable d'une épaisseur de 15 centimètres.

$$V_s = b * e_s * L$$

- V_s : volume du lit de sable (m³) ;
- e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;
- L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau (VIII.5) et le tableau (VIII.6) :

Tableau VIII 5: volume du lit de sable d'adduction

Les conduites	D (mm)	L (m)	B (m)	e _s (m)	V _D (m ³)
F2- SP	200	2523	0,8	0,15	302,76
SP-R	125	4734	0,725	0,15	514,8225
volume total du lit de sable					817,5825

Tableau VIII 6: volume du lit de sable du réseau de distribution

Diamètre extérieur(mm)	longueur (m)	Btr	Es	Vs (m ³)
32	3156,73	0,632	0,15	299,258004
40	643,93	0,64	0,15	61,81728
50	1364,06	0,65	0,15	132,99585
75	919,7	0,675	0,15	93,119625
90	580,72	0,69	0,15	60,10452
110	1195,25	0,71	0,15	127,294125
140	2491,8	0,74	0,15	276,5898
200	1951,98	0,78	0,15	228,38166
volume total				1279,56086

VIII.2.5 Calcule du volume de la conduite :

Une fois les travaux d'excavation de la tranchée terminés et le lit de sable mis en place, la pose des conduites peut débuter. La connaissance de la section des conduites est essentielle pour déterminer le volume de remblais nécessaire.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

- S_c : section de la conduite (m²) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \cdot L$$

- V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats sont représentés dans le tableau (VIII.7) et le tableau (VIII.8) :

Tableau VIII 7 : volume des conduites d'adduction.

Les conduites	D (mm)	Sc (m ²)	L (m)	Vc(m ³)
F2- SP	200	0,157	2523	396,11
SP-R	125	0,098	4734	464,52
volume total des conduites				860,63

Tableau VIII 8: Volume des conduites du réseau de distribution

Diamètre extérieur(mm)	longueur (m)	S _c (m ²)	V _c (m ³)
32	3156,73	0,025	79,30
40	643,93	0,031	20,22
50	1364,06	0,039	53,54
75	919,7	0,059	54,15
90	580,72	0,071	41,03
110	1195,25	0,086	103,21
140	2491,8	0,110	273,85
200	1951,98	0,141	275,81
volume total			901,10

VIII.2.6 Calcule du volume de remblai :

Le calcul du volume des remblais s'effectue en soustrayant au volume des déblais le volume cumulé de la conduite et du lit de sable.

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

- V_r : volume du remblai
- V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)
- V_c : volume occupé par la conduite.
- V_s : volume du lit de sable.

On peut observer les résultats obtenus dans les tableaux (V III.9) et (VIII. 10) :

Tableau VIII 9: Volume du remblai d'adduction.

D mm	L (m)	V _d (m ³)	V _s (m ³)	V _c (m ³)	V _r (m ³)
200	2523	2724,84	302,76	396,111	2025,969
125	4734	4375,99125	514,8225	464,52375	3396,645
Volume Total					5422,614

Tableau VIII 10: Volume du remblai du réseau de distribution.

Diamètre extérieur(mm)	longueur (m)	V _d (m ³)	V _s (m ³)	V _c (m ³)	V _r (m ³)
32	3156,73	2358,15	299,26	79,30	1979,60
40	61,442	90,42	61,82	20,22	408,38
50	1364,06	1063,97	133,00	53,54	877,43
75	919,7	760,48	93,12	54,15	613,21
90	580,72	496,86	60,10	41,03	395,73
110	1195,25	1069,27	127,29	103,21	838,77
140	2491,8	2378,67	276,59	273,85	1828,23
200	1951,98	2024,98	228,38	275,81	1520,79
volume total					8462,14

VIII.2.7 Calcule de volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V = V_d * K_f$

- V_d : Volume du déblai en (m³)
- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Pour notre cas on a : K_f = 1,25.

Les résultats sont représentés dans le tableau (VIII.11) et le tableau (VIII.12) :

Tableau VIII 11: Volume de l'excédentaire d'adduction

Les conduites	D (mm)	V _r (m ³)	V _d (m ³)	k _f	V _f (m ³)	V _{exc} (m ³)
F2- SP	200	2025,969	2724,84	1,5	4087,26	2061,291
SP-R	125	3396,645	4375,99125	1,5	6563,98688	3167,34188
Volume total						5228,63288

Tableau VIII 12: volume de l'excédentaire du réseau de distribution.

Diamètre extérieure	V _r (m ³)	V _d (m ³)	K _f	V _f (m ³)	V _{exc} (m ³)
32	1979,59801	399,010672	1,5	598,516008	1381,082
40	408,380406	82,42304	1,5	123,63456	284,745846
50	877,431595	177,3278	1,5	265,9917	611,439895
75	613,209975	124,1595	1,5	186,23925	426,970725
90	395,731644	80,13936	1,5	120,20904	275,522604
110	838,766688	169,7255	1,5	254,58825	584,178438
140	1828,23366	368,7864	1,5	553,1796	1275,05406
200	1520,78762	304,50888	1,5	456,76332	1064,0243
volume total					5903,01787

VIII.2.8 Devis estimatif des différents travaux :

Tableau VIII 13: Devis estimatif des travaux d'adduction.

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement de l'adduction					
1	Décapage terre végétal	M3	1090,11	500	545055
2	Volume de déblai	M3	7100,83125	500	3550415,63
3	Mise en œuvre d'un lit de sable	m 3	817,5825	1500	1226373,75
4	Volume de remblai	M3	860,63	400	344252
5	Volume excédentaire	M3	5228,63	200	1045726
TOTAL					6711822,38

Tableau VIII 14: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites d'adduction.

Diamètre (mm)	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
200	M	2523	2691,35	6790276,05
125	M	4734	1048,61	4964119,74
Total				11754395,8

Tableau VIII 15: Devis estimatif des travaux du réseau de distribution.

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement du réseau de distribution					
1	Décapage terre végétal	m ³	1706,08115	120	204729,738
2	Volume de déblai	m ³	10642,8049	600	6385682,95
3	Confection d'un lit de sable de 15 cm d'épaisseur au fond de la tranchée	m ³	1279,56086	1200	1535473,04
4	Volume de remblai	m ³	8462,1396	600	5077283,76
5	Volume excédentaire	m ³	5903,01787	200	1180603,57
Total					14383773,1

Tableau VIII 16: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites de distribution.

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
7	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 10 EP. 2 mm	ml	3156,73	59	186247,07
8	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2,4 mm	ml	643,93	89,5	57631,735
9	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 10 EP. 3 mm	ml	1364,06	128	174599,68
10	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4,5 mm	ml	919,7	297	273150,9
11	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 10 EP. 5,4 mm	ml	580,72	422	245063,84

Tableau VIII 17: Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites de distribution.

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
12	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 10 EP. 6,6 mm	ml	1195,25	615	735078,75
13	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 140 PN 10 EP. 8,4 mm	ml	2491,8	1025	2554095
14	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN 10 EP. 10,7 mm	ml	1951,98	1580	3084128,4
TOTAL					7309995,38

VIII.3 Calcul des volumes des travaux des réservoirs R 300:

Le réservoir projeté d'une capacité de 300 m³ a un diamètre intérieur de 12 m et une hauteur de 3 m. Sa chambre de manœuvre a une forme carrée de caractéristiques suivantes :

- Les chambres ont une longueur de 5 mètres.
- Leur largeur varie de 3 mètres.
- La hauteur des chambres est de 3 mètres.
- Les murs souterrains sont constitués de béton armé d'une épaisseur de 0,2 mètre, s'étendant sur une profondeur de 0,5 mètre.
- Les murs au niveau du sol sont construits en briques sur une hauteur de 2,5 mètres.
- Une dalle d'une épaisseur de 0,15 mètre repose sur 4 poteaux et 3 ceintures de support.
- Les poteaux ont une forme carrée avec des dimensions de 0,3 × 0,3 mètres carrés, tandis que les ceintures présentent une forme rectangulaire de 0,3 × 0,45 mètres carrés.

VIII.3.1 Volume du décapage :

$$V_{\text{déc}} = \left(\frac{\pi \times D_{\text{exc}}}{4} \right) + (L_{\text{exc}} + l_{\text{exc}}) \times h_{\text{déc}}$$

Avec :

- V_d : volume total des déblais (m³) ;
- D : diamètre d'excavation (m), D_{exc} = D_{ext} + 2;
- D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m),

- L_{exc} : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- l_{exc} : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- e : épaisseur de décapage (m), $e = 0.2$ m;

Tableau VIII 18: volume de décapage de réservoir projeté .

	$D_{int}(mm)$	D_{ext} (mm)	$D_{exc}(mm)$	l_{exc} (m)	$L_{exc}(m)$	S (m ²)	E	$V_{déb}$ (m ³)
R projeté	12	12,4	14,4	7	5	302,76	0,2	60,552

VIII.3.2 Volume des déblais :

Le volume total des déblais correspond à la somme des volumes des déblais des réservoirs et de leurs chambres de manœuvre.

$$V_{déb} = \left(\frac{\pi \times D_{exc}}{4} \right) + (L_{exc} + l_{exc}) \times h_{exc}$$

Avec :

- V_d : volume total des déblais (m³) ;
- D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;
- D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m);
- L_{exc} : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- l_{exc} : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- h_{exc} : profondeur d'excavation (m) .

Tableau VIII 19: volume de décapage de déblai de réservoir projeté .

	$D_{exc}(mm)$	$l_{exc}(m)$	$L_{exc}(m)$	$H_{déb}(m)$	$V_{déb}$ (m ³)
R projeté	14,4	7	5	2,5	818,37

VIII.3.3 Volume de tout venant :

La formule suivante permettra de déterminer le volume du tout-venant :

$$V_{tv} = \left(\frac{\pi \times D_{exc}}{4} \right) + (L_{exc} + l_{exc}) \times h_{tv}$$

- V_{tv} : volume du tout-venant (m³) ;

- e_{tv} : épaisseur de la couche du tout-venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

Tableau VIII 20: volume de tout venant de réservoir projeté .

	D_{exc} (mm)	l_{exc} (m)	L_{exc} (m)	H_{tv} (m)	V_{tv} (m ³)
R projeté	14,4	7	5	0,3	81,837

VIII.3.4 Volume de béton de propreté :

Le volume du béton de propreté est calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \left(\frac{\pi \times D_{bp}^2}{4} \right) * e_{bp}$$

- V_{bp} : Volume du béton de propreté en (m³).
- D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté en m. Donc, $D_{bp} = D_{ext} + 1$.
- e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté en m. on prend une épaisseur de 0.15 m.

Tableau VIII 21: Calcul du volume du béton de propreté pour le réservoir projeté .

	D_{int} (mm)	D_{ext} (mm)	D_{bp} (mm)	E_{bp}	V_{bp} (m ³)
R _{projeté}	12	12,4	13,4	0,15	31,69

VIII.3.5 Calcul du volume de béton armé

Les composants du réservoir, qui présentent des formes circulaires, sont évalués en utilisant la formule suivante :

$$V_{ba} = \pi * \left(\frac{D_{ext}^2 - D_{int}^2}{4} \right) * H$$

- D_{ext} : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir en m.
- D_{int} : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir en m.
- H : Hauteur de l'élément du réservoir en m.

Tableau VIII 22: Calcul du volume du béton armé pour le réservoir projeté .

éléments	D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	H(m)	V_{ba} (m ³)
radiers	14,4	/	0,4	74,51
voiles	13,5	14	3	33,58
ceinture supérieures	13,8	14	0,5	9,05
acrotères	13,8	14,55	0,3	1,73

TOTAL	118,87
-------	--------

➤ **Coupoles :**

On calcule le rayon de la coupole en utilisant la formule suivante :

$$R_{\text{moy}} = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 * f}$$

Donc : R=19,5m.

On calcule le volume du béton armé de la coupole en utilisant la formule suivante :

$$V_c = 2 * \pi * R_{\text{moy}} * f * e_c$$

donc : $V_c = 36,76 \text{ m}^3$

Le volume total du réservoir en béton armé est de $118,87 \text{ m}^3 + 36,76 \text{ m}^3$, ce qui équivaut à $155,62 \text{ m}^3$.

Le tableau ci-dessous résume les résultats des calculs du volume de béton armé utilisé dans la chambre de manœuvre :

Tableau VIII 23: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V = L×l×h×N (m ³)
Voiles	4	0,2	0,5	3	1,2
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures inf. larg	3	0,3	0,3	3	0,81
Ceintures sup. long	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup. larg	3	0,3	0,45	3	1,215
Dalle supérieure	4	3	0,08	1	0,96
Chape inférieure	4	3	0,08	1	0,96
volume total					8,385

VIII.3.6 Calcul de volume de remblai compacté :

Le volume du remblai est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation :

$$V_{\text{remblai}} = \pi * \left(\frac{D_{\text{exc}}^2 - D_{\text{ext}}^2}{4} \right) * h$$

- V_{remblai} : Volume du remblai compacté en (m3).
- D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir en m.
- h_{exc} : Profondeur d'excavation en m.

Tableau VIII 24: volume de béton de propreté de réservoir projeté .

Réservoir	D _{int} (mm)	D _{ext} (mm)	D _{exc} (mm)	H _{exc} (m)	V _{rem} (m ³)
R _{projeté}	12	13	15	2	106,76

VIII.3.7 Devis estimatif des travaux de réservoir :

Tableau VIII 25: Devis estimatif des travaux des réservoirs.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	m ³	60,552	300	18165,6
volume déblai	m ³	818,37	300	245511
Volume tout venant	m ³	81,837	600	49102,2
Volume béton de propreté	m ³	31,69	5000	158450
Volume béton armé	m ³	155,62	20000	3112400
Volume de remblai	m ³	106,76	300	32028
Total				3615656,8

Tableau VIII 26 : récapitulatif du devis estimatif du projet.

Désignation	Montant Total, HT (DA)	Montant TVA, 19 % (DA)	Montant Total TTC (DA)
Pose de Canalisation	101159987	19220397,5	120380384,2
Réservoir	3615656,8	686974,792	4302631,592
MONTANT GLOBAL TTC			124 683 015,8

Le coût total du projet est estimé à **cent vingt-quatre millions six cent quatre-vingt-trois mille quinze virgule huit Dinars Algérien.**

Note : Ce devis n'inclut pas les pompes et le réservoir d'air (selon la marque).

VIII.4 Planification des travaux :

Avant de commencer les travaux sur le chantier, il est nécessaire de procéder à une planification qui implique une étude théorique qui cherche en permanence la meilleure manière d'utiliser la main-d'œuvre et les autres ressources.

La planification vise à garantir la réalisation de tous les travaux :

- De manière adéquate (une bonne chronologie des opérations du réseau).
- Sans délai.
- Le plus rentable possible.
- Établissement des tâches et leurs délais.

VIII.4.1 Définitions des tâches et leurs durées :**VIII.4.2 Les principales opérations pour l'adduction :**

- A. Préparation de l'espace de travail
- B. Décapage de la couche végétale.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée.
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Travaux de finition.

VIII.4.3 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

Le tableau suivant présente les opérations qui précèdent et qui suivent chaque opération de mise en place du réseau :

Tableau VIII 27: Tâches qui précèdent et qui suivent chaque opération sur chantier de réalisation d'adduction.

Opération	TR	précède	Succède
A	7	-	B
B	22	A	C,D,E
C	6	B	F
D	18	B	F
E	12	B	F
F	9	C,D,E	G
G	3	F	H
H	13	G	I
I	5	H	-

opération	Tr (j)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	22	7	29	7	29	0
C	6	29	35	41	47	12
D	18	29	47	29	47	0
E	12	29	41	35	47	6
F	9	47	56	47	56	0
G	3	56	59	56	59	0
H	13	59	72	59	72	0
I	5	72	77	72	77	0

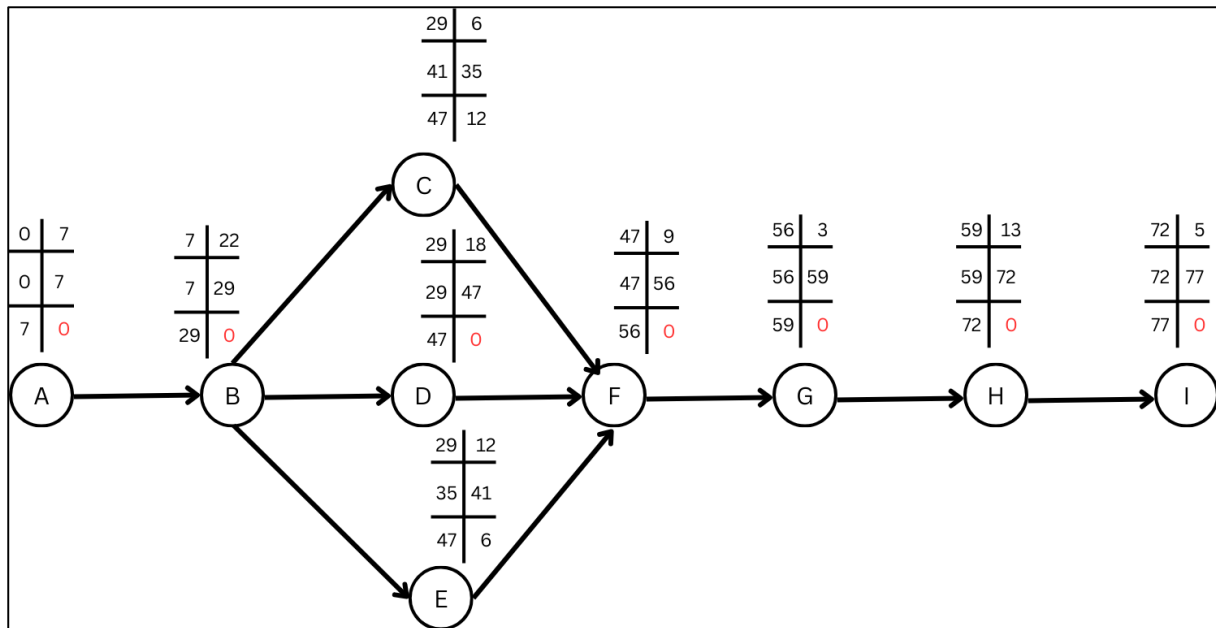


Figure VIII. 2: Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier pour l’adduction

VIII.4.4 Détermination du chemin critique :

Le chemin critique représente la durée totale du projet (DTP) en reliant les opérations ayant une marge totale nulle.

Donc :

Le Chemin critique : **A B D F G H I**

Temps de réalisation de projet :77 jours.

VIII.4.5 Les principales opérations pour le réseau de distribution :

- J. Préparation de l'espace de travail
- K. Décapage de la couche végétale.
- L. Exécution des tranchées et des fouilles.
- M. Aménagement du lit de pose.
- N. La mise en place des canalisations en tranchée.
- O. Assemblage des tuyaux.
- P. Faire les essais d’étanchéité pour les conduites et les joints.
- Q. Remblai des tranchées.

R. Travaux de finition.

VIII.4.6 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

Le tableau suivant présente les opérations qui précèdent et qui suivent chaque opération de mise en place d'adduction :

Tableau VIII 28: Tâches qui précèdent et qui suivent chaque opération sur chantier de réalisation du réseau de distribution.

Opération	TR	précède	succède
J	15	-	B
K	33	A	C,D,E
L	11	B	F
M	25	B	F
N	22	B	F
O	20	C,D,E	G
P	5	F	H
Q	20	G	I
R	7	H	-

N°	Tr (j)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	33	15	48	15	48	0
C	11	48	59	62	73	14
D	25	48	73	48	73	0
E	22	48	70	51	73	3
F	20	73	93	73	93	0
G	5	93	98	93	98	0
H	20	98	118	98	118	0
I	7	118	125	118	125	0

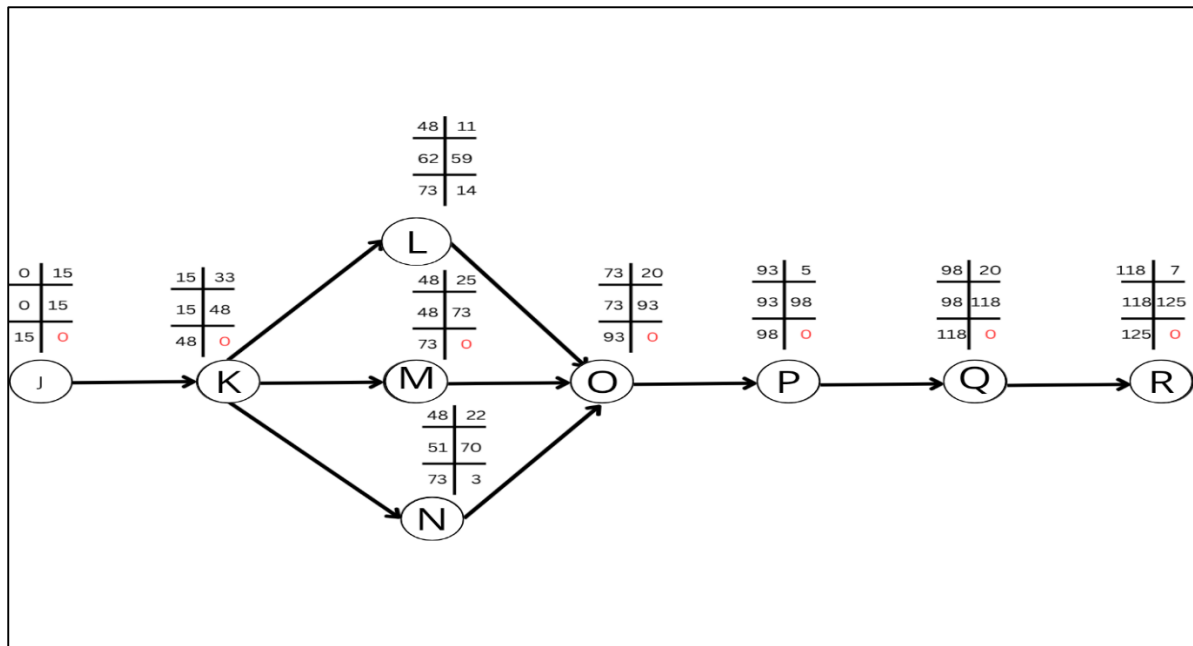


Figure VIII. 3: Réseau à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution

Donc :

- ✓ Le Chemin critique : J K M O P Q R
- ✓ Temps de réalisation de projet :125 jours.

VIII.4.7 Les principales opérations pour le réservoir :

S. Décapage de la couche végétale.

T. Excavation.

U. Coulage du béton de propreté.

V. Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.

W. Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre

Y. Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre

Z. Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre

a. Remblayage et compactage.

b. Maçonnerie et finition générale.

c. Evacuation des débris et nettoyage.

Tableau VIII 29: Tâches qui précèdent et qui suivent chaque opération sur chantier de réalisation du réservoir.

Opération	TR	précède	succède
S	1	-	T
T	3	S	U
U	2	T	V
V	20	U	W
W	15	V	Y
Y	10	W	Z/a
Z	28	Y	b
a	3	Y	b
b	10	Z/a	c
c	3	b	-

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation.
- DCP : date de commencement au plus tôt.
- DFP : date de finition au plus tôt.
- DCPP : date de commencement au plus tard.
- DFPP : date de finition au plus tard.
- MT : marge totale.

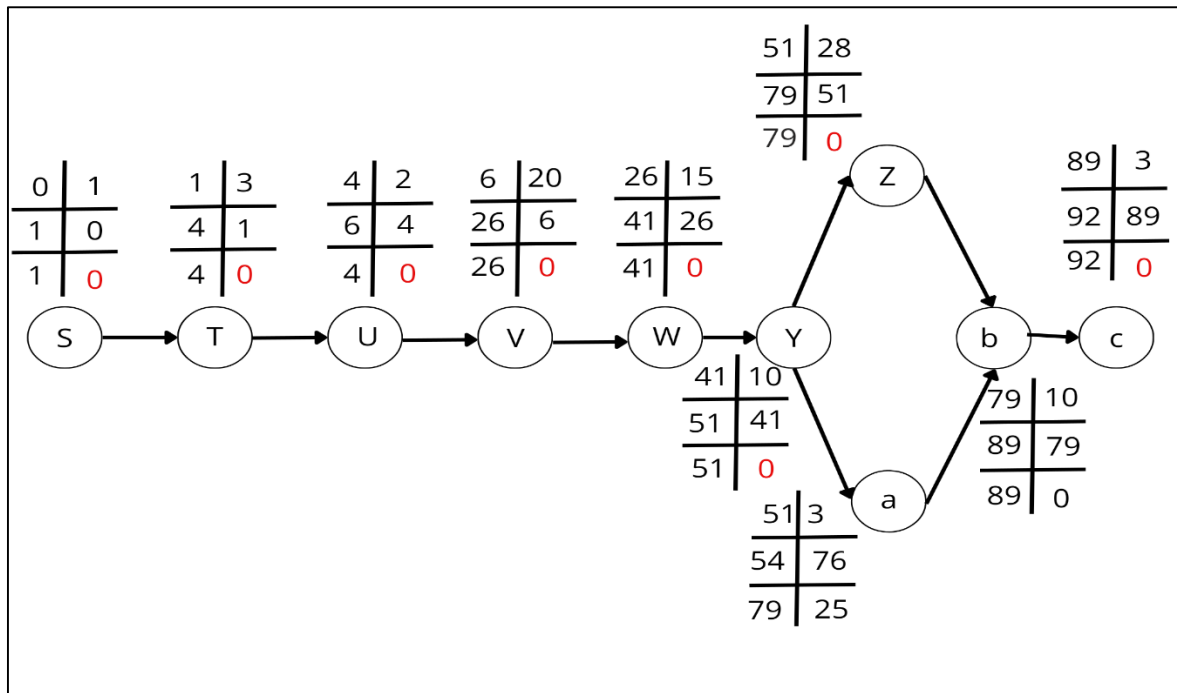


Figure VIII. 4: Réseau à nœuds et calcul du temps de réalisation du réservoir.

Donc :

Le Chemin critique : S T U V W Y Z b c.

Temps de réalisation de projet : 82 jours.

VIII.5 Choix des engins de terrassement :

Les chantiers sont équipés du matériel traditionnel des chantiers de travaux publics. Le prix et le temps des terrassements ont été considérablement réduits grâce à l'utilisation de gros engins mécaniques, ce qui a considérablement réduit leur impact sur la construction des chantiers.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique.
- Le bulldozer.
- Le chargeur.
- Le compacteur.

VIII.5.1 Pelle hydraulique :

Une pelle hydraulique est une machine lourde à bras articulé et à grande pelle à godet à l'extrémité. Le bras et le godet sont déplacés avec une grande précision et une grande force grâce à un système hydraulique puissant. On utilise les pelles hydrauliques pour différentes opérations, comme l'épandage de tranchées, le creusement de fondations, la manipulation de matériaux lourds et d'autres travaux de terrassement sur les chantiers de construction. Ces opérations de construction et d'excavation sont cruciales pour assurer une efficacité et une précision optimales.

VIII.5.2 Bulldozer :

Un bulldozer est un outil de construction utilisé pour la construction d'un réseau d'adduction d'eau potable afin de préparer le terrain en nivelant et en aplanissant la zone où seront creusées les tranchées et posées les conduites d'eau. Il sert au déplacement de la terre, du gravier et d'autres matériaux pour établir une fondation solide et faciliter la construction du réseau d'adduction d'eau.

Le bulldozer constitue un outil indispensable pour préparer le terrain et aménager les infrastructures indispensables à la distribution de l'eau potable.

VIII.5.3 Compacteur :

Un compacteur de tranchées est un outil de construction destiné à compacter et tasser le sol autour des conduites d'eau potable lors de la construction d'un réseau d'adduction d'eau potable. Il vise principalement à assurer une stabilité et une solidité des tuyaux d'eau afin de réduire au minimum les risques de tassement ou de dommages à venir. De plus, ce procédé de compactage garantit une protection accrue des conduites et contribue à préserver l'intégrité du réseau au fil du temps.

VIII.5.4 Camion de transport :

La camionnette est un véhicule spécialement développé pour le transport de matériaux, d'équipements et de fournitures indispensables à la construction, à la réparation ou à la maintenance du réseau d'eau potable. Ces camions ont la capacité de transporter des matériaux de construction, des conduites, des équipements de soudage, des travailleurs et d'autres ressources indispensables sur le chantier, ce qui améliore l'efficacité du projet d'exploitation des eaux potables.

VIII.5.5 Machines de soudages :

Des dispositifs spécifiques employés afin de fusionner et de rassembler les parties de conduites d'eau. Elles offrent la possibilité de procéder à des soudures solides et étanches, garantissant ainsi l'intégrité du réseau d'adduction. Ces machines peuvent différer selon les différents matériaux de conduite employés.

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons effectué une estimation des quantités de travail, ainsi que l'évaluation du coût global du projet. En outre, nous avons organisé les travaux et expliqué les équipements les plus adaptés requis pour une réalisation optimale du projet.

Conclusion générale

Dans le cadre de l'amélioration de l'accès à l'eau potable, notre projet d'approvisionnement des zones El Hemaïd et El Ouaidiya dans la commune de Djelida a été mené à bien.

Tout d'abord, la zone d'étude a été exposée et ses caractéristiques ont été identifiées. Ensuite, nous avons évalué les besoins des consommateurs à 2023.

Au départ, nous avons examiné les caractéristiques des zones d'étude et évalué leurs besoins en eau pour l'étude de 2054. Il a été observé que ces besoins à long terme, qui s'élèvent à 754,7951 m³/j ou 7,94 l/s, sont satisfaits par le débit journalier fourni par le nouveau forage. ;

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés. Il a donc été prévu un réservoir d'une capacité de 300 m³. Par la suite, le réseau de distribution a été dimensionné, avec des diamètres allant de 32 mm à 180 mm PN10.

Ensuite, nous avons effectué une étude technico-économique afin dimensionner les conduites de refoulement. Cette étude nous a conduit à sélectionner deux diamètres en PEHD, à savoir DN200 et DN125 PN16. Un groupe électropompe immergé CAPRARI de type E10R40/5I+MC860 est utilisé pour le refoulement de la première liaison d'un débit de 30 (m³/h). Une station de pompage existante est utilisée pour le refoulement de la deuxième liaison d'un débit de 15 l/s.

Pour protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, l'installation d'un réservoir d'air a été prévue.

Pour garantir un déroulement optimal de tous ces travaux, le chantier a été structuré et le devis quantitatif global du projet a été établi.

Finalement, cette étude résume toutes les connaissances théoriques que nous avons acquises tout au long de notre formation. Nous souhaitons que cette petite tâche puisse être bénéfique pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] B.SALAH « Alimentation en Eau Potable» ENSH 1994.
- [2] Catalogue technique du groupe CHIALI.
- [3] HUGUES.G : Techniques d'ingénieur édition 2009 C5 195.
- [4] M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
- [5] Livre L'eau dans son environnement rural, l'auteur (Jacques Bordet), Parution Le 30/10/2007.
- [6] BABACI, M. (2021). DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA ZONE BOUKERROUCHA (W. BOUMERDES). Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.
- [7] « Cours pompes et stations de pompage » ,cinquième année.

Les Annexes

Annexe I. 1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Aggl. de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de Pr.Salah Boualem)

Les Annexes

Annexe I. 2: fiche technique de la pompe

E10R40/5I + MC860	
Caractéristiques requises	
Débit	30 l/s
Hauteur de refoulement	110 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	30 l/s
Hauteur de refoulement	110 m
Puissance absorbée	42,8 kW
Rendement	74,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	177 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	45 kW
Courant nominal	88,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	284 kg
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'écoulement	Fonte
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Pans-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Bulbe	Type Michell

Caractéristiques de fonctionnement UNIBSO 254MC

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	177			
30	~75	42,8	74,5	

Dimensions mm

- A = 2250
- B = 1023
- C = 1227
- D = 228
- DN = G4"
- E = 191
- F = 244
- G = 160

Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
25.06.2024	1		

PumpTutor Version: 2.8 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe I. 3 : Abaque de VIBERT

