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"

ⵓⵢⵉⵔⵔⵓⵣ ⵓⵢⵉⵏⵉⵓ ⵉⵎⵉⵣⵉⵡ ⵏ ⵜⵎⵓⵔⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude du système d'alimentation en eau potable du POS 15 et 16 de la commune de Berrouaghia (w.MEDEA)

Présenté par :

MESSAOUDI Yousra koutr el nada

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Présidente
YAHIAOUI Samir	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examinatrice
KADI Latifa	M.A.A	Promotrice

Session septembre 2023

Dédicace

Je dédie ce modeste Travail à Ma reine ma mère, Mon héros mon père, ils ont toujours été là pour moi, me guidant, m'encourageant et me soutenant dans toutes mes décisions. Je suis consciente de la chance que j'ai d'avoir des parents aussi merveilleux qu'eux.

Je tiens à les remercier du fond du cœur Pour leurs sacrifices et leurs motivations afin d'atteindre mon objectif et pour tout ce que ils ont fait et continuent de faire pour moi, et sans eux je ne serais pas arrivé jusqu'à là.

Ce travail présente l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout le long de ma scolarité.

Je le dédie également à :

Mes frères que j'aime trop : Badis abd el_wadoud, Younes siradj eddin, abd el_karim et mon petit amour Mondir abd el_rahim pour leurs soutiens inconditionnels, leurs amours et leurs présences ont été d'une importance capitale pour moi.

Mes chers grands-parents paternels décédés, je *prends un moment pour les adresser un message de gratitude et d'amour, même si ils ne sont plus physiquement parmi nous. Leurs présence dans ma vie a été et continue d'être une source d'inspiration et de réconfort.*

Mes chers grands-parents maternels, Je souhaite profiter de cette occasion pour les dire à quel point ils sont importants pour moi. Leurs présence dans ma vie est un cadeau précieux et je suis reconnaissante de chaque moment que nous partageons.

Ma chère tante Leila que j'aime trop.

Ma chère cousine Maroua et à toute ma famille.

Ma meilleure amie Assala pour son soutien, elle est toujours été là pour moi. Son amitié est un trésor précieux et je suis si heureuse de l'avoir dans ma vie.

Ma parfaite amie Asma pour ses encouragements, elle est toujours me comprendre sans jugement, et elle a cette incroyable capacité à me remonter le moral même dans les moments les plus sombres

Mes loulous amies : Aya ZOGGAR, Ghnima, Meriem ,Sarrah, Amina, Aziza, Dounia et Nour El_houda, j'ai partagé avec eux de rires, de pleurs, de secrets et de souvenirs précieux. Elles sont celles avec qui je peux être moi-même.

Tous ceux que j'aime beaucoup.

Yousra koutr el nada

Remerciement

En premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant, de m'avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce modeste travail à terme.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de ma promotrice ***Mme KADI Latifa****. Je la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa disponibilité et surtout pour ses précieux conseils.*

Mes remerciements vont également à ***Mrs CHELALI Snoussi*** *et* ***BOURKIA Mohammed*** *qui m'ont fourni les outils nécessaires et ont grandement facilité mon travail.*

Mes remerciements s'adressent également à ***Mrs AMMARI Abdelhadi, Mme MOKRANE Wahiba*** *et* ***Mrs SALAH Boualem*** *pour leurs conseils et aussi à tous nos professeurs et enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Merci.

ملخص:

تتضمن هذه المذكرة دراسة تتعلق بالمدينة الجديدة للقطب الحضري الجديد المتواجد بمخطط شغل الأراضي رقم 15 و16، التابع لبلدية البرواقية ولاية المدية. تهدف هذه الدراسة الى تصميم نظامين؛ نظام إمدادات مياه الشرب لتزويد هذه المدينة الجديدة وتلبية حاجيات سكانها الجدد عن طريق المصدر المائي المتوفر الذي هو عبارة عن خزان مؤقت ذو سعة كبيرة، ونظام الامداد من المصدر المتاح الى خزان توزيع المياه.

الكلمات المفتاحية:
المدينة الجديدة، القطب الحضري الجديد، مخطط شغل الأراضي رقم 15 و16، نظام إمدادات مياه الشرب، خزان مؤقت، نظام الامداد، خزان توزيع المياه.

Résumé :

Ce mémoire porte sur l'étude de la nouvelle ville dans le nouveau pôle urbain situé dans le plan d'occupation des sols numéro 15 et 16 de la commune de Berrouaghia, dans la wilaya de Medéa. L'objectif de cette étude est de concevoir deux systèmes : un système d'alimentation en eau potable pour fournir cette nouvelle ville et répondre aux besoins de sa population nouvellement installée, à partir de la source d'eau disponible qui est un réservoir tampon de grande capacité, et un système d'adduction de la source disponible vers le réservoir de distribution d'eau.

Mots-clés :
Nouvelle ville, nouveau pôle urbain, plan d'occupation des sols numéro 15 et 16, système d'alimentation en eau potable, réservoir tampon, système d'adduction, réservoir de distribution d'eau.

Summary:

This dissertation focuses on the study of the new city in the new urban hub located in land use plans number 15 and 16 in the municipality of Berrouaghia, in the Medea province. The objective of this study is to design two systems: a drinking water supply system to cater to the needs of this new city and its newly settled population, utilizing the available water source, which is a large capacity buffer tank, and a system to convey the water from the available source to the water distribution tank.

Keywords:
New city, new urban hub, land use plans number 15 and 16, drinking water supply system, buffer tank, conveying system, water distribution tank.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE....1
I. Présentation de la zone d'étude....2
I.1. Introduction....2
I.2. Présentation de la commune....2
I.3. Site naturel....4
I.3.1. Aperçu géomorphologique....4
I.3.2. Les pentes....4
I.3.3. Géologique....5
I.3.4. Tectonique....5
I.3.5. Climatologie....5
I.3.5.1. Pluviométrie....6
I.3.5.2. Température....6
I.3.5.3. Humidité....6
I.3.5.4. Hydrogéologie....6
I.4. Données démographique....7
I.4.1. Urbanisation....7
I.4.2. Population....7
I.4.3. Encombrement du sous-sol....8
I.4.4. Présentation hydraulique....8
I.5. Conclusion....8
II. Evaluation des besoins en eau....10
II.1. Introduction....10
II.2. Désignation des habitats de l'aire d'étude....10
II.3. Equipements....10
II.4. Evaluation de la population....11
II.5. Catégories des besoins....11
II.6. Estimation des besoins....12
II.6.1. Choix de la dotation....12
II.6.1.1. Rendements des réseaux....13
II.6.1.2. Rendement de distribution....14
II.6.2. Les Besoins moyens....14
II.6.2.1. Les besoins domestiques....14
II.6.2.2. Les besoins des équipements....15
II.6.3. Etude de variation de la consommation....16
II.6.3.1. Variation de la consommation journalière....16

II.6.3.2. Variation de la consommation horaire 17
II.6.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant 19
II.7. Conclusion 22
III. Conception du réseau d'alimentation en eau potable 24
III.1. Introduction 24
III.2. Types des réseaux 24
III.2.1. Réseau ramifié 24
III.2.2. Réseau maillé 24
III.2.3. Réseau mixte 25
III.3. Choix de types de réseau 25
III.4. Principe de traçage d'un réseau maillé 25
III.5. Choix du type des conduites 26
III.5.1. Conduites en P.E.H.D 26
III.5.1.1. Les avantages 26
III.5.1.2. Les inconvénients 26
III.6. Paramètres des réseaux 26
III.6.1. Le débit 26
III.6.2. Le choix de diamètre 26
III.6.3. La vitesse 26
III.6.4. La pression 26
III.7. Dimensionnement du réseau 27
III.7.1. Calcul des débits 27
III.7.1.1. Cas de pointe 27
III.7.1.2. Cas de pointe incendie 29
III.7.2. Logiciel EPANET 29
III.7.2.1. Présentation 29
III.7.2.2. Modélisation hydraulique 29
III.7.3. Variantes du réseau de distribution 30
III.7.3.1. Variante 01 30
III.7.3.2. Variante 02 36
III.7.3.3. Variante 03 41
III.7.4. Analyse des variantes 46
III.8. Conclusion 46
IV. Etude d'adduction 47
IV.1. Introduction 47
IV.2. Types d'adduction 47
IV.2.1. Adduction gravitaire 47

IV.2.2. Adduction par refoulement 47
IV.2.3. Adduction mixte 47
IV.3. Choix du tracé 48
IV.4. Choix du matériau de la conduite 48
IV.4.1. Conduites en P.E.H.D 49
IV.4.1.1. Les avantages 49
IV.4.1.2. Les inconvénients 49
IV.5. Calcul hydraulique 49
IV.5.1. Méthode de calcul 49
IV.5.1.1. Cas gravitaire 49
IV.5.1.2. Cas de refoulement 50
IV.5.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire 52
IV.5.3. Dimensionnement de l'adduction par refoulement 53
IV.5.3.1. Débit pompé 53
IV.5.3.2. Le diamètre économique 53
IV.5.3.3. Calcul des frais d'exploitation 54
IV.5.3.4. Calcul des frais d'investissement 55
IV.5.3.5. Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) 56
IV.6. Etude de pompage 56
IV.6.1. Choix du type de pompe 57
IV.6.2. Choix du nombre de pompes 57
IV.7. Protection contre le coup de bélier 58
IV.7.1. Définition 58
IV.7.2. Causes du coup de bélier 58
IV.7.3. Risques dus aux coups de bélier 58
IV.7.4. Valeur maximale de la surpression et de la dépression dans les conduites 58
IV.7.4.1. Estimation théorique de la célérité de propagation des ondes dans les conduites 58
IV.7.4.2. Calcul de la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans les conduites 59
IV.7.4.3. Analyse des résultats 60
IV.7.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier 60
IV.7.5.1. Calcul du volume du réservoir d'air 60
IV.7.5.2. Méthode de calcul du réservoir d'air 60
IV.7.5.3. Calcul du réservoir d'air : 60
IV.7.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier 61
IV.8. Conclusion 62
V. Etude des réservoirs 64

V.1. Introduction 64
V.2. Le rôle des réservoirs 64
V.3. Emplacement du réservoir 65
V.4. Principe de fonctionnement 65
V.5. Classification des réservoirs 65
V.5.1. Classification selon le matériau de construction 65
V.5.2. Classification selon la situation des lieux 65
V.5.3. Classification selon l'usage 65
V.5.4. Classification selon la forme géométrique 66
V.6. Choix du type de réservoir 66
V.7. Détermination du volume de la bâche d'eau projetée 66
V.7.1. Dimensionnement de la bâche d'eau : 67
V.7.1.1. Calcul de la section de la bâche d'eau 67
V.7.1.2. Calcul du longueur du côté de la section 67
V.8. Méthodes de calcul des capacités des réservoirs d'alimentation en eau potable 67
V.8.1. La méthode analytique 68
V.8.2. La méthode graphique 68
V.8.3. Calcul du Débit d'apport ($\boldsymbol{Qapp}$) 69
V.8.4. Calcul du volume utile du réservoir 69
V.9. Dimensionnement du réservoir 70
V.9.1. Calcul de la section du réservoir 71
V.9.2. Calcul du diamètre du réservoir 71
V.9.3. La hauteur de la réserve d'incendie 71
V.10. Les équipements des réservoirs 71
V.10.1. Equipements d'intervention 72
V.10.2. Equipements hydrauliques 72
V.10.2.1. Conduite d'arrivé (d'adduction) 72
V.10.2.2. Conduite de départ (de distribution) 72
V.10.2.3. Conduite de trop-plein 73
V.10.2.4. Conduite de by-pass 73
V.10.2.5. Matérialisation de la réserve d'incendie 73
V.11. Quelques recommandations sur les réservoirs 74
V.12. Conclusion 75
VI. Pose de canalisation et accessoires 76
VI.1. Introduction 76
VI.2. Pose de canalisation 76
VI.2.1. Type de canalisation 76

VI.2.2. Tubes PEHD 76
VI.2.3. Caractéristiques de tube PEHD 76
VI.2.4. Principe de pose des canalisations 77
VI.2.5. Pose des conduites 78
VI.2.5.1. Pose des canalisations en tranchée ouverte 78
VI.2.6. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire 78
VI.2.6.1. Cas de Butées d'un coude 79
VI.2.7. Mise en Œuvre 80
VI.2.7.1. VI.2.4.1. Excavation des tranchées 80
VI.2.7.2. Lit de sable 81
VI.2.7.3. L'enrobage 81
VI.2.7.4. Le remblayage supérieur 81
VI.2.8. Technique d'assemblage des canalisations 81
VI.2.8.1. Conditions de soudage 82
VI.2.8.2. Étapes principales du soudage bout à bout 82
VI.3. Les accessoires et pièces spéciales en AEP 82
VI.3.1. Les accessoires du réseau 82
VI.3.2. Organes et accessoires utilisés dans le réseau 83
VI.3.2.1. Les robinet-vannes 83
VI.3.2.2. Les ventouses 85
VI.3.2.3. Bouches et poteaux d'incendie 85
VI.3.2.4. Mesure de débit et de pression 86
VI.3.3. Les pièces spéciales de raccordements 87
VI.3.3.1. Les cônes 87
VI.3.3.2. Croix de jonction 87
VI.3.3.3. Les manchons 87
VI.3.3.4. Les coudes 88
VI.3.3.5. Les tés 88
VI.4. Conclusion 89
VII. Devis quantitatif et estimatif 90
VII.1. Introduction 90
VII.2. Définition de l'organisation de chantier 90
VII.3. Choix des engins 90
VII.3.1. Pour le décapage de la terre végétale 90
VII.3.2. Pour l'excavation des tranchées 90
VII.3.3. Pour le remblaiement des tranchées 90
VII.3.4. Pour le compactage 90

VII.4. Exécution des travaux 90
VII.4.1. Décapage de la couche végétale 91
VII.4.2. Réalisation des tranchées et des fouilles 91
VII.4.2.1. La largeur de la tranchée 91
VII.4.3. Aménagement du lit de pose 91
VII.4.3.1. Pose de conduite 92
VII.4.4. Assemblage des conduites 92
VII.4.5. Essaie d'étanchéité sur les joints et les conduites 92
VII.4.6. Remblai de tranché 92
VII.4.7. Compactage 92
VII.4.8. Désinfection du réseau 92
VII.5. Calcul du volume des travaux 92
VII.5.1. Pose des conduites (réseau+adduction) 92
VII.5.1.1. Volume du décapage de la couche végétale 92
VII.5.1.2. Volume du déblai des tranchées : 93
VII.5.1.3. Volume occupé par le lit de sable 93
VII.5.1.4. Volume occupé par les conduites 93
VII.5.1.5. Volume du remblai de protection 93
VII.5.2. Calcul du réservoir 94
VII.5.2.1. Le diamètre extérieur 94
VII.5.2.2. .Le volume de décapage 94
VII.5.2.3. Le volume de déblai 94
VII.5.2.4. Le volume de béton de propreté (sous radier) 95
VII.5.2.5. Volume de béton armé (radier) 95
VII.5.2.6. Le volume de béton armé des parois 95
VII.5.2.7. Le volume de béton armé de la coupole 95
VII.5.3. Calcul de la bâche 96
VII.5.3.1. La longueur extérieure du côté de la base carrée 96
VII.5.3.2. Le volume de décapage 96
VII.5.3.3. Le volume de déblai 96
VII.5.3.4. Le volume de béton de propreté 97
VII.5.3.5. Volume de béton armé 97
VII.5.3.6. Le volume de béton armé des parois 97
VII.6. Devis estimatif et quantitatives 97
VII.7. Planification des travaux 99
VII.7.1. Planification des travaux par la méthode du graphe (diagramme de Gantt) 99
VII.8. Protection Et Sécurité Du Travail 101

VII.9. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique....101
VII.9.1. Facteurs humains....101
VII.9.2. Facteurs matériels....101
VII.10. Liste des actions dangereuses....101
VII.11. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents....102
VII.11.1. Protection individuelle....102
VII.11.2. Autres protections....102
VII.12. Conclusion....102
CONCLUSION GENERALE....103
Bibliographie....104
ANNEXE....105

Liste des figures

Figure I-1: carte représentant les daïras de la willaya de MEDEA. 3
Figure I-2: vue représentant l'aire d'étude. (Google earth).....4
Figure I-3: Barrage de Koudiat Acerdoune. 8
Figure II-1: courbe d'évolution des dotations nettes. 13
Figure II-2: Variation du débit horaire pendant le jour de pointe 21
Figure II-3: Le cumule de débits horaires. 22
Figure III-1 : schéma d'un réseau ramifié 24
Figure III-2: schéma d'un réseau maillé.....25
Figure III-3 : schéma d'un réseau mixte.....25
Figure III-4: Schéma du réseau de la première variante.....31
Figure III-5: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe/variante 1). 31
Figure III-6: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe+incendie /variante 1). 34
Figure III-7: Schéma du réseau de la deuxième variante. 36
Figure III-8: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe/variante 2). 37
Figure III-9 : Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe+incendie /variante 2). 39
Figure III-10: Schéma du réseau de la troisième variante. 41
Figure III-11: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe/variante 3). 42
Figure III-12: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe+incendie /variante 3) 44
Figure IV-1: schéma de types d'adduction. 48
Figure IV-2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation. 56
Figure V-1: Courbe de la consommation totale, Courbe d'apport 69
Figure V-2: conduite de départ (Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B.SALAH,2014). 73
Figure V-3: conduite du vidange (Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B.SALAH,2014). 73
Figure V-4: système d'incendie à deux prises (Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B.SALAH,2014) 74
Figure V-5: système d'incendie à siphon (Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B.SALAH, 2014). 74
Figure VI-1: Conduite en P.E.H.D 76
Figure VI-2: Pose des canalisations en tranchée ouverte. 78
Figure VI-3: pose de canalisation dans un terrain ordinaire. 79
Figure VI-4: une butée pour un cône. 80
Figure VI-5: une butée pour un thé. 80
Figure VI-6: une butée pour un coude. 80
Figure VI-7: les étapes du soudage bout à bout. 82
Figure VI-8: Vanne à opercule 84
Figure VI-9: Robinet à papillon. 84
Figure VI-10: Ventouse. 85
Figure VI-11: Le poteau d'incendie. 86

Figure VI-12: les débitmètres. 86
Figure VI-13: Cône à bride 87
Figure VI-14: Croix de fonte à brides. 87
Figure VI-15: Manchons en polypropylène. 88
Figure VI-16: Coude à brides. 88
Figure VI-17: Té à brides. 89

Liste des tableaux

Tableau I-1: Pentes dans la zone d'étude 4
Tableau I-2: les variations du type de sol. 5
Tableau I-3: la répartition de la pluie maximale journalière pour l'année 1990_2023. 6
Tableau I-4: Répartition mensuelle de la température pour l'année 1990_2023. 6
Tableau I-5: variation annuelle de l'humidité pour l'année 1990_2023. 6
Tableau I-6: les différents équipements pour l'aire d'étude selon le programme proposé 7
Tableau II-1: Nombre d'habitants proposé (année 2023).....10
Tableau II-2: les différents équipements dans le programme proposé. 10
Tableau II-3: Nombre d'habitants à l'horizon actuel(2023) et à long terme(2053). 11
Tableau II-4: Typologie Agglomérations / strates de population. 12
Tableau II-5: Proposition de dotations de l'atelier MRE du 26 avril 2009. 13
Tableau II-6: Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution. 14
Tableau II-7: Dotation nette en question des différents horizons. 14
Tableau II-8: les besoins moyens journaliers des habitants. 15
Tableau II-9: Estimation de la consommation sur l'horizon considéré (30ans). 15
Tableau II-10: débit moyen journalier. 16
Tableau II-11: les consommations journalières maximales et minimales. 17
Tableau II-12: Les valeurs de βmax. 18
Tableau II-13: Les valeurs de βmin. 18
Tableau II-14: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants. 19
Tableau II-15: La consommation horaire. 20
Tableau III-1 : le calcul du débit spécifique, en route et le débit nodal 27
Tableau III-2: état des conduites (cas de pointe/variante 1). 32
Tableau III-3: état des nœuds (cas de pointe/variante 1) 32
Tableau III-4: état des conduites (cas de pointe+incendie /variante 1). 34
Tableau III-5: état des nœuds (cas de pointe+incendie /variante 1). 35
Tableau III-6: état des conduites (cas de pointe/variante 2). 37
Tableau III-7: état des nœuds (cas de pointe/variante 2). 38
Tableau III-8: état des conduites (cas de pointe+incendie /variante 2). 39
Tableau III-9: état des nœuds (cas de pointe+incendie /variante 2). 40
Tableau III-10: état des conduites (cas de pointe/variante 3). 42
Tableau III-11: état des nœuds (cas de pointe/variante 3). 43
Tableau III-12: état des conduites (cas de pointe+incendie /variante 3). 44
Tableau III-13: état des nœuds (cas de pointe+incendie /variante 3). 45
Tableau IV-1: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau. 50
Tableau IV-2: résultats du dimensionnement de la partie gravitaire. 53
Tableau IV-3: Variation des HMT en fonction du diamètre. 54
Tableau IV-4: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre. 55
Tableau IV-5: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre. 55
Tableau IV-6: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation. 56
Tableau IV-7: les variantes pour le choix de la pompe. 57
Tableau IV-8: les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite de refoulement. 59
Tableau IV-9: les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite gravitaire. 59
Tableau IV-10: calcul du volume du réservoir anti-bélier. 61
Tableau IV-11: résultat de calcul du temps d'aller-retour de l'onde de déformation. 62

Tableau V-1: variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe. 66
Tableau V-2: caractéristique de la bâche d'eau projeté.....67
Tableau V-3: Calcul de la capacité du réservoir par la méthode analytique. 69
Tableau V-4: caractéristique du réservoir projeté. 71
Tableau VII-1: Calcul des différents volumes.....93
Tableau VII-2: données proposées pour le réservoir projeté. 94
Tableau VII-3: Calcul de différents volumes pour le réservoir projeté.....96
Tableau VII-4: Caractéristiques de la bâche projetée 96
Tableau VII-5: le calcul de différents volumes pour la bâche projetée.....97
Tableau VII-6: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF. 98
Tableau VII-7 : Temps de réalisation des opérations du réseau (distribution + adduction). 99
Tableau VII-8: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau (distribution + adduction). 100
Tableau VII-9: Détermination des délais pour le réseau (distribution + adduction).....100

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le POS 15 et 16 de la commune de Berrouaghia, située dans la wilaya de Médéa, font partie du projet de la nouvelle ville du pôle urbain, ce qui implique la construction de nouvelles habitations et de nouveaux équipements de tous genre répondant aux besoins et aux activités de la population.

L'approvisionnement en eau étant nécessaire pour les agglomérations, nous réalisons cette étude dont le but est de concevoir un système d'alimentation en eau potable pour assurer une vie confortable aux habitants de cette nouvelle ville.

Il nous a été indiqué d'un réservoir tampon d'une grande capacité dont l'eau provient du barrage de Koudiat Asserdoune allait permettre l'alimentation de cette ville, c'est donc notre point de départ. Nous étudions l'adduction à partir de ce réservoir vers un réservoir d'alimentation et aussi le réseau de distribution de la zone des POS 15 et 16.

Notre étude s'articulera en plusieurs chapitres organisés de la manière suivante :

- Nous débuterons par une présentation de notre zone d'étude, puis on passera à l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices.
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable après avoir choisi la bonne variante pour notre réseau.
- La partie dimensionnement du réseau d'adduction, choix des pompes et l'étude du système de protection nécessaire contre le phénomène du coup de bélier seront présentés dans le quatrième chapitre.
- Par la suite, le chapitre cinq sera occupé par le dimensionnement et la détermination des capacités des ouvrages de stockage.
- Le chapitre six consiste à étudier la pose de canalisation et accessoires.
- Et on termine cette étude en faisant un devis estimatif un quantitatif qui sera le septième et le dernier chapitre de notre projet

Chapitre I

Présentation de la zone d’étude

I.Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude de site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, la connaissance de la géologie du site,…etc qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations… et de ce fait mener à bien notre travail.

I.2.Présentation de la commune

Par sa position stratégique le long d'un axe routier qui relie le Sud du pays au Nord, et sa situation au centre de la wilaya de Médéa. Berrouaghia bénéficie aussi de la proximité du chef-lieu de wilaya car elle est situé à une vingtaine de kilomètres au Nord de ce dernier et bénéficie également d'un développement concentré autour de son chef-lieu au détriment des espaces environnants.

Sa limite géographique se présente comme suit :

- Au Nord : la commune de Ouled Brahim
- A l'Est : la commune de Ouled Deid
- Au Sud : la commune de Zoubiria
- A l'Ouest : la commune de Benchicao

La commune de Berrouaghia est d'une superficie de 16100 ha, elle est traversée par plusieurs axes routiers, elle est desservie du Nord au Sud et d'Est en Ouest par :

- La RN1 reliant Alger à Tamenrasset en traversant la commune selon l'axe Nord-Sud en passant par le chef-lieu de Berrouaghia.
- La RN18 au Nord-Est, reliant Berrouaghia à Bouira en passant par la commune de Beni Slimane
- La RN62 à l'Ouest reliant Berrouaghia à El Khemis
- Le CW20 au Sud-Est reliant Berrouaghia à Souaghi et Beni Slimane
- Le CW144 au Sud reliant Berrouaghia à Zoubiria
- Le CW98 au Nord selon l'axe Est-Ouest reliant la zone éparse Nord à la commune de Ouled Brahim.

La commune enregistre plus de 70523 habitants dont plus de 76% au chef-lieu de la commune, le reste est partagé entre la zone éparse et l'agglomération secondaire.

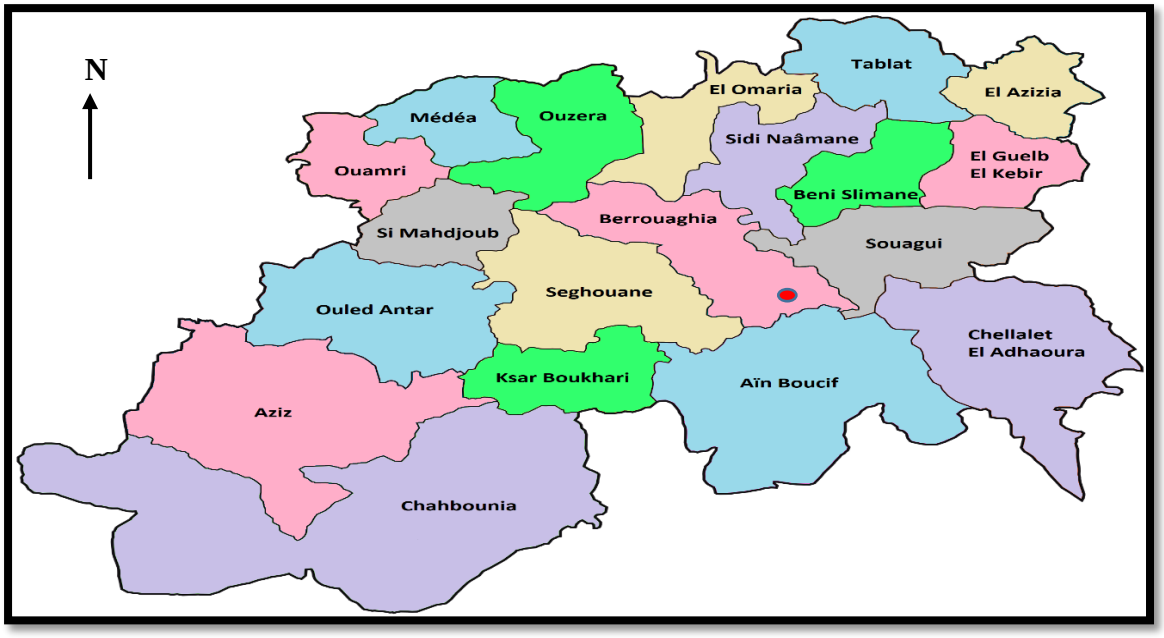


Figure I-1: carte représentant les daïras de la willaya de MEDEA.

(https://gifex.com/fr/wp-content/uploads/28896/Carte-des-dairas-de-la-wilaya-de-Medea.png).

❖ **SITUATION DE L'AIRE D'ETUDE**

Située au sud-est de chef-lieu de la commune Berrouaghia et longeant la RN62, l'aire d'étude à savoir le POS 15 et POS 16 s'étale sur une superficie de 92 ha, elle est délimité par :

- Au Nord : la RN 62
- Au Sud : des terres agricoles
- A l'Est : des terres agricoles
- A l'Ouest : POS n°2 de la commune de Berrouaghia

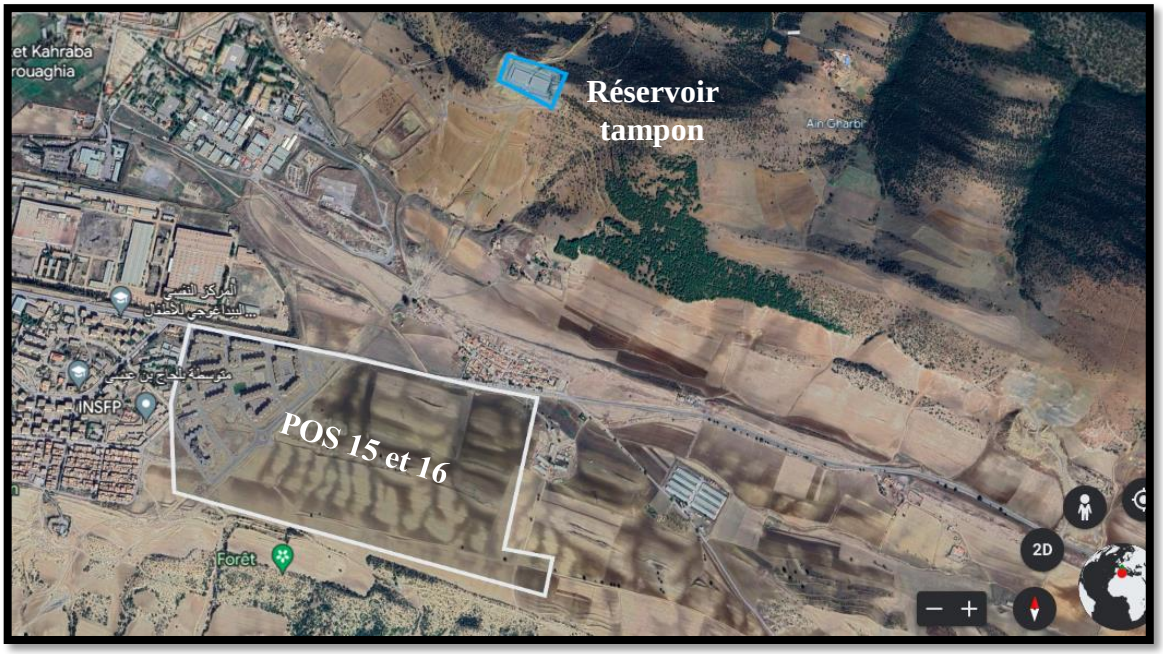


Figure I-2: vue représentant l'aire d'étude. (Google earth)

I.3.Site naturel

I.3.1.Aperçu géomorphologique

La région de Berrouaghia se trouve dans un vaste anti-clionorium, bordée :

- Au Nord : par une fermeture anticlinale où affleurent les poudingues rouges de l'aquitanien, les marnes miocènes, en fin des poudingues, grès, sables et marnes de l'Helvétien, plissés en un synclinal dont l'axe passe par la vallée de Oued Besbes
- Au Sud : par un anticlinal, d'axe Est-Ouest, dont le cœur (argiles schisteuses, marnes, grès silicieux et quartzite albiens) forme la zone boisée des djebels Fernène, maabdia et Seksak.

Au centre, la ville de Berrouaghia est bâtie dans une dépression où l'altitude moyenne est de 940 mètres. Cette dépression creusée dans les marnes à l'intercalation de bancs de calcaires marneux du cénomanien correspond à la retombé Sud de l'anticlinal, ces bancs constituent de petites rides Est-Ouest.

I.3.2.Les pentes

Le tableau suivant représente les pentes du terrain qui caractérisent notre zone d'étude.

Tableau I-1: Pentes dans la zone d'étude

Pentes	Surface (ha)	Pourcentage (%)
0 – 5	4599,46	28,56
5 – 10	2693,93	16,73
10 – 15	1991,90	12,37
15 – 20	2220,88	13,79
+ 20	4594,11	28,5
Total	**16 100,00**	**100%**

I.3.3.Géologique

La géologie se lit du faciès le plus récent au faciès le plus ancien.

Tableau I-2: les variations du type de sol.

Désignation	Surface (ha)	%
M3C Argile	1074,44	6,67
M3P Poudingue	696,85	4,32
M'' Argile Gypseuse	788,18	4,90
C4A Marnes Grise	1 366,96	8,49
C47 Marnes Grise et Calcaire	1 619,01	10,06
C3 Calcaire	640,33	3,98
C2 Marnes et Calcaire	1 637,42	10,17
C1 Calcaires Noirs	1 346,81	8,37
N7 Ilysch et Quartzite	4 130,04	25,65
N5-6 Calcaires Marneux	808,79	5,02
MA Conglomérats	1 991,17	12,37
TOTAL	**16 100,00**	**100**

I.3.4.Tectonique

La région été classée en zone II (moyenne sismicité) modifié en 2003 en zone I (forte sismicité)

Nous avons une superposition tectonique dont les formations subsistent encore : celle du miocène et de l'albien.

Des masses importantes de sédiments ont été charriés à partir du Nord et sont passées par-dessus la crête des Bibans en érodant la formation qui constituait le substratum.

Un plan de glissement a dû être mis en place au moment où les nappes se sont constituées. C'est ce qui explique les masses importantes de sédiments au Sud de la ville de Berrouaghia.

Notons que la faille affectant l'albien, au Nord-Est de Berrouaghia a donnée naissance à la source sulfureuse chaude et a été à l'origine de deux minéralisations :

- Un filon de barytine et quelques poches d'hématite
- Quelques carrières de pierre fournissent des matériaux de construction.

I.3.5.Climatologie

La commune de Berrouaghia a un climat continental méditerranéen à cause de sa situation géographique au sein des hauts plateaux.

L'hiver est rude, pluvieux et froid, le printemps et l'automne bénéficient de pluies torrentielles, quant à l'été, il est chaud et sec.

Notons que les pluies diluviennes, tombant sur les argiles, forment des bad-lands qui se traduisent sur la topographie par un chevelu de ravins étroits et profonds sans terre végétale.

I.3.5.1.Pluviométrie

Le tableau qui suit montre la répartition de la pluie maximale journalière pour l'année 1990_2023.

Tableau I-3: la répartition de la pluie maximale journalière pour l'année 1990_2023.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
PJ max(mm)	56	15.2	6.6	0	68.7	26.7	67.5	27	25.5	0.7	2. 5	6
P%	18	5.1	2.2	0	23	9	22.3	9	8.4	0.2	0.8	2

Source (ANRH BLIDA)

I.3.5.2.Température

La répartition mensuelle de température pour l'année 1990_2023 est représentée dans le tableau I-4 :

Tableau I-4: Répartition mensuelle de la température pour l'année 1990_2023.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
T (°c) moy	21	18.3	10.8	8.5	9.5	8.5	8.7	14.1	17.8	23.8	27.9	26.2

Source (ANRH BLIDA)

I.3.5.3.Humidité

La moyenne de l'humidité de l'air est indiquée dans le tableau I-5 pour l'année 1990_2023

Tableau I-5: variation annuelle de l'humidité pour l'année 1990_2023.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Humidité%	70	75	78	67	58	44	40	47	55	52	67	80

Source (O.N.M)

I.3.5.4.Hydrogéologie

Dans la région de Berrouaghia, les formations crétacées, affleurent sur toute sa partie Sud.
Elles forment un vaste anticlinal dont le flanc Sud à l'Est de Berrouaghia présente des pentes à fort pendage.
La direction Est-Ouest se poursuit sur des dizaines de kilomètres.
Les formations calcaires turoniennes (C3) et vraconiennes constituent des niveaux aquifères importants.

- Le turonien possède 30 à 40 m d'épaisseur. il est constinué de calcaires gris clair à pâte fine avec à la base, un niveau de silex servant de plancher.

- Le vraconien à une épaisseur qui subit des fluctuations de 800 à 700m. ce sont des calcaires micro cristalline noire et de marnes. Les calcaires, grands réservoirs à la base, sont surmontés par des niveaux marneux.

I.4. Données démographique

I.4.1. Urbanisation

L'aire d'étude va être occupée par plusieurs constructions d'après son plan d'aménagement

1) Pour l'habitat : il est comme suit :

*Habitat collectif proposé (5332 LOGTS)

*Tours d'habitat collectif proposé (170 LOGTS)

*Habitat collectif AADL (544 LOGTS)

Elle va être occupée par 6046 LOGTS

2) Pour les équipements : selon le programme proposé, la liste des équipements est comme suit :

Tableau I-6: les différents équipements pour l'aire d'étude selon le programme proposé .

Equipements	nombre d'unités	surface (m²)
Ecole	07	28200
CEM	03	19150
Lycée 01	02	8560
Lycée 02		12600
Crèche 01	03	850
Crèche 02		1200
Crèche 03		900
Hôpital 80 à 120 lits	01	29000
Polyclinique	01	3200
Centre de loisirs	01	3300
Mosquées +école coranique	01	8000
Sureté urbaine	01	3100
Protection civile	01	4800
APC + centrale téléphonique	01	2500
salles de sport spécialisées (20x30)	01	3300
Hôtel	01	3700
Place publique	01	15300
Station de transport	01	6200
Centre commercial	01	3400
Marché couvert 01	02	4300
Marché couvert 02		5800
TOTAL	-	167360

(Source : URBAB)

I.4.2. Population

L'aire d'étude représente une nouvelle ville qui va être caractérisée par un taux d'occupation de 5 à 6 personnes par logement (selon ONS), donc le nombre d'habitation est de : 30230 habitants

6046 LOGTS*5 = 30230 habitants

I.4.3.Encombrement du sous-sol

Le sous-sol dispose plusieurs réseaux divers (électricité, gaz)

I.4.4.Présentation hydraulique

POS 15 et 16 est située au sud-est de chef-lieu de la commune berrouaghia. Elle s'étale sur une superficie de 92 ha, son alimentation en eau potable va se faire à partir d'un réservoir jumelé de volume 2*10000m3 sur sol de cote de terrain 110 m, qui est existant. Il est situé à SABBAH et est alimenté à partir du barrage KOUDIAT ACERDOUNE.

D'après les informations que nous avons reçues, le réservoir en question est un réservoir tampon et il est en bon état.

(D'après l'URBAB).

- **Le barrage de Koudiat Acerdoune :**

Ce barrage de type poids situé sur l'oued Isser au niveau de la commune de Maala, dans la wilaya de Bouira en Algérie est construit entre 2002 et 2008, d'une hauteur de 121 m. C'est le deuxième plus grand barrage en Algérie, après celui de Beni Haroun, avec une capacité de 640 millions m3.



Figure I-3: Barrage de Koudiat Acerdoune.

(https://www.egfbtp.com/wp-content/uploads/2021/06/barrage_kouidat_acerdoune_2-544x260.jpg)

La région d'étude ne dispose ni de réseau d'AEP ni de réseau d'assainissement.

I.5.Conclusion

A la lumière de l'étude de ce chapitre, nous avons eu des informations sur les caractéristiques de la région d'étude à savoir : la géographie, les caractéristiques climatologiques (la température, la pluviométrie… etc.), géologiques, hydrogéologiques, sismiques ou encore hydrauliques. Ces différentes données vont nous permettre de procéder à l'étude du système l'alimentation en eau potable de la région.

Chapitre II

Evaluation des besoins en eau

II.Evaluation des besoins en eau

II.1.Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération commence par le choix d'une dotation pour chaque catégorie de consommateur et qui est définie comme le rapport entre le débit journalier et le nombre d'unités de consommateur. Les besoins en eau dépendent de plusieurs facteurs tels que l'évolution de la population et son niveau de vie. Ils diffèrent aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.2.Désignation des habitats de l'aire d'étude

Pour qu'on puisse déterminer le débit de notre agglomération, il faut connaitre le nombre d'habitants qui s'y trouve.

Tableau II-1: Nombre d'habitants proposé (année 2023).

Habitat	Nombre de logements	Nombre d'habitants
Habitat collectif proposé	5332	26660
Tours d'habitat collectif proposé	170	850
Habitat collectif AADL	544	2720
Total	6046	30230

Soit un taux d'occupation de 5 habitants par logement en moyenne pour tous les habitats proposés.

II.3.Equipements

Selon le programme proposé, la liste des équipements est comme suit :

Tableau II-2: les différents équipements dans le programme proposé.

Equipements	nombre d'unité
Ecole	3750 élèves
CEM	580 élèves
Lycée 01	150 élèves
Lycée 02	100 élèves
Crèche 01	16 enfants
Crèche 02	14 enfants
Crèche 03	10 enfants
Hôpital 80 à 120 lits	120 lits
Polyclinique	10 lits
Centre de loisirs	30 personnes

Equipements	nombre d'unité
Mosquées +école coranique	160 fidèles
Sureté urbaine	10 bureaux
Protection civile	10 bureaux
APC + centrale téléphonique	2500 m²
salle de sport spécialisée (20x30)	20 douches
Hôtel	10 chambres
Place publique	15300 m²
Station de transport	6200 m²
Centre commercial	3400 m²
Marché couvert 01	4300 m²
Marché couvert 02	5800 m²

(Source : URBAB)

II.4.Evaluation de la population

Cette analyse est essentielle pour l'étude des besoins en eau de la population.

L'évaluation des besoins en eau pour l'horizon 2053 sera calculée comme suit :

$$\boldsymbol{Nombre\ d'habitant\ =\ nombre\ de\ logement * 7} \qquad \text{(II.1)}$$

C'est-à-dire un taux d'occupation de 7 habitants par logement en moyenne pour tous les habitats proposés à long terme

Le tableau II.3 représente le nombre d'habitants pour les différents horizons :

Tableau II-3: Nombre d'habitants à l'horizon actuel(2023) et à long terme(2053).

	Horizon 2023	Horizon 2053
Nombre d'habitation	30230	42322

Donc à l'horizon 2053, le nombre d'habitants de la zone d'étude sera de 42322 habitants.

II.5.Catégories des besoins

Dans toute étude d'un système d'alimentation en eau potable, on rencontre plusieurs types de besoins :

- besoins domestiques
- besoins publics
- besoins sanitaires
- besoins industriels
- Les besoins scolaires

- Les besoins commerciaux
- Les besoins socioculturels et sportifs

Dans le cadre de notre étude, aucune industrie ne se trouve dans la région, l'estimation des besoins se fait sur la base de la dotation en eau.

II.6. Estimation des besoins

II.6.1. Choix de la dotation

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau potable dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population.

Selon PNE plan national de l'eau d'Algérie :
La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée selon le type de consommateur qui peut être : en litre par (habitant par jour, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.. etc.).
La norme de consommation dépend de certains critères dont :

- Le niveau de vie de la population
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.
- Le tableau ci-dessous montre le type d'agglomération.

Tableau II-4: Typologie Agglomérations / strates de population.

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS / STRATES DE POPULATION	
DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE) :	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur » :	100.000 < pop. < 300.000 habitants
L'urbain :	20.000 < pop. < 100.000 habitants
Semi urbain :	5.000 < pop. < 20.000 habitants
Semi rural :	3.000 < pop. < 5.000 habitants
Rural aggloméré :	600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants
Rural éparse :	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

(Source : PNE)

Le nombre d'habitants est 42322 entre (20000 et 100000).
Notre agglomération est de type urbain.

*La méthode est de calculer la dotation brute à partir de la dotation nette et son rendement en utilisant l'hypothèse tendancielle

Le tableau ci-dessous montre La Proposition de dotations de l'atelier MRE du 26 avril 2009

Tableau II-5: Proposition de dotations de l'atelier MRE du 26 avril 2009.

Dotations unitaires domestiques et « autres usages » assimilés en l/j/hab	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles (SPE)	100	105	110	115	120
Métropoles	90	95	100	110	120
Urbain sup	85	85	90	100	110
Urbain	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
DOTATION MOYENNE	82	85	90	98	107
Eparse	60	60	60	60	60

(Source : PNE)

Avec HYPOTHESE TENDANCIELLE de notre agglomération urbain, la dotation nette est de **110 $l/j/hab$** à l'horizon 2030, pour connaitre la dotation nette à l'horizon 2053 on trace la courbe tendancielle de notre agglomération

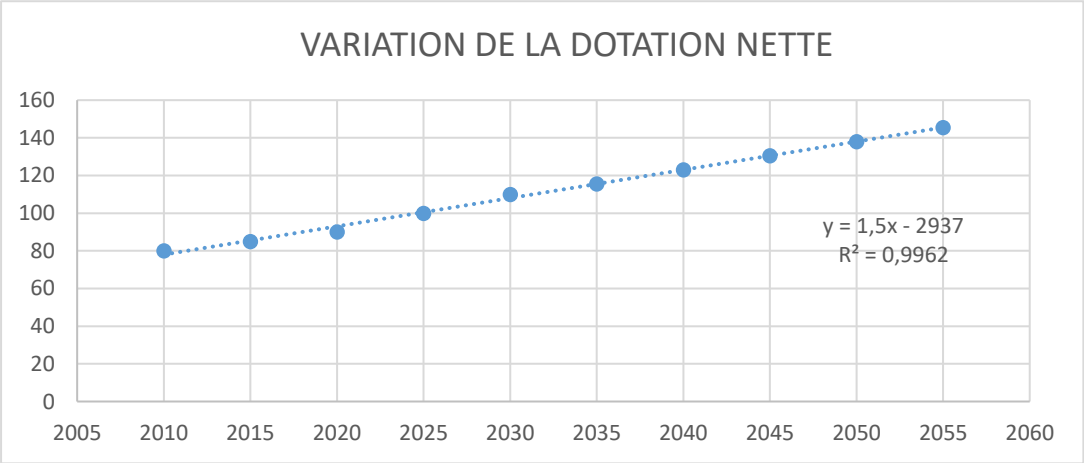


Figure II-1: courbe d'évolution des dotations nettes.

Alors la dotation nette à l'horizon 2053 est de 140 $l/j/hab$

II.6.1.1.Rendements des réseaux

Ce facteur rendement des infrastructures hydrauliques représente la perte entre la ressource brute mobilisée en amont et le consommateur « au robinet », et doit prendre en compte les pertes sur le

réseau de distribution mais également les pertes au niveau des ouvrages de traitements et d'adductions. Source : PNE

II.6.1.2.Rendement de distribution

Tableau II-6: Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution.

EVOLUTION RENDEMENT (en %)	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	Gestion par l'offre		Gestion par la Demande		
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles	55	60	65	70	75
Urbain supérieur	55	60	65	70	75
Urbain	55	55	60	65	70
Semi urbain	55	55	60	65	70
Semi rural	55	55	60	65	70
Rural aggloméré	50	55	60	65	70
Agglomérations chef lieu de Wilaya	55	70	80	85	85

(Source : PNE)

On a :

$$\boldsymbol{Dot\ brute(2023) = dot\ nette * 1/\eta} \quad \text{(II.2)}$$

Tableau II-7: Dotation nette en question des différents horizons.

Horizon	Actuel 2023	long terme 2053
dotation (l/j/hab) nette	110	140
η	63	75
dotation (l/j/hab) brute	180	190

II.6.2.Les Besoins moyens

II.6.2.1.Les besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

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

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Qmoy.j = \frac{1}{1000} * Di * Ni \left(\frac{m3}{j}\right)} \quad \text{(II.3)}$$

Avec :

$Qmoy, j$: consommation moyenne journalière en m3/j.

Di : dotation journalière en l/j/hab.
Ni : nombre de consommateurs.

*__Dotation pour différentes populations :__

Pour notre projet les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de $190\ l/j/hab$ pour l'année 2053.

Tableau II-8: les besoins moyens journaliers des habitants.

l'horizon	Dotation $(l/j/hab)$	$Qmoyj\ (m\text{^}3/j)$
2023	180	7617,960
2053	190	8041,180

II.6.2.2.Les besoins des équipements

On peut estimer la consommation moyenne journalière en affectant pour chaque équipement sa dotation, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-9: Estimation de la consommation sur l'horizon considéré (30ans).

équipements	nombre d'unité	Dotation (l/unité/j)	Q_{moyJ} (m3/j)
Ecole	3750 élèves	10	37,5
CEM	580 élèves	10	5,8
Lycée 01	150 élèves	10	1,5
Lycée 02	100 élèves	10	1
Crèche 01	16 enfants	10	0,16
Crèche 02	14 enfants	10	0,14
Crèche 03	10 enfants	10	0,1
Hôpital 80 à 120 lits	120 lits	300	36
Polyclinique	10 lits	300	3
Centre de loisirs	30 personnes	5	0,15
Mosquées +école coranique	160 fidèles	20	3,2
Sureté urbaine	10 bureaux	15	0,15
Protection civile	10 bureaux	15	0,15
APC + centrale téléphonique	2500 m²	5	12,5
salles de sport spécialisées (20x30)	20 douches	100	2
Hôtel	10 chambres	230	2,3
Place publique	15300 m²	5	76,5
Station de transport	6200 m²	5	31

équipements	nombre d'unité	Dotation (l/unité/j)	Q_{moyJ} (m3/j)
Centre commercial	3400 m²	5	17
Marché couvert 01	4300 m²	5	21,5
Marché couvert 02	5800 m²	5	29
Totale	/	/	280,65

Donc le débit moyen journalier sera :

Tableau II-10: débit moyen journalier.

	Débit moyen journalier (m3/j)	Totale (m3/j)
Domestique	8041,180	8321,830
Equipements	280,65	

II.6.3.Etude de variation de la consommation

II.6.3.1.Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année la consommation d'eau connait des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale. Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

1) Coefficient d'irrégularité maximale (Kmax j) :

L'irrégularité de la consommation journalière au cours de l'année et qui dépend du rapport de $Qmaxj\ sur\ Qmoyj$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport suivant :

$$Kmax,j = Qmax,j/Qmoy,j \quad \text{(II.4)}$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $kmaxj$, Avec :

$Qmax,j$: Débit de consommation maximum journalier

$Qmoy.j$: Débit de consommation moyen journalier

La valeur de $Kmax,j$ varie entre 1,1 et 1,3 (Pour notre cas on prend$Kmax,j = 1{,}2$).

2) Coefficient d'irrégularité minimale (Kmin j) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$Kmin,j = Qmin,j/Qmoy,j \quad \text{(II.5)}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier, $Kmin,j$ varie de 0,7 à 0,9 (Pour notre cas on prend $Kmin,j = 0.8$).

Donc le débit maximum journalier et le débit minimum journalier seront comme suit :

- **Consommation maximale journalière ($Qmax\ j$)**

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Qmax\ j = Kmaxj \times Qmoy\ j \quad \text{(II.6)}$$

Donc : $Qmax\ j = 1{,}2 \times Qmoy\ j$

- **Consommation minimale journalière ($Qmin\ j$)**

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Qmin\ j = Kminj \times Qmoy\ j \quad \text{(II.7)}$$

Donc : $Qmin\ j = 0{,}8 \times Qmoy\ j$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées par le tableau suivant :

Tableau II-11: les consommations journalières maximales et minimales.

Localité	$Qmoyj\ (m3/j)$	$Kminj$	$Qminj\ (m3/j)$	$Kmaxj$	$Qmaxj\ (m3/j)$
Pos15 et pos16	8321,830	0,800	6657,464	1,200	9986,196

II.6.3.2.Variation de la consommation horaire

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable. Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

1) Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($Kmax,h$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$Kmax,h = \alpha max \times \beta max \quad \text{(II.8)}$$

Avec :

αmax: Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend : $\alpha max = 1{,}3$.

βmax : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-12: Les valeurs de βmax.

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
βmax	02	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

On a un nombre d'habitant égale à 42322 habitants, dans ce cas on prend β_{max}=1.137 $Kmax, h = 1{,}3 \times 1{,}137 = 1{,}4781$

2) Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($Kmin, h$) :

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire $Kmin, h$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

On utilise la formule suivante :

$$Kmin, h = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad \text{(II.9)}$$

Avec :

α_{min}arie de 0.4 à 0.6, Pour notre cas on prend : αmin = 0.5

β_{min}coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

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

Tableau II-13: Les valeurs de βmin.

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
B_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

On a un nombre d'habitant égale à 42322 habitants, dans ce cas on prend βmin=0.618 $Kmin, h$ = 0.5× 0.618 = 0.309

- **Débit moyen horaire**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Qmoy, h = Qmax\ j\ /\ 24\ (m3/h) \quad \text{(II.10)}$$

Avec :

$Qmoy, h$: débit moyen horaire en m3/h

$Qmax, j$: débit maximum journalier en m3/j

Donc : $Qmoy, h = 9986{,}196/24$

$Qmoy, h$ = 416,0915 m3/h

- **Détermination du débit maximum horaire**

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Qmax, h = Kmax, h \times Qmoy, h \quad \text{(II.11)}$$

$Qmax, h = 1{,}4781 \times 416{,}0915$
$Qmax, h = 615{,}024846\ m3/h$

- **Détermination du débit minimum horaire**

$$Qmin, h = Kmin, h \times Qmoy, h \quad \text{(II.12)}$$

$Qmin, h = 0.309 \times 416{,}0915$
$Qmin, h = 128{,}572274\ m3/h$

II.6.4.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

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

Tableau II-14: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

	Nombre d'habitants				
Heures	moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	agglomération de type rurale
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13_14	7	5	4,1	4,55	6
14_15	5,5	5,5	4,2	4,75	5

	Nombre d'habitants				
Heures	moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	agglomération de type rurale
15_16	4,5	6	4,4	4,7	5
16_17	5	6	4,3	4,65	3,5
17_18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18_19	6,5	5	4,5	4,4	6
19_20	5	4,5	4,5	4,3	6
20_21	4,5	4	4,5	4,3	6
21_22	3	3	4,8	4,2	3
22_23	2	2	4,6	3,75	2
23_24	1	1,5	3,3	3,7	1
Totale	100	100	100	100	100

Pour notre cas, on a un nombre d'habitant égal à 42322 habitants
Donc :

Tableau II-15: La consommation horaire.

	consommation totale $Qmaxj = 9986{,}196\ M3/j$		Consommation cumulée	
Heures	c(%)	Qh(m3/h)	c% cumulé	Qh cumulé
0_1	1,5	149,793	1,5	149,793
1_2	1,5	149,793	3	299,586
2_3	1,5	149,793	4,5	449,379
3_4	1,5	149,793	6	599,172
4_5	2,5	249,655	8,5	848,827
5_6	3,5	349,517	12	1198,344
6_7	4,5	449,379	16,5	1647,722
7_8	5,5	549,241	22	2196,963
8_9	6,25	624,137	28,25	2821,100
9_10	6,25	624,137	34,5	3445,238
10_11	6,25	624,137	40,75	4069,375
11_12	6,25	624,137	47	4693,512
12_13	5	499,310	52	5192,822
13_14	5	499,310	57	5692,132
14_15	5,5	549,241	62,5	6241,373
15_16	6	599,172	68,5	6840,544
16_17	6	599,172	74,5	7439,716
17_18	5,5	549,241	80	7988,957
18_19	5	499,310	85	8488,267
19_20	4,5	449,379	89,5	8937,645

	consommation totale $Qmaxj = 9986{,}196\ M3/j$		Consommation cumulée	
Heures	c(%)	Qh(m3/h)	c% cumulé	Qh cumulé
20_21	4	399,448	93,5	9337,093
21_22	3	299,586	96,5	9636,679
22_23	2	199,724	98,5	9836,403
23_24	1,5	149,793	100	9986,196
SOMME	100	9986,196		

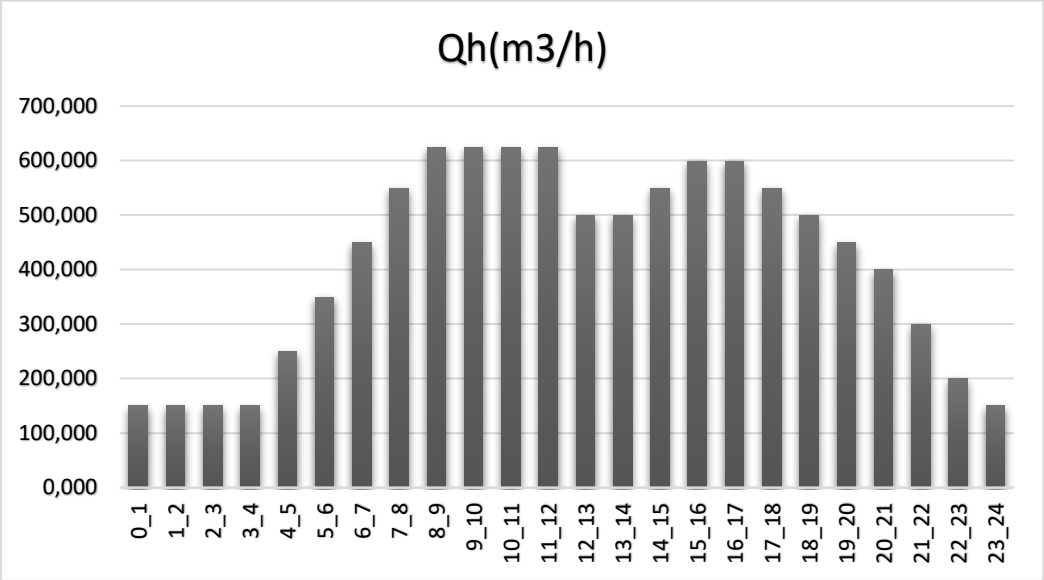


Figure II-2: Variation du débit horaire pendant le jour de pointe .

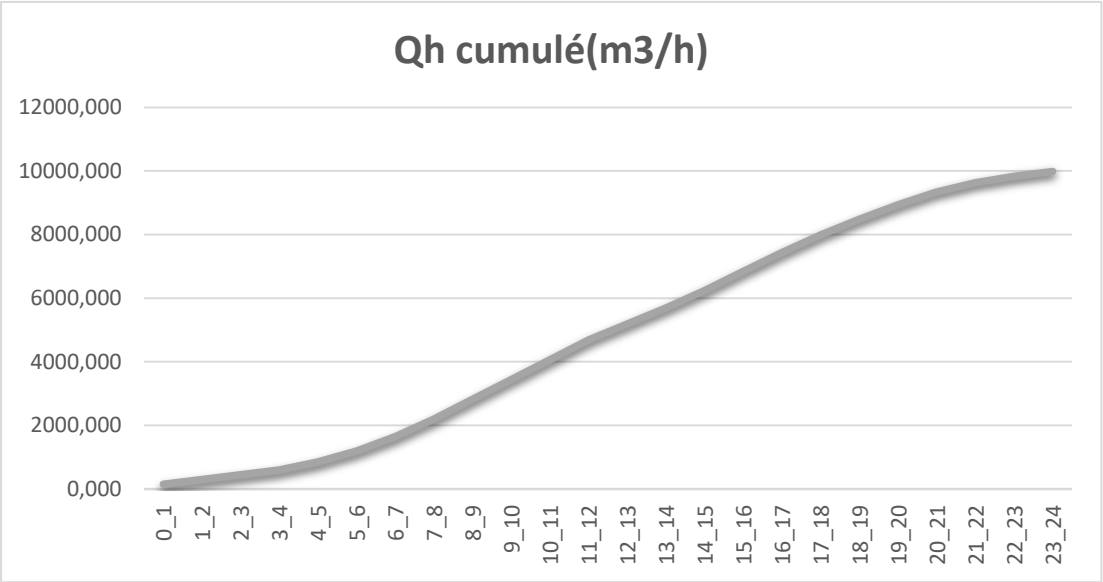


Figure II-3: Le cumule de débits horaires.

D'après le graphe de la variation du débit horaire, $Q_{maxh} = 624{,}137\ m3/h$

II.7.**Conclusion**

A travers ce chapitre, nous avons effectué le choix d'une dotation pour chaque catégorie de consommateurs, ce qui nous a permis de calculer les différents débits et coefficients d'irrégularité afin d'estimer les besoins en eau moyens, maximaux et minimaux de notre zone d'étude à long terme (2053) dans le but de dimensionner notre réseau de distribution

Ce réseau sera alimenté à partir du barrage Koudiat Acerdoune, d'où une adduction vers un réservoir tampon est déjà existante. Notre étude débutera donc à partir de ce dernier puisque le débit est suffisant à l'alimentation de notre ville.

Chapitre III

Conception du réseau d’alimentation en eau potable

III. Conception du réseau d'alimentation en eau potable

III.1.Introduction

L'eau est distribuée aux citoyens sous pression par des canalisations souterraines, en général sous les voies publiques, sur lesquels se raccordent les branchements d'alimentation des immeubles. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal à la pression requise afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs. La distribution dans notre zone d'étude va se faire à partir d'un réservoir projeté qui sera raccordé au réservoir tampon existant caractérisé par une cote de 110m.

III.2.Types des réseaux

Il existe plusieurs types des réseaux, dont les principaux sont :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau mixte.

III.2.1.Réseau ramifié

Le réseau ramifié dans lequel les conditions de desserte ne comportent aucune alimentation de retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval.

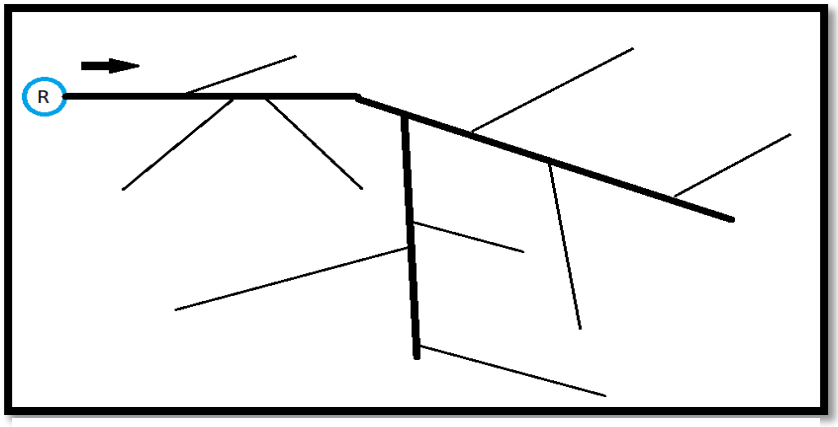


Figure III-1 : schéma d'un réseau ramifié

III.2.2.Réseau maillé

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour et donc évite l'inconvénient du réseau ramifié. Une simple manœuvre de vanne permet d'isoler le tronçon endommagé. Il est bien entendu plus couteux pour la réalisation, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être préféré au réseau ramifié.

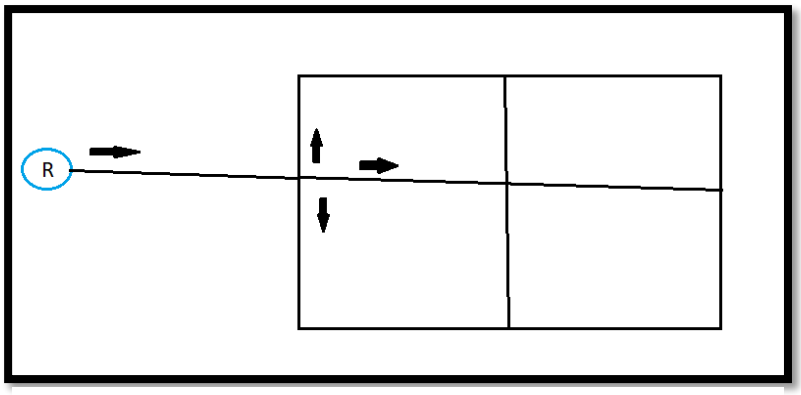


Figure III-2: schéma d'un réseau maillé

III.2.3.Réseau mixte

C'est un réseau composé de plusieurs conduites dont une partie maillée et l'autre ramifiée suivant la configuration du site et des zones de pression.

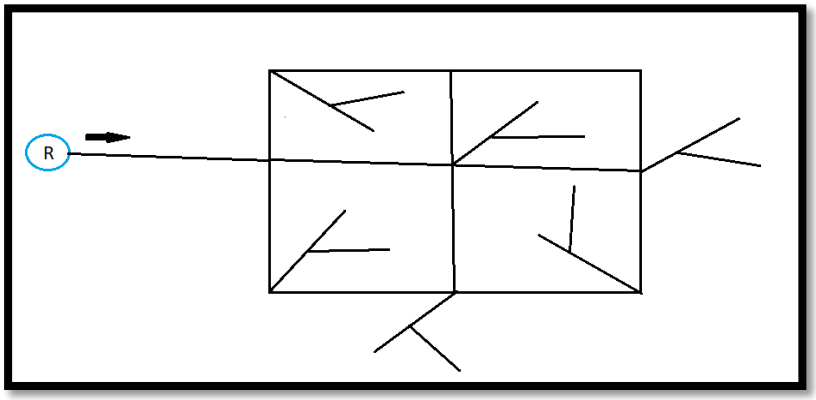


Figure III-3 : schéma d'un réseau mixte

III.3.Choix de types de réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on choisit dans notre cas d'étude le réseau maillé.

III.4.Principe de traçage d'un réseau maillé

Pour tracer un réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter :

- La configuration de la ville ;
- La disposition des rues
- Choisir les lieux de grands consommateurs ;
- Tracer les conduites maitresses et les relier par les conduites secondaires ;
- Le tracé le plus court possible est souhaité.

III.5.Choix du type des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ….). Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PE (polyéthylène)

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) qui répondent mieux aux qualités suscitées en plus ce matériau résiste bien à la corrosion et aux mouvements du terrain.

III.5.1.Conduites en P.E.H.D

III.5.1.1.Les avantages

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ; grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée.
- Disponibilité sur le marché.
- Facilité de pose (bonne flexibilité), puisque on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160.Ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau.
- La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée.
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°c.

III.5.1.2.Les inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

III.6.Paramètres des réseaux

III.6.1.Le débit

Les conduites doivent supporter les plus grands débits instantanés ainsi que le débit de pointe et le débit de pointe plus incendie.

III.6.2.Le choix de diamètre

Après avoir calculé les diamètres théoriques, il faudrait se référer aux catalogues ou on trouve les diamètres normalisés et commerciaux.

III.6.3.La vitesse

Sachant que les fortes vitesses d'écoulements qui sont supérieur à 2 m/s favorisent la dégradation des parois internes de la conduite, et que les faibles vitesses qui sont inférieur à 0.5 m/s favorisent la formation des dépôts dans les conduites. Donc il est nécessaire que la vitesse d'écoulement dans les conduites soit dans la limite du possible entre 0.5et 2 m/s, toutefois, le cas d'incendie fait exception car on peut dépasser 2 m/s vu que la vitesse ne dure pas longtemps (car le temps qu'il faudra pour combattre et maitriser le sinistre est fixé à 2 heures à raison de 17 l/s).

III.6.4.La pression

Il est nécessaire de vérifier les pressions au sol en chaque nœud, de ce fait la valeur maximale de la pression en sol ne doit pas aller au-delà de 6 bars ni au-dessous de 1 bar.

III.7.Dimensionnement du réseau

III.7.1.Calcul des débits

III.7.1.1.Cas de pointe

❖ Le débit spécifique

$$Qsp = Q\ maxh\ /\ (\sum Li) \qquad \text{(III.1)}$$

Avec :
Qsp= le débit spécifique (l/s/ml)
$Q\ maxh$= le débit maximum horaire (de pointe) (l/s)
$\sum Li =$ la somme des longueurs des tronçons qui ont une consommation (ml)

❖ Le débit en route

$$Qri\ = qsp * Li \qquad \text{(III.2)}$$

Avec :
$Qri =$ le débit en route du tronçon i (l/s)
$Qsp =$ le débit spécifique (l/s/ml)
Li : Longueur du tronçon i (ml)

❖ le débit au nœud

$$Qni\ = (\sum Qri)\ /\ 2\ + Qconc \qquad \text{(III.3)}$$

Avec :
Qni : Débit du nœud (l/s)
$\sum Qr$: La somme des débits en route des tronçons adjacents au nœud i (l/s)
$Qconc$: Débit concentré (l/s)

Le tableau suivant récapitule le calcul de débits :

Tableau III-1 : le calcul du débit spécifique, en route et le débit nodal

Nœuds	Tronçon	Longueur (ml)	Qsp (l/s/ ml)	Qr(l/s)	Qn (l/s)
1	1_2	553,44	0,024	13,379	10,62
	1_11	324,8	0,024	7,852	
2	1_2	553,44	0,024	13,379	10,75
	2_3	160,85	0,024	3,888	
	2_15	174,8	0,024	4,226	
3	2_3	160,85	0,024	0,000	9,38
	3_4	569,44	0,024	3,888	
	3_20	46,05	0,024	13,766	

Nœuds	Tronçon	Longueur (ml)	Qsp (l/s/ ml)	Qr(l/s)	Qn (l/s)
4	3_4	569,44	0,024	1,113	
	4_5	259,46	0,024	13,766	10,02
5	4_5	259,46	0,024	6,272	
	5_6	192,9	0,024	6,272	13,38
	5_20	654,24	0,024	4,663	
6	6_5	192,9	0,024	15,816	
	6_7	194,8	0,024	4,663	4,69
7	7_6	194,8	0,024	4,709	
	7_8	114,3	0,024	4,709	9,75
	7_17	497,91	0,024	2,763	
8	8_7	114,3	0,024	12,037	
	8_9	667,2	0,024	2,763	9,45
9	8_9	667,2	0,024	16,129	
	9_10	465,7	0,024	16,129	16,90
	9_18	265,6	0,024	11,258	
10	10_9	465,7	0,024	6,421	
	10_11	310,5	0,024	11,258	9,38
11	11_10	310,5	0,024	7,506	
	11_1	324,8	0,024	7,506	12,07
	11_12	363,2	0,024	7,852	
12	11_12	363,2	0,024	8,780	
	12_13	129,2	0,024	8,780	5,95
13	12_13	129,2	0,024	3,123	
	13_14	95,53	0,024	3,123	4,45
	13_19	143,28	0,024	2,309	
14	14_13	95,53	0,024	3,464	
	14_15	115,2	0,024	2,309	2,55
15	15_2	174,8	0,024	2,785	
	15_14	115,2	0,024	4,226	4,79
	15_16	106	0,024	2,785	
16	16_15	106	0,024	2,563	
	16_17	213,39	0,024	2,563	3,86
17	17_16	213,39	0,024	5,159	
	17_7	497,91	0,024	5,159	13,32
	17_18	390,43	0,024	12,037	
18	17_18	390,43	0,024	9,439	
	18_19	163,4	0,024	9,439	9,90
	9_18	265,6	0,024	3,950	

Nœuds	Tronçon	Longueur (ml)	Qsp (l/s/ ml)	Qr(l/s)	Qn (l/s)
19	19_18	163,4	0,024	6,421	
	19_13	143,28	0,024	3,950	3,71
20	20_3	46,05	0,024	3,464	
	20_5	654,24	0,024	1,113	8,46

III.7.1.2.Cas de pointe incendie

Seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud 9 , donc :

Qn(9)= 33.90 l/s

III.7.2.Logiciel EPANET

III.7.2.1.Présentation

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression de chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif d'avoir une meilleure compréhension de l'écoulement et de L'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

III.7.2.2.Modélisation hydraulique

Les principaux facteurs de la modélisation sont :

- Les nœuds de demande :

Ils sont les points du réseau ou les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont :

- L'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau de la mer).
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) : énergie interne par poids spécifique de fluide ou bien somme de l'altitude avec la hauteur de pression.

- Les tuyaux :

Ils sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont :

- Le nœud initial et final
- Le diamètre
- La longueur
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge)

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- Le débit ;
- La vitesse d'écoulement ;
- La perte de charge ;

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- Formule de Hazen-Williams
- Formule de Darcy-Weisbach
- Formule de Chezy-Manning

III.7.3.Variantes du réseau de distribution

Après avoir tracé notre réseau de distribution selon le plan de masse, nous devons disposer notre réservoir d'alimentation. Nous réalisons l'étude du réseau pour trois variantes possibles afin de choisir la meilleure variante.

III.7.3.1.Variante 01

Pour cette variante, nous avons projeté un réservoir d'alimentation à une côte de 110m qui sera alimenté à partir du réservoir jumelé (2*10000 m3), comme le montre la figure ci-dessous :

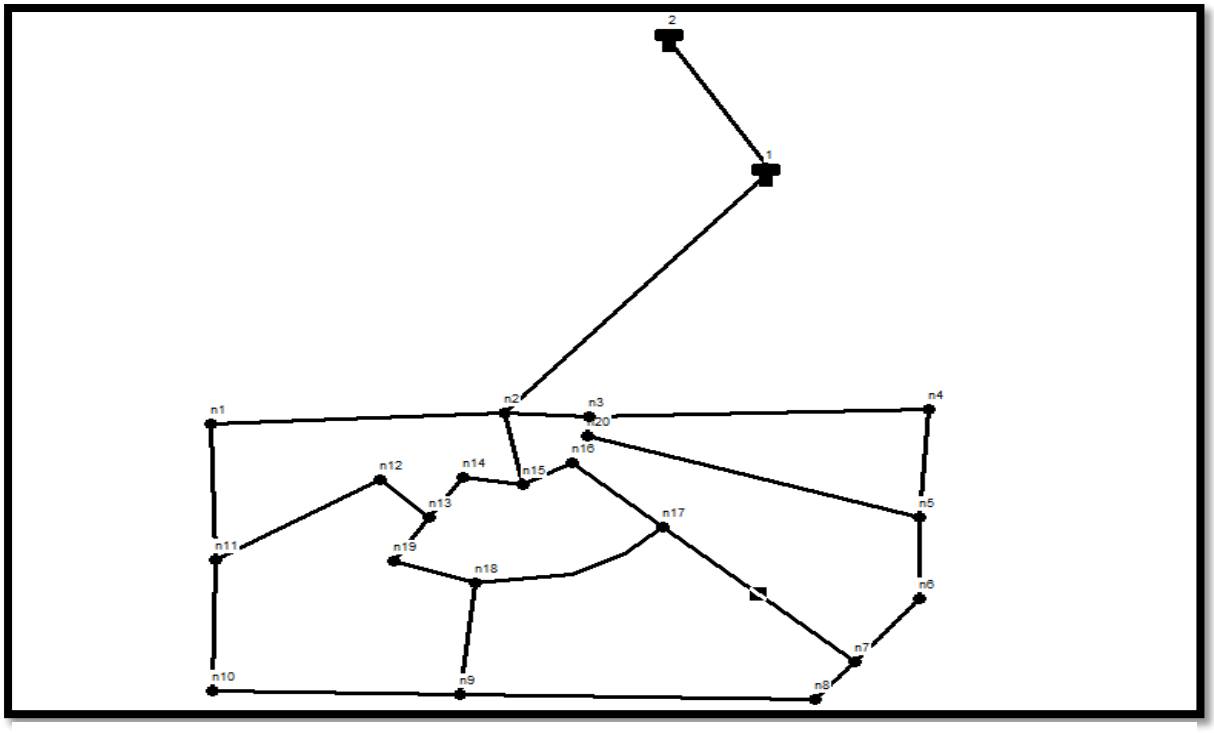


Figure III-4: Schéma du réseau de la première variante.

Après distribution arbitraire des débits, détermination des diamètres et une simulation sur EPANET, nous avons trouvé les résultats suivants pour le cas de pointe et le cas de pointe +incendie :

- **Cas de pointe**

Dans ce cas, le débit distribué est seulement le débit maximum horaire

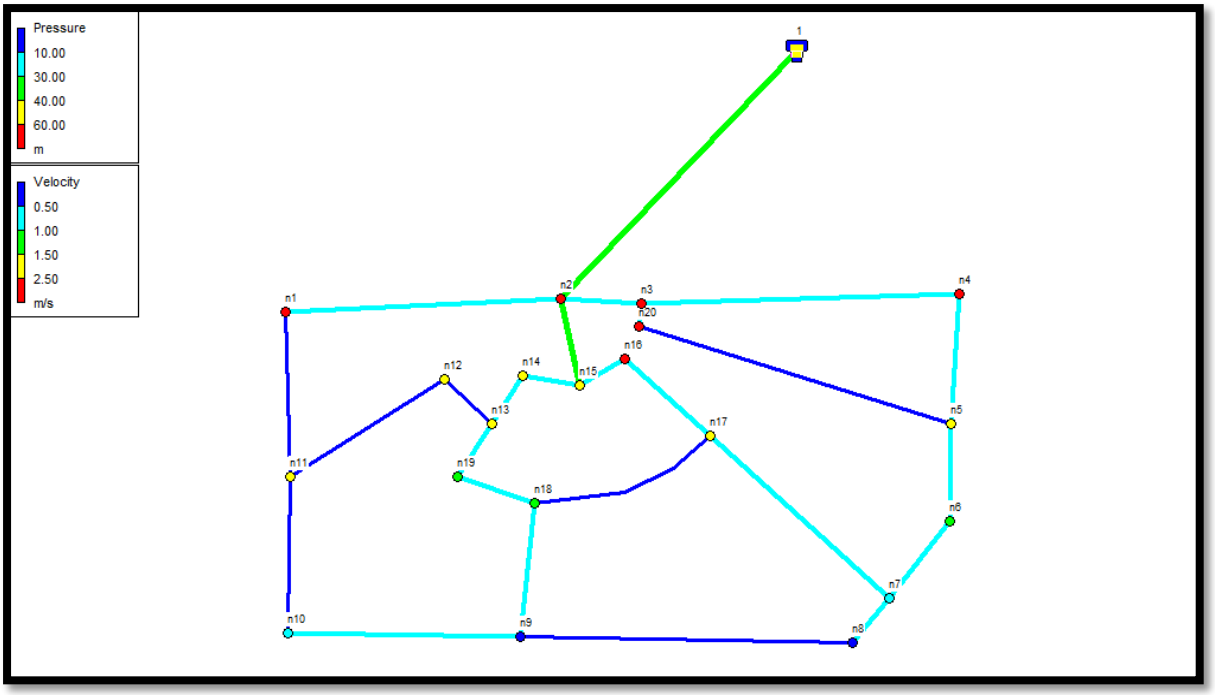


Figure III-5: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe/variante 1).

Tableau III-2: état des conduites (cas de pointe/variante 1).

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 8	192.9	141	8.63	0.55	2.09
conduite 9	194.8	96.8	3.94	0.53	3.12
conduite 10	114.3	96.8	6.19	0.84	7.00
conduite 26	46.05	141	-12.05	0.77	3.81
conduite 28	106	277.6	-36.23	0.60	1.07
conduite 30	115.2	220.4	32.70	0.86	2.69
conduite 39	363.2	110.2	-3.46	0.36	1.34
conduite 46	265.6	176.2	16.66	0.68	2.33
conduite 4	465.7	96.8	3.50	0.48	2.54
conduite 5	667.2	96.8	3.26	0.44	2.24
conduite 6	654.24	96.8	3.59	0.49	2.66
conduite 7	259.46	176.2	-18.41	0.76	2.80
conduite 8	569.44	220.4	28.43	0.75	2.09
conduite 10	163.4	176.2	19.50	0.80	3.10
conduite 11	390.43	141	7.05	0.45	1.46
conduite 14	95.53	220.4	30.15	0.79	2.32
conduite 15	143.28	220.4	23.21	0.61	1.45
conduite 16	129.2	96.8	2.49	0.34	1.39
conduite 17	213.39	220.4	32.37	0.85	2.64
conduite 18	497.91	141	12.00	0.77	3.78
conduite 19	324.8	277.6	28.42	0.47	0.69
conduite 20	310.5	176.2	12.88	0.53	1.47
conduite 21	553.44	277.6	-39.04	0.64	1.22
conduite 22	160.85	277.6	49.87	0.82	1.90
conduite 23	174.8	277.6	73.73	1.22	3.86
conduite 1	1140.66	440.6	-173.38	1.14	1.97

Tableau III-3: état des nœuds (cas de pointe/variante 1) .

Nœud	Elévation (m)	Demande l(/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
nœud n4	46.5	10.02	109.26	62.76
nœud n5	58	13.38	108.53	50.53
nœud n6	73.07	4.69	108.13	35.06

Nœud	Elévation (m)	Demande l(/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
noeud n7	87.5	9.75	107.52	20.02
noeud n8	105.6	9.45	106.72	1.12
noeud n9	107	16.90	108.21	1.21
noeud n10	98.20	9.38	109.40	11.20
noeud n1	38.1	10.62	110.08	71.98
noeud n20	43.45	8.46	110.27	66.82
noeud n3	38.70	9.38	110.45	71.75
noeud n16	46.83	3.86	109.97	63.14
noeud n15	50.4	4.79	110.08	59.68
noeud n14	49.83	2.55	109.77	59.94
noeud n19	70.12	3.71	109.34	39.22
noeud n18	77.68	9.90	108.83	31.15
noeud n17	67.3	13.32	109.40	42.10
noeud n13	60.9	4.45	109.55	48.65
noeud n12	52.90	5.95	109.37	56.47
noeud n11	68.19	12.07	109.86	41.67
noeud n2	40.50	10.75	110.75	70.25
Réservoir 1	110	-173.38	114.00	4.00

- **Cas de pointe +incendie :**

Dans ce cas, on suppose qu'il existe un débit d'incendie concentré (17 l/s) dans le point le plus défavorable dans notre réseau (dans notre cas c'est le nœud n°9).

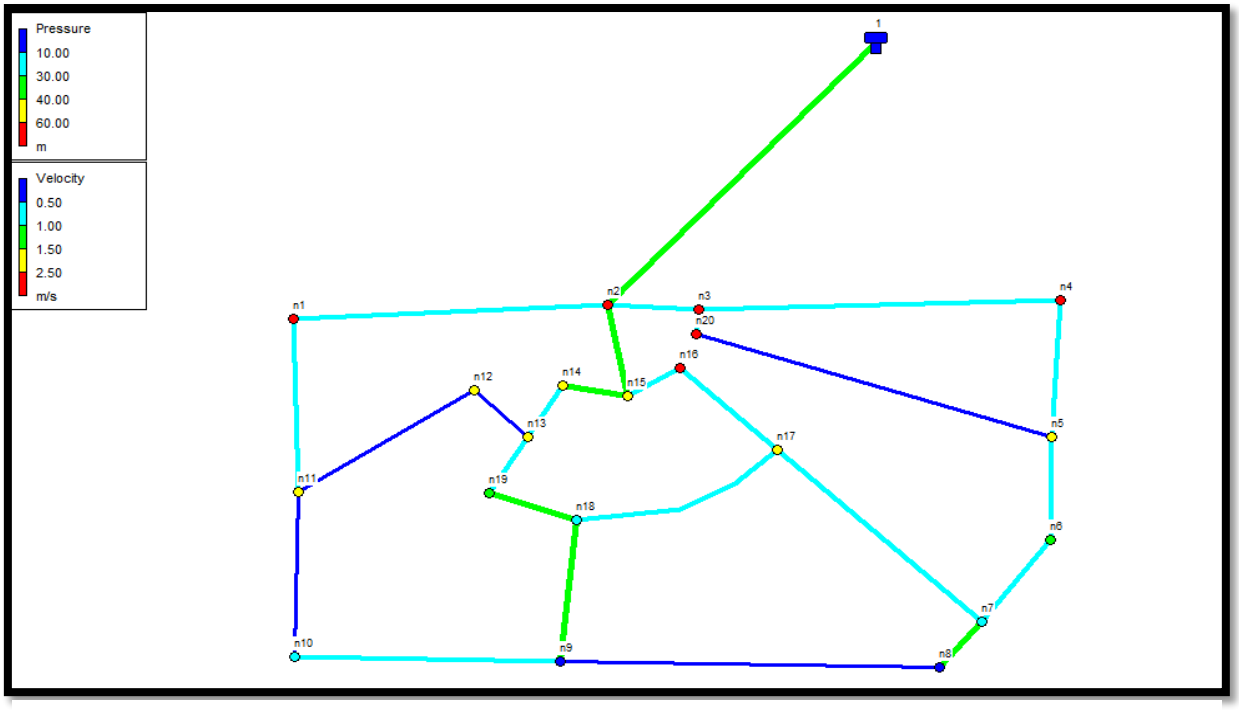


Figure III-6: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe+incendie /variante 1).

Tableau III-4: état des conduites (cas de pointe+incendie /variante 1).

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 8	192.9	141	9.77	0.63	2.61
conduite 9	194.8	96.8	5.08	0.69	4.91
conduite 10	114.3	96.8	8.02	1.09	11.13
conduite 26	46.05	141	-12.22	0.78	3.90
conduite 28	106	277.6	-40.96	0.68	1.33
conduite 30	115.2	220.4	40.50	1.06	3.95
conduite 39	363.2	110.2	-4.31	0.45	1.98
conduite 46	265.6	176.2	29.34	1.20	6.48
conduite 4	465.7	96.8	5.99	0.81	6.60
conduite 5	667.2	96.8	1.43	0.19	0.53
conduite 6	654.24	96.8	3.76	0.51	2.87
conduite 7	259.46	176.2	-19.39	0.80	3.07
conduite 8	569.44	220.4	29.41	0.77	2.22
conduite 10	163.4	176.2	28.15	1.15	6.01
conduite 11	390.43	141	11.09	0.71	3.28
conduite 14	95.53	220.4	37.95	0.99	3.51
conduite 15	143.28	220.4	31.86	0.84	2.56

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 16	129.2	96.8	1.64	0.22	0.66
conduite 17	213.39	220.4	37.10	0.97	3.37
conduite 18	497.91	141	12.69	0.81	4.18
conduite 19	324.8	277.6	31.75	0.52	0.84
conduite 20	310.5	176.2	15.37	0.63	2.02
conduite 21	553.44	277.6	-42.37	0.70	1.41
conduite 22	160.85	277.6	51.01	0.84	1.98
conduite 23	174.8	277.6	86.25	1.43	5.13
conduite 1	1140.66	440.6	-190.38	1.25	2.34

Tableau III-5: état des nœuds (cas de pointe+incendie /variante 1).

Nœud	Elévation (m)	Demande l(/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
nœud n4	46.5	10.02	108.75	62.25
nœud n5	58	13.38	107.96	49.96
nœud n6	73.07	4.69	107.46	34.39
nœud n7	87.5	9.75	106.50	19.00
nœud n8	105.6	9.45	105.23	-0.37
noeud n9	107	33.90	105.58	-1.42
noeud n10	98.20	9.38	108.65	10.45
noeud n1	38.1	10.62	109.55	71.45
noeud n20	43.45	8.46	109.84	66.39
noeud n3	38.70	9.38	110.02	71.32
noeud n16	46.83	3.86	109.30	62.47
noeud n15	50.4	4.79	109.44	59.04
noeud n14	49.83	2.55	108.98	59.15
noeud n19	70.12	3.71	108.28	38.16
noeud n18	77.68	9.90	107.30	29.62
noeud n17	67.3	13.32	108.58	41.28
noeud n13	60.9	4.45	108.65	47.75
noeud n12	52.90	5.95	108.56	55.66
noeud n11	68.19	12.07	109.28	41.09
noeud n2	40.50	10.75	110.34	69.84
Réservoir 1	110	-190.38	114.00	4.00

III.7.3.2.Variante 02

Pour cette variante, nous implantons le réservoir d'alimentation à une côte de114 m, ce dernier étant toujours alimenté par le réservoir tampon existant. Cette position devrait nous permettre d'améliorer les pressions dans certains nœuds du réseau.

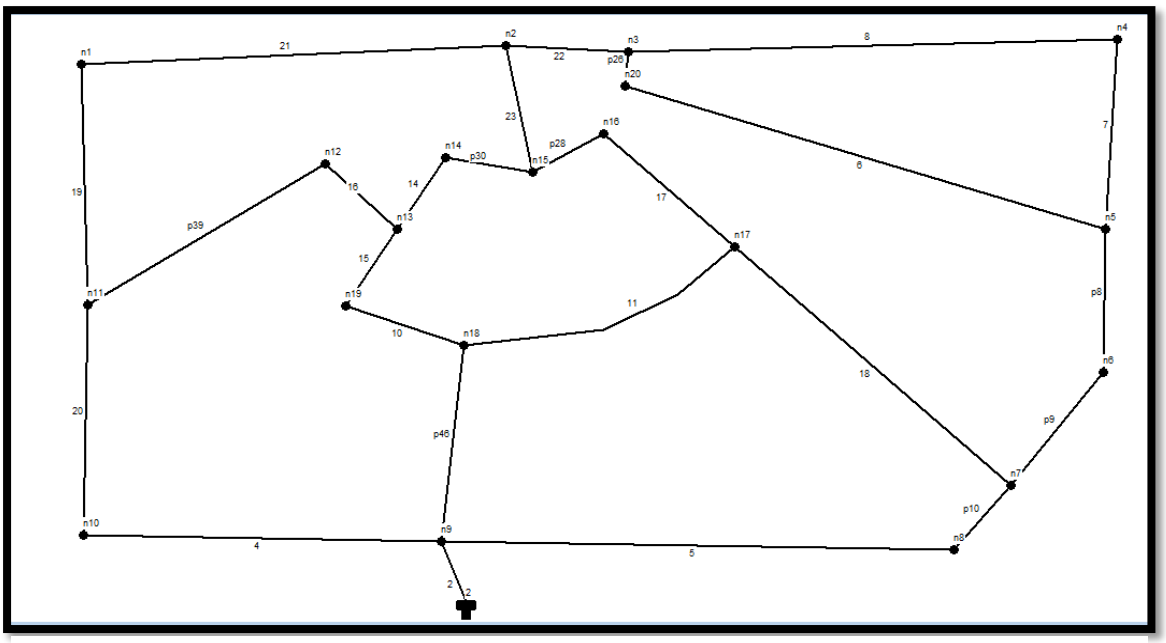


Figure III-7: Schéma du réseau de la deuxième variante.

Après une distribution arbitraire et une simulation sur EPANET, nous présentons les résultats pour le cas de pointe et le cas de pointe + incendie :

- **Cas de pointe**

Dans ce cas, le débit distribué est seulement le débit maximum horaire

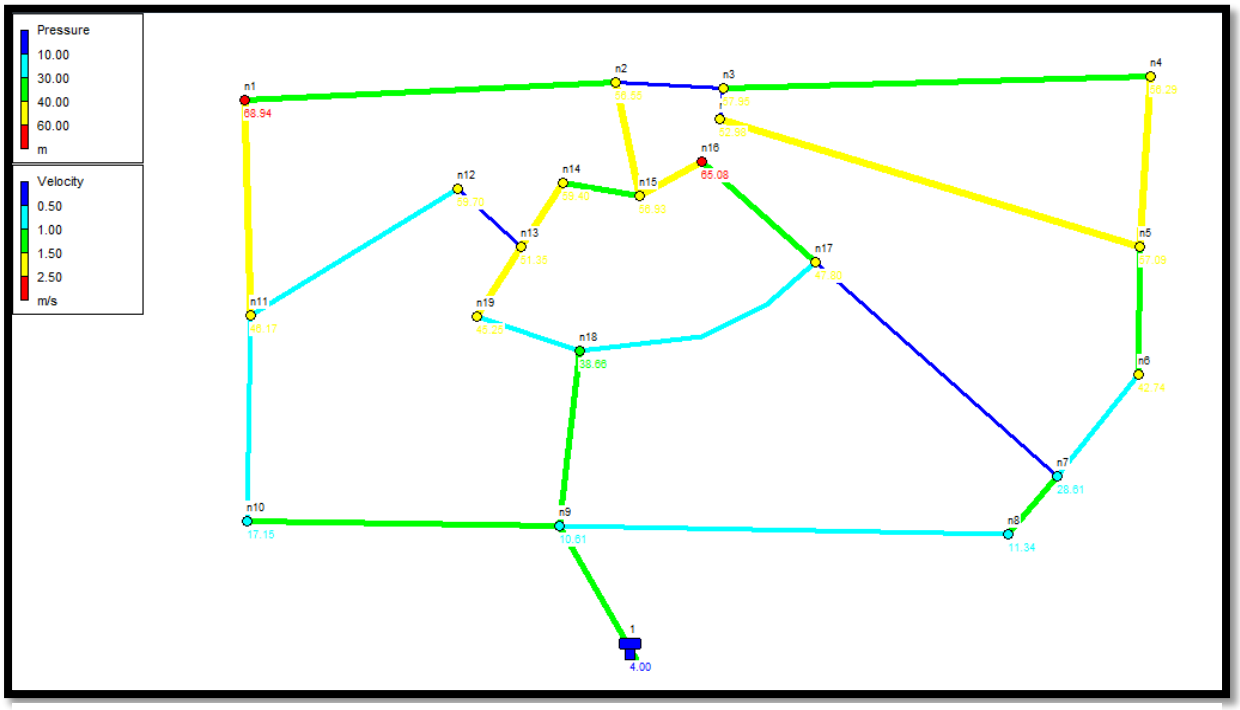


Figure III-8: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe/variante 2).

Tableau III-6: état des conduites (cas de pointe/variante 2).

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 8	192.9	176.2	-34.66	1.42	8.76
conduite 9	194.8	176.2	-39.35	1.61	11.03
conduite 10	114.3	220.4	-58.07	1.52	7.60
conduite 26	46.05	63.8	-0.69	0.30	1.07
conduite 28	106	63.8	2.64	0.83	11.29
conduite 30	115.2	96.8	-12.66	1.72	25.31
conduite 39	363.2	63.8	-1.34	0.42	3.40
conduite 46	265.6	176.2	-48.73	2.00	16.26
conduite 4	465.7	176.2	-40.23	1.65	11.47
conduite 5	667.2	352.6	67.52	0.69	1.04
conduite 6	654.24	79.2	-7.77	1.58	27.54
conduite 7	259.46	96.8	13.52	1.84	28.49
conduite 8	569.44	63.8	-3.50	1.09	18.57
conduite 10	163.4	141	-27.98	1.79	17.38
conduite 11	390.43	110.2	-10.86	1.14	10.29
conduite 14	95.53	110.2	-15.21	1.59	18.90
conduite 15	143.28	141	-24.27	1.55	13.43

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 16	129.2	63.8	4.61	1.44	30.46
conduite 17	213.39	79.2	-6.50	1.32	20.02
conduite 18	497.91	96.8	-8.97	1.22	13.61
conduite 19	324.8	110.2	-17.43	1.83	24.19
conduite 20	310.5	141	-30.85	1.98	20.75
conduite 21	553.44	110.2	6.81	0.71	4.47
conduite 22	160.85	96.8	6.58	0.89	7.80
conduite 23	174.8	79.2	-10.51	2.13	47.53
conduite 2	200	440.6	-173.38	1.14	1.97

Tableau III-7: état des nœuds (cas de pointe/variante 2).

Nœud	Elévation (m)	Demande l(/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
nœud n4	46.5	10.02	104.81	58.31
noeud n5	58	13.38	112.21	54.21
noeud n6	73.07	4.69	113.90	40.83
noeud n7	87.5	9.75	116.04	28.54
noeud n8	105.6	9.45	116.91	11.31
noeud n9	107	16.90	117.61	10.61
noeud n10	98.20	9.38	112.26	14.06
noeud n1	38.1	10.62	97.96	59.86
noeud n20	43.45	8.46	94.19	50.74
noeud n3	38.70	9.38	94.24	55.54
noeud n16	46.83	3.86	105.00	58.17
noeud n15	50.4	4.79	103.80	53.40
noeud n14	49.83	2.55	106.72	56.89
noeud n19	70.12	3.71	110.45	40.33
noeud n18	77.68	9.90	113.29	35.61
noeud n17	67.3	13.32	109.27	41.97
noeud n13	60.9	4.45	108.52	47.62
noeud n12	52.90	5.95	104.59	51.69
noeud n11	68.19	12.07	105.82	37.63
noeud n2	40.50	10.75	95.49	54.99
Réservoir 1	114	-173.38	118.00	4.00

- **Cas de pointe +incendie**

Dans ce cas, on suppose qu'il existe un débit d'incendie concentré (17 l/s) dans le point le plus défavorable dans notre réseau (dans notre cas c'est le nœud n°9).

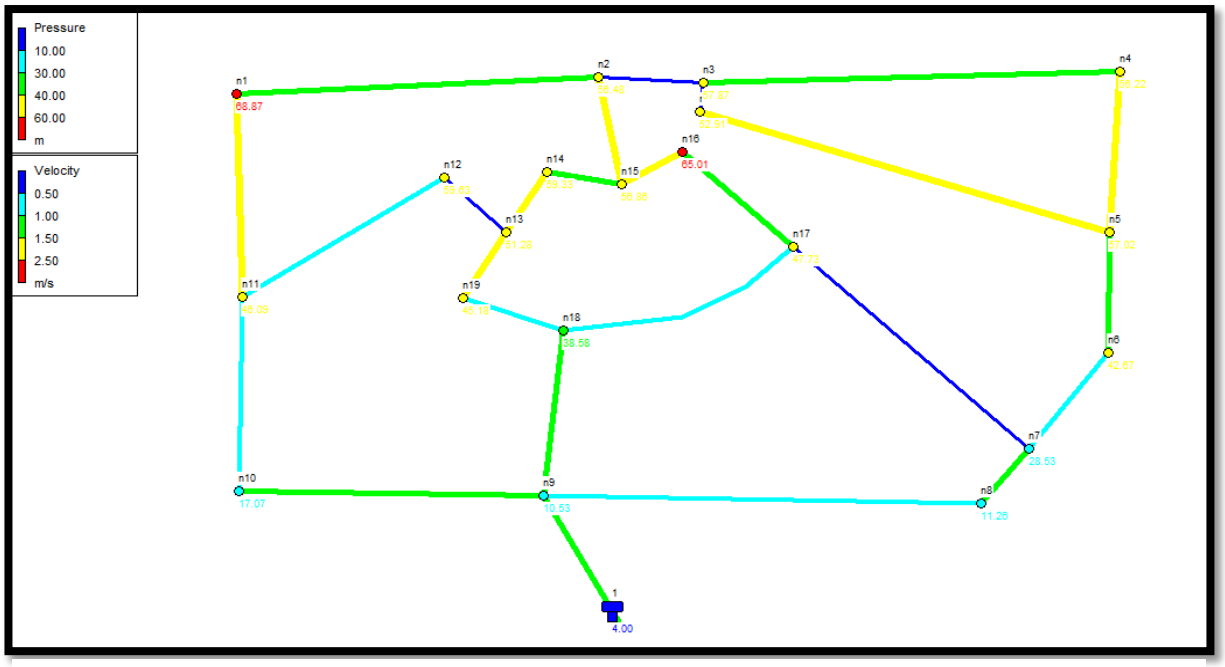


Figure III-9 : Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe+incendie /variante 2).

Tableau III-8: état des conduites (cas de pointe+incendie /variante 2).

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 8	192.9	176.2	-34.66	1.42	8.76
conduite 9	194.8	176.2	-39.35	1.61	11.03
conduite 10	114.3	220.4	-58.07	1.52	7.60
conduite 26	46.05	63.8	-0.69	0.30	1.07
conduite 28	106	63.8	2.64	0.83	11.29
conduite 30	115.2	96.8	-12.66	1.72	25.31
conduite 39	363.2	63.8	-1.34	0.42	3.40
conduite 46	265.6	176.2	-48.73	2.00	16.26
conduite 4	465.7	176.2	-40.23	1.65	11.47
conduite 5	667.2	352.6	67.52	0.69	1.04
conduite 6	654.24	79.2	-7.77	1.58	27.54
conduite 7	259.46	96.8	13.52	1.84	28.49
conduite 8	569.44	63.8	-3.50	1.09	18.57
conduite 10	163.4	141	-27.98	1.79	17.38
conduite 11	390.43	110.2	-10.86	1.14	10.29
conduite 14	95.53	110.2	-15.21	1.59	18.90

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 15	143.28	141	-24.27	1.55	13.43
conduite 16	129.2	63.8	4.61	1.44	30.46
conduite 17	213.39	79.2	-6.50	1.32	20.02
conduite 18	497.91	96.8	-8.97	1.22	13.61
conduite 19	324.8	110.2	-17.43	1.83	24.19
conduite 20	310.5	141	-30.85	1.98	20.75
conduite 21	553.44	110.2	6.81	0.71	4.47
conduite 22	160.85	96.8	6.58	0.89	7.80
conduite 23	174.8	79.2	-10.51	2.13	47.53
Conduite 2	200	440.6	-190.38	1.25	2.34

Tableau III-9: état des nœuds (cas de pointe+incendie /variante 2).

Nœud	Elévation (m)	Demande l(/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
nœud n4	46.5	10.02	104.74	58.24
noeud n5	58	13.38	112.13	54.13
noeud n6	73.07	4.69	113.82	40.75
noeud n7	87.5	9.75	115.97	28.47
noeud n8	105.6	9.45	116.84	11.24
noeud n9	107	33.90	117.53	10.53
noeud n10	98.20	9.38	112.19	13.99
noeud n1	38.1	10.62	97.89	59.79
noeud n20	43.45	8.46	94.12	50.67
noeud n3	38.70	9.38	94.16	55.46
noeud n16	46.83	3.86	104.92	58.09
noeud n15	50.4	4.79	103.73	53.33
noeud n14	49.83	2.55	106.64	56.81
noeud n19	70.12	3.71	110.37	40.25
noeud n18	77.68	9.90	113.21	35.53
noeud n17	67.3	13.32	109.20	41.90
noeud n13	60.9	4.45	108.45	47.55
noeud n12	52.90	5.95	104.51	51.61
noeud n11	68.19	12.07	105.75	37.56
noeud n2	40.50	10.75	95.42	54.92
Réservoir 1	114	-190.38	118.00	4.00

III.7.3.3.Variante 03

Pour cette variante, nous implantons un château d'eau à une côte de terrain 107 m avec une hauteur de 11 m, ce dernier étant toujours alimenté par le réservoir tampon existant. Cette position devrait nous permettre d'améliorer les pressions dans certains nœuds du réseau et diminuer un peu la longueur de l'adduction.

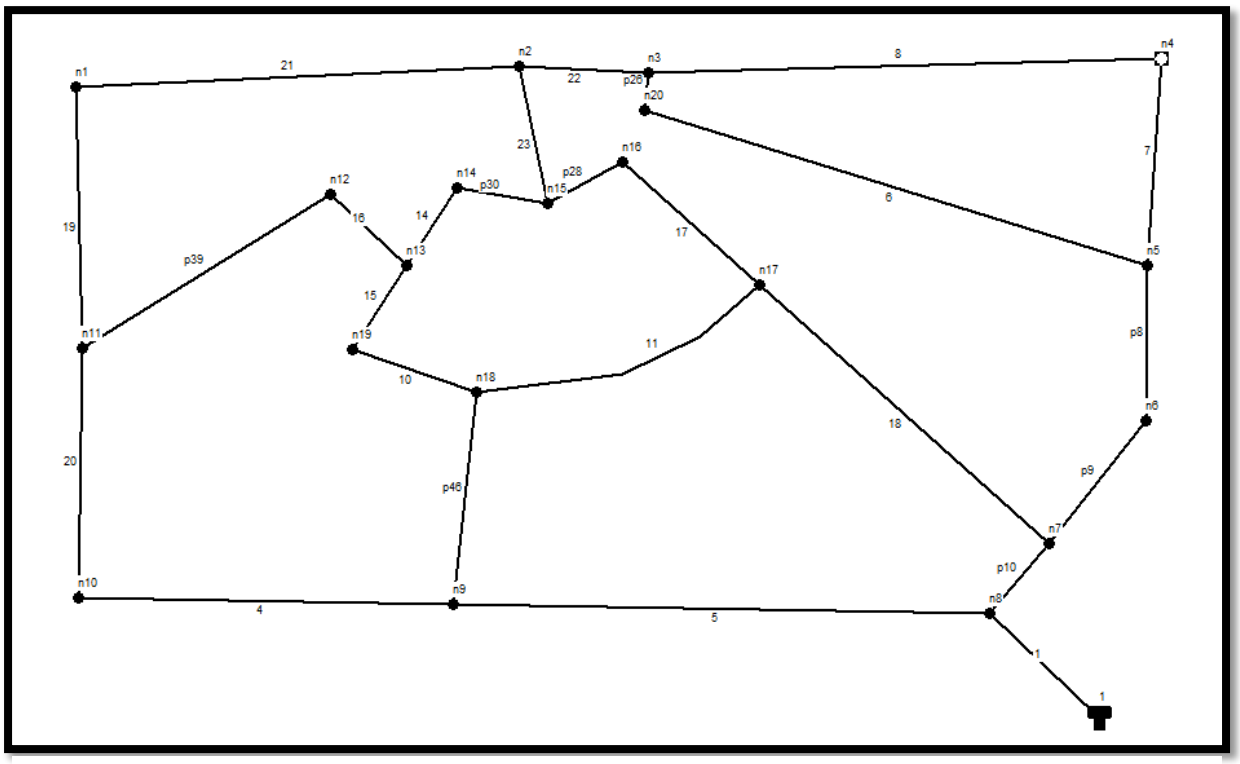


Figure III-10: Schéma du réseau de la troisième variante.

Après une distribution arbitraire et une simulation sur EPANET, nous présentons les résultats pour le cas de pointe et le cas de pointe + incendie :

- **Cas de pointe**

  Dans ce cas, le débit distribué est seulement le débit maximum horaire

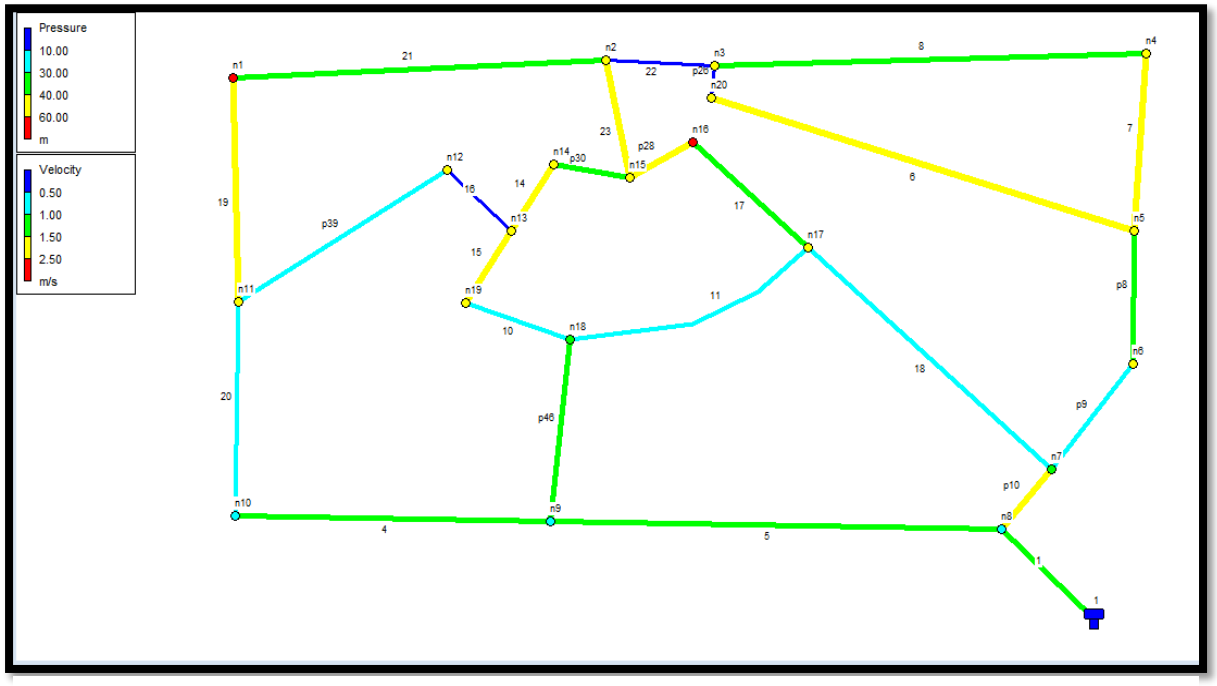


Figure III-11: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe/variante 3).

Tableau III-10: état des conduites (cas de pointe/variante 3).

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 8	192,9	220,4	-39,71	1,04	3,81
conduite 9	194,8	277,6	-44,4	0,73	1,54
conduite 10	114,3	220,4	-59,57	1,56	7,96
conduite 26	46,05	42,6	-0,36	0,25	2,34
conduite 28	106	63,8	5,58	1,74	42,87
conduite 30	115,2	79,2	-5,63	1,14	15,45
conduite 39	363,2	110,2	-7	0,73	4,69
conduite 46	265,6	220,4	-42,52	1,11	4,32
conduite 4	465,7	220,4	-44,94	1,18	4,77
conduite 5	667,2	352,6	-104,36	1,07	2,29
conduite 6	654,24	79,2	-8,1	1,64	29,7
conduite 7	259,46	96,8	18,23	2,48	48,98
conduite 8	569,44	96,8	-8,21	1,12	11,61
conduite 10	163,4	141	-15,28	0,98	5,83
conduite 11	390,43	176,2	-17,34	0,71	2,51
conduite 14	95,53	79,2	-8,18	1,66	30,22
conduite 15	143,28	96,8	-11,57	1,57	21,53
conduite 16	129,2	63,8	-1,05	0,33	2,23

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 17	213,39	96,8	-9,44	1,28	14,91
conduite 18	497,91	96,8	-5,42	0,74	5,51
conduite 19	324,8	110,2	-16,48	1,73	21,86
conduite 20	310,5	220,4	-35,56	0,93	3,12
conduite 21	553,44	79,2	5,86	1,19	16,63
conduite 22	160,85	79,2	1,53	0,31	1,53
conduite 23	174,8	63,8	-6,41	2,01	55,16
conduite 2	300	400	173,38	1,38	3,14

Tableau III-11: état des nœuds (cas de pointe/variante 3).

Nœud	Elévation (m)	Demande l(/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
nœud n4	46,5	10,02	105,4	58,9
noeud n5	58	13,38	118,11	60,11
noeud n6	73,07	4,69	118,85	45,78
noeud n7	87,5	9,75	119,15	31,65
noeud n8	105,6	9,45	120,06	14,46
noeud n9	107	16,9	118,53	11,53
noeud n10	98,2	9,38	116,31	18,11
noeud n1	38,1	10,62	108,24	70,14
noeud n20	43,45	8,46	98,68	55,23
noeud n3	38,7	9,38	98,79	60,09
noeud n16	46,83	3,86	113,22	66,39
noeud n15	50,4	4,79	108,68	58,28
noeud n14	49,83	2,55	110,46	60,63
noeud n19	70,12	3,71	116,43	46,31
noeud n18	77,68	9,9	117,38	39,7
noeud n17	67,3	13,32	116,4	49,1
noeud n13	60,9	4,45	113,35	52,45
noeud n12	52,9	5,95	113,63	60,73
noeud n11	68,19	12,07	115,34	47,15
noeud n2	40,5	10,75	99,04	58,54
Réservoir 1	118	-173,38	122	4.00

- **Cas de pointe +incendie**

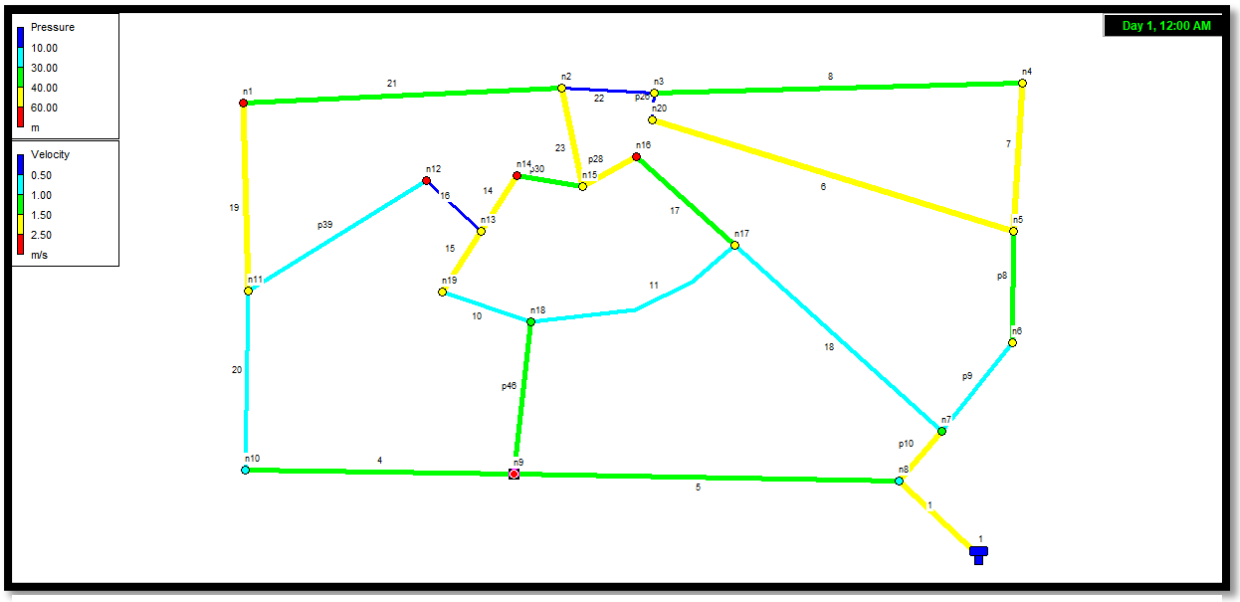


Figure III-12: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe+incendie /variante 3) .

Dans ce cas, on suppose qu'il existe un débit d'incendie concentré (17 l/s) dans le point le plus défavorable dans notre réseau (dans notre cas c'est le nœud n°9).

Tableau III-12: état des conduites (cas de pointe+incendie /variante 3).

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 8	192,9	220,4	-39,71	1,04	3,81
conduite 9	194,8	277,6	-44,4	0,73	1,54
conduite 10	114,3	220,4	-59,57	1,56	7,96
conduite 26	46,05	42,6	-0,36	0,25	2,34
conduite 28	106	63,8	5,58	1,74	42,87
conduite 30	115,2	79,2	-5,63	1,14	15,45
conduite 39	363,2	110,2	-7	0,73	4,69
conduite 46	265,6	220,4	-42,52	1,11	4,32
conduite 4	465,7	220,4	-44,94	1,18	4,77
conduite 5	667,2	352,6	-104,36	1,07	2,29
conduite 6	654,24	79,2	-8,1	1,64	29,7
conduite 7	259,46	96,8	18,23	2,48	48,98
conduite 8	569,44	96,8	-8,21	1,12	11,61
conduite 10	163,4	141	-15,28	0,98	5,83
conduite 11	390,43	176,2	-17,34	0,71	2,51
conduite 14	95,53	79,2	-8,18	1,66	30,22
conduite 15	143,28	96,8	-11,57	1,57	21,53
conduite 16	129,2	63,8	-1,05	0,33	2,23

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
conduite 17	213,39	96,8	-9,44	1,28	14,91
conduite 18	497,91	96,8	-5,42	0,74	5,51
conduite 19	324,8	110,2	-16,48	1,73	21,86
conduite 20	310,5	220,4	-35,56	0,93	3,12
conduite 21	553,44	79,2	5,86	1,19	16,63
conduite 22	160,85	79,2	1,53	0,31	1,53
conduite 23	174,8	63,8	-6,41	2,01	55,16
Conduite 2	300	400	173,38	1,38	3,14

Tableau III-13: état des nœuds (cas de pointe+incendie /variante 3).

Nœud	Elévation (m)	Demande l(/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
nœud n4	46,5	10,02	105,12	58,62
noeud n5	58	13,38	117,92	59,92
noeud n6	73,07	4,69	118,66	45,59
noeud n7	87,5	9,75	118,96	31,46
noeud n8	105,6	9,45	119,88	14,28
noeud n9	107	33,9	117,89	10,89
noeud n10	98,2	9,38	115,67	17,47
noeud n1	38,1	10,62	107,65	69,55
noeud n20	43,45	8,46	98,31	54,86
noeud n3	38,7	9,38	98,4	59,7
noeud n16	46,83	3,86	112,65	65,82
noeud n15	50,4	4,79	108,12	57,72
noeud n14	49,83	2,55	109,88	60,05
noeud n19	70,12	3,71	115,81	45,69
noeud n18	77,68	9,9	116,76	39,08
noeud n17	67,3	13,32	115,83	48,53
noeud n13	60,9	4,45	112,74	51,84
noeud n12	52,9	5,95	113,01	60,11
noeud n11	68,19	12,07	114,71	46,52
noeud n2	40,5	10,75	98,62	58,12
Réservoir 1	118	-190,38	122	4.00

III.7.4.Analyse des variantes

Les trois variantes présentent le même tracé du réseau de distribution, elles ont pour différence la position du réservoir/ château de distribution projeté.

Pour la première variante, le réservoir projeté est près du réservoir tampon (notre point de départ), après une simulation nous avons obtenu des valeurs de pression qui varient entre :

- Cas de pointe : (71.98m ; 1.12m)
- Cas de pointe + incendie : (71.45 m ; -1.42m)

Et des valeurs de vitesse qui varient entre :

- Cas de pointe : (1.22 m/s ; 0.36 m/s)
- Cas de pointe + incendie : (1.43m/s ; 0.19 m/s)

Pour la deuxième variante, le réservoir projeté est plus éloigné du réservoir tampon, après une simulation nous avons obtenu des valeurs de pression qui varient entre :

- Cas de pointe : (59,86m ; 10.61m)
- Cas de pointe + incendie : (59,79m ; 10,53m)

et des valeurs de vitesse qui varient entre :

- Cas de pointe : (2,13 m/s ; 0,3 m/s)
- Cas de pointe + incendie : (2,13 m/s ; 0,3 m/s)

Pour la troisième variante, le château d'eau projeté est située entre la première et la deuxième variante, après une simulation nous avons obtenu des valeurs de pression qui varient entre :

- Cas de pointe : (70,14m ; 11.53m)
- Cas de pointe + incendie : (69,55m ; 10,89m)

et des valeurs de vitesse qui varient entre :

- Cas de pointe : (2,01m/s ; 0,25m/s)
- Cas de pointe + incendie : (2,01m/s ; 0,25m/s)

Pour un bon fonctionnement du réseau, nous choisissons la deuxième variante.

III.8.**Conclusion**

Les réseaux de distributions doivent fournir de l'eau en quantité suffisante et à des pressions appropriées afin que les besoins des consommateurs soient satisfaits, dans ce chapitre nous avons fait :

- Un tracé convenable pour le réseau de distribution
- Calcul de différents débits (spécifique, en route, nodal)
- Pour avoir une bonne distribution d'eau avec des bonnes valeurs de pression et de vitesse, nous avons proposé trois variantes
- Une analyse des variantes afin de choisir la meilleure variante

Chapitre IV

Etude d’adduction

IV.Etude d'adduction

IV.1.**Introduction**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, les longueurs des conduites d'adduction peuvent être vraiment considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels.

Le but de ce chapitre est d'étudier le transfert entre le réservoir tampon existant et le réservoir d'alimentation situé à une cote de 114m.

IV.2.**Types d'adduction**

Nous pouvons rencontrer les trois types d'adduction suivants :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

IV.2.1.Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire il se fait sous la seule action de la pesanteur. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge (le plus souvent) ou à surface libre.

IV.2.2.Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement est en charge.

IV.2.3.Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. On rencontre ce type lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire.

Cette figure se récapitule les types d'adduction existants :

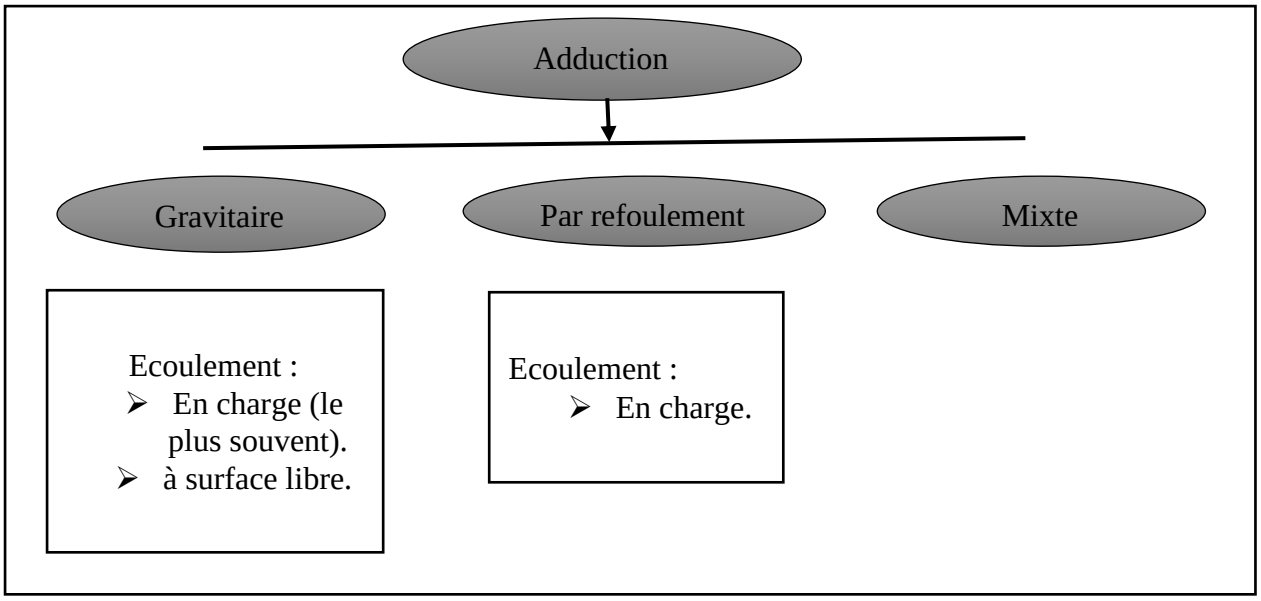


Figure IV-1: schéma de types d'adduction.

IV.3.**Choix du tracé**

Le choix du tracé tient compte des impératifs suivants que l'on doit respecter dans la mesure du possible :

- Il est nécessaire d'opter pour le tracé le plus court possible pour réduire les frais d'établissement et aussi d'exploitation.
- Il est préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des conduites.
- Eviter les contrepentes susceptibles de créer des cantonnements d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à évacuer.
- En cas d'un arrêt inopiné de pompage, il peut apparaitre aux points hauts, en régime transitoire, une cavitation entrainante rupture de la veine liquide, ou bien une surpression pouvant occasionner des éclatements de canalisations. Des dispositions doivent donc être prises pour protéger les conduites des effets de coup de bélier.
- Il faut éviter les surprofondeurs et les ouvrages couteux ou fragiles : traversées des rivières, routes, chemins de fer.
- Eviter la traversée des massifs boisés
- Le tracé en plan doit être conçu tenant compte de la possibilité de réaliser un profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et de diminuer les pertes de charge. A cet effet, on sera peut être amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément l'accotement des routes.

IV.4.**Choix du matériau de la conduite**

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité des eaux et du sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite

avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ….) permettent de faire le bon choix. Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PE (polyéthylène)

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) qui répondent mieux aux qualités suscitées en plus ce matériau résiste bien à la corrosion et aux mouvements du terrain.

IV.4.1.Conduites en P.E.H.D

IV.4.1.1.Les avantages

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ; grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée.
- Disponibilité sur le marché.
- Facilité de pose (bonne flexibilité). Ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau.
- La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée.
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°c.

IV.4.1.2.Les inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

IV.5.Calcul hydraulique

Le tracé de notre adduction nous a mené à un système mixte se composant de deux parties, une conduite gravitaire au départ, suivie d'une conduite de refoulement, les deux étant liées par une bâche projetée. Le principe de calcul des deux conduites est le suivant :

IV.5.1.Méthode de calcul

IV.5.1.1.Cas gravitaire

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

$$\Delta Ht = \frac{K' * Le * Q^B}{Dav^m} \quad \text{(IV.1)}$$

ΔHt : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de frottement ;

Le : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$Le = Lg + Leq \quad \text{(IV.2)}$$

Lg : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

Leq : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

$$\Delta Ht = 1{,}10 * \Delta Hlin$$

Donc :

$$Le = 1{,}10 * Lg \quad \text{(IV.3)}$$

ΔHt : Perte de charge totale (m) ;
$\Delta Hlin$: Perte de charge linéaire (m).
Q : Débit véhiculé par la conduite (m3/s) ;
Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;
B : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau V.1

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

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	1,77

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire (diamètre avantageux) :

$$Dav = \sqrt[m]{\frac{K' * Le * Q}{\Delta Ht}} \quad \text{(IV.4)}$$

Dans notre cas, on prend : **K'=0,001052 ; B = 1,77 ; m = 4,772**

IV.5.1.2.Cas de refoulement

- **Estimation du diamètre de la conduite de refoulement**

Nous proposons de réaliser une première approximation de notre diamètre à l'aide d'une des deux expressions suivantes :

$$Déc = \sqrt{Q} \quad \text{(Relation de Bonin)} \quad \text{(IV.5)}$$

$$Déc = 1{,}5 * \sqrt{Q} \quad \text{(Relation de Bresse)} \quad \text{(IV.6)}$$

Avec :
Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;
Q : débit véhiculé par la conduite (m3/s).

- **Hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$Hmt = Hg + \sum \Delta h \quad \text{(IV.7)}$$

Hg : 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.

$$\sum \Delta h = 1{,}10 * \Delta Hlin \quad \text{(IV.8)}$$

$\Delta Hlin$: Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta Hlin = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5} \quad \text{(Formule de Darcy-Weisbakh)} \quad \text{(IV.9)}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s2) ;
Q : Débit à refouler (m3/s) ;
L : longueur géométrique de la conduite (m) ;
λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,
Avec :

$$\lambda = \left(1{,}14 - 0{,}86\frac{Ln\varepsilon}{D}\right) - 2 \quad \text{(Formule de Nikuradzé)} \quad \text{(IV.10)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * Log\left(\frac{\varepsilon}{3{,}7* D} + \frac{2{,}51}{Re*\sqrt{\lambda}}\right) \quad \text{(Formule Colebrook)} \quad \text{(IV.11)}$$

Re : Nombre de Reynolds ;

$$Re = (V * D)/\vartheta \quad \text{(IV.12)}$$

Avec :
V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
D : diamètre de la conduite (m) ;
ϑ : viscosité cinématique de l'eau (m2/s).
ε : Rugosité absolue de la conduite ;

Remarque :
Dans les calculs introduisant le coefficient, ce dernier est estimé par la formule de Nikuradsé

- **Puissance de pompage**

Le calcul de la puissance absorbée par la pompe se fait à l'aide de la formule suivante :

$$P = \frac{\rho * g * Q * Hmt}{\eta} \quad \text{(IV.13)}$$

P : puissance absorbée par la pompe(Kw) ;
g : Accélération de la pesanteur (m/s2) ;
Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;
Q : Débit à refouler (m3/s) ;
η : rendement de la station de pompage (70 %) ;

$\boldsymbol{\rho}$: la masse volumique de l'eau ($1\ kg/l$).

- **Energie consommée par le pompage**

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et du nombre d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad \text{(IV.14)}$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;
P : puissance de pompage (KW) ;
t : temps de pompage par jour (h).

- **Dépense annuelle de l'énergie**

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

$$K = \delta * E \quad \text{(IV.15)}$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;
E : Energie consommée par année (KW) ;
δ : Prix du KWh, varie selon l'heure de la journée δ = 1,17 (d'après Sonelgaz).

- **Amortissement annuel**

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \text{(IV.16)}$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;
i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;
n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

A.N : A = 0,0888

IV.5.2.Dimensionnement de l'adduction gravitaire

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que le réservoir tampon se situe à une cote de 116 m et la cote de la bâche d'eau proposé est de 105 m, le processus du calcul est comme suit :

- Calcul de la charge disponible entre le réservoir tampon et la bâche d'eau
- On suppose que la perte de charge égale à la charge disponible
- On détermine le diamètre avantageux et on le normalise.
- On vérifie si la vitesse est admissible

*** La vitesse d'écoulement**

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

$$Q = S * V \quad \text{(IV.17)}$$

$Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$ ainsi : $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Avec :

Q : débit max journalier (Q = 9986,2 m3/j) ;

S : section de la canalisation (m2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m).

Les résultats figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV-2: résultats du dimensionnement de la partie gravitaire.

Matériau	**D(mm)**	**L(m)**	**V(m/s)**	**ΔHd(m)**	**CTP (bâche d'eau) (m)**	**CRT(m)**
P.E.H.D	450	1976	1,08	8,5	107,5	116

IV.5.3.Dimensionnement de l'adduction par refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures.

IV.5.3.1.Débit pompé

Le débit pompé est calculé comme suit :

$$Qp = \frac{Qmaxj}{tf} \quad \text{(IV.18)}$$

$Qmax, j$: Débit maximum journalier (m3/j) ;

$$Qmax, j = 9986{,}196\ m3/j$$

tf : Durée de fonctionnement de la station par jour, (tf = 20 h).

A.N: $Qp = 0{,}138697\ m3/s$;

IV.5.3.2.Le diamètre économique

Le diamètre économique moyennant les relations :

Bonin : $Dec = 0{,}372\ m$

Bresse : $Dec = 0{,}558\ m$

Remarque :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 315 et 630 mm

IV.5.3.3.Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Le tableau suivant représente la variation des Hmt en fonction du diamètre

Tableau IV-3: Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamétre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hauteur géométrique Hg(m)	vitesse (m/s)	$V^2/2g$	λ	Perte de charge totale ΔHt(m)	Hmt(m)
315	836	15	2,656949	0,359805	0,007115	9,13146	24,13146
355	836	15	2,091018	0,222852	0,006993	4,931322	19,93132
400	836	15	1,647372	0,13832	0,006874	2,670741	17,67074
450	836	15	1,302511	0,08647	0,006761	1,460034	16,46003
500	836	15	1,054576	0,056683	0,006661	0,848483	15,84848
560	836	15	0,840349	0,035993	0,006556	0,473374	15,47337
630	836	15	0,664237	0,022488	0,00645	0,25869	15,25869

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-4: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	HMT(m)	Puissance(KW)	Consommation Annuelle(KWh)	Dépenses annuelles(DA)
315	24,13146	46,90533	342408,9	1427845
355	19,93132	38,74134	282811,8	1179325
400	17,67074	34,34736	250735,7	1045568
450	16,46003	31,99405	233556,6	973931
500	15,84848	30,80536	224879,1	937745,9
560	15,47337	30,07624	219556,6	915550,9
630	15,25869	29,65895	216510,4	902848,2

IV.5.3.4.Calcul des frais d'investissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.5.

Tableau IV-5: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

DN (mm)	Prix du ml de conduite	longueur de conduite	prix total de la conduite	Annuité	frais d'investissement
315	18474,43	836	15444623	0,0088	136336,4
355	23425,6	836	19583802	0,0088	172874,7
400	29647,74	836	24785511	0,0088	218792,4
450	37377,9	836	31247924	0,0088	275839
500	45857,22	836	38336636	0,0088	338414,1
560	57700,68	836	48237768	0,0088	425815,7
630	73074,94	836	61090650	0,0088	539273,6

Source :(des prix :http://www.algerie.prix construction.info/espaces_urbains/Reseaux_divers/Distribution_d_eau/Eau_potable/Tube_en_polyethylene.html

IV.5.3.5.Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau V.6

Tableau IV-6: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

DN (mm)	315	355	400	450	500	560	630
Investissement (DA)	136336,4	172874,7	218792,4	275839	338414,1	425815,7	539273,6
Exploitation (DA)	1427845	1179325	1045568	973931	937745,9	915550,9	902848,2
TOTAL (DA)	1564181	1352200	1264360	1249770	1276160	1341367	1442122

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure V.2.

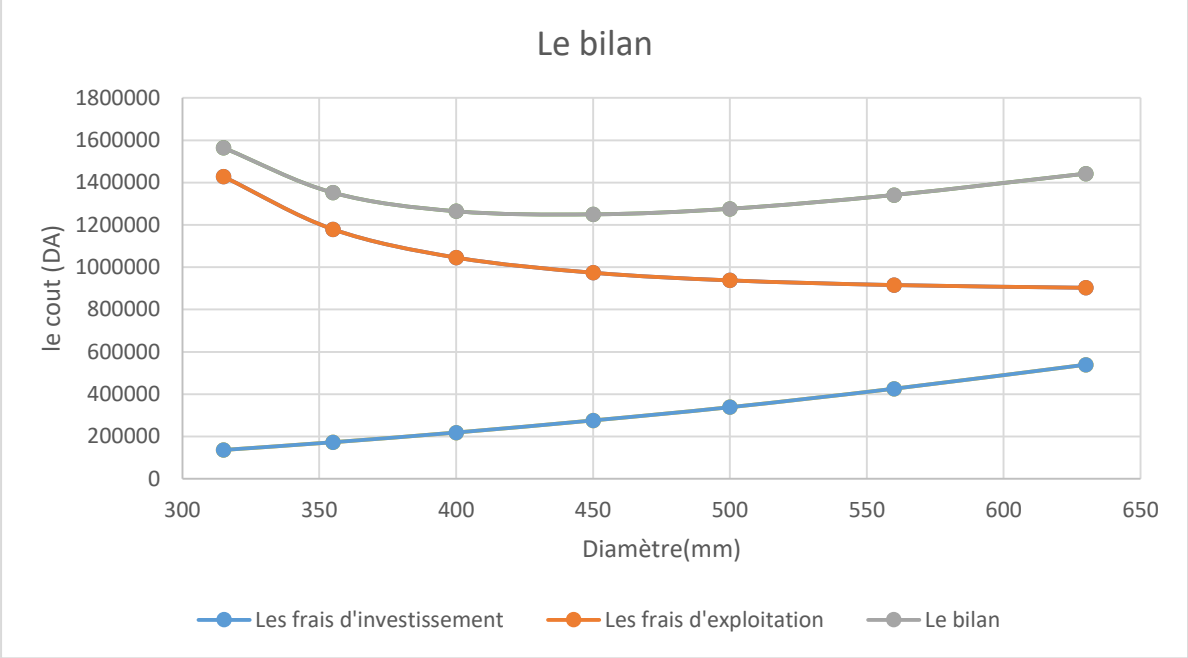


Figure IV-2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, nous optons pour le diamètre **DN 450** dont la vitesse est de **1,3 m/s.**

IV.6.**Etude de pompage**

L'étude de pompage nous permet de choisir la pompe idéale pour notre système d'adduction afin d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique demandée

La pompe va refouler un débit Qp de la bâche d'eau vers le réservoir de distribution.

IV.6.1.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé $Qapp$ et la hauteur Hmt ;
- Meilleur rendement ;
- Encombrement réduit ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimal
- Etre fabriquée en série

IV.6.2.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

Pour notre étude, on a un débit de 0,138697 m3/s et une HMT de 16,5 m

Le tableau suivant représente les variantes pour le choix de la pompe
Tableau IV.7 :

Tableau IV-7: les variantes pour le choix de la pompe.

Nombre de pompe	Qp (l/s)	HMT(m)	Rendement (%)	Pabs (kw)	N(tr/min)	Npsh r
2	65,5	16.3	74.1	14.1	1420	3.56
3	46.8	16.5	78	9.7	1420	2.87
4	34.9	16.5	77.7	7.54	1420	1.91

D'après ce tableau, nous avons :

- La variante avec deux pompes a un débit insuffisant
- La variante avec trois pompes a un débit suffisant, une Hmt suffisante, une puissance absorbée minimale et un rendement maximal.
- La variante avec quatre pompes a un débit suffisant, une Hmt suffisante et une (NPSH)r minimale.

Donc, nous retenons la variante de trois (03) pompes avec une pompe de secours de même type.

IV.7. Protection contre le coup de bélier

IV.7.1. Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

IV.7.2. Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

IV.7.3. Risques dus aux coups de bélier

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

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

IV.7.4. Valeur maximale de la surpression et de la dépression dans les conduites

IV.7.4.1. Estimation théorique de la célérité de propagation des ondes dans les conduites

Cette célérité dépend du comportement mécanique (élasticité, viscosité, plasticité) de la conduite. Il est estimé que la variation maximale de pression lors d'un coup de bélier est égale à ± $CV0/g$. Cette valeur est observée au lieu et au moment de la manœuvre.

Il est clair que la variation de pression est proportionnelle à la célérité dont la connaissance est fondamentale.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de la célérité de l'onde du coup de bélier dans les conduites sous pression. Pour nos calculs nous utilisons la formule habituelle suivante :

Avec :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \quad \text{(IV.19)}$$

C : Célérité de l'onde.
ρ : Masse volumique de l'eau.
D: Diamètre de la conduite (m).
E: Module de YOUNG de la conduite. PEHD: 1,2 .109 Pa.
e : Épaisseur de la conduite (m) .
K: Coefficient d'élasticité de l'eau : K=2,16 .109 Pa

IV.7.4.2.Calcul de la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans les conduites

Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression sont données par la relation suivante

$$b = \pm CV0/g \quad \text{(IV.20)}$$

a) <u>Pour la conduite de refoulement :</u>

La nouvelle pression dans la conduite de refoulement est :

- Cas de surpression :

$$Hs = Hg + \Delta H + b \quad \text{(IV.21)}$$

- Cas de dépression :

$$Hd = Hg + \Delta H - b \quad \text{(IV.22)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV-8: les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite de refoulement.

$b(m)$	$Hmt(m)$	$Hs(m)$	$Hd(m)$
44,9	16,5	61,4	-28,4

b) <u>Pour la conduite gravitaire :</u>

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-9: les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite gravitaire.

$b(m)$	$H0\ (m)$	$Hs(m)$	$Hd(m)$
39	73,4	112,4	34,4

IV.7.4.3.Analyse des résultats

*Pour notre adduction, nous avons opté pour des conduites en PEHD, PN10 c'est-à-dire elles peuvent supporter des pressions jusqu'à 10 bars (100m)

* En cas de surpression, la conduite de refoulement peut résister à la pression, mais pas la conduite gravitaire. Nous proposons pour y remédier que la manœuvre du robinet-vanne située en aval de la conduite gravitaire se fasse lentement pour limiter la valeur du coup de bélier.

* En cas de dépression : il y a risque de pressions négatives dans la conduite de refoulement, nous devons donc prévoir une protection.

IV.7.5.Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

IV.7.5.1.Calcul du volume du réservoir d'air

Les réservoirs anti bélier ont pour rôles de :

- Atténuer la surpression et la dépression pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimenter la veine liquide âpre l'arrêt de la pompe.
-

IV.7.5.2.Méthode de calcul du réservoir d'air

Dans les conduites enterrées et non enterrées nous trouvons deux méthodes pour le calcul :

1-méthode de Vibert.

2-Méthode de Bergeron.

Pour notre cas nous utilisons la méthode de Vibert

IV.7.5.3.Calcul du réservoir d'air :

En faisant abstraction des pertes de charge dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, c'est à dire en négligeant l'élasticité de la conduite et de la compressibilité de l'eau, nous arrivons à un calcul simplifié.

Vibert arrive à une expression qui donne le volume U0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche normale, les caractéristiques de l'air dans les réservoirs d'air sont données par $Z0\ et\ U0$.

Avec :

$Z0$: La pression absolue en (m.c.e) pratiquement égale à Z0 = Hg+10 , en négligeant la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite .

Dont : Hg : étant la hauteur géométrique en m.

$U0$: Volume d'air dans la cloche en régime permanent.

À la fin de la dépression, première phase du phénomène, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc la plus faible ; soit $Zmin$ qui est une pression absolue.

A la fin de la surpression, deuxième phase, l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera $Zmax$.

L'expression donnant U0 est la suivante :

$$U0 = \frac{V0^2}{2gZ0}\frac{LS}{f\left(\frac{Z}{Z0}\right)}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m).

S : La section de la conduite (m2).

V0 : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement.

$$f\left(\frac{Z}{Z0}\right) = \frac{Z0}{Zmin} - 1 - \log\left(\frac{Z0}{Zmin}\right)$$

L'expression donnant U0 a fait l'objet de l'abaque de Vibert, dont la valeur est tirée de cette fonction : $\frac{U0}{LS} = \frac{V0^2}{2g}\frac{1}{Z0}\frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z0}\right)}$

Nous posons : $h0 = \frac{V0^2}{2g}$

Donc nous obtenons

$$U0 = \frac{h0}{Z0} * \left(\frac{LS}{f\left(\frac{Z}{Z0}\right)}\right) \quad \text{(IV.23)}$$

Et $U0 * Z0 = Umax * Zmin$ $alors$:

$$Umax = \frac{U0}{\frac{Zmin}{Z0}} \quad \text{(IV.24)}$$

Les résultats du calcul par la méthode de VIBERT sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-10: calcul du volume du réservoir anti-bélier.

$C\left(\frac{m}{s}\right)$	$Z0\ (m)$	$Z_{max}(m)$	$h0\ (m)$	$L\ (m)$	$U0\ (l)$	$Umax\ (l)$
354,33	25,5	73,4	0,086	836	204,63	352,81

On ajoute un volume d'air pour la sécurité (30 L) : $U_{max} = 382{,}81\ L$

IV.7.6.Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \quad \text{(IV.25)}$$

Avec :

C : Célérité de l'onde.

ρ : Masse volumique de l'eau.

D: Diamètre de la conduite (m).

E: Module de Young de la conduite. PEHD: 1,2 .109 Pa.

e : Épaisseur de la conduite (m) .
K: Coefficient d'élasticité de l'eau : K=2,16 .109 Pa

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$Tr = \frac{2L}{C} \quad \text{(IV.26)}$$

Tr : temps d'aller-retour de l'onde de déformation (s) ;
L : longueur de la conduite (m).

Plus on augmente le temps de fermeture de la vanne dans la conduite gravitaire, plus la valeur du coup de bélier (b) diminue. C'est pourquoi nous calculons la valeur du temps Tr, qui permet d'atténuer le coup de bélier lorsque l'on adopte un temps de fermeture totale qui lui est supérieur.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-11: résultat de calcul du temps d'aller-retour de l'onde de déformation.

C (m/s)	L (m)	Tr (s)
354,33	1976	**11,2**

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit une vanne à fermeture lente ayant un temps de fermeture supérieur à 11,2s.
Dans ce cas, la valeur du coup de bélier est estimée par la formule de Michaud :

$$b = \frac{2L * V0}{g * T} \quad \text{(IV.27)}$$

Avec :
L : longueur de la conduite (m)
V0 : vitesse dans la conduite (m/s)
g : l'accélération de la pesanteur (m/s2)
T : temps de manœuvre (s)
Si l'on prend T= 2mn, nous avons :

$$b = 3{,}63\ m$$

Cette valeur ne représente aucun risque pour notre conduite. Il est donc recommandé de manœuvrer le robinet-vanne avec prudence.

IV.8.**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons procédé à une étude d'adduction pour notre zone d'étude. Ceci nous a mené à projeter une adduction de type mixte avec :

- Une partie gravitaire qui transportera l'eau du réservoir tampon vers la bâche d'eau avec un diamètre de 450mm.

- Une partie par refoulement qui transportera l'eau de la bâche d'eau projetée vers le réservoir de distribution projeté avec un diamètre de 450mm.

Chapitre V

Etude des réservoirs

V.Etude des réservoirs

V.1.**Introduction**

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à deux ouvrages, l'un des deux a une grande importance dans un projet d'alimentation en eau potable, à savoir le réservoir qui est l'organe intermédiaire entre l'adduction et la distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau destinée à la consommation publique. Et l'autre est une bâche d'aspiration d'eau faisant partie de l'adduction mixte que nous avons projetée pour l'approvisionnement de notre réservoir.
Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire ainsi que les dimensions du réservoir et de la bâche d'aspiration d'eau.

V.2.**Le rôle des réservoirs**

En dehors de leur rôle primordial, qui est le stockage, les réservoirs présentent les avantages suivants :

- Rôle de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de pompage.
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- Utilité pour briser la charge : au cas où le terrain présente un relief très accidenté en certain points de réseau engendrant des pressions non admissibles.
- Disponibilité de la réserve d'incendie : une demande en eau exceptionnelle qui sera utile en cas d'incendie, son volume est toujours réservé qui est au moins 120 m3.
- Milieu où on peut désinfecter l'eau à l'aide du chlore.
- Joue le rôle d'un relai ou intermédiaire, ce que nous appelons souvent un réservoir tampon. Dans une adduction mixte ; refoulement-gravitaire ; ce type de réservoir est nécessaire pour éviter les dépressions et la cavitation, il assure aussi la continuité de la distribution en cas de l'arrêt de la pompe.
- Les réservoirs offrent les avantages suivants :
  - Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau…).
  - Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
  - Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
  - Simplification de l'exploitation.

- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

V.3.Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau.

Son implantation découle de considérations très diverses, techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale on peut citer :

- Le modèle du terrain naturel.
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable.
- Les servitudes éventuelles de hauteur.
- La nature du sol (fondation).
- La taille du réservoir.

V.4.Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

• Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.

• Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits, cependant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

V.5.Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classes comme suit :

V.5.1. Classification selon le matériau de construction

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

V.5.2.Classification selon la situation des lieux

- Réservoirs enterrés
- Réservoirs semi-enterrés
- Réservoirs surélevés
- Réservoirs posés sur sol

V.5.3.Classification selon l'usage

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage
- Réservoir terminal
- Réservoir d'équilibre

- Réservoir tampon
- Bâche de reprise
- Brise charge

V.5.4.Classification selon la forme géométrique

- Réservoir cylindrique : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, nous ne réalisons pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. L'avantage consiste une stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, ainsi qu'une économie de matériaux de construction.
- Réservoir rectangulaire : en règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

V.6.Choix du type de réservoir

Pour alimenter le POS 15 et 16 de notre zone étude, nous avons projeté un réservoir sur sol de section circulaire. Ce type de réservoir est déterminé par de multiples facteurs comme :

- Conditions topographiques de la région à desservir.
- Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer.
- Les facteurs économiques,
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.
- Les possibilités d'adaptation au réseau.

V.7.Détermination du volume de la bâche d'eau projetée

Pour le calcul du volume utile de la bâche d'eau projeté, nous employons la formule suivante :

$$VU = \frac{\left[Qp * \left(\frac{1}{n}\right)\right]}{[4 * (N-1)]} \quad (V.1)$$

Avec :

Qp : débit pompé (m3/h)

n : nombre de démarrages par heure

N : nombre de pompe identiques **N=4 pompes** (voir chapitre IV)

Tableau V-1: variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe.

nombre de démarrage	4	6	8	10
Puissance de la pompe	<30kw	>15kw	<8kw	<4kw

D'après le tableau et pour une puissance de **29,1 KW**, on peut retenir 6 démarrages par heure.

Pour le volume total et par sécurité, nous majorons le volume calculé de 30%

Le calcul donne : $\boldsymbol{V = 9,02\ m^3}$

Nous optons pour une bâche de 10 m^3 de volume.

V.7.1.Dimensionnement de la bâche d'eau :

On prendra une bâche d'eau de section carré, dont les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = S.H$$

Donc : $S = a^2$

Avec :

V : volume de la bâche d'eau (m3).

S : section de la bâche d'eau (m)

H : hauteur d'eau dans de la bâche d'eau (m)

a : longueur du côté du carré (m)

V.7.1.1.Calcul de la section de la bâche d'eau

Prenons une hauteur d'eau à l'intérieur de la bâche de 2,5 m.

$$H = 2{,}5\ m$$

Et calculons sa section:

$$V = S * H$$
$$S = V / H$$
$$S = 10/2{,}5$$
$$S = 4\ m2$$

V.7.1.2.Calcul du longueur du côté de la section

Déterminons à présent le coté de cette section :

$$S = a^2$$
$$a = \sqrt{S} = \sqrt{4}$$
$$a = 2\ m$$

Le tableau suivant résume les caractéristiques de la bâche d'eau projetée

Tableau V-2: caractéristique de la bâche d'eau projeté.

bâche d'eau	Type	Volume	Section	hauteur
Projetée	Sur sol	10 m3	4 m	2,5 m

V.8.Méthodes de calcul des capacités des réservoirs d'alimentation en eau potable

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandées aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

Pour calculer la capacité d'un réservoir nous devons tenir compte les variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et de la variabilité de la demande. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées :

- La méthode analytique.

- La méthode graphique.

V.8.1.La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir.

Le volume utile du réservoir sera :

$$Vu = \frac{a\% * Qmax.j}{100} \quad \text{(V.2)}$$

Avec :

Vu : le volume utile (m3).

$a\%$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocker (%).

$Qmax.$j : La consommation maximale journalière (m3/j).

Le volume total est déterminé par l'ajout du volume d'incendie au volume utile :

$$VT = Vu + Vinc \quad \text{(V.3)}$$

Avec :

VT : capacité totale du réservoir (m3).

$Vinc$: volume d'incendie estimé à 120 m3.

V.8.2.La méthode graphique

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

$$V_u = \Delta V_1 + \Delta V_2 \quad \text{(V.4)}$$

Avec le volume total sera :

$$Vt = Vu + Vinc \quad \text{(V.5)}$$

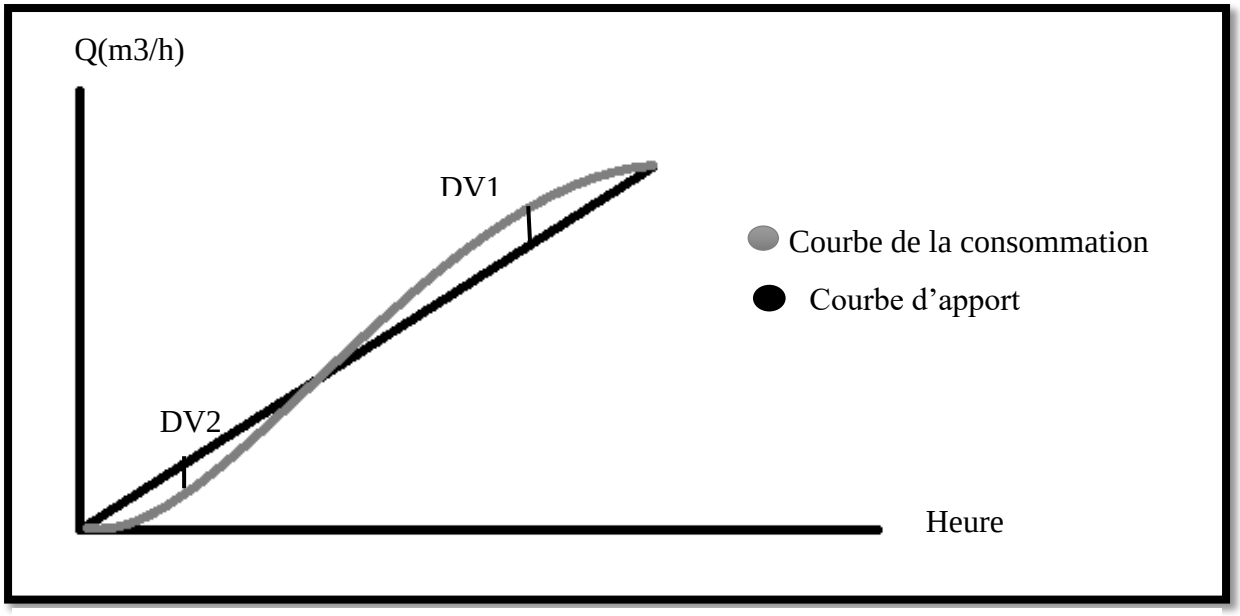


Figure V-1: Courbe de la consommation totale, Courbe d'apport

V.8.3.Calcul du Débit d'apport ($Qapp$)

L'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir se fait sur une durée de 20 heures, donc le débit sera calculé comme suit :

$$Qapp = Qmax.j/20\ heures \quad (m3/h) \tag{V.6}$$

Avec :

$Qapp$: est le débit entrant dans le réservoir projeté (m3/j).

Note :

Nous choisissons d'arrêter le pompage de 17h à 21h vu que le prix de l'électricité dans cette période et le plus élevé dans la journée.

V.8.4.Calcul du volume utile du réservoir

Le tableau suivant résume la méthode analytique pour le calcul du volume utile

Tableau V-3: Calcul de la capacité du réservoir par la méthode analytique.

Heures	Refoulement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0_1	5	1,5	3,5		12
1_2	5	1,5	3,5		15,5
2_3	5	1,5	3,5		19
3_4	5	1,5	3,5		22,5
4_5	5	2,5	2,5		25
5_6	5	3,5	1,5		26,5

Heures	Refoulement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
6_7	5	4,5	0,5		27
7_8	5	5,5		0,5	26,5
8_9	5	6,25		1,25	25,25
9_10	5	6,25		1,25	24
10_11	5	6,25		1,25	22,75
11_12	5	6,25		1,25	21,5
12_13	5	5	0	0	21,5
13_14	5	5	0	0	21,5
14_15	5	5,5		0,5	21
15_16	5	6		1	20
16_17	5	6		1	19
17_18	0	5,5		5,5	13,5
18_19	0	5		5	8,5
19_20	0	4,5		4,5	4
20_21	0	4		4	0
21_22	5	3	2		2
22_23	5	2	3		5
23_24	5	1,5	3,5		8,5

D'après le tableau : le maximum des restes dans le réservoir est 27%

Et on a $Qmaxj = 9986{,}196\ m3/j$

Donc :

$$Vu = 27\% * 9986{,}196\ /100$$

$$Vu = 2696{,}273\ m^3$$

$$VT = Vu + Vinc = 2696{,}273 + 120 = 2816{,}273\ m^3$$

On normalise le volume total du réservoir, sera :

$$VT = 3000m^3$$

V.9.**Dimensionnement du réservoir**

On prendra un réservoir de section circulaire, dont les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = ((\pi D\text{^}2)/4).H \qquad (V.7)$$

Donc :

$$D = \sqrt{((4.V)/(\pi.H))} \qquad (V.8)$$

Avec :

V : volume du réservoir (m3).

D : diamètre du réservoir (m).

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m). La valeur de la hauteur « H » peut varier entre 3 et 6m, Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages.
h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3< h <6.

V.9.1.Calcul de la section du réservoir

$$H = [3 \text{ à } 6]\, m, on\ prend\ H = 6m$$
$$VT = S * H$$
$$S = VT * H$$
$$S = 3000/6$$
$$S = 500\, m2$$

V.9.2.Calcul du diamètre du réservoir

$$S = \pi * D^2 /4$$
$$D = \sqrt{(4 * S /\pi)} = \sqrt{(4 * 500/\pi)}$$
$$D = 25{,}5\, m$$

V.9.3.La hauteur de la réserve d'incendie

$$Hinc = Vinc /S$$
$$Hinc = 120 /500$$
$$Hinc = 0.2m$$

Le tableau suivant résume les caractéristiques du réservoir projeté

Tableau V-4: caractéristique du réservoir projeté.

Réservoir	Type	Volume	Section	hauteur	diamètre	Hauteur d'incendie
Projeté	Sur sol	3000 m3	500 m2	6 m	25,5 m	0,2 m

V.10.Les équipements des réservoirs

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques…). Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous ces équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires. Tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus. Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de

kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans.

V.10.1.Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles. Nous prévoyons généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,….) aux cuves et chambres de vannes doivent être protèges contre les intrusions de personnes étrangères au service.

Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

V.10.2.Equipements hydrauliques

Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires .Chacun d'eux est équipé entre autre de :

V.10.2.1.Conduite d'arrivé (d'adduction)

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

- **Par surverse** :

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

- **par-dessous :**

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

V.10.2.2.Conduite de départ (de distribution)

La conduite de distribution est installée à l'opposé de la conduite d'arrivée et d'environ 15 à 20 cm au-dessus du radier pour éviter toute pénétration de boue. 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

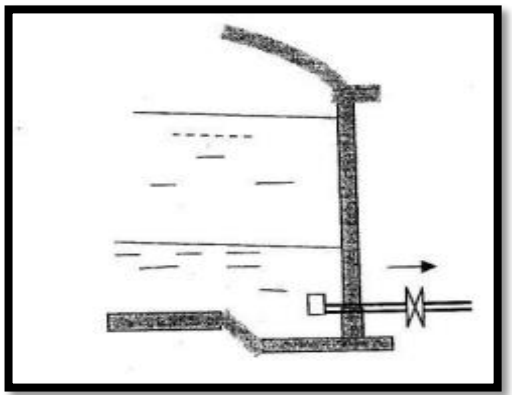


Figure V-2: conduite de départ (Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B.SALAH,2014).

V.10.2.3.Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction dans le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée, si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop plein.

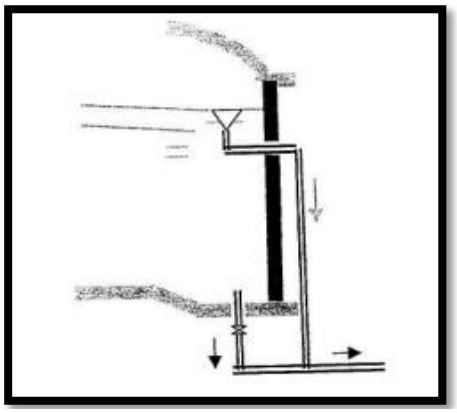


Figure V-3: conduite du vidange (Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B.SALAH,2014).

V.10.2.4.Conduite de by-pass

C'est une façon de relier la conduite d'adduction à la conduite de distribution, elle est utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son entretien

V.10.2.5.Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de dispositions :

a) 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)

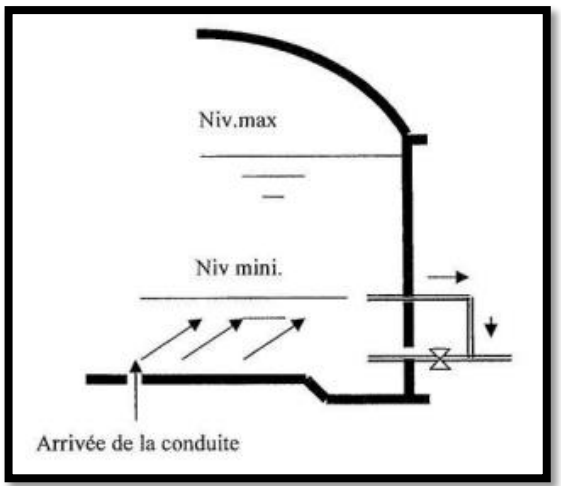


Figure V-4: système d'incendie à deux prises (Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B.SALAH,2014)

b) 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

Son fonctionnement est le suivant :

- normal : c et a ouverts, le b est fermé.
- Incendie : b et c sont responsables de la réserve d'incendie.

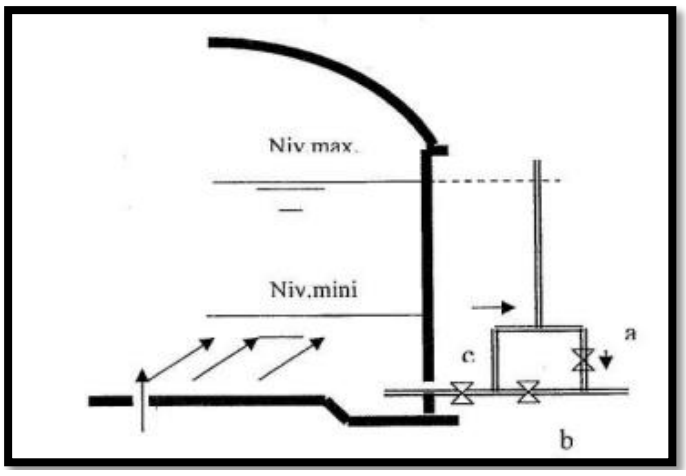


Figure V-5: système d'incendie à siphon (Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B.SALAH, 2014).

V.11. **Quelques recommandations sur les réservoirs**

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations 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 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

V.12.**Conclusion**

A travers ce chapitre, nous avons déterminé la capacité, le type, les dimensions et les équipements du réservoir projeté pour garantir la distribution du POS 15 et 16. Les résultats obtenus montrent qu'il est nécessaire de projeter un réservoir sur sol de section circulaire, de capacité de 3000 m^3à une cote de terrain égale à $114m$ qui va assurer l'alimentation de toutes les agglomérations, ainsi une bâche d'eau sur sol de section carrée avec une capacité de 10 m^3.

Chapitre VI

Pose de canalisation et accessoires

VI.Pose de canalisation et accessoires

VI.1.Introduction

Les canalisations destinées au transport de l'eau sous pression se composent de tuyaux droits cylindriques et d'éléments de raccordement appelés pièces spéciales (coudes, brides, réductions).
Les principaux matériaux utilisés pour la fabrication des tuyaux sont : la fonte et la fonte ductile, l'acier, les matières plastiques, le béton armé ou non armé et le béton précontraint.
Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en PEHD.
Le but de ce chapitre est le déterminer les étapes à suivre pour la pose des canalisations et les critères de choix de ces dernières pour une bonne réalisation, ainsi que les différents accessoires placés dans le réseau.

VI.2.Pose de canalisation

VI.2.1.Type de canalisation

Le réseau de distribution de l'agglomération se forme d'un ensemble de conduites maîtresses reliées entre elles par des conduites de diamètres moindres dites conduites secondaires, et notre réseau est de type maillé.
Le réseau est constitué en tuyaux de diamètre variant entre Ø50mm et Ø500 mm en PEHD.

VI.2.2.Tubes PEHD

Le tube PEHD ou tuyau en polyéthylène à haute densité est un tuyau en matériaux de synthèse qui, par ses qualités, assurera l'acheminement de l'eau potable pour tout type d'installation, domestique ou agricole.
Il est très facilement reconnaissable grâce à sa couleur noire et ses bandes bleues.

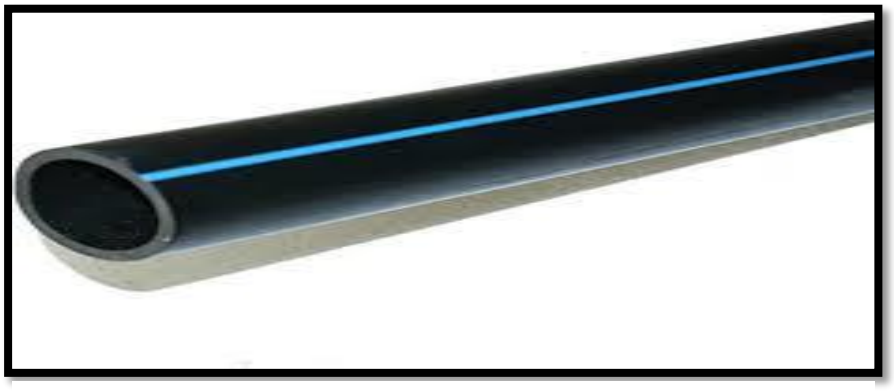


Figure VI-1: Conduite en P.E.H.D .

VI.2.3.Caractéristiques de tube PEHD

A. Résistants à la corrosion :

La corrosion est l'un des plus grands problèmes rencontrés dans la tuyauterie métallique et peut devenir extrêmement coûteuse à prévenir ou à réparer. Comme les tuyaux en PEHD ne rouillent pas ou ne pourrissent pas, ils ne sont pas aussi sensibles à la corrosion et prolongent donc considérablement la durée de vie du réseau.

B. Joints efficaces et performants :

Les tuyaux en PEHD sont reliés à l'aide de soudures par fusion thermique. Cela consiste essentiellement à chauffer les deux surfaces et à les rapprocher de sorte que, lorsqu'elles refroidissent, elles forment un système monolithique permanent. Les cloches, les ergots et les joints mécaniques ne sont pas nécessaires, ce qui réduit le coût du système. En outre, une étude a révélé que les États américains rapportent une perte d'eau moyenne de 16 % due à des joints qui fuient. Puisque les tuyaux en PEHD sont assemblés par fusion thermique, il n'y a aucune fuite possible

C. Installation sans tranchée :

Les systèmes traditionnels nécessitent l'excavation d'un grand fossé afin d'installer correctement les tuyaux. Bien que les tuyaux en PEHD puissent être aménagés de cette manière, ils peuvent également être construits à l'aide d'une installation sans tranchée. Cela implique qu'une machine directionnelle horizontale perce un trou continu dans le sol, à travers lequel le tuyau est ensuite tiré. Cette méthode permet beaucoup moins de perturbation à la surface du sol, ce qui explique pourquoi c'est un choix populaire près des rivières, des lacs et des routes achalandées.

D. Respectueux de la nature :

- Les tuyaux en PEHD ont moins d'impact sur l'environnement que les autres types de tuyaux.
- Il y a moins d'énergie utilisée pour fabriquer les tuyaux.
- Les tuyaux en PEHD sont légers et donc plus rentables à transporter.
- La fusion thermique empêche toute fuite.
- La tuyauterie peut être recyclée dans des applications sans pression.

VI.2.4.Principe de pose des canalisations

Dans la plus part des agglomérations les conduites sont posées en terre sous trottoirs, afin d'éviter les trépidations dues à la circulation des véhicules. Le principe de pose est pratiquement le même, mais le mode de pose diffère, et cela suivant la nature du terrain de manière à diminuer l'effet des contraintes qui agissent sur la canalisation. Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière ou sur des ouvrages d'art. Une conduite est toujours posées avec une légère pente (0.003-0.006) m/m , afin de créer des points bas pour la vidange ,et des points haut pour l'évacuation de l'air entrainé soit dans le cas de remplissage de la conduite ou lors de sa vidange . Pour cela nous adoptons ce tracé qui est en dents de scie avec de faibles pentes et nous procédons à des changements de pente tous les (200 à 400m).

Si la voie routière n'est pas importante une conduite unique désert les abonnés situés de chaque côté. Les branchements des immeubles présentent donc des longueurs nettement différentes.

Dans le cas d'une rue importante une canalisation est posée sous chaque trottoir et les branchements sont relativement court et ne traversent pas la chaussée. En vue de la pose correcte en terre des canalisations d'eau en fonction de la présence éventuelle de canalisations d'autres natures pouvant être rencontrés dans le sous-sol d'une agglomération. Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose comme suit :

- de tout élément dur de 10cm.
- des câbles électriques de 30 cm.
- des conduites de gaz de 60cm.

VI.2.5.Pose des conduites

VI.2.5.1.Pose des canalisations en tranchée ouverte

La plupart du temps, les conduites sont posées en tranchée ouverte. Cette opération s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts de manière à assurer, s'il y a lieu, l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse y travailler. Elle est rarement inférieure à 0,70 m pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée. Au droit des joints, il est pratiqué dans les parois latérales des élargissements de la tranchée appelés niches.

Il est essentiel que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivelées. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri de la gelée. L'épaisseur de la couche de terre est de l'ordre de 1 mètre.

Le fond d'une tranchée doit être bien plan tout le long d'une même pente, afin que la conduite soit bien rectiligne entre deux changements de pente ou de direction consécutifs.

Lorsque le fond de la tranchée a été bien préparé, les tuyaux y sont descendus, soit à bras pour les petits diamètres, soit à l'aide d'engins spéciaux pour les gros diamètres, puis ils sont mis en place bout à bout ; il est ensuite procédé aux assemblages.

Avec les tuyaux en acier, les revêtements doivent être rigoureusement reconstitués partout où ils auraient été détériorés. Ce type de tuyau permet de descendre dans une tranchée de largeur réduite plusieurs centaines de mètres de canalisations assemblés et éprouvés sur le bord de la fouille.



Figure VI-2: Pose des canalisations en tranchée ouverte.

VI.2.6.Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La pose se fait en tranché de largeur minimum de 60 cm pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commodément et une profondeur de manière à avoir le lit de pose.

- La tranchée doit être profonde de 0.8 m minimum pour éviter les déformations des tuyaux lors de passage de charges roulantes et aussi pour éviter dans certaines régions les dégâts causés par le gel.
- Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm bien nivelé pour que les conduites reposent sur toute la longueur sans contact avec des objets

tranchants.

Avant la descente en fouille nous devrons trier les conduites de manière à isoler celles qui ont subi des chocs ou fissurations. Nous les descendons lentement au palan ou à la grue dans le fond de fouille, pour faciliter le nivellement, elles sont calées sur bois puis nous exécutons les joints.

Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres les joints sont exécutés au-dessus de la fouille où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

Nous procédons à l'essai de pression des conduites et des joints avant remblaiement. L'essai consiste au remplissage avec l'eau de la conduite .Il est recommandé de limiter les essais à des tronçons de longueur unitaire 500 m maximum quand la conduite est au fond de la fouille, elle est calée par des cavaliers en terre disposés au-dessus d'elle et entre les joints.

- La pression d'épreuve est égale à 1.5 fois la pression de service. Le remplissage s'effectue par la partie basse de la canalisation pour que l'air puisse s'évacuer facilement vers le point haut où nous aurons disposés une ventouse .
- L'épreuve doit durer 30 mn et la variation de pression ne doit pas excéder 0,2 bars.
- Le remblaiement doit être fait par des couches de 20à 30 cm.
- Nous devrons positionner la robinetterie et les accessoires. Nous ajoutons un grillage de manière à éviter l'accident lors des travaux de terrassements.

La figure suivante montre la pose de canalisation dans un terrain ordinaire

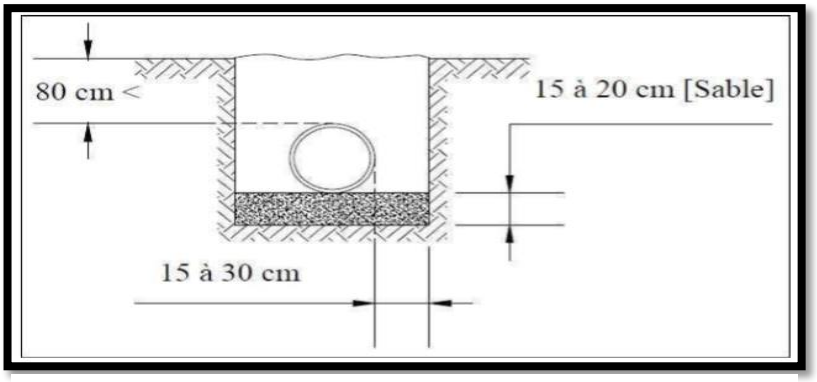


Figure VI-3: pose de canalisation dans un terrain ordinaire.

VI.2.6.1.Cas de Butées d'un coude

Les butées et ancrages seront calculés sans tenir compte du poids des remblais (en tranchée ouverte). Les butées seront généralement du type poids et exceptionnellement du type traineau. Dans leur calcul à soumettre au Maître d'Œuvre, le titulaire du marché devra tenir compte du poids de la pièce, de l'eau contenue, d'un coefficient de frottement correspondant à la nature du terrain et d'une pression calculée à partir de la pression statique de service définie par le projet. Les joints et pièces seront protégés par une membrane synthétique.(SALAH B., 2014)

Le schéma des butées se présente comme suit :

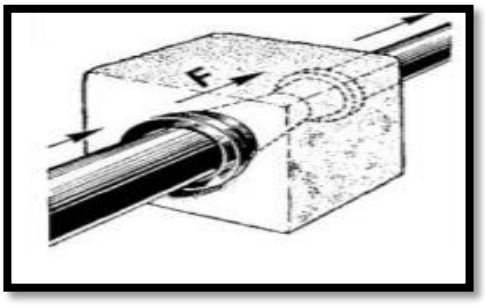


Figure VI-4: une butée pour un cône.

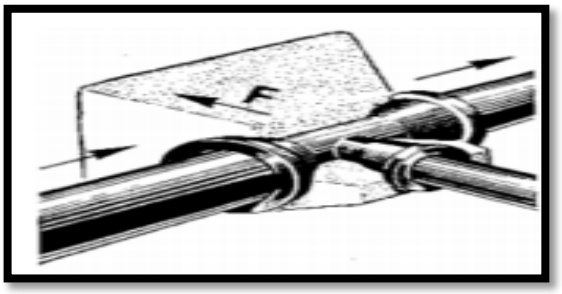


Figure VI-5: une butée pour un thé.

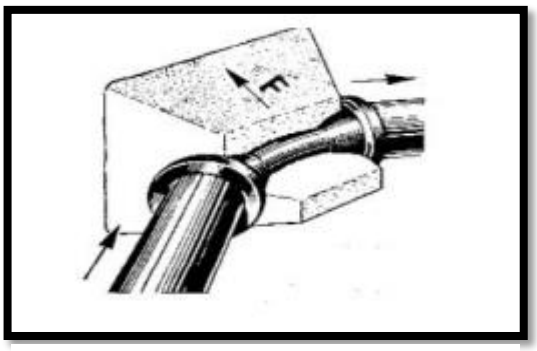


Figure VI-6: une butée pour un coude.

VI.2.7.Mise en Œuvre

Les taches constituant les travaux à faire sont :

VI.2.7.1.VI.2.4.1. Excavation des tranchées

Avant de commencer les travaux de pose, on doit procéder aux opérations de piquetage qui permettent :

- De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long de canalisation.
- De reporter la position de tous les ouvrages enterrés (réseaux d'assainissement, câbles électriques et PTT, canalisation de gaz).

La réalisation de la tranchée dépend des paramètres suivants :

- Environnement.
- Type de joint et diamètre.
- Nature du terrain.
- Profondeur de pose.

L'excavation sera réalisée mécaniquement par une pelle mécanique. L'excavation des tranchées s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts.

Largeur de la tranchée :

Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30m d'espace de chaque côté de celle-ci pour faciliter les travaux.

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{b = D + (2 \times 0.30)}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

- La profondeur de la tranchée :

La profondeur varie de 0.80 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des surcharges et les variations de la température.

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$\boldsymbol{Htr = D + e + H}$$

Avec :

Htr: la profondeur de la tranchée (m).

e : [20 à 30cm] épaisseur de lit de la pose.

H : [80 à 120cm] distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

D : diamètre de la conduite (mm).

VI.2.7.2.Lit de sable

Pose Lit de sable d'une épaisseur de 10 cm en-dessous de la génératrice inférieure extérieure, en sable de carrière concassé ou grain.

VI.2.7.3.L'enrobage

L'enrobage d'une épaisseur de 20 cm au-dessus de la génératrice supérieure extérieure et mise en place du grillage avertisseur bleu.

VI.2.7.4.Le remblayage supérieur

Les tuyaux seront posés avec un minimum de 0.80 m de couverture par rapport à la génératrice supérieure.

VI.2.8.Technique d'assemblage des canalisations

Les techniques d'assemblage des conduites plastiques sont principalement électrosoudage et le soudage bout à bout.

- **Technique de l'éléctrosoudage** :

Cette technique est fiable est très bien connue, elle consiste pour l'essentiel à joindre des tubes à l'aide d'un manchon ou d'une prise de déviation éléctrosoudable comportant une nappe chauffante constituée d'un enroulement métallique apportant par l'effet de joule l'énergie nécessaire pour générer la fusion et l'inter diffusion des macromolécules du polyéthylène.

Les avantages de cette technique sont :

- Il permet le raccordement de tube de diamètres égaux ou différents.
- Les raccords sont des pièces en PEHD munies d'une résistance sur la surface interne du raccord qui, est en contact du tube à raccorder lors de l'assemblage.
- Après nettoyage et mise en place des pièces à souder, les bornes de soudage de cette résistance sont connectées à une source d'énergie.
- Équipement : un appareil de soudage et un positionneur, un grattoir, un coupe tube, des produits de dégraissage.

- **Procédés de soudage bout à bout** :

Le soudage bout à bout est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante, appelée miroir. Ce procédé consiste à faire fondre la matière au niveau de la surface à souder, à mettre en contact les parties fondues pour en assurer le mélange intime et à laisser refroidir l'assemblage ainsi constitué. Les soudures sont caractérisées par l'apparition d'un bourrelet, ou cordon de soudure, au niveau du plan de soudage qui résulte de l'éjection latérale de la matière fondue formée à l'extrémité des tubes. Sa forme est utilisée généralement pour donner une première indication visuelle de la qualité de la soudure.

VI.2.8.1. Conditions de soudage

Le soudage bout à bout est une technique efficace dans la mesure où les conditions dans lesquelles on réalise la soudure sont adaptées. Les paramètres contrôlables et modifiables par le soudeur sont :

- La température du miroir chauffant.
- La pression appliquée sur les tubes au cours de chaque étape.
- La durée des différentes étapes de soudage (préparation, chauffage, refroidissement).

VI.2.8.2.Étapes principales du soudage bout à bout

Le soudage bout à bout peut être divisé en quatre phases :

- Phase 1 : Egalisation
- Phase 2 : Chauffage
- Phase 3 : Retrait du miroir
- Phase 4 : Soudage

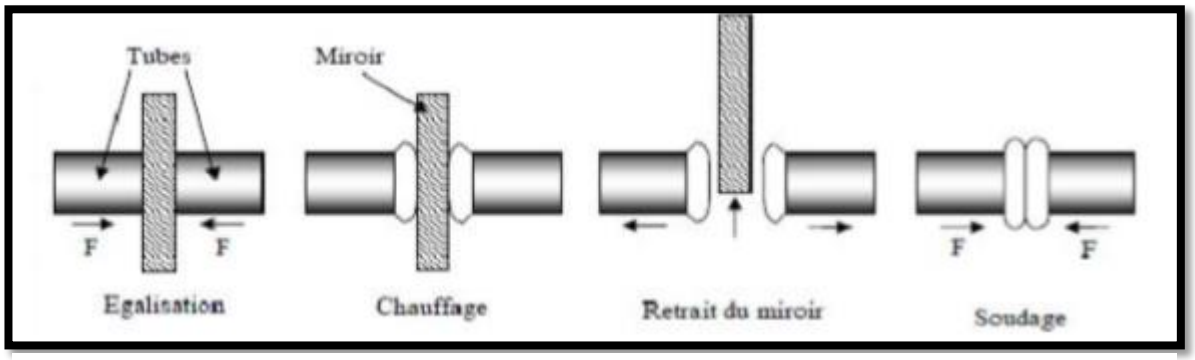


Figure VI-7: les étapes du soudage bout à bout.

VI.3. Les accessoires et pièces spéciales en AEP

VI.3.1.Les accessoires du réseau

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement
- Isoler les canalisations
- Changer la direction des conduites.
- Soutirer les débits.

- Régulariser les pressions.
- Mesurer les débits.
- Vider une conduite.
- Faire pénétrer l'air dans une conduite.
- Raccordement des conduites et changer le diamètre.

VI.3.2.Organes et accessoires utilisés dans le réseau

VI.3.2.1.Les robinet-vannes

Ce sont des appareils placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau. Ils permettent aussi le réglage des débits

Un robinet est constitué des éléments suivants :

- Une enveloppe :(comportant un corps et un chapeau) qui constitue l'interface fluide-ambiance extérieure, classiquement en acier ou fonte.
- Un obturateur : qui constitue l'interface fluide amont-fluide aval (clapet, membrane, opercule).
- Un système de raccordement à la tuyauterie : Les raccordements peuvent être :
  - Soudés.
  - Boulonnés (à brides).
  - Vissés.

Un système de manœuvre de l'obturateur qui constitue l'interface robinet opérateur (volant, levier, actionneur, ... + tige), Un système qui assure l'étanchéité dynamique vers l'extérieur (joint, presse garnitures,...),

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

1. **Vanne à opercule** :

La vanne à opercule est un appareil de sectionnement qui doit être complètement ouvert ou fermé. Son encombrement est considérable comparé à celui d'une vanne papillon. À partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée.



Figure VI-8: Vanne à opercule

Source : (https://img.directindustry.fr/images_di/photo-mg/70229-8035483.jpg)

2. **Vannes Papillon** :

Elle peut servir pour le sectionnement et pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture.

- À partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés. Les vannes papillons sont plutôt utilisées pour les gros diamètres (350 et plus).
- La distance qui sépare les vannes d'isolement doit être choisie de telles sortes à ce que la longueur des conduites mises hors service ne dépasse pas 200 à 250 m là où des conduites se croisent, pour les conduites principales cette longueur peut atteindre 300 à 350 m.

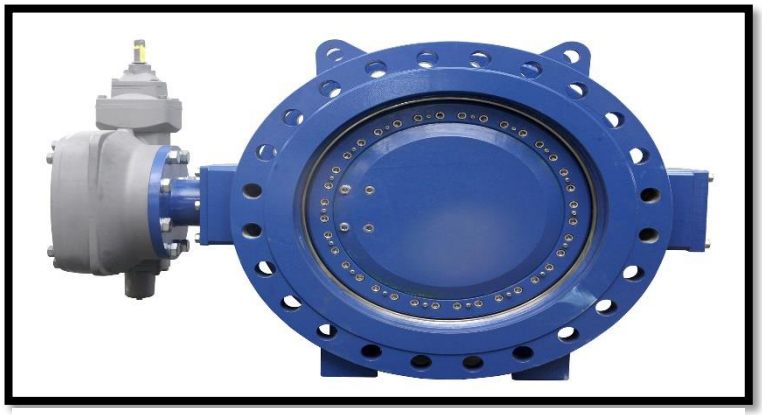


Figure VI-9: Robinet à papillon.

Source : (https://www.ramus-industrie.com/wp-content/uploads/2018/01/obturation-vanne-papillon-brides-construction-acier.jpg).

3. **Les vannes d'altitude :**

- Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, on évite que le réservoir ne déborde.

4. **Les robinets de décharge** :

- Robinet disposé aux points bas pour la vidange des conduites. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou dans un fossé de la route (hors de la ville). Ce robinet sera disposé à l'intérieur d'un regard et doit être facilement accessible.

  • Les robinets vannes de petites dimensions, de branchement et de sectionnement sont placés sous des bouches à clé par rapport au sol ; Les robinets de gros diamètres sont placés en chambres sous regard ; dans les installations, ils sont en chambre de manœuvre (station de pompage et ouvrage comme les réservoirs).

VI.3.2.2.Les ventouses

Les ventouses sont installées aux points hauts pour évacuer l'air accumulé suite à un dégazage de l'oxygène dissout. Elles sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.



Figure VI-10: Ventouse.

Source : (https://www.acmosrl.com/wp-content/uploads/2017/12/ACMO-k02c-02.jpg).

VI.3.2.3. Bouches et poteaux d'incendie

Leur diamètre est normalisé à 80, 100 ou 150 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doit assurer un débit minimal de 17 L/s sous 1 bar de pression. La configuration du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m^3. La superficie desservie par chaque poteau d'incendie dépend du débit dont on a besoin pour combattre l'incendie.

Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau.



Figure VI-11: Le poteau d'incendie.

Source : (https://www.sookbtp.com/photos_annonces/fichier_annonce_376.jpg).

VI.3.2.4.Mesure de débit et de pression

1. **Mesure de débit** : le mesure de débit se fait à l'aide d'un débitmètre

Débitmètre à organes déprimogènes :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

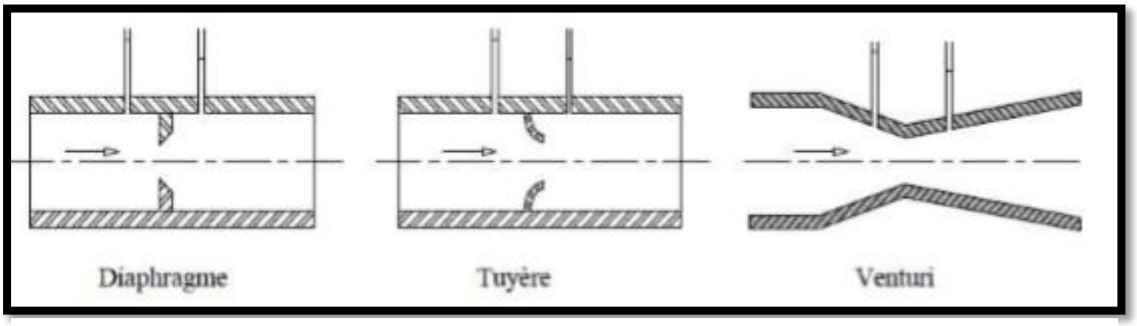


Figure VI-12: les débitmètres.

- Débitmètre à ultrason : un émetteur ultrasonique émet des ondes sonores, la mesure du temps mis par le signal pour parcourir la distance L nous permet de connaître la vitesse du fluide.

2. **Mesure de la pression** : La pression se mesure par des manomètres.

- Manomètre à soufflet.
- Manomètre à capsule.
- Manomètre à membrane

VI.3.3.Les pièces spéciales de raccordements

VI.3.3.1.Les cônes

Dans notre réseau on utilisés pour relier les conduites de diamètres différents, les accessoires aux conduites. On les rencontre également à l'entrée et à la sortie des pompes



Figure VI-13: Cône à bride.

Source : (https://pamline.fr/pam_files/vs_BO-Cone-blue.jpg).

VI.3.3.2.Croix de jonction

Dans notre réseau on les utilise pour croiser des canalisations de sens perpendiculaire.



Figure VI-14: Croix de fonte à brides.

Source : (https://files.avkvalves.com/updated-ftp/images800/712_1510_p_178039.jpg).

VI.3.3.3.Les manchons

On les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (robinet-vannes, au niveau de certains joints).

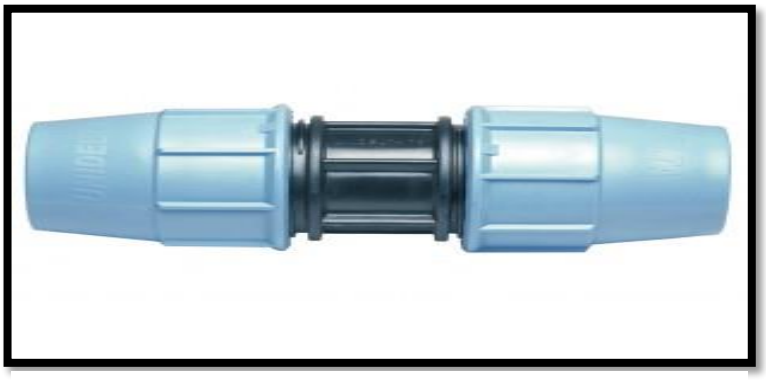


Figure VI-15: Manchons en polypropylène.

Source : (https://www.adgvalve.com/1181-large_default/manchon-en-polypropylene-pour-tube-pe.jpg).

VI.3.3.4.Les coudes

Ils sont utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés lorsque la conduite change de direction

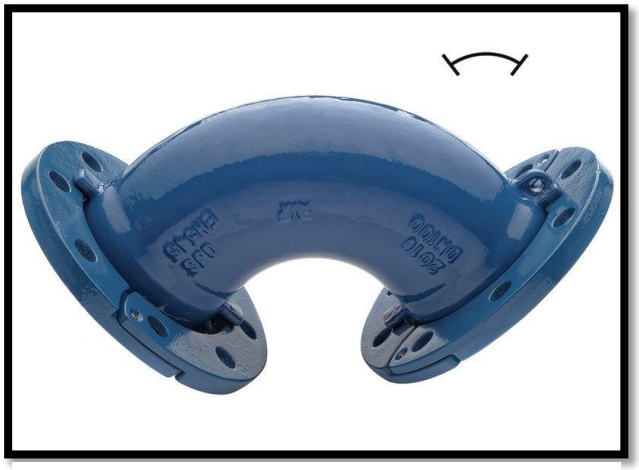


Figure VI-16: Coude à brides.

Source : (https://geniehydraulique.com/wp-content/uploads/2021/01/15020-COUDE.jpg).

VI.3.3.5. Les tés

Ils sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés également au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

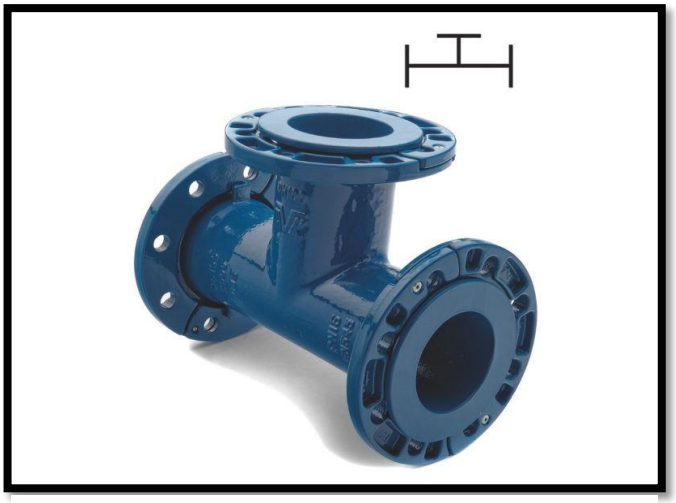


Figure VI-17: Té à brides.

Source : (https://geniehydraulique.com/wp-content/uploads/2021/01/15022.jpg).

VI.4.**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté les techniques les ouvrages nécessaires pour la pose de des conduites et aussi nous avons abordé les accessoires utilisés pour connecter les conduites et qui doivent être correctement sélectionnés pour assurer le bon fonctionnement du réseau.

Chapitre VII

Devis quantitatif et estimatif

VII.Devis quantitatif et estimatif

VII.1.**Introduction**

Dans ce chapitre nous réalisons l'étude du devis quantitatif et estimatif de notre projet qui nous permettra d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur le terrain, on multiplie par la suite le volume des travaux par le prix unitaire. Nous abordons aussi la durée du notre projet et la protection et la sécurité de travail, élément important pour le bon déroulement des travaux.

VII.2.**Définition de l'organisation de chantier**

L'organisation d'un chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires en moyens humains, matériels et matériaux, et demande et impose un rythme de travail pour une bonne utilisation de ses moyens dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie.

Par exemple on utilise le ciment, le sable, gravier et l'acier pour avoir des corps en béton armé, le prix de vente est convenu avant que le produit ne soit fabriqué. L'évaluation correcte des prix et des moyens à mettre en œuvre est difficile car elle est basée sur des hypothèses quiseront confirmées au cours et à la fin de projet. Cette contrainte oblige l'entreprise à vérifierles prévisions régulièrement pendant l'exécution de projet.

VII.3.**Choix des engins**

Pour avoir un meilleur rendement et une meilleure rentabilité des travaux, le choix des engins est nécessaire, car chaque opération a un engin qui lui convient.

VII.3.1.Pour le décapage de la terre végétale

Pour le décapage de la terre végétale, l'engin utilisé dans les terrains faciles à décapé est la niveleuse. Par contre dans les terrains difficiles on utilise le Bulldozer

VII.3.2.Pour l'excavation des tranchées

Pour cette opération on utilise une pelle équipée en retro qui convient à tous les types du terrain. Cet engin est utilisé à grande échelle grâce au bon rendement et à la qualité du travail qu'il peut fournir.

VII.3.3.Pour le remblaiement des tranchées

L'engin qui convient à cette opération est le chargeur. Cet engin permet de remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après la pose de conduite et si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

VII.3.4.Pour le compactage

Lors de cette opération on utilise le compacteur à rouleaux lisses qui sert à tasser les remblais des surfaces étroites.

VII.4. **Exécution des travaux**

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites.

- Décapage de la couche végétale.
- Réalisation des tranchées et des fouilles.
- Aménagement du lit de pose.
- Pose de conduite.
- Assemblage des conduites.
- Remblai des tranchées.
- Compactage.
- Désinfection du réseau.

VII.4.1.Décapage de la couche végétale

Avant de commencer l'excavation des tranchés, on doit d'abord passer par la première opération qui est le décapage de la terre végétale. Cette opération consiste à éliminer la couche superficielle du sol (végétale et organique).

VII.4.2.Réalisation des tranchées et des fouilles

Les travaux d'excavation se réalisent mécaniquement de l'aval vers l'amont. Sa largeur doit être supérieure au diamètre extérieur de la conduite avec un espacement de 30cm entre les parois de la tranchée et la conduite.

La profondeur de la tranchée doit dépasser sa largeur et elle est entre 80cm à 120 cm afin de :

- Protéger la conduite du risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges
- Protéger la conduite contre les variations de la température
- Protéger la conduite contre le gel.

VII.4.2.1.La largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée est donnée par la relation suivante :

$$B = D + (2 \times 0{,}30)\ [m] \qquad \text{(VII.1)}$$

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VII.4.2.2. La profondeur de la tranchée :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = D + h + e\ [m] \qquad \text{(VII.2)}$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

e : profondeur du lit de pose (m) ; (on prend e=0,15 m)

h : hauteur du remblai au-dessus de la conduite (m).(on prend H=1m)

VII.4.3.Aménagement du lit de pose

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 10 cm à 20 cm d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé. Mais si le terrain est peu consistant, le fond de la tranchée sera consolidé, chaque conduite sera posée sur une semelle en béton armé avec interposition d'un lit de sable.

VII.4.3.1.Pose de conduite

Après la mise en place du lit de pose, on passe à la pose de la conduite qui répond aux opérations suivantes :

- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- La mise de la conduite doit être manipulé avec soin ;
- Il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux et les caler pour les aligner ;
- A chaque arrêt de travail, la fermeture des conduites avec un bouchon temporaire est exigée pour éviter l'introduction des corps étrangers.

VII.4.4.Assemblage des conduites

L'assemblage des conduites circulaires se fait soit par les joints à emboitement ou par soudure.

VII.4.5.Essaie d'étanchéité sur les joints et les conduites

Une fois la conduite posée au fond de la tranchée, un essai d'étanchéité est effectué sur des tronçons de longueur maximale 500 m à l'aide d'une pompe d'essai. Ce test doit durer environ 30 minutes, la variation de pression ne doit pas dépasser 0,2 bar.

VII.4.6.Remblai de tranché

Après avoir effectué la pose de canalisation dans la tranchée, on procède au remblayage qui doit s'effectuer par couches de 20 à 30 cm.

Cette méthode comprend deux phases :

- Le remblai d'enrobage : il est de 10 à 15 cm au-dessus de la génératrice supérieure, il comprend le lit de pose, l'assise, le remblai initial.
- Le remblai supérieur : on continue à remblayer par des couches successives de 0.25m compactées l'une après l'autre à l'aide d'engins.

VII.4.7.Compactage

Une fois le remblai fait, on doit effectuer un compactage qui consiste à étaler la terre pour assurer la protection de la conduite

VII.4.8.Désinfection du réseau

Lors de la pose de canalisation, la poussière peut être introduite dans les canalisations, et pour éliminer l'existence de ces corps étrangers dans la conduite, il est indispensable de désinfecter le réseau avant la mise en service.

VII.5.Calcul du volume des travaux

VII.5.1.Pose des conduites (réseau+adduction)

VII.5.1.1.Volume du décapage de la couche végétale

Le volume de décapage est donné par la formule suivante :

$$V_{déc} = B \times H \times L \qquad \text{(VII.3)}$$

$V_{déc}$: volume de la couche végétale ($m3$).

B : largeur de la couche végétale (m).

H : profondeur de la couche végétale (On prend H=0,1m).

L : longueur de la couche végétale (m).

VII.5.1.2.Volume du déblai des tranchées :

Le volume du déblai est donné par la formule suivante :

$$V_d = L \times B \times H \quad \text{(VII.4)}$$

V_d : volume du déblai des tranchées (m^3).
L : longueur totale de la tranchée (m).
B : largeur de la tranchée (m).
H : profondeur de la tranchée (m).

VII.5.1.3.Volume occupé par le lit de sable

Le volume occupé par le lit de sable est donné par la formule suivante :

$$V_{LS} = e \times L \times B \quad \text{(VII.5)}$$

V_{LS} : volume du lit de sable (m^3).
e : épaisseur de la couche de sable (on prend e=0,2m).
L : longueur totale de la tranchée (m).
B : largeur de la tranchée (m).

VII.5.1.4.Volume occupé par les conduites

Le volume occupé par les conduites est donné par la formule suivante :

$$V_{cond} = \left(\pi \times \frac{Dext^2}{4}\right) \times L \quad \text{(VII.6)}$$

V_{cond} : volume de la conduite (m^3).
D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.5.1.5.Volume du remblai de protection

Le volume du remblai de protection est donné par la formule suivante :

$$V_{remblai} = V_d - (V_{cond} + V_{LS}) \quad \text{(VII.7)}$$

Le tableau (VII.1) montre le calcul des différents volumes :

Tableau VII-1: Calcul des différents volumes.

D(m)	L(m)	B(m)	H(m)	$V_{déc}(m^3)$	$V_{déb}(m^3)$	$V_{LS}(m^3)$	$V_{cond}(m^3)$	$V_{remblai}(m^3)$
75	1213,89	0,675	1,225	0,083	1003,735	163,875	5,360	834,500
90	1042,43	0,69	1,24	0,086	891,903	143,855	6,628	741,419
110	1033,42	0,71	1,26	0,089	924,498	146,746	9,816	767,936
125	1364,2	0,725	1,275	0,092	1261,032	197,809	16,733	1046,491
160	617,18	0,76	1,31	0,100	614,464	93,811	12,403	508,250
200	1119	0,8	1,35	0,108	1208,520	179,040	35,137	994,343
250	114,3	0,85	1,4	0,119	136,017	19,431	5,608	110,978

D(m)	L(m)	B(m)	H(m)	$V_{déc}(m^3)$	$V_{déb}(m^3)$	$V_{LS}(m^3)$	$V_{cond}(m^3)$	$V_{remblai}(m^3)$
400	667,2	1	1,55	0,155	1034,160	133,440	83,800	816,920
450	2812	1,05	1,6	0,168	4724,160	590,520	447,003	3686,637
500	200	1,1	1,65	0,182	363,000	44,000	39,250	279,750
Somme				1,181	12161,490	1712,527	661,737	9787,225

VII.5.2.Calcul du réservoir

Nous avons projeté un réservoir cylindrique sur-sol dont les caractéristiques sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : données proposées pour le réservoir projeté

Tableau VII-2: données proposées pour le réservoir projeté.

Capacité V (m^3)	**Diamètre intérieur D (m)**	**Epaisseur du radier a (m)**	**Epaisseur Des parois b (m)**	**Flèche de la coupole f (m)**	**Hauteur du réservoir H (m)**
3000	**25.5**	**0.4**	**0.4**	**4**	**6**

VII.5.2.1.Le diamètre extérieur

Le diamètre extérieur est donné par la formule suivante :

$$D_{ext} = D_{int} + 2b \quad \text{(VII.8)}$$

Avec :

D_{int} : diamètre intérieur.

b: épaisseur de la paroi.

Tell que : $Dext = 25.5 + (2\,x\,0.4) = \mathbf{26.3\,m}$

VII.5.2.2..Le volume de décapage

Le volume de décapage est donné par la formule suivante :

$$Vdécapage = S\ réservoir x\ e\ décapage \quad \text{(VII.9)}$$

Avec :

e : épaisseur de décapage (e=0.1m).

S : surface de réservoir tell que :

$$S = \frac{\pi * D_{ext}^2}{4}$$

VII.5.2.3.Le volume de déblai

Le volume de déblai est donné par la formule suivante :

$$V_{déblai} = Sréservoir * h \quad \text{(VII.10)}$$

Avec :

S : surface de réservoir.

h : hauteur de terrassement.

VII.5.2.4.Le volume de béton de propreté (sous radier)

Le volume de béton de propreté est donné par la formule suivante :

$$V_{bp} = S\ réservoir * e_{bp} \quad \text{(VII.11)}$$

Avec :

S : surface de réservoir.

e_{bp} : L'épaisseur de béton de propreté. (e_{bp} =0.1 m)

VII.5.2.5.Volume de béton armé (radier)

Le volume de béton armé pour le radier est donné par la formule suivante :

$$Vbr = S\ réservoir * a \quad \text{(VII.12)}$$

Avec :

S : surface de réservoir.

a : L'épaisseur de radier.

VII.5.2.6.Le volume de béton armé des parois

Le volume de béton armé des parois est donné par la formule suivante :

$$VbAP = V_{ext} - V_{int} \quad \text{(VII.13)}$$

V_{ext} : Le volume extérieur : $V_{ext}=[(\pi*D_{ext}^2)/4] * H$

V_{int} : Le volume intérieur : $V_{int}=[(\pi*D_{int}^2)/4] * H$

H : La hauteur des parois (H=7m).

VII.5.2.7.Le volume de béton armé de la coupole

Le volume de béton armé de la coupole est donné par la formule suivante :

$$Vcoupole = Scoupole\ x\ Ecoupole \quad \text{(VII.14)}$$

$E_{coupole}$: L'épaisseur de la coupole (E= 0.2m).

$S_{coupole}$: La surface de coupole.

$$S_{coupole} = 2\pi * R_{moy} * f \quad \text{(VII.15)}$$

Avec :

$$Rmoy = (Rint^2 + f^2) / (2f)$$

R_{int} : Rayon intérieur.

f : la flèche de coupoles.

Ce tableau résume tous les calculs du réservoir :

Tableau VII-3: Calcul de différents volumes pour le réservoir projeté.

Volume de décapage	Volume de déblai	Volume de béton de propreté (sous radier)	Volume de béton armé (radier)	Le volume de béton armé des parois	Le volume de béton armé de coupole
m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
54,29767	3257,86	54,29767	217,1907	195,1824	112,1373

VII.5.3.Calcul de la bâche

Nous avons projeté une bâche de section carré sur-sol et nous avons ses caractéristiques :

Tableau VII-4: Caractéristiques de la bâche projetée .

Capacité V (m3)	Section (m^2)	Epaisseur Du radier a (m)	Epaisseur Des parois b (m)	Hauteur de la bâche H (m)
10	**4**	**0.2**	**0.2**	**2,5**

VII.5.3.1.La longueur extérieure du côté de la base carrée

La longueur extérieure du côté de la base carrée est donnée par la formule suivante :

$$A_{ext} = A_{int} + 2b \quad \text{(VII.16)}$$

Avec :

- A_{int} : Longueur intérieur du côté de la base carrée.
- b: épaisseur de la paroi.

Avec : A_{ext} : $2 + (2\ x\ 0.2) = \mathbf{2,4\ m}$

VII.5.3.2.Le volume de décapage

Le volume de décapage est donné par la formule suivante :

$$V\text{décapage} = S\ \text{bache} * \text{e décapage}$$

e : épaisseur de décapage (e=0.1m).

VII.5.3.3.Le volume de déblai

Le volume de déblai est donné par la formule suivante :

$$V_{déblai} = S_{bache} * h \quad \text{(VII.17)}$$

Avec :

S : surface de la bâche.

h : hauteur de terrassement.

VII.5.3.4.Le volume de béton de propreté

Le volume de béton de propreté est donné par la formule suivante :

$$V_{bp} = S_{bache} * e_{bp} \quad \text{(VII.18)}$$

Avec :

S : surface de la bâche.

e_{bp} : L'épaisseur de béton de propreté. (e_{bp} =0.1 m)

VII.5.3.5.Volume de béton armé

Le volume de béton armé est donné par la formule suivante :

$$V_{br} = S_{bache} * a * 2 \quad \text{(VII.19)}$$

Avec :

S : surface de la bâche.

a : L'épaisseur de radier.

VII.5.3.6.Le volume de béton armé des parois

Le volume de béton armé des parois est donné par la formule suivante :

$$V_{bAP} = V_{ext} - V_{int} \quad \text{(VII.20)}$$

V_{ext} : Le volume extérieur : $V_{ext} = S_{ext} * H$

V_{int} : Le volume intérieur : $V_{int} = S_{int} * H$

H : La hauteur des parois .

Ce tableau résume tous les calculs de la bâche :

Tableau VII-5: le calcul de différents volumes pour la bâche projetée.

Volume de décapage	**Volume de déblai**	**Volume de béton de propreté**	**Volume de béton armé**	**Le volume de béton armé des parois**
m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
0,61544	36,9264	0,61544	2,46176	18,0864

VII.6.**Devis estimatif et quantitatives**

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet.

Tableau VII-6: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF.

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF				
Désignation	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant totale (DA)**
		A	**B**	**C= a*b**
1) déblai en terrain	**m^3**	12161,48972	450	5472670,4
2) lit de sable 15 cm	**m^3**	1712,52749	1800	3082549,5
3) remblaiement de la tranche	**m^3**	9787,224984	300	2936167,5
Conduites PEHD PN10				
Ø75	**Mm**	1213,89	813,95	988045,77
Ø 90		1042,43	1161,59	1210876,3
Ø 110		1033,42	1702,6	1759500,9
Ø 125		1364,2	2203,67	3006246,6
Ø 160		617,18	3486,35	2151705,5
Ø 200		1119	5391,86	6033491,3
Ø 250		114,3	8220,58	939612,29
Ø 400		667,2	20562,5	13719293
Ø 450		2812	25969,7	73026656
Ø 500		200	32020,2	6404032
Les accessoires	**Unité**			100000
Le réservoir				
1) décapage	**m^3**	54,29767	500	27148,835
2)Déblais	**m^3**	3257,86	450	1466037
3)Béton de propreté	**m^3**	54,29767	13000	705869,71
4)Béton armé	**m^3**	524,5103	55000	28848067
La bâche d'eau				
1) décapage	**m^3**	0,61544	500	25135
2)Déblais	**m^3**	36,9264	450	16616,88
3)Béton de propreté	**m^3**	0,61544	13000	8000,72
4)Béton armé	**m^3**	20,54816	55000	1130148,8
Le pompage				
Pompes	**Unité**	4	6000	24000
Accessoires	**Unité**			80000

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant totale (DA)
SOMME				153161871
TVA 17%				26037518
TOTALE				179199389

Devis en chiffre :

Cent soixante-dix-neuf millions, cent quatre-vingt-dix-neuf mille, trois cent quatre-vingt-neuf Dinar Algérienne.

VII.7.Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il est indispensable de faire une planification qui consiste à designer la meilleure façon d'utiliser avec économie de la main d'œuvre, et les moyens matériels.

L'objectif de la planification est d'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les taches de réalisation du réseau (distribution + adduction) et leurs durées sont mentionnées dans le tableau (VII-7).

Tableau VII-7 : Temps de réalisation des opérations du réseau (distribution + adduction).

Notation	Opération	Durée (j)
A	Préparation du chantier	12
B	Décapage de la couche végétale	13
C	Exécution des tranchées	31
D	Pose du lit de sable	14
E	Pose des conduits	24
F	Montage et raccordement des conduites	10
G	Essais d'étanchéités	20
H	Remblayage des tranchées	24
I	Nivellement et compactage	15

VII.7.1.Planification des travaux par la méthode du graphe (diagramme de Gantt)

La théorie des graphes consiste à résoudre tous les problèmes d'ordonnancement, et la détermination des plannings, notamment le diagramme de Gantt. Il fut élaboré dans les années 1890 par l'ingénieur polonais Karol Adamiecki. Ce diagramme, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet.

Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager
- La date de début et la date de fin de chaque tâche

- La durée escomptée de chaque tâche
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble

Les opérations qui précèdent et succèdent chaque opération dans le tableau (VII-8)

Tableau VII-8: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau (distribution + adduction).

Opérations	Précède	Succède
A	---	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I
I	H	---

La détermination des délais par la méthode du tableau :

Tableau VII-9: Détermination des délais pour le réseau (distribution + adduction).

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	12	0	12	0	12	0
B	13	12	25	12	25	0
C	31	25	56	25	56	0
D	14	56	70	56	70	0
E	24	70	94	70	94	0
F	10	94	104	94	104	0
G	20	104	124	104	124	0
H	24	124	148	124	148	0
I	15	148	163	148	163	0

avec
TR : Temps de réalisation.
DCP : Date de commencement au plus tôt.
DFP : Date de finissement au plus tôt.
DCPP : Date de commencement au plus tard.
DFPP : Date de finissement au plus tard
MT : Marge totale.

- Le chemin critique du projet est : A-B-C-D-E-F-J-H-I
- Avec un temps de réalisation : 163 jours ouvrables.

VII.8.Protection Et Sécurité Du Travail

L'objectif de la sécurité d'un travail est la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers. Lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, différentes phases d'exécution des travaux sont rencontrées :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Travaux de construction (génie civil) tel que le bétonnage, ferraillage et autre phases de réalisation qui concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens résolvent tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur études, suivies, exécution des projets dans le domaine hydraulique et génie civil.

VII.9.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.9.1.Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.9.2.Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.) .

VII.10.Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.

- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller

VII.11.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.11.1.Protection individuelle

Pour mieux se protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.).

VII.11.2.Autres protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins) et Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.12.Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons présenté les étapes à suivre lors de la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable et la nécessité d'un personnel qualifié pour la pose des conduites.

Ce chapitre nous permet de conclure que l'organisation des travaux est nécessaire avant le commencement de la réalisation car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux, le cout total et la durée du projet.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

A travers l'étude que nous avons menée, en commençant par la récolte des données nécessaires, qui nous a mené à une simple description du notre zone d'étude « POS 15 et 16 » située à Berrouaghia dans la wilaya de Médéa et à une estimation des différents besoins en eau pour l'horizon 2053, où la population atteindra 42322 habitants avec une des besoins à long terme de 9986,196 m³/j.

Lors de l'étude du réseau de distribution, nous avons étudié trois variantes différentes et avons opté pour un réseau maillé comme mode de distribution alimenté par un réservoir sur sol et des conduites en PEHD PN 10.

Le comportement du réseau en question a été simulé à l'aide du logiciel EPANET pour les deux cas : cas de pointe et cas de pointe et incendie.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés. Par conséquent, après avoir calculé la capacité du réservoir et de la bâche d'eau ; un réservoir d'une capacité de 3000 m³ est projeté, son emplacement est choisi de telle sorte à assurer une alimentation gravitaire et une bâche d'eau d'une capacité de 10 m^3est projetée pour assurer l'adduction vers le réservoir. Nous avons étudié une adduction mixte avec sa protection contre le phénomène de coup de bélier.

La partie gravitaire se caractérise par un diamètre de 450 mm en PEHD PN 10 entre le réservoir tampon (existant) et la bâche d'eau projetée, et la partie refoulement par un diamètre de 450 mm en PEHD PN 10 entre la bâche d'eau projetée et le réservoir de distribution projeté.

Nous avons achevé notre travail par la citation des moyens de pose de canalisation et le calcul des devis estimatif et quantitatif du projet qui est estimé à 179.199.389 DA soit Cent soixante-dix-neuf millions, cent quatre-vingt-dix-neuf mille, trois cent quatre-vingt-neuf Dinar algériens D'autre part, nous avons établi une planification des travaux, qui est nécessaire pour le bon déroulement du projet, dont la durée de sa réalisation est estimée à 163 jours ouvrable.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation d'Hydraulique, et aussi, nous espérons que ce mémoire sera utile aux étudiants à venir dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

Bibliographie

Référence Bibliographique :

- PNE Plan National de l'Eau de 2010
- SALAH, B. (1993). « Polycopie d'alimentation en eau potable », Edition ENSH, Soumaa.
- MOUSSA, M. (2002). « alimentation en eau potable », Edition ENIT, Tunis

Mémoires de fin d'études :

- BOUTOUREA, S.(2020). « REHABILITATION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE BOUGARA (W.BLIDA) ». Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.

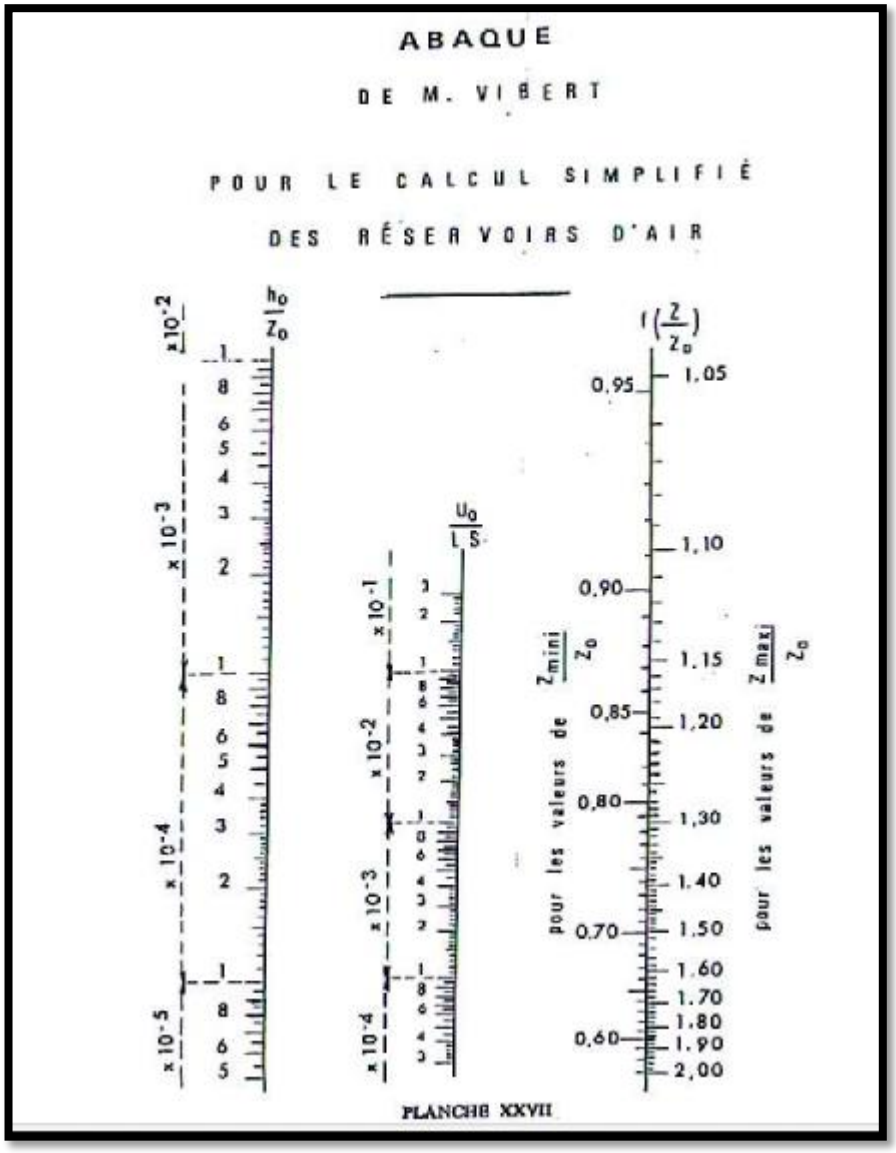
- CHABANE,N. (2020) . « ÉTUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA REGION DRAA LAATACHE COMMUNE DE BOUIRA ». Mémoire de licence professionnelle en Génie de l'eau ,université Akli Mohand Oulhadj Bouira.

Site :

- Prix de conduite en PEHD PN 10 :http://www.algerie.prix-construction.info/espaces_urbains/Reseaux_divers/Distribution_d_eau/Eau_potable/Tube_en_polyethylene.html

ANNEXE

- **Abaque de VIBERT :**



- **Variation horaire de la consommation d'eau dans divers centres d'agglomération**

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10 000	De 10 001 à 50 000	De 50 001 à 100 000	Plus de 100 000	Agglomération de type rural
0 – 1	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
1 – 2	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
2 – 3	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
3 – 4	1,00	1,50	2,60	3,20	1,00
4 – 5	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
5 – 6	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
6 – 7	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
7 – 8	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
8 – 9	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
9 – 10	5,50	6,25	5,60	5,05	3,50
10 – 11	4,50	6,25	4,80	4,85	6,00
11 – 12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12 – 13	7,00	5,00	4,40	4,60	8,50
13 – 14	7,00	5,00	4,10	4,55	6,00
14 – 15	5,50	5,50	4,20	4,75	5,00
15 – 16	4,50	6,00	4,40	4,70	5,00
16 – 17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17 – 18	6,50	5,50	4,10	4,35	3,50
18 – 19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19 – 20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20 – 21	4,50	4,00	4,50	4,30	6,00
21 – 22	3,00	3,00	4,80	4,20	3,00
22 – 23	2,00	2,00	4,60	3,75	2,00
23 – 24	1,00	1,50	3,30	3,70	1,00
Total	100	100	100	100	100

Tableau : variation horaire de la consommation d'eau dans divers centres d'agglomération

- **Dotation pour les équipements**

ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU .1.

OBJET	EN LITRES		OBSERVATIONS
Alimentation et besoins domestiques.....	60 à 100	Par habitant et par jour	Valeurs moyennes (1).
Alimentation, besoins domestiques et arrosage du jardin familial.	100 à 150	Par habitant et par jour	Valeurs moyennes (le jardin correspond généralement à plusieurs personnes)
Alimentation, besoins domestiques, arrosage et services publics. . . .	150 à 200	Petite ville ou groupe important de logements par habitant et par jour	Sans industries ni installations particulières telles que les fontaines, etc...
	200 à 250	Grande agglomération	Compris petites industries et toutes installations publiques.
	300 à 500	Grande ville	
Arrosage jardins et pelouses	6	Par mètre carré	Régions sèches (+ 50%) Régions humides (-50 %)
Lavage des cours	1,5 à 5	Par mètre carré	Suivant revêtement.
Baignoire	200	Par personne pour un bain	Compris le rinçage de l'appareil
Douche	25	Par personne pour une douche	Compris le rinçage de l'appareil
W.-C. à réservoir de chasse.	10 à 12	Par opération de chasse	
Lavabo	10	Par personne et par jour	Pour toilettes seulement
Bidet - pédiluve	6	Par personne et par jour	
EVIER	30	Par personne et par jour	Pour cuisine et besoins domestiques.
Nettoyage des marchés et champs de foire	5	Par mètre carré	Dans le cas de nettoyage mécanisé, voir le débit des engins utilisés
Nettoyage caniveaux,	25	Par mètre de caniveaux	
Lavoir public	1200	Par place et par jour	
Lavage de voiture automobile	100 à 150	Par voiture	Si portique de lavage, voir débit de l'appareil.

(1). Ces valeurs sont des moyennes. Elles ne peuvent donc pas servir pour un petit nombre d'habitants (ex : pavillon) sans une étude sérieuse.

ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU .2.

OBJET	EN LITRES		OBSERVATIONS
Hôpitaux	300 à 400	Par lit et par jour (1)	Compris toutes les personnes et services.
Caserne	50	Par personne et par jour	Lavage des cours et matériel non compris.
Hôtels (par chambre)	70 230	Sans bain Avec bain	Compris restaurant
Écoles : Internat Demi-pension Externat	50 20 10	Par élève et par jour	Pour les écoles techniques, il faut majorer ces chiffres.
Bureaux	15	Par employé et par jour	
Cantines : 1 repas 2 repas 3 repas	10 20 25	Par rationnaire et par jour	1 repas = repas de midi 2 repas = repas de midi et du soir.
Restaurants : 1 repas 2 repas. 3 repas	20 35 45	Par personne et par jour	Pour les restaurants de luxe, on pourra majorer les chiffres.
Bétail : Cheval Bovidé Mouton	50 50 5	Par animal et par jour	Pour les jeunes animaux, on adoptera 50% de ces chiffres
Arrosage cultures maraîchères.	25	Par mètre carré et par jour	
Laiterie - Beurrerie - Fromagerie	5	Par litre de lait traité	Ces chiffres ne sont donnés qu'à titre indicatif : on adoptera de préférence les chiffres donnés par les utilisateurs (2)
sucrerie	100	Par kilo de sucre fabriqué	
garage	15	Par employé et par jour	Non compris lavage voiture
Abattoirs petit bétail Abattoirs gros bétail	200 500	Par tête de bétail	

(1). Pour les cliniques ou petits établissements, minorer eu chiffre.
(2). Les besoins industriels doivent être étudiés d'après les indications les utilisateurs.