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"
ⵓⵢⵙⵔⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵍⵙⵅ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

CONCEPTION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU POS N°04 D'OUAMRIA DE LA COMMUNE D'OUED-RHIOU (W. RELIZANE)

Présenté par :
Mr,HATHAT Ali

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr,AMMARI Abdelhadi	M .C .A	Président
Mme,BELLABAS /CHARIFI Salima	M .C .B	Examinatrice
Mr,BOUNNAH Younes	M .A .A	Examinateur
Mme,SALHI Chahrazed	M .C .B	Promotrice

Session : Nouvembre 2023

Remerciements

En préambule à ce mémoire, je tiens à remercier :

ALLAH

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire de fin d'étude. Leur soutien indéfectible et leurs conseils avisés ont grandement enrichi ce travail.

Mes sincères remerciements vont à mme salhi et monsieur ammari et monsieur salah boualam , pour sa guidance experte, son encouragement constant, et son dévouement inébranlable à mon égard. Ses enseignements précieux ont joué un rôle déterminant dans la réussite de ce mémoire.

Je tiens également à remercier chaleureusement l'ensemble du corps enseignant, dont les précieuses contributions et les discussions fructueuses ont largement contribué à l'enrichissement de mes connaissances.

Un merci particulier à ma famille et à mes amis, dont le soutien moral et émotionnel a été inestimable tout au long de cette aventure académique.

Dédicace :

Je dédie ce mémoire à mes parents, dont l'amour, le sacrifice et le soutien indéfectible ont été les piliers de ma réussite académique. Leurs valeurs et leur exemple ont été une source constante d'inspiration.

À **Mokhtar**, **Younes**, **Mahdi**, **Said** et **Blue**, dont la patience, le soutien et la compréhension ont été essentiels tout au long de cette période exigeante.

Enfin, je dédie ce travail à toutes les personnes passionnées par la recherche et l'apprentissage, dans l'espoir que ce modeste mémoire puisse contribuer, ne serait-ce qu'à une petite échelle, à l'avancement des connaissances dans notre domaine d'étude.

ملخص

في دراستنا، قدمنا أولا لمحة عامة عن الوضع الحالي للمنطقة 4، الواقعة ببلدية وادي رهيو (ولاية غليزان)، و كذلك مرافق التخزين المختلفة ومصادر المياه وشبكة التوزيع لتقييم احتياجات السكان من مياه الشرب بحلول عام 2053. وفي المرحلة الثانية، قمنا بتحديد الخزان بهدف تزويد المنطقة بمياه الشرب من خلال أنابيب مختلطة من خزان بسعة 1500 م^3.

الكلمات المفتاحية : مصادر المياه , شبكة التوزيع , مرافق التخزين , أنابيب مختلطة , مياه الشرب , خزان.

Résumé

Dans notre étude, nous avons tout d'abord donné un aperçu de la situation actuelle de plan d'occupation de sol N°4, situés dans la commune de OUED RHIOU (Wilaya de RELIZANE), ainsi que diverses installations de stockage, sources d'eau et le réseau de distribution pour évaluer les besoins en eau potable de la population à l'horizon 2053. Dans la deuxième étape, nous avons déterminé le réservoir dans un but d'alimenter la POS en eau potable par des tuyaux mixtes à partir d'un réservoir d'une capacité de 1500 m^3.

Mots-clés : Installations de stockage , sources d'eau , réseau de distribution , besoins en eau potable , tuyaux mixtes , réservoir.

Abstract

In our study, we first provided an overview of the current situation of land use plan No. 4, located in the municipality of OUED RHIOU (Wilaya of RELIZANE), as well as various storage facilities, water sources, and the distribution network to assess the drinking water needs of the population by the year 2053. In the second stage, we identified a reservoir with the purpose of supplying the land use plan with drinking water through mixed pipes from a reservoir with a capacity of 1500 m^3.

Keyword : Storage facilities, water sources, distribution network, drinking water needs, mixed pipes, reservoir.

TABLE DE MATIERE

Introduction générale : 1

Chapitre I : Présentation de la ville d'étude

Introduction : 2
I.1. Situation géographique : 2
I.1.1. Situation de la commune : 2
I.1.2. Situation du périmètre d'étude : 2
I.2. Situation topographique : 4
I.3. Situation géologique: 5
I.4. Sismicité : 5
I.5. Situation climatique : 6
I.5.1. Climat : 6
I.5.2. Température : 6
I.5.3. Pluviométrie : 6
I.5.4. Les vents : 7
I.5.5. Hmuidité : 7
I.6. Présentation de la population: 7
I.6.1. Pour l'habitat : 7
I.6.2. Pour les équipements : 8
I.7. Situations hydrauliques : 8
Conclusion : 9

Chapitre II : Les besoins en eau de l'agglomération

Introduction 10
II.1. Estimation de besoins en eau 10
II.1.1. Evaluation de la population : 10
II.1.2. Taux d'accroissement : 10
II.1.3. Population de référence : 11
II.1.4. Choix de dotation: 12
II.1.5. Détermination des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateurs : 12
II.1.5.1. Evaluation des besoins en eau domestique : 12
II.1.5.2. Besoins scolaires : 13
II.1.5.3. Besoins en loisir et santé : 13

II.1.5.4. Besoins administratifs et culturels : 13
II.1.5.5. Besoins d'arrosage : 14
II.1.6. Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération: 14
II.1.7. Variation de la consommation journalière : 15
II.1.7.1. Consommation maximale journalière $Q_{max.j}$: 15
II.1.7.2. Consommation minimale journalière $Q_{min.j}$: 15
II.1.8. Variation de la consommation horaire 16
II.1.8.1. Consommation maximale horaire 16
II.1.8.2. Consommation minimale horaire 16
II.1.9. Débit moyen horaire 17
II.2. Etude des variations des débits horaires : 18
Conclusion : 20

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction : 21
III.1. Sélection du Matériau de Conduite : 21
III.2. Classification de l'adduction: 21
III.2.1. L'adduction à écoulement gravitaire : 21
III.2.2. L'adduction à écoulement par refoulement : 21
III.2.3. L'adduction mixte. 22
III.3. Choix du tracé de l'adduction 22
III.4. Etude de l'adduction gravitaire : 23
III.5. Protection des conduites contre le coup de bélier : 24
III.5.1. Les origines du phénomène du coup de bélier : 25
III.5.2. Dangers liés aux coup de bélier : 25
III.5.3. Prévention des impacts du coup de bélier sur la conduite gravitaire : 25
Conclusion : 26

Chapitre IV : Les réservoirs

Introduction : 27
IV.1. Role de réservoire : 27
IV.2. Emplacement de réservoir : 27
IV.3. Classification des réservoirs : 28
IV.4. Équipement du réservoir : 28
IV.4.1. Conduite d'entrée ou d'alimentation : 28

IV.4.2. Conduite de départ ou de distribution : 29
IV.4.3. Conduite de trop-plein : 29
IV.4.4. Conduite de vidange : 30
IV.4.5. Conduite BY-PASS : 30
IV.4.6. Système de matérialisation d'incendie : 31
IV.5. Calcul de la capacites des reservoirs : 31
IV.6.1 La méthode graphique : 31
IV.6.2 La méthode analytique : 32
IV.6. Calcul des capacités des réservoirs : 33
IV.7. Emplacement et altitude : 35
Conclusion : 35

Chapitre V : Le réseau de distribution

Introduction : 36
V.1. Les types de réseau : 36
V.1.1. Réseau ramifie : 36
V.1.2. Réseaux étagés 36
V.1.3. Réseau maillé : 37
V.1.3.1. Principe de tracé le réseau maillé : 37
V.1.4. Réseau mixte : 37
V.2. Conception d'un réseau : 38
V.3. Principe de tracé d'un réseau combiné : 38
V.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution : 38
V.4.1. Calcul des débits : 38
V.4.1.1. Détermination du débit spécifique : 38
V.4.1.2. Détermination du débit de route : 39
V.4.1.3. Détermination des débits nodaux : 39
V.4.2. Cas de pointe : 39
V.4.3. Cas de pointe incendie : 41
V.5. Calcul hydraulique et simulation : 41
V.5.1. Cas de pointe : 41
V.5.2. Cas de pointe plus incendie : 45
V.6. La vanne de reduction de pression : 50
Conclusion : 51

Chapitre VI : Les accessoires.

Introduction : 52
VI.1. Vannes : 53
VI.1.1. Vannes d'arrêt : 53
VI.1.1.1. Vannes à guillotine : 53
VI.1.1.2. Vannes papillon : 54
VI.1.2. Vannes de régulation : 54
VI.2.2.1 54
VI.2. Les ventouses : 55
VI.2.1. Ventouse simple : 56
VI.2.2. Ventouse à deux orifices : 56
VI.3. Pièces spéciales de raccordement : 56
VI.3.1. Coude : 57
VI.3.2. Cônes : 57
VI.3.3. Tés : 57
VI.3.4. Joint de raccordement : 58
VI.3.5. Les manchons de liaison : 58
VI.4. BY-PASS : 59
VI.5. Bouches et poteaux d'incendie : 59
VI.6. Les instruments de mesure 60
VI.6.1. Mesure de pression : 60
VI.6.1.1. Manomètres à aiguilles : 60
VI.6.1.2. Manomètres à soufflet : 60
VI.6.2. Mesure de débit : 61
Conclusion : 61

Chapitre VII : Pose de canalisation

Introduction : 62
VII.1. Principe de base de l'installation des canalisations : 62
VII.2. Type de pose de canalisation : 63
VII.2.1. Pose de canalisations dans un terrain ordinaire : 63
VII.2.2. Pose de canalisations dans un terrain peu consistant : 63
VII.2.3. Pose de canalisations en galerie : 63

VII.2.4. Traversée d'une rivière (Oued) : 64
VII.2.4.1. Étude préliminaire : 64
VII.2.4.2. Méthode de forage dirigé : 64
VII.3. Type de canalisation : 64
VII.3.1. Les tubes PEHD 64
VII.3.1.1. Methode d'assemblage des tubes PEHD : 65
VII.4. Mises en place des canalisations : 67
VII.4.1. Pose des canalisations en tranchée ouverte : 67
VII.4.2. Pose sans la tranchée : 68
VII.4.3. Mise en Œuvre : 68
VII.4.3.1. Largeur de la tranchée 69
VII.4.3.2. Profondeur de la tranchée : 69
VII.4.3.3. Couche de sable : 69
VII.4.3.4. Revêtement : 69
VII.4.3.5. Remblayage supérieur : 69
VII.4.3.6. Le compactaeg des tranchées : 69
VII.4.4. Contrôle de l'étanchéité 70
Conclusion : 70

Chapitre VIII : Organisation du chantier.

Introduction : 71
VIII.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain : 71
VIII.1.1. Marquage sur le terrain : 71
VIII.1.2. Nivellement : 71
VIII.1.3. Exécution des tranchées : 71
VIII.1.4. Construction des regards : 71
VIII.1.5. Pose du lit de sable : 71
VIII.1.6. Pose des conduites : 71
VIII.1.7. Remblayage des tranchées : 72
VIII.2. Planification des Travaux du Réseau de Distribution: 72
VIII.2.1. Construction du réseau : 72
VIII.2.2. Détermination du chemin critique : 72
VIII.2.2.1. Méthode CPM : 72
VIII.2.2.2. Chemin critique: 73

VIII.3. Excavation des tranchées d'adduction et distribution : 75
VIII.3.1. La profondeur (H_{tr}) : 76
VIII.3.2. Largeur de la tranchée : 76
VIII.3.3. Section du déblai : 76
VIII.3.4. Volume du lit de sable : 77
VIII.3.5. Volume de la conduite : 78
VIII.3.6. Volume de remblai 78
VIII.3.7. Calcul de foisonnement initial et final : 79
VIII.4. Calcul du réservoir : 80
VIII.4.1. Le diamètre extérieur 80
VIII.4.2. Le volume de décapage 80
VIII.4.3. Le volume de déblai 80
VIII.4.4. Le volume de béton de propreté (sous radier) 81
VIII.4.5. Volume de béton armé (radier) 81
VIII.4.6. Le volume de béton armé des parois 81
VIII.4.7. Le volume de béton armé de la coupole 81
VIII.5. Devis estimatif : 82
Conclusion : 83

Conclusion génerale : 84

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :Presentation de la ville d'étude

Tableau I. 1: Températures mensuelles et annuelles de la région d'OUED RHIOU 6
Tableau I. 2 : Répartition mensuelles de la pluviométrie 6
Tableau I. 3: Vitesses moyennes mensuelles des vents. 7
Tableau I. 4: Humidités moyennes mensuelles. 7
Tableau I. 5: Les différents équipements pour l'aire d'étude selon le programme proposé. 8

Chapitre II :Les besoins en eau de l'agglomération

Tableau II. 1: Estimation de la population future de l'agglomération. 11
Tableau II. 3: Les besoins domestiques. 12
Tableau II. 4: Les besoins scolaires. 13
Tableau II. 5: les besoins en loisir et santé. 13
Tableau II. 6: Les besoins administratifs et culturels. 13
Tableau II. 7: Les besoins d'arrosage. 14
Tableau II. 8: Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon (2053). 14
Tableau II. 9: Les valeurs de β_{max} en fonction de la population. 16
Tableau II. 10: Les valeurs de β_{min} en fonction de la population. 17
Tableau II. 11: La Variation horaire en fonction du nombre d'habitants. 18
Tableau II. 12: Variation des débits horaires de notre agglomération. 19

Chapitre III :Etude d'adduction

Tableau III. 1: Les coefficients K', m et β pour différents types du tuyau. 24

Chapitre IV :Les réservoirs

Tableau IV. 1: Calcul de la capacité du réservoir par la méthode analytique. 33
Tableau IV. 2: Dimensions du réservoir. 34

Chapitre V :le réseau de distribution

Tableau V. 1: Le calcul en route et le débit nodal. 39
Tableau V. 2: Valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau dans, cas de pointe. 42
Tableau V. 3: Valeurs des charges et pressions du réseau, cas de pointe 43
Tableau V. 4 :Valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau, cas de pointe + incendie 46
Tableau V. 5: Valeurs des charges et pressions du réseau, cas de pointe + incendie 47

Chapitre VIII :Organisation du chantier.

Tableau VIII. 1 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réseau 74
Tableau VIII. 2 : Détermination des délais 74
Tableau VIII. 3: Calcul du volume du déblai du réseau. 76
Tableau VIII. 4: Calcul du volume du lit de sable 76
Tableau VIII. 5: Calcul du volume des conduites. 77
Tableau VIII. 6: Données proposées pour le réservoir projeté. 78
Tableau VIII. 7: Calcul de différents volumes pour le réservoir projeté. 80
Tableau VIII. 8 : Coût des travaux 80

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :Presentation de la ville d'étude

Figure I. 1 : Situation de la wilaya de RELIZANE 3
Figure I. 2: Situation de la commune d'OUED RHOU dans la wilaya de RELIZANE. 3
Figure I. 3 : La situation de la zone d'étude POS N°4 d'ouamria 3
Figure I. 4 : Carte de zonage sismique du territoire national 5

Chapitre II :Les besoins en eau de l'agglomération

Figure II. 1: Evolution de la population future de POS n°4 d'ouamria. 11
Figure II. 2: Graphique de la consommation de l'agglomération. 20
Figure II. 3: Courbe cumulée de la consommation totale de l'agglomération. 20

Chapitre III :Etude d'adduction

Figure III. 1: Schéma du tracé de la conduite d'adduction gravitaire 22

Chapitre IV :Les réservoirs

Figure IV. 1: Différence points d'entrée de la conduite d'apport. 29
Figure IV. 2: Point de départ de la conduite de distribution. 29
Figure IV. 3: Conduite de vidange et du trop plein. 30
Figure IV. 4: Système BY-PASS. 30
Figure IV. 5: Détermination graphique de la capacité de réservoire. 32

Chapitre V :le réseau de distribution

Figure V. 1: Schema qui present Réseau ramifie 36
Figure V. 2 Schema qui présent Réseau ramifie 37
Figure V. 3: Répartition des vitesses et des pressions : cas de pointe. 44
Figure V. 4: Répartition des vitesses et des pressions partie superieur: cas de pointe. 45
Figure V. 5: Répartition des vitesses et des pressions : cas de pointe + incendie. 48
Figure V. 6: Répartition des vitesses et des pressions partie superieur: cas de pointe + incendie. 49
Figure V. 7: L'emplacement de la vanne dans notre réseau. 50
Figure V. 8: La vanne de réduction de préssion entre noeud 2 et N16. 51

Chapitre VI :Les accessoires.

Figure VI. 1: Vannes à guillotine 53
Figure VI. 2: Les caractérestiques d'un vannes papillon 54
Figure VI. 3: les caractérestique de la vanne de réduction de pression 55
Figure VI. 4: La vanne de réduction de pression 55
Figure VI. 5: Fonctionnement d'un ventouse 56
Figure VI. 6: Coude PE aves soudage bout à bout 57
Figure VI. 7: Rudéction en PEHD électrosoudable 57
Figure VI. 8: Tés en PEHD 58
Figure VI. 9: Les caracterestique d'un manomètres à aiguilles 60
Figure VI. 10: Les caracterestique d'un manomètres à soufflet. 61
Figure VI. 11: Les dispositifs de mesure de débit. 61

Chapitre VII :Pose de canalisation

Figure VII. 1: Les normes de pose de canalisations dans un terrain ordinaire 63
Figure VII. 2:Technique de poser un canalisation dans un terrain peu consistant 63
Figure VII. 3: Tubes en polyéthylène haute densité. 64
Figure VII. 4: Le manchon électro-soudable. 65
Figure VII. 5: Mise en Œuvre d'assemblage par fusion. 65
Figure VII. 6: Machine de soudage bout à bout. 66
Figure VII. 7: L'élimination des écarts de géométrie 66
Figure VII. 8: Le processus de soudage des tubes PEHD 67

Chapitre VIII :Organisation du chantier.

Figure VIII. 1: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribut.....65

Liste des planches

Planches N°01 : Plan de masse avec tracé du réseau de distribution

Planches N°02 : Profil en long de la conduite de distribution principale

Planches N°03 : Détail des nœuds

Planches N°04 : Plan du réservoir

Introduction générale :

L'eau, en tant qu'élément essentiel à toute forme de vie, a toujours exercé une influence majeure sur les activités humaines. Les installations humaines se sont historiquement développées autour des points d'eau, formant ainsi des agglomérations dont les besoins ne cessent de croître.

Notre zone d'étude est localisée dans la commune de Oued-Rhiou, relevant de la wilaya de Relizane. Nous avons constaté que le système d'alimentation en eau actuel n'a pas pris en compte l'expansion prévue à l'est de la commune.

Dans ce contexte, notre mission consiste à concevoir un système d'alimentation en eau potable qui réponde aux besoins du plan d'occupation du sol (POS N°4).

Ce travail comportera huit chapitres, commençant par une présentation de la zone d'étude ou on va aborder une présentation globale du site. Vu qu'avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines données de reconnaissances de la zone d'étude.

Puis en passe à l'estimation des besoins en eau potable ou nous allons estimer des besoins en eau de la population de notre POS d'étude. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent au dimensionnement des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation ce qui l'objet du chapitre suivant. Après cela on passe au dimensionnement du réseau de distribution d'eau ou on étudiera, le choix du tracé de notre réseau de distribution, le choix du type de conduites pour la zone en question et l'étude technique qui comportera le dimensionnement des conduites avec l'obligation de cibler des pressions au sol en relation avec le niveau de construction et en essayant d'avoir des vitesses dans la fourchette recommandée. Arrivant aux accessoires du réseau d'alimentation en eau potable que comportera notre réseau, en choisi les accessoires adéquates afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans les conduites et les protéger. Après cela on passe à la pose de canalisation et organisation de chantier, ensuite on étudiera l'organisation des opérations nécessaires à la réalisation de notre projet.

Et finalement le devis estimatif et quantitatif des différents travaux.

Tout ce qui vient d'être exposé a pour but de répondre confortablement à la demande de la population à l'horizon futur 2050, cette dernière croit simultanément avec l'évolution démographique.

Chapitre I :

Presentation de la ville d’étude

Introduction :

Il est impératif de procéder à une évaluation du site avant le lancement de tout projet d'alimentatiot en eau potable, pour acquérir une compréhension globale des caractéristiques de l'emplacement et des facteurs ayant un impact sur la conception du projet. Ces facteurs comprennent des informations liées à la zone urbaine, une compréhension complète des conditions géologiques du site, etc. Ces informations aident à prendre des décisions éclairées pendant l'exécution du projet, telles que la sélection des machines appropriées et la détermination des matériaux les plus appropriés pour les pipelines, garantissant ainsi la réussite du projet.

I.1. Situation géographique :

I.1.1. Situation de la commune :

La commune d'OUED RHIOU se trouve au nord-est de sa wilaya. Elle est le chef-lieu de la daïra et comprend, en plus de sa propre commune, trois autres communes., chef lieu de daïra se situe à environ 45Km à l'est de RELIZANE (chef lieu de wilaya) et à une distance de 255 km d'ALGER et de 185 km d'ORAN.

Elle limitée :

- Au Nord par la commune d'OUARIZANE.
- Au Sud par la commune de LAHLEF.
- A l'Est par commune de MARDJA SIDI ABED.
- A l'Ouest par la commune de DJIDIOUIA voir (**Figure I.2)**.

La commune d'OUED RHIOU est d'une superficie de 108Km², elle est traversée par plusieurs axes routiers, elle est desservie du Nord au Sud et d'Est en Ouest par :

- Route nationale N°04 : ALGER-ORAN.
- Voie ferrée : ALGER-ORAN.
- Route nationale N°90 : MAZOUNA- TIARET .
- Route DAHRA-OUARSENIS.

I.1.2. Situation du périmètre d'étude :

La zone d'étude POS N°4 est situé au sud-ouest de la commune de OUED RHIOU elle couvre une superficie de 47 Ha.

Il est délimité :

- Au Nord par la ville de OUED RHIOU.
- Au Sud par la commune de LAHLAF.
- A l'Est par route nationale RN90.
- A l'Ouest par CHAABET KHARMACHA (**Figure I.3)**.

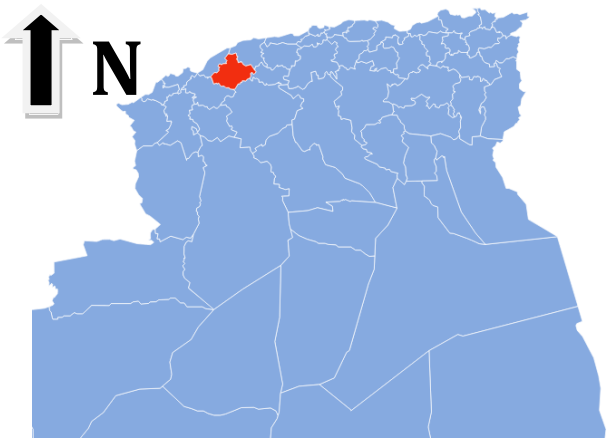


Figure I. 1 : Situation de la wilaya de RELIZANE

Source : https://fr.wikipedia.org



Figure I. 2: Situation de la commune d'OUED RHOU dans la wilaya de RELIZANE.

Source : https://fr.wikipedia.org

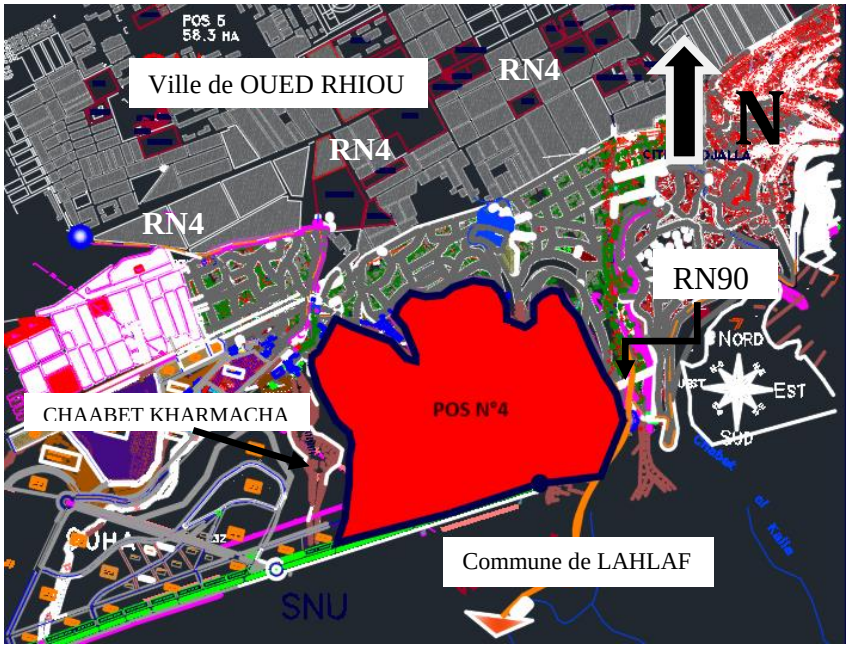


Figure I. 3 : La situation de la zone d'étude POS N°4 d'ouamria

Source : Direction d'urbanisme de RELIZANE

I.2. Situation topographique :

La commune d'OUED RHIOU présente un terrain accidenté, avec des altitudes fluctuant entre 59 mètres et 502 mètres. Cette variation d'altitude se traduit par des irrégularités marquées dans le relief du site d'étude, caractérisées par des pentes fortes (**Figure I.3)**.

Le territoire communal se divise en deux éléments principaux :

- La plaine, qui représente 54% de la superficie totale, soit 5760 hectares.
- Les piémonts (SAFAH) caractérisent la partie sud de la commune, couvrant 46% de la superficie totale, soit 5040 hectares.

La plaine s'étend sur des altitudes variant de 52 à 84 mètres, avec une orientation Sud-Nord-Ouest et Est-Nord. Elle est traversée par les rivières Oued Rhiou, Oued Grigra et Chaaba Kharmacha, situées dans la partie de la plaine du Bas Chellif, en prolongement du Moyen et Haut Chellif, créant un passage entre deux chaînes de montagnes, au nord (DAHRA) et au sud (OUARSENIS).

Quant aux piémonts, ils font partie du Bas Piémonts et sont intégrés dans la zone de transition entre l'OUARSENIS à l'est (délimité par L'OUED RHIOU), la DAHRA au nord, et les BENI CHOUGRANE à l'ouest (délimités par l'Oued MINA).

I.3. Situation géologique:

Le territoire de la commune d'OUED RHIOU est délimité comme suit :

- Au nord, il est bordé par une formation de calcaire tendre du miocène, où la roche mère est souvent exposée sous forme de bancs calcaires affleurant à la surface. Les piémonts situés au sud de la commune sont une extension du massif de l'OUARSENIS.
- À l'est et à l'ouest, la plaine principale est principalement constituée de sols alluvionnaires, comprenant des alluvions d'argile sableuse et des zones de colluvions résultant de l'érosion du massif calcaire. Ces zones contiennent des galets et des limons argileux.
- Au sud, on trouve des terrains de piémonts calcaires du miocène supérieur, où la roche mère est visible et offre des conditions très favorables pour la construction.

I.4. Sismicité :

Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques (**Figure I.4)** :

- **Zone 0 :** sismicité négligeable.
- **Zone I :** sismicité faible.
- **Zone II** : sismicité moyenne.
- **Zone III :** sismicité forte.

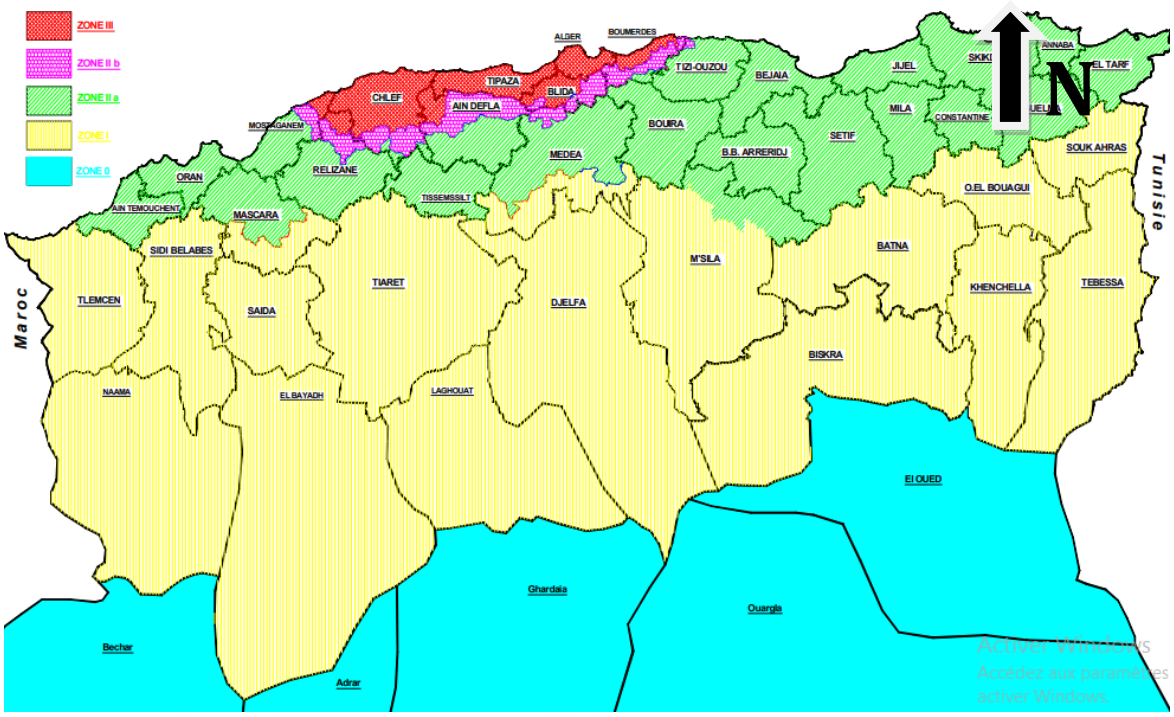


Figure I. 4 : Carte de zonage sismique du territoire national

Source : RPA 99/ version 2003 Carte de zonage sismique d'Algérie

La daïra d'OUED RHIOU se situe sur une zone de faible sismicité, elle est classée en zone 2 et possède une sismicité moyenne à forte

- Très forte en zone de plaine
- Moyennement forte de montagne (piémont)

I.5. Situation climatique :

I.5.1. Climat :

La région d'OUED RHIOU comme présentant un climat aride ,se caractérise par un climat particulier, marqué par des contrastes saisonniers. Les étés sont très chauds, tandis que les hivers connaissent des températures plus fraîches.

I.5.2. Température :

La répartition mensuelle de température entre l'année 2007 et 2016 est représentée dans (Tableau I.1) :

Tableau I. 1: Températures mensuelles et annuelles de la région d'OUED RHIOU

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
T_{moy} (°C)	10.2	11.3	13.7	19.1	23.8	28.8	32.9	32.2	27	21.3	13.8	11.5

Source : ONM de RELIZANE

Le climat thermique de la région se caractérise par des températures élevées en été et plus fraîches en hiver.

Les mois de juillet et août enregistrent les températures les plus élevées, parfois jusqu'à un mètre de profondeur dans la nappe.

Les températures les plus basses sont observées en janvier, avec une moyenne de 10,2°C.

I.5.3. Pluviométrie :

Le Tableau I.2 représente les précipitations moyennes mensuelles de la région d'OUED RHIOU entre l'année 2007 et 2016

Tableau I. 2 : Répartition mensuelles de la pluviométrie

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
P (mm)	35.45	34.65	28.7	30.1	20.8	2.4	0.57	2.8	12.67	28.3	50.8	36.5

Source : ANRH RELIZANE

L'analyse du tableau I.2 met en évidence que le mois de novembre est le plus arrosé, enregistrant 50,8 mm de précipitations, tandis que le mois de juillet enregistre une faible pluviométrie de seulement 0,57 mm. La pluviométrie totale annuelle atteint 273,74 mm, dont 265,3 mm tombent entre octobre et mai.

De manière générale, le climat de la région d'Oued Rhiou se caractérise par une pluviométrie limitée et répartie de manière très irrégulière tout au long de l'année.

I.5.4. Les vents :

Vous trouverez les vitesses du vent répertoriées dans le tableau I.3.

Tableau I. 3: Vitesses moyennes mensuelles des vents.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
V (m/s)	2.35	2.85	2.97	2.91	3.3	3	2.87	2.9	2.67	2.5	2.45	2.61

Source : ONM de RELIZANE

Les vents majoritaires soufflent principalement de l'ouest au nord-est. Pendant l'automne, l'hiver et le début du printemps, les vents en provenance de l'ouest sont les plus fréquents.

I.5.5. Hmuidité :

L'humidité de l'air est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I. 4: Humidités moyennes mensuelles.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Hum %	64	57.5	52.6	53.9	45.7	37.6	39.4	36	45	56.4	63.4	71.5

Source : ONM de RELIZANE

L'humidité relative dans la région est généralement plus élevée le matin tout au long de l'année, se situant entre 63 et 71% en hiver et diminuant à environ 36 % en été (voir tableau I.4). Cette humidité relative peut partiellement compenser l'absence ou la rareté des précipitations, ce qui peut favoriser la croissance des plantes.

I.6. Donnée de la population:

I.6.1. Pour l'habitat :

Le nombre de logements projetés est de 2435 logements collectifs dont :

- 1007 logts et 800 logts AADL en cours.
- 180 logts collectifs en cours.
- 513 logts projetés.

Selon un total de 05 personnes par logement, la population attendue serait de 12175 habitants. L'habitat projeté est de type collectif avec des hauteurs de R+9 pour AADL de 1007 logts et R+5 pour les autres logements .

I.6.2. Pour les équipements :

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

Tableau I. 5: Les différents équipements pour l'aire d'étude selon le programme proposé.

Désignation	Superficie (m^2)
3 équipements de reserve	23600
4 Ecoles primaires	14500
Polyclinique	5200
Mosquée	2100
2 CEM	17000
2 Lycée	23000
C.F.P.A	3800
Centre de santé	2500
Surette urbaine	3500
EQ commercial	1000
Espace vert	1400

Source : Diréction d'urbanisme RELIZANE

I.7. Situations hydrauliques :

L'alimentation en eau potable de la POS N°4 sera assurée à partir d'un réservoir projeté avec une cote de terrain préétablie.

Ce réservoir sera alimenté depuis un réservoir existant d'une capacité de 10 000 m^3, situé à l'est-sud de la POS, à une cote de terrain naturel de 498 mètres.

Ce réservoir existant est alimenté en eau depuis la station de traitement de barrage GARGAR a une distance de 7525m.

Conformément aux informations fournies par l'URBA de RELIZANE, ce réservoir est catégorisé comme un réservoir tampon et est en excellent état de fonctionnement.

Conclusion :

En conclusion, ce chapitre nous a offert une présentation détaillée de la zone d'étude, à savoir la région d'Oued Rhiou. Nous avons passé en revue les caractéristiques géographiques, topographiques et climatiques de cette zone, en insistant sur leur rôle crucial dans la planification et la réalisation de projets d'alimentation en eau potable.

De plus, nous avons souligné l'importance de l'infrastructure existante, en particulier les réservoirs, pour répondre aux besoins de la population.

Toutes ces données fournissent la base essentielle pour entamer l'étude du système d'alimentation.

Chapitre II :

Les besoins en eau de l’agglomération

Introduction

Les études de terrain sont d'une importance capitale dans le développement de projets d'ingénierie hydraulique. Dans les projets d'alimentation d'eau potable, il est nécessaire de prendre en compte les spécificités de la ville (relief, climat, structure d'agglomération, etc.), puisqu'elles deviennent un facteur décisif et déterminant dans le choix de la variante développée. Par conséquent, afin de mener à bien les travaux et d'assurer le bon fonctionnement du système, des activités de recherche et de collecte de données dans diverses administrations et administrations sont menées préalablement aux autres étapes du travail en cours de développement.

II.1. Estimation de besoins en eau

II.1.1. Evaluation de la population :

Le réseau d'approvisionnement en eau potable de la région est conçu en tenant compte de la croissance démographique et de l'évolution démographique à long terme. Le taux de croissance considéré est de 2,29% et sert de paramètre de calcul pour le développement dans les différents horizons souhaités, mesuré selon la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1+\tau)^n \qquad \textbf{(II.1)}$$

Avec : **Pn :** population à l'horizon donnée

P_0 : population de l'année de référence

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

τ : taux d'accroissement pris a 2,29% (source DPAT Relizane).

II.1.2. Taux d'accroissement :

Le taux d'accroissement démographique représente l'augmentation de la population d'une région au cours d'une période donnée. Il reflète le nombre de naissances et de décès enregistrés pendant cette période, ainsi que le nombre de personnes qui sont arrivées par l'immigration ou sont parties par l'émigration. Dans notre étude, le taux de croissance démographique s'étend sur une période de 30 ans.

II.1.3. Population de référence :

L'estimation des besoins en eau est toujours liée au développement démographique et à l'amélioration du niveau de vie. Par conséquent, l'estimation doit être basée sur l'évaluation de la population à différents niveaux. Selon les données recueillies par les services de la DUCH (Direction d'étude urbanisme et architecture), il y a 12175 personnes vivant dans ce POS. Notre objectif de recherche est de satisfaire les besoins en eau potable d'ici 2053. En d'autres termes, après 30 ans.

L'évolution de la population pour les différents horizons pris en compte dans notre étude, et sur la base de la loi précédente (II.1), est illustrée dans le tableau II.1 ci-dessous.

Tableau II. 1: Estimation de la population future de l'agglomération.

Localité	Horizon	Actuel (2023)	future (2053)
POS N°4 d'aouamria	Population	12175	24014

Pour un taux d'accroissement stable de 2,29 %, l'évolution de la population est estimée à doubler à l'horizon 2053. Plusieurs équipements ont également été programmés.

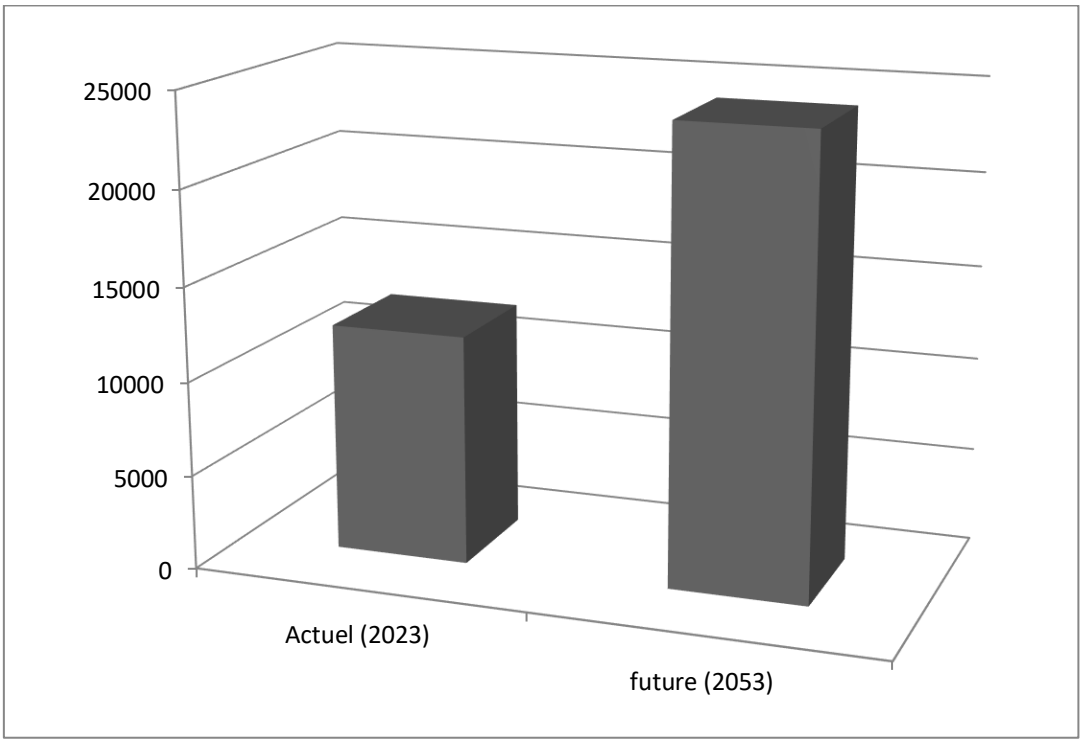


Figure II. 1: Evolution de la population future de POS n°4 d'ouamria.

II.1.4. Choix de dotation:

La dotation nécessaire pour estimer les besoins en eau d'une agglomération est une norme spécifique à chaque catégorie de consommateur. Le rapport du débit journalier moyen par unité de consommation (habitant, agent, élève, lit,...) est défini.

on distingue: [1]

- Ville contient moin de 20000 personnes : une dotation de 150 à 200 l/j/hab.
- Ville contient entre 20000 et 100000 personnes: une dotation de 200 à 300 l/j/hab.
- Ville contient plus de 100000 personnes: une dotation de 300 à 350 l/j/hab.

Donc cette petite ville contient 24014 habitants on recommande de prendre 200 l/j/hab

II.1.5. Détermination des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateurs :

II.1.5.1. Evaluation des besoins en eau domestique :

Les besoins en eau pour un usage domestique sont largement influencés par la modernisation des systèmes sanitaires et les pratiques quotidiennes des individus.

Pour calculer la consommation quotidienne moyenne de la commune, il sera nécessaire d'évaluer l'ensemble des besoins, qu'ils soient d'ordre domestique, administratif, commercial ou industriel, en appliquant la formule suivante **(II.2)**.

$$\mathbf{Q_{moy.j}} = \frac{\mathrm{Dot} \times \mathrm{N}}{1000} \ (\mathrm{m^3/j}) \qquad \textbf{(II.2)}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Dot : Dotation journalière (l/j/hab).

N: Nombre de consommateurs (hab).

Détermination les besoins domestiques sur le Tableau II.3 .

Tableau II. 2: Les besoins domestiques.

Année	Nombre d'habitant (hab)	Dotation (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
2023	24014	200	4802,8

II.1.5.2. Besoins scolaires :

Détermination les besoins scolaires sur le Tableau II.4 .

Tableau II. 3: Les besoins scolaires.

Désignation	Superficie (m^2)	Dotation ($l/j/m^2$)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
4 Ecoles primaires	14500	2	29
2 CEM	17000	2	34
2 Lycée	23000	1,5	23
C.F.P.A	3800	1,5	3,8
Totals			103,2

Source : Direction d'urbanisme de RELIZANE

II.1.5.3. Besoins en loisir et santé :

Détermination les besoins en loisir et santé sur le Tableau N°II.5 .

Tableau II. 4: les besoins en loisir et santé.

Désignation	Superficie (m^2)	Dotation ($l/j/m^2$)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
Polyclinique	5200	0,7	3,64
Centre de santé	2500	0,7	1,75
Totals			5,39

Source : Direction d'urbanisme de RELIZANE

II.1.5.4. Besoins administratifs et culturels :

Détermination les besoins administratifs et culturels sur le Tableau N°II.6 .

Tableau II. 5: Les besoins administratifs et culturels.

Désignation	Superficie (m^2)	Dotation ($l/j/m^2$)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
Surette urbaine	3500	4	14
EQ commercial	1000	1	1
Mosquée	2100	5	10,5
3 équipements de reserve	23600	1	23,6
Totals			49,1

Source : Direction d'urbanisme de RELIZANE

II.1.5.5. Besoins d'arrosage :

Détermination les besoins d'arrosage sur le Tableau II.7

Tableau II. 6: Les besoins d'arrosage.

Désignation	Superficie (m^2)	Dotation ($l/j/m^2$)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
Espace vert	1400	10	14

Source : Direction d'urbanisme de RELIZANE

II.1.6. Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération:

Nous dressons un tableau récapitulatif après une étude détaillée des besoins afin de calculer le débit total moyen nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau II. 7: Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon (2053).

Désignation	Consommation moyenne journalière (m^3/j)
Besoins domestiques	4802,8
Besoins scolaires	103,2
Besoins en loisir et santé	5,39
Besoins administratifs et culturels	49,1
Besoins d'arrosage	14
Totals	4975,59

Les pertes liées aux fuites dans les conduites d'adduction et le réseau de distribution sont inévitables et dépendent de plusieurs facteurs, notamment le type de conduite, leur ancienneté, la nature du terrain, la qualité de l'entretien, et d'éventuels incidents.

Pour compenser ces pertes, on peut considérer une majoration de 20% par rapport à la consommation quotidienne moyenne pour un réseau neuf projeté, c'est-à-dire :

$$Q_{moy.j.majoré} = Q_{moy.j} + (0,2\times Q_{moy.j}) \ \ m^3/j \qquad \textbf{(II.3)}$$

$$Q_{moy.j.majoré} = 1,2\times 4975,59 = \mathbf{5970,71\ m^3/j}$$

II.1.7. Variation de la consommation journalière :

La consommation quotidienne d'eau est irrégulière, variant de jour en jour en fonction d'un certain nombre de facteurs locaux, ces variations sont caractérisées par un coefficient d'irrégularité journalier, à savoir $\mathbf{K_{max.j}}$ et $\mathbf{K_{min.j}}$.

II.1.7.1. Consommation maximale journalière $Q_{max.j}$:

Le jour le plus chargé de l'année correspond à la consommation la plus élevée et est déterminé par la relation suivante :

$$\mathbf{Q_{max,j}} = K_{max.j} \times Q_{moy.j} \quad (m^3/j) \qquad \textbf{(II.4)}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier (m^3/j).

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j).

$K_{max.j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, varie entre 1,1 à 1,3

Pour notre cas nous prenons : $K_{max.j}$=1,2

Donc le débit maximum journalier de cette ville est :

$$Q_{max,j} = 1,2 \times 5970,71 = \mathbf{7165,85\ m^3/j}$$

II.1.7.2. Consommation minimale journalière $Q_{min.j}$:

Le jour le moins chargé de l'année correspond à la consommation la plus faible et est déterminé par la relation suivante :

$$\mathbf{Q_{min,j}} = K_{min.j} \times Q_{moy.j} \quad (m^3/j) \qquad \textbf{(II.5)}$$

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier (m^3/j).

$Q_{min,j}$: débit minimum journalier (m^3/j).

$K_{min.j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum, varie entre 0,7 à 0,9

Pour notre cas nous prenons : $K_{min.j}$= 0,8

Donc le débit minimum journalier de cette ville est :

$$Q_{min,j} = 0,8 \times 5970,71 = \mathbf{4776,57\ m^3/j}$$

II.1.8. Variation de la consommation horaire

II.1.8.1. Consommation maximale horaire

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$), Ce coefficient reflète l'augmentation de la consommation d'eau par heure sur la durée d'une journée, et il prend en considération :

- l'accroissement de la population.
- le degré du confort.
- régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et $\beta_{max,}$Tel que :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \textbf{(II.6)}$$

- α_{max} : il tenant compte le développement industriel (l'importance de l'agglomération) et les habitudes de la population, il varie de 1.2 à 1.4. Pour notre cas on prend 1,2.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (selon le nombre des habitants),

Le tableau suivant donne la variation en fonction du nombre d'habitants

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

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on prend β_{max} = 1,2.

$$K_{max.h} = 1,2 \times 1,2 = 1,44$$

II.1.8.2. Consommation minimale horaire

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{min.h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation

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

Avec :

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend 0,5.
- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II. 9: Les valeurs de β_{min} en fonction de la population.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Pour notre cas on prend $\beta_{min} = 0,5$

$$K_{min.h} = 0,5 \times 0,5 = 0,25$$

II.1.9. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante:

$$\mathbf{Q_{moy.h}} = Q_{max.j} \times \frac{1}{24} \ (m^3/h) \qquad \textbf{(II.8)}$$

Avec :

$Q_{moy.h}$: débit moyen horaire (m^3/h).

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j).

Donc le débit moyen horaire :

$$Q_{moy.h} = \frac{7165,85}{24} = \mathbf{298,58\ m^3/h}$$

Et le débit maximum horaire :

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} \times K_{max.h} \ (m^3/h) \qquad \textbf{(II.9)}$$

$$Q_{max.h} = 298,58 \times 1,44 = \mathbf{429,96\ m^3/h}$$

Et le débit minimum horaire :

$$Q_{min.h} = Q_{moy.h} \times K_{min.h} \ (m^3/h) \qquad \textbf{(II.10)}$$

$$Q_{min.h} = 298,58 \times 0,25 = \mathbf{74,65\ m^3/h}$$

Dans nos travaux, nous avons choisi de déterminer le débit de pointe selon une méthode qui introduit des variations liées au nombre d'habitants.

II.2. Etude des variations des débits horaires :

Le débit horaire d'une agglomération varie selon son importance. Le nombre d'habitants dans le tableau représente la variation des débits horaires d'une journée.

Tableau II. 10: La Variation horaire en fonction du nombre d'habitants.

	Nombres d'habitants				
Heures	Moins de 10000	De10001 À 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
1	2	3	4	5	6
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
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

(Source : livre d'A.E.P de Mr. Salah Boualem).

Puisque le nombre d'habitants à l'horizon est 24014 habitants ,donc nous avons choisi la répartition variant entre 10 001 à 50 000 hab.

Tableau II. 11: Variation des débits horaires de notre agglomération.

Heures	Agglomération		Arrosage		Le débit maximale journalier total		Le débit cumulé	
	7145,69 m^3/j		20,16 m^3/j		$Q_{max,j}$ = 7165,85 m^3/j			
	%	**m^3/h**	**%**	**m^3/h**	**%**	**m^3/h**	**%**	**m^3/h**
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0_1	1,5	107,19	0	0	1,50	107,19	1,50	107,19
1_2	1,5	107,19	0	0	1,50	107,19	2,99	214,37
2_3	1,5	107,19	0	0	1,50	107,19	4,49	321,56
3_4	1,5	107,19	0	0	1,50	107,19	5,98	428,74
4_5	2,5	178,64	0	0	2,49	178,64	8,48	607,38
5_6	3,5	250,10	0	0	3,49	250,10	11,97	857,48
6_7	4,5	321,56	0	0	4,49	321,56	16,45	1179,04
7_8	5,5	393,01	0	0	5,48	393,01	21,94	1572,05
8_9	6,25	446,61	0	0	6,23	446,61	28,17	2018,66
9_10	6,25	446,61	25	5,04	**6,30**	**451,65**	34,47	2470,30
10_11	6,25	446,61	25	5,04	**6,30**	**451,65**	40,78	2921,95
11_12	6,25	446,61	0	0	6,23	446,61	47,01	3368,55
12_13	5	357,28	0	0	4,99	357,28	51,99	3725,84
13_14	5	357,28	0	0	4,99	357,28	56,98	4083,12
14_15	5,5	393,01	0	0	5,48	393,01	62,46	4476,14
15_16	6	428,74	0	0	5,98	428,74	68,45	4904,88
16_17	6	428,74	25	5,04	6,05	433,78	74,50	5338,66
17_18	5,5	393,01	25	5,04	5,55	398,05	80,06	5736,71
18_19	5	357,28	0	0	4,99	357,28	85,04	6094,00
19_20	4,5	321,56	0	0	4,49	321,56	89,53	6415,55
20_21	4	285,83	0	0	3,99	285,83	93,52	6701,38
21_22	3	214,37	0	0	2,99	214,37	96,51	6915,75
22_23	2	142,91	0	0	1,99	142,91	98,50	7058,66
23_24	1,5	107,19	0	0	1,50	107,19	100,00	7165,85
	100	7145,69	100	20,16	100	7165,85		

A partir du tableau de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre 09h et 11h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{max,h} = 451,65\ m^3/h = \mathbf{125,46\ l/s}$$

$$Q_{min,h} = 107,19\ m^3/h = \mathbf{29,78\ l/s}$$

$$K_{max.h} = {Q_{max,H}}/{Q_{moy,H}} = 1{,}51$$

Donc a partir les résultats du tableau en trouve le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) égale à **1,51**.

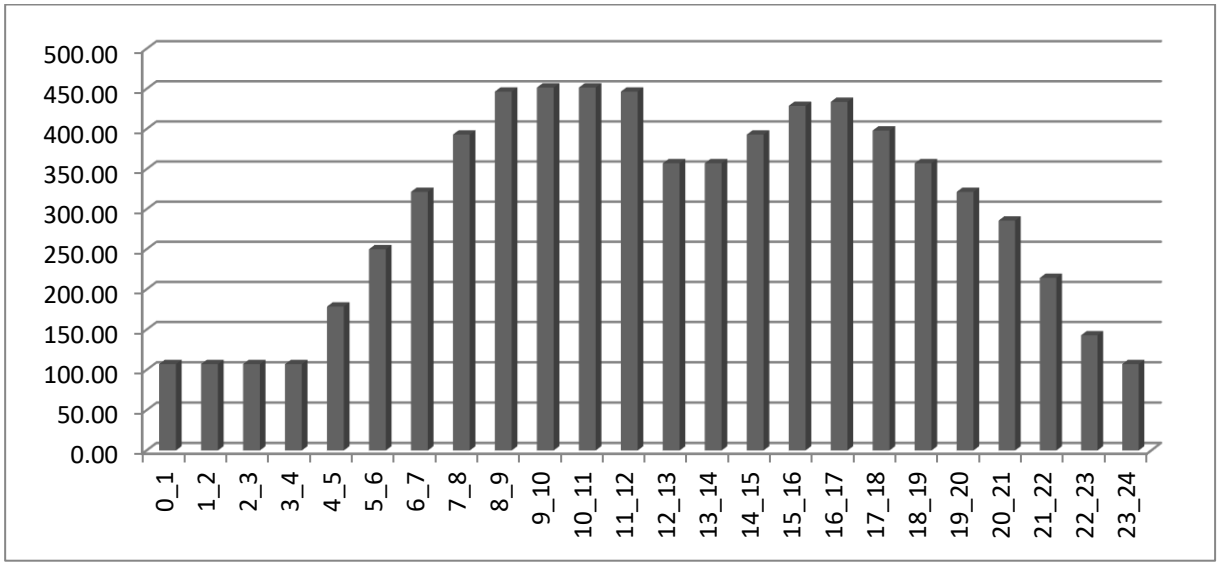


Figure II. 2: Graphique de la consommation de l'agglomération.

Cette Figure II. qui present l'augmentation de la consommation cumulé on fonction du temps

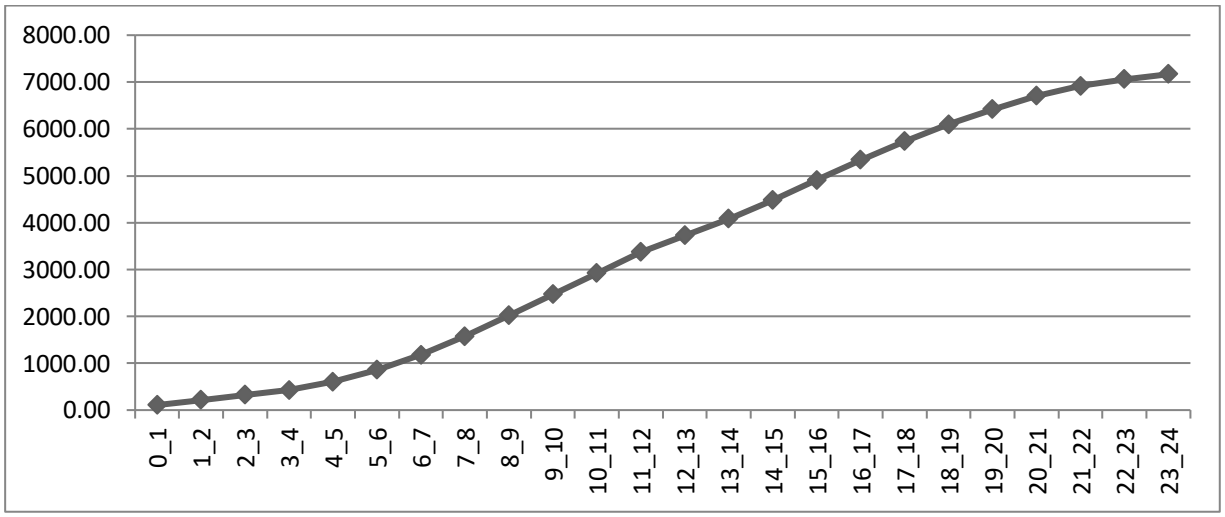


Figure II. 3: Courbe cumulée de la consommation totale de l'agglomération.

Conclusion :

La population est estimée à 24014 habs à l'horizon 2053, tous les débits journaliers (maximum et minimum) ont été déterminés dans ce chapitre Donc $Q_{max,j}$ = 7165,85 m^3/j. Il a également tracé les courbes de consommation horaires pour déterminer tous les débits horaires moyen **298,58 m^3/h** , maximum **451,65 m^3/h** et minimum **107,19 m^3/h**).

En somme, il est possible de répondre au besoin d'agglomération à l'horizon.

Chapitre III :

Etude d’adduction

Introduction :

Dans cette chapitre, nous allons calculer les dimensions de la conduite d'adduction qui connecte le réservoir tampon au réservoir d'alimentation prévu pour notre agglomération, en effectuant une analyse pour déterminer le diamètre avantageux.

III.1. Sélection du Matériau de Conduite :

Le choix repose sur des critères techniques tels que le diamètre, la pression de service, les conditions d'installation, ainsi que sur des considérations économiques comprenant le coût de fourniture et de transport.

Pour notre étude, nous avons opté pour des conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), en raison de leurs avantages économiques par rapport à celles en fonte. Les raisons de ce choix incluent :

- Disponibilité sur le marché.
- Capacité à supporter des pressions élevées (3 à 20 bars).
- Coût avantageux en termes de transport.
- La continuité et la souplesse des conduites permettent la mise en place de tronçons de grande longueur préalablement assemblés sous le sol, dans des conditions optimales d'exécution et de contrôle.
- Leur élasticité les rend adaptées aux terrains plus ou moins accidentés.
- Le seul inconvénient est le risque de corrosion, nécessitant un revêtement intérieur.

Dans notre projet, le matériau choisi pour la conduite d'adduction est le polyéthylène haute densité (PEHD).

III.2. Classification de l'adduction:

Les conduites d'adduction peuvent être classées comme suit:

III.2.1.L'adduction à écoulement gravitaire :

L'adduction gravitaire implique le transport de l'eau potable depuis un point de captage situé à une altitude supérieure jusqu'aux réservoirs de stockage et aux consommateurs localisés à une altitude inférieure. Cela se réalise en exploitant la pente naturelle du terrain, avec les canalisations suivant le tracé conformément à cette inclinaison.

III.2.2.L'adduction à écoulement par refoulement :

L'adduction par refoulement se caractérise par le pompage de l'eau potable depuis un captage ou un réservoir situé à une altitude inférieure, afin de l'acheminer vers les réservoirs de stockage et les consommateurs établis à une altitude supérieure.

III.2.3.L'adduction mixte.

Dans un système d'adduction mixte, l'eau suit un cheminement alternant entre une conduite de refoulement et une conduite gravitaire, permettant ainsi des transitions fluides entre les deux modes de transport de l'eau.

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction gravitaire.

III.3. Choix du tracé de l'adduction

Lors du choix du tracé d'une conduite, certaines conditions doivent être prises en compte :

- Choisissez l'itinéraire le plus direct et le plus court
- Pour les changements de direction, de longues lignes reliées par des coudes bien ouverts sont préférables.
- Ne traversez pas de zones boisées ou de carrefours.
- Le profil doit être aussi régulier que possible et ne doit pas nécessairement suivre le sol.
- Évitez les pentes.
- Il est nécessaire de prévoir des ventouses en positions hautes et des reliefs en positions basses.
- Le tracé doit longer la route pour faciliter l'approvisionnement du site d'installation et faciliter les réparations.



Figure III. 1: Schéma du tracé de la conduite d'adduction gravitaire .

Source : https://earth.google.com/

III.4. Etude de l'adduction gravitaire :

La détermination du diamètre optimal de la conduite gravitaire, compte tenu d'un réservoir tampon situé à une altitude de 469 m avec une hauteur d'eau de 5 m et d'une cote proposée pour la bâche d'eau de 342,5 m avec une hauteur d'eau de 5 m, suit le processus suivant :

- Calcul de la charge disponible entre le réservoir tampon et la bâche d'eau.
- Supposition que la perte de charge équivaut à la charge disponible.
- Identification du diamètre optimal, suivi de sa normalisation.
- Vérification de l'admissibilité de la vitesse.

Ce processus garantit une approche méthodique pour déterminer un diamètre approprié tout en prenant en considération les différences d'altitude et en respectant les critères de vitesse acceptables.

Quatre paramètres entrent en jeu dans le calcul d'une conduite sous l'effet de la gravité :

- Le débit Q.
- Le diamètre D.
- La vitesse V.
- Les pertes de pression.

En général, dans la pratique, seul le diamètre doit être déterminé.:

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_{et} \times Q^{\beta}}{\Delta H}} \quad \textbf{(III.1)}$$

Avec :

- **ΔH :** Perte de charge (m);

$$\Delta H = C_{RT} - C_{RP} \quad \textbf{(III.2)}$$

- **K' :** Coefficient de frottement;
- **L_g :** Longueur géométrique de la conduite (m) (**L_g = 4484,11 m)**;
- **D_{av} :** Diametre aventageux (m);
- **β :** Exposant tenant compte du régime d'écoulement;
- **m :** Exposant tenant compte du type du matériau.
- **Q :** Débit dans la conduite (m^3/s).
- **C_{RT} :** Cote radier de réservoir tompon (m).
- **C_{RP} :** Cote peizometrique de réservoir projté (m).

$$\Delta H = 469 - 347{,}5 = \textbf{121,5 m}$$

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

Tableau III. 1: Les coefficients K', m et 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

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

A.N :

$$D_{av} = 0{,}23243 \text{ m} = 232{,}43 \text{ mm}$$

On normalise le diamètre : D = 250 mm

Vérification de la vitesse :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \text{ (m/s)} \qquad \textbf{(III.3)}$$

$$V = \frac{4 \times 0{,}12546}{\pi \times 0{,}2355^2} = 2{,}96 \text{ m/s}$$

La Vitesse est élevée, on doit augmenter le diamètre pour assurer une vitesse admissible

On prend D_{av} = 400 mm

$$V = \frac{4 \times 0{,}12546}{\pi \times 0{,}3763^2} = 1{,}13 \text{ m/s}$$

Donc le diametre aventageux de cette étude d'adduction est 400 mm.

III.5. Protection des conduites contre le coup de bélier :

Le coup de bélier est une onde de pression, qu'elle soit positive ou négative, qui émerge suite à une modification du régime hydraulique. Elle se propage à travers le milieu composé d'eau et de la conduite qui la renferme. La célérité de cette onde est une de ses caractéristiques essentielles. L'onde subit des réflexions lorsqu'elle rencontre des obstacles, en particulier aux extrémités de la conduite.

III.5.1.Les origines du phénomène du coup de bélier :

Le phénomène du coup de bélier est une oscillation provoquée par diverses situations, notamment :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- Le démarrage ou l'arrêt des pompes dans les conduites sous pression.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'Approvisionnement en Eau Potable .
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- Les variations d'un plan d'eau.
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage, étant la cause la plus fréquente du coup de bélier.

III.5.2.Dangers liés aux coup de bélier :

Les résultats du coup de bélier peuvent être préjudiciables et s'aggravent à mesure que les paramètres de modification, tels que les variations de pression et de débit dans le temps, deviennent significatifs.

Ces incidents, survenant dans une conduite sous pression, peuvent entraîner des risques liés aux dépressions ou surpressions générées par des manœuvres brusques.

III.5.3.Prévention des impacts du coup de bélier sur la conduite gravitaire :

Afin de prévenir les effets néfastes du coup de bélier sur la conduite gravitaire, l'approche retenue consistera à déterminer le temps nécessaire pour la fermeture de la vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont définies par une vitesse de propagation calculée selon la formule suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{KD}{Ee}}} \qquad \textbf{(III.4)}$$

Où :

- **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: $1{,}2 \cdot 10^9$ Pa.
- **e :** Épaisseur de la conduite (m) .
- **K:** Coefficient d'élasticité de l'eau : $K=2{,}16 \cdot 10^9$ Pa

Donc :

$$C = 270{,}23 \text{ m/s}$$

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

$$T_r = \frac{2L}{C} \quad \textbf{(III.5)}$$

Où :

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

Donc :

$$T_r = 33{,}21$$

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 33,21s.
Dans ce cas, la valeur du coup de bélier est estimée par la formule de Michaud :

$$\mathbf{b} = \frac{2L \times V_0}{g \times T} \quad \textbf{(III.6)}$$

Avec :

- **L :** Longueur de la conduite (m)
- **V_0 :** Vitesse dans la conduite (m/s)
- **g :** L'accélération de la pesanteur (m/s^2)
- **T :** Temps de manœuvre (s)

Si l'on prend T= 3mn, nous avons

$$b = 5{,}74\ m$$

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

Conclusion :

Le dimensionnement de l'adduction en eau potable revêt une importance cruciale pour garantir une distribution d'eau efficace, durable et conforme aux besoins de la population.

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement de la conduite d'adduction en se basant sur une étude visant à déterminer un diamètre optimal, assurant ainsi une vitesse conforme aux normes établies.

De plus, pour protéger la conduite d'adduction gravitaire contre le coup de bélier, une vanne à fermeture lente a été envisagée, avec un temps de fermeture à 3 minutes.

Chapitre IV :

Les réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des structures hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau et sa distribution de manière continue, tout en assurant la régulation des débits et des pressions dans le réseau de distribution. Leur dimensionnement doit être réalisé de manière appropriée pour garantir un fonctionnement correct sur la durée et une quantité nécessaire et suffisante en période de pointe.

Ils constituent des structures intermédiaires entre les conduites d'approvisionnement et le réseau de distribution. Au cours de la même journée, le débit d'approvisionnement en eau reste constant, tandis que celui de la distribution varie au fil du temps. C'est ici que réside le rôle essentiel des réservoirs, car ils permettent de gérer les débits en fonction de la demande

IV.1. Role de réservoire :

Pendant une journée donnée, le débit d'approvisionnement en eau reste constant, tandis que celui de la distribution varie au fil du temps. L'objectif est de créer une liaison entre ces deux régimes. Pour ce faire, on stocke de l'eau pendant les heures de faible consommation et on la libère lors des pics de demande.

Si le réseau est étendu en longueur et que des pressions faibles se manifestent aux points les plus éloignés du réservoir principal, on érige un second réservoir, appelé réservoir d'extrémité ou de compensation, à un niveau inférieur que le réservoir principal. Cela facilite le remplissage par gravité lorsque les deux réservoirs sont alimentés par une source unique, pendant les heures de faible consommation.

Ces réservoirs assurent également la continuité de la distribution en cas d'arrêt de la pompe, garantissent une réserve d'eau pour les incendies, peuvent servir d'interrupteurs de charge dans le cas d'une distribution étagée, et jouer le rôle de relais dans certaines situations

IV.2. Emplacement de réservoir :

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème complexe à résoudre, car les considérations suivantes doivent être prises en compte :

Pour des raisons d'économie, il est préférable qu'il soit rempli par gravité, ce qui signifie qu'il peut être placé à un niveau inférieur par rapport à l'entrée d'eau.

Le réseau de distribution doit être alimenté par gravité. Par conséquent, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération. Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, ils devraient de préférence être situés à l'extrémité du réseau ou près du centre principal de consommation d'eau.

IV.3. Classification des réservoirs :

D'après :

Leurs formes

- Les réservoirs circulaires.
- Les réservoirs rectangulaires.
- Les réservoirs carrés.

La nature d'un matériau

- Les réservoirs en béton armé.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs métalliques.

La situation au sol

- Les réservoirs enterrés.
- Les réservoirs semi-enterrés.
- Les réservoirs sur élevés.

IV.4. Équipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- D'une conduite d'entrée ou d'alimentation.
- D'une conduite de départ ou de distribution.
- D'une conduite de vidange.
- D'une conduite de trop-plein.
- D'un système de mise en réserve d'eau pour les incendies.
- D'une conduite de dérivation dans certains cas. Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

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

Cette conduite, de type décharge ou gravitaire, doit de préférence arriver dans le réservoir de manière à créer un siphon inondé ou à partir de la partie inférieure, toujours en face de la conduite de départ, pour provoquer un mélange. Cette arrivée permet le renouvellement de l'eau en créant des perturbations et un écoulement en rouleaux.

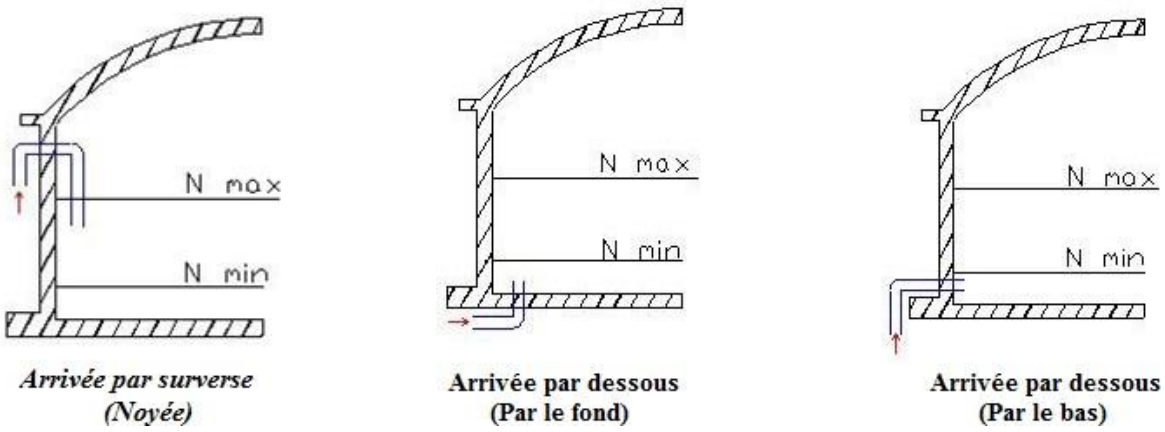


Figure IV. 1: Différence points d'entrée de la conduite d'apport.

IV.4.2. Conduite de départ ou de distribution :

cCette conduite est positionnée en face de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du fond (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de particules en suspension. Son extrémité est munie d'un tamis courbé pour prévenir le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). De plus, cette conduite est équipée d'une vanne anti-retour permettant une fermeture rapide en cas de rupture de la conduite.

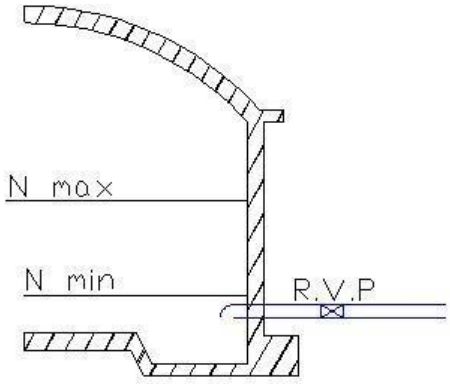


Figure IV. 2: Point de départ de la conduite de distribution.

IV.4.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet l'évacuation de l'excédent d'eau arrivant dans le réservoir en cas d'arrêt défaillant d'une pompe. Si le réservoir est compartimenté, chaque compartiment doit disposer d'une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se rejoindre dans la chambre de manœuvre pour former un siphon hydraulique qui empêche la pénétration de corps étrangers. Dans certains cas où le débit d'approvisionnement est élevé, il est avantageux de transformer l'extrémité supérieure de cette conduite en forme d'entonnoir dimensionné.

IV.4.4. Conduite de vidange :

Elle permet de vider le réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'une vanne à guillotine et est généralement raccordée à la conduite de trop-plein. La vanne à guillotine doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter l'accumulation de sable, ce qui pourrait entraîner des difficultés de fonctionnement.

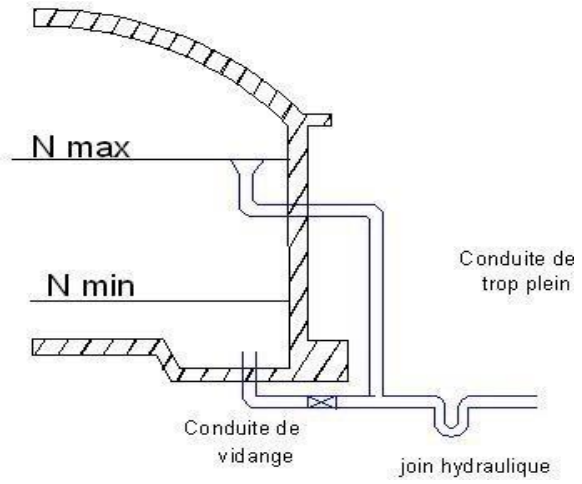


Figure IV. 3: Conduite de vidange et du trop plein.

IV.4.5. Conduite BY-PASS :

Il s'agit d'une section de conduite qui relie la conduite d'entrée et la conduite de sortie dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite est en service lorsque le réservoir est isolé pour son entretien.

Son fonctionnement est le suivant :

‘1’ et ‘3’ ouvert et ‘2’ fermé reservoir en fonction

‘1’ et ‘3’ fermé et ‘2’ ouvert reservoir ésolé

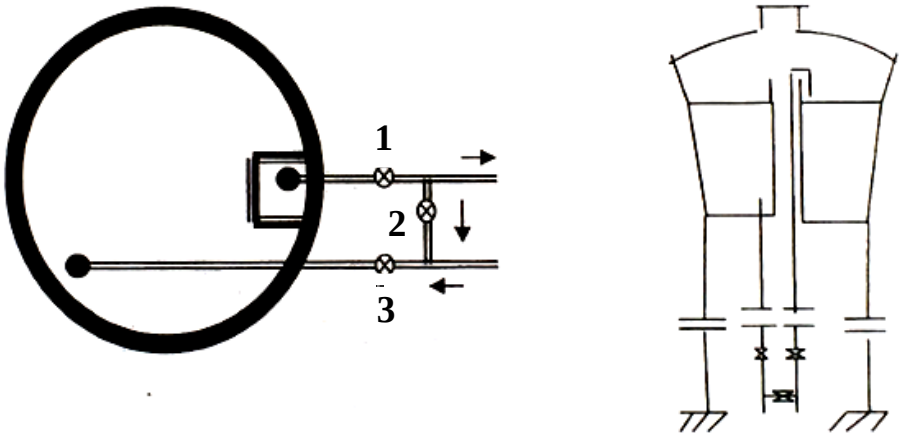


Figure IV. 4: Système BY-PASS.

IV.4.6. Système de matérialisation d'incendie :

Il s'agit d'un agencement particulier des conduites qui permet d'interrompre le flux d'eau une fois que le niveau de la réserve incendie est atteint. Dans ce but, il est de notre intérêt d'équiper notre installation d'un système de siphon permettant à l'eau de traverser le réservoir tout en préservant la quantité réservée pour les incendies. Cette interdiction sera bien entendu levée par une opération manuelle, effectuée sur place ou à distance en cas d'incendie. En d'autres termes, un siphon de trop-plein interdit l'utilisation de l'eau au-dessus d'un niveau prédéfini.

IV.5. Calcul de la capacites des reservoirs :

Afin de remplir les rôles qui leur incombent, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations du débit à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode de fonctionnement des structures situées en amont et d'autre part des variations de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire les variations quotidiennes du débit de consommation, en prenant en compte le jour de la plus forte consommation et la réserve d'eau destinée aux incendies. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum nécessaire pour assurer la continuité de la distribution. En fin de compte, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du taux d'activation de la pompe.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous utilisons soit la méthode graphique, soit la méthode analytique.

IV.6.1 La méthode analytique :

Le réservoir de stockage d'eau traitée est le réservoir qui reçoit l'eau en provenance de la station de traitement, que ce soit par décharge ou par gravité, avant d'être dirigée vers le réservoir d'alimentation.

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

Le volume résiduèl V_r est :

$$V_r = \frac{a\% \times Q_{max.j}}{100} \ (m^3) \qquad \textbf{(IV.2)}$$

La capacité totale de réservoir :

$$V_t = V_r + V_{inc} \qquad \textbf{(IV.3)}$$

Avec :

V_t : Le volume totale de réservoire.

V_r : Le volume résiduèl .

a% : Pourcentage du volume maximal qui devant être stock .

$Q_{max.j}$: Le débit maximum journaliér m^3/j.

V_{inc} : Volume d'incendie éstimé pandant deux heures avec un débit de 60 m^3/h .

IV.6. Calcul des capacités des réservoirs :

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

Tableau IV. 1: Calcul de la capacité du réservoir par la méthode analytique.

Heures	Agglomération		Adduction gravitaire		Etat du réservoir		Reste
	%	m^3/h	%	m^3/h	Arrivé	Départ	%
00-01	1,5	107,49	4,17	298,58	2,67	-	8,86
01-02	1,5	107,49	4,17	298,58	2,67	-	11,53
02-03	1,5	107,49	4,17	298,58	2,67	-	14,20
03-04	1,5	107,49	4,17	298,58	2,67	-	16,86
04-05	2,49	178,43	4,17	298,58	1,68	-	18,54
05-06	3,49	250,09	4,17	298,58	0,68	-	19,22
06-07	4,49	321,75	4,17	298,58	-	0,32	18,89
07-08	5,48	392,69	4,17	298,58	-	1,31	17,58
08-09	6,23	446,43	4,17	298,58	-	2,06	15,52
09-10	6,3	451,45	4,17	298,58	-	2,13	13,38
10-11	6,3	451,45	4,17	298,58	-	2,13	11,25
11-12	6,23	446,43	4,17	298,58	-	2,06	9,19
12-13	4,99	357,58	4,17	298,58	-	0,82	8,36
13-14	4,99	357,58	4,17	298,58	-	0,82	7,54
14-15	5,48	392,69	4,17	298,58	-	1,31	6,23
15-16	5,98	428,52	4,17	298,58	-	1,81	4,41
16-17	6,05	433,53	4,17	298,58	-	1,88	2,53
17-18	5,55	397,70	4,17	298,58	-	1,38	1,15
18-19	4,99	357,58	4,17	298,58	-	0,82	0,32
19-20	4,49	321,75	4,17	298,58	-	0,32	**0**

Heures	Agglomération		Adduction gravitaire		Etat du réservoir		Reste
	%	m^3/h	%	m^3/h	Arrivé	Départ	%
20-21	3,99	285,92	4,17	298,58	0,18	-	0,18
21-22	2,99	214,26	4,17	298,58	1,18	-	1,35
22-23	1,99	142,60	4,17	298,58	2,18	-	3,53
23-24	1,5	107,49	4,17	298,58	2,67	-	6,20
Total	**100**	**7165,85**	**100**	**7165,85**			

Le pourcentage du volume maximal : a = 19,22 %

Donc :

$$V_r = \frac{19{,}22 \times 7165{,}85}{100} = 1377{,}28 \ \mathbf{m^3}$$

La capacité totale de réservoire égale à :

$$V_T = 1377{,}28 + 120 = 1497{,}28 \approx \mathbf{1500\ m^3}$$

La hauteur optimale de l'eau utile (H) se situe entre 3 et 6 mètres. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 mètres dans les grandes structures. Le diamètre du réservoir est donc déterminé en conséquence. Au-dessus de la surface de l'eau du réservoir, un espace (matelas d'air) d'une épaisseur de 0,25 à 1 mètre est créé.

On prend : H = 5 m

D'ou :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_T}{\pi \times H}} \ (m) \qquad \textbf{(IV.4)}$$

Avec :

V_t : Le volume totale de réservoire.

D : diamètre du réservoir (m).

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m).

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 1500}{\pi \times 5}} = 19{,}544 \approx \mathbf{20\ m}$$

On divise le volume d'incendie sur la superficie de la section du réservoir, on aura :

$$H_{inc} = {120}\Big/{\frac{\pi \times 20^2}{4}} = 0{,}38 \approx \mathbf{0{,}4\ m}$$

Donc on aura :

La hauteur destinée à la distribution est de 4.6 m.

La hauteur destinée à l'incendie est de 0.4m.

Tableau IV. 2: Dimensions du réservoir.

Réservoir	**Volume**	**Section**	**hauteur**	**diamètre**	**Hauteur d'incendie**
Projeté	1500 m^3	300 m^2	5 m	20 m	0,4 m

IV.7. Emplacement et altitude :

Etant donné que le terrain accidenté et caractérisées par des pentes fortes, nous utilisons un réservoir semi-enterré qui sera implanté à la cote de terrain (C_{TN} = 343,7 m).

Puisque la cote piézométrique au point d'implantation est de C_P =347,5 m.

Donc, l'altitude de radier est de :

$$C_R = C_{TN} - 1{,}2 = \mathbf{342{,}5\ m}$$

La cote de trop-plein est de :

$$Ctp = Cr + H = 342{,}5 + 5 = \mathbf{347{,}5\ m}$$

Conclusion :

De ce chapitre sur les réservoirs, nous pouvons conclure que l'alimentation en eau de notre POS est assuré par la mise en place d'un ouvrage de stockage, à savoir un réservoir semi-enterré dont nous avons déterminé la capacité et les dimensions adéquates.

Cette infrastructure jouera un rôle essentiel dans la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération pour la période d'étude définie. Elle contribuera à garantir un alimentation en eau fiable et adéquat pour notre communauté.

Chapitre V :

le réseau de distribution

Introduction :

L'eau est distribuée dans un réseau de conduites à partir du ou des réservoirs, sur lesquels seront piqués des branchements en fonction de l'alimentation des abonnés.

En conséquence, les conduites doivent avoir un diamètre adéquat pour garantir un débit maximal tout en maintenant une pression au sol adaptée à la hauteur des bâtiments.

V.1. Les types de réseau :

On distingue 4 types de réseaux:

V.1.1. Réseau ramifie :

Il est composé de conduites qui vont toujours en se divisant à partir du point d'alimentation sans jamais se refermer. Ce réseau présente l'avantage d'être économique à cause du linéaire réduit des canalisations posées et du nombre moins important des équipements hydrauliques mis en service. Ses principaux inconvénients résultent de l'absence d'une alimentation en retour dans les conduites : lorsqu'un arrêt se produit en un point quelconque, toutes les conduites placées en aval se trouvent privées d'eau.

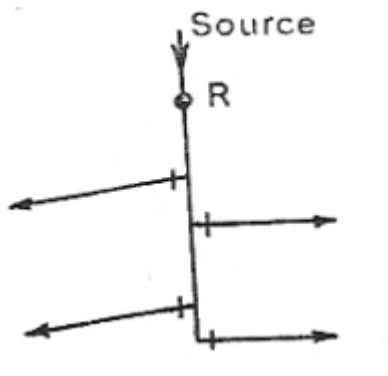


Figure V. 1: Schema qui present Réseau ramifie

V.1.2. Réseaux étagés

Dans le cas d'une agglomération présentant des différences de niveau importantes, la distribution assurée par un seul réseau pose d'énormes problèmes d'exploitation (de très fortes pressions peuvent être enregistrées dans une partie du réseau).

Il devient nécessaire de prévoir une distribution étagée en constituant deux réseaux indépendants pouvant assurer des pressions limitées.

V.1.3. Réseau maillé :

Un réseau maillé se compose d'une série de segments disposés de manière à former une ou plusieurs boucles fermées en suivant son itinéraire. À la différence des réseaux ramifiés, les réseaux maillés offrent une distribution de secours en cas de défaillance d'un segment. Ils sont couramment utilisés dans les zones urbaines et tendent à devenir plus courants dans les zones rurales, souvent en combinaison avec des réseaux ramifiés pour limiter le nombre de boucles tout en conservant certaines ramifications.

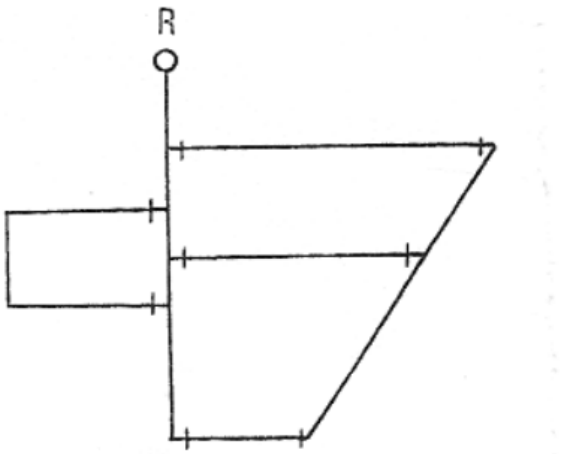


Figure V. 2 Schema qui présent Réseau ramifie

V.1.3.1. Principe de tracé le réseau maillé :

- Identifier les consommateurs significatifs, tels que les usines et les zones à forte densité de population.
- Localiser les quartiers caractérisés par une concentration démographique élevée.
- Établir l'axe principal pour garantir la distribution vers ces consommateurs.
- En suivant cet axe, installer des conduites principales en parallèle. Assurez-vous que ces conduites principales sont réparties de manière équilibrée pour une distribution optimale de l'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, reliez ces conduites principales les unes aux autres au moyen de conduites secondaires, créant ainsi un réseau maillé de boucles.

V.1.4. Réseau mixte :

C'est un réseau qui comprend diverses conduites, avec une section en réseau maillé et une autre en réseau ramifié, en fonction de la topographie du site et des besoins de pression spécifiques à chaque zone.

Dans la POS N°4, nous optons pour un réseau hybride en raison de la topographie accidentée du terrain.

V.2. Conception d'un réseau :

Lors de la conception de votre réseau de distribution, vous devez prendre en compte de nombreux facteurs qui peuvent affecter votre réseau, notamment :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

V.3. Principe de tracé d'un réseau combiné :

Pour concevoir un réseau, il est essentiel de prendre en compte plusieurs conditions, notamment :

- La configuration urbaine ;
- L'alignement des rues ;
- La sélection des emplacements des principaux consommateurs ;
- La planification des conduites principales et leur interconnexion avec les conduites secondaires ;
- L'objectif est d'adopter le tracé le plus court possible.

V.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

V.4.1. Calcul des débits :

V.4.1.1. Détermination du débit spécifique :

Il est défini comme le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des segments du réseau. Nous supposons que la demande d'eau domestique est uniformément répartie le long de l'ensemble du réseau :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} \text{ (l/s/ml)} \qquad \textbf{(V.1)}$$

Avec :

Q_{sp} : Le débit spécifique (l/s/ml).

Q_P : Le débit de pointe (l/s). Entre 9h à 11h : $Q_{max,h}$ = **125,46 l/s**

$\sum L$: La somme des longueurs des tronçons qui ont une consommation (ml).

Dans notre réseau :

$$\sum L = 4530{,}65 \text{ m}$$

Donc :

$$Q_{sp} = \frac{125,46}{4530,65} = \mathbf{0,0274235\ l/s/ml}$$

V.4.1.2. Détermination du débit de route :

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \ (l/s) \qquad \textbf{(V.2)}$$

Avec :

Q_{ri} :Débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).

L_i : Longueur de tronçon i (m).

V.4.1.3. Détermination des débits nodaux :

Le débit au nœud représente le débit concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, et il est calculé en utilisant la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \ (l/s) \qquad \textbf{(V.3)}$$

Avec :

- **Q_{ni} :** Débit au noeud i (l/s).
- **$\sum Q_{ri}$:** Somme des débits route des tronçons reliés au nœud i (l/s).
- **$\sum Q_{conc}$:** Somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans notre cas : $Q_{conc} = 0$ (pas de débit cocentré)

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau.

V.4.2. Cas de pointe :

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus

Tableau V. 1: Le calcul en route et le débit nodal.

Noeuds	Conduite	Longueurs (m)	Débit spécifique (l/s/ml)	Débit de route (l/s)	Débit nodale (l/s)
N1	P1	367,10	0,0274235	10,07	8,17
	P26	178,70		4,90	
	P27	49,99		1,37	
N2	P1	367,10		10,07	7,00
	P2	121,80		3,34	
	P30	21,50		0,59	
N3	P10	196,60		5,39	4,97
	P2	121,80		3,34	
	P37	44,11		1,21	

Noeuds	Conduite	Longueurs (m)	Débit spécifique (l/s/ml)	Débit de route (l/s)	Débit nodale (l/s)
N4	P3	174,60	0,0274235	4,79	3,64
	P36	38,17		1,05	
	P38	52,45		1,44	
N5	P13	87,42		2,40	4,14
	P3	174,60		4,79	
	P32	39,57		1,09	
N6	P29	48,24		1,32	6,19
	P4	222,70		6,11	
	P5	180,32		4,95	
N7	P4	222,70		6,11	3,05
N9	P6	180,32		4,95	2,47
N10	P7	204,20		5,60	2,80
N11	P12	74,99		2,06	5,03
	P13	87,42		2,40	
	P7	204,20		5,60	
N12	P8	168,30		4,62	2,31
N13	P11	64,06		1,76	4,21
	P12	74,99		2,06	
	P8	168,30		4,62	
N14	P9	107,10		2,94	1,47
N15	P10	196,60		5,39	5,04
	P11	64,06		1,76	
	P9	107,10		2,94	
N16	P14	106,60		2,92	4,04
	P27	49,99		1,37	
	P28	138,30		3,79	
N17	P14	106,60		2,92	1,46
N18	P15	124,60		3,42	4,27
	P28	138,30		3,79	
	P29	48,24		1,32	
N19	P15	124,60		3,42	1,71
N20	P16	114,90		3,15	1,58
N21	P16	114,90		3,15	4,22
	P30	21,50		0,59	
	P31	171,30		4,70	
N22	P17	90,72		2,49	1,24
N23	P17	90,72		2,49	5,31
	P34	204,60		5,61	
	P35	92,27		2,53	

Noeuds	Conduite	Longueurs (m)	Débit spécifique (l/s/ml)	Débit de route (l/s)	Débit nodale (l/s)
N24	P18	86,50	0,0274235	2,37	1,19
N25	P18	86,50		2,37	2,97
	P35	92,27		2,53	
	P36	38,17		1,05	
N26	P19	230,50		6,32	4,48
	P37	44,11		1,21	
	P38	52,45		1,44	
N27	P19	230,50		6,32	3,16
N28	P20	86,25		2,37	1,18
N29	P20	86,25		2,37	4,37
	P32	39,57		1,09	
	P33	192,70		5,28	
N30	P21	138,30		3,79	7,34
	P33	192,70		5,28	
	P34	204,60		5,61	
N31	P21	138,30		3,79	1,90
N32	P22	103,80		2,85	1,42
N33	P22	103,80		2,85	3,65
	P24	134,10		3,68	
	P25	28,42		0,78	
N34	P23	89,15		2,44	1,22
N35	P23	89,15		2,44	4,06
	P25	28,42		0,78	
	P26	178,70		4,90	
N36	P24	134,10		3,68	4,19
	P31	171,30		4,70	
	P39	250,24		6,86	

V.4.3. Cas de pointe incendie :

Dans le cas de pointe + incendie nous avons introduit un débit supplémentaire de 17 litres par seconde au nœud numéro 4, qui est un point critique du réseau. Donc : Q_{N4} = 20,64 l/s

V.5. Calcul hydraulique et simulation :

Après avoir effectué le calcul des débits aux nœuds et effectué une répartition arbitraire des débits pour les deux cas, nous procédons à la modélisation du réseau à l'aide d'EPANET.

V.5.1. Cas de pointe :

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus

Tableau V. 2: Valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau dans, cas de pointe.

Conduite	Longueur (m)	Diametre interieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m.c.e)
Tuyeau P2	121,8	277,6	66,75	0,97	0,29
Tuyeau P3	174,6	96,8	7,88	0,94	1,40
Tuyeau P4	222,7	66	3,05	0,78	2,05
Tuyeau P7	204,2	66	2,8	0,72	1,61
Tuyeau P8	168,3	66	2,31	0,59	0,94
Tuyeau P9	107,1	55,4	1,47	0,55	0,67
Tuyeau P10	196,6	176,2	27,77	1	0,86
Tuyeau P11	64,06	176,2	21,26	0,77	0,17
Tuyeau P12	74,99	141	14,74	0,83	0,31
Tuyeau P13	87,42	96,8	6,91	0,82	0,55
Tuyeau P14	106,6	55,4	1,46	0,55	0,66
Tuyeau P15	124,6	55,4	1,71	0,64	1,02
Tuyeau P16	114,9	55,4	1,58	0,59	0,81
Tuyeau P17	90,72	55,4	1,24	0,46	0,42
Tuyeau P18	86,5	55,4	1,19	0,45	0,37
Tuyeau P19	230,5	66	3,16	0,81	2,26
Tuyeau P20	86,25	55,4	1,18	0,44	0,36
Tuyeau P21	94,02	55,4	1,9	0,71	0,93
Tuyeau P22	103,8	55,4	1,42	0,53	0,61
Tuyeau P23	89,15	55,4	1,22	0,46	0,40
Tuyeau P24	134,1	220,4	48,75	1,12	0,55
Tuyeau P25	28,42	220,4	43,68	1,01	0,10
Tuyeau P26	178,7	220,4	38,4	0,88	0,48
Tuyeau P28	138,3	141	17,69	0,99	0,78
Tuyeau P29	48,24	141	11,71	0,66	0,13
Tuyeau P30	21,5	277,6	66,71	0,97	0,05
Tuyeau P31	171,3	220,4	72,51	1,67	1,47
Tuyeau P32	39,57	141	10,66	0,6	0,09
Tuyeau P33	192,7	96,8	5,11	0,61	0,71
Tuyeau P34	204,6	79,2	4,13	0,74	1,35
Tuyeau P35	92,27	110,2	10,68	0,98	0,69
Tuyeau P36	38,17	141	14,84	0,83	0,16
Tuyeau P37	44,11	176,2	34,01	1,22	0,28
Tuyeau P38	52,45	176,2	26,37	0,95	0,21
Tuyeau P39	821	352,6	125,45	1,13	1,95
Tuyeau P1	367,1	141	7,04	0,4	0,39
Tuyeau P27	49,99	176,2	23,19	0,83	0,16
Tuyeau P6	180,32	66	2,47	0,63	1,14
Valve 2		277,6	23,19	0,83	0,02

Ce Tableau V.3 qui présente les valeurs des charges et pressions du réseau dans le cas de pointe

Tableau V. 4: Valeurs des charges et pressions du réseau, cas de pointe

Noeud	Altitude (m)	Débit de noeud (l/s)	cote peizométrique (m)	Pression (m)
Noeud N1	289,8	8,17	344,42	54,62
Noeud N2	300,89	7	344,02	43,13
Noeud N3	298,4	4,97	343,73	45,33
Noeud N4	290,1	3,64	343,24	53,14
Noeud N5	287,48	4,14	341,84	54,36
Noeud N6	271,61	6,19	323,19	51,58
Noeud N7	265,65	3,05	321,14	55,49
Noeud N9	271,18	2,47	322,05	50,87
Noeud N10	281,7	2,8	340,78	59,08
Noeud N11	288,45	5,03	342,39	53,94
Noeud N12	282,4	2,31	341,76	59,36
Noeud N13	292,1	4,21	342,7	50,6
Noeud N14	301,5	1,47	342,2	40,7
Noeud N15	297,25	5,04	342,87	45,62
Noeud N16	282,1	4,04	324,1	42
Noeud N17	283,3	1,46	323,44	40,14
Noeud N18	274,16	4,27	323,32	49,16
Noeud N19	280,25	1,71	322,3	42,05
Noeud N20	301,9	1,58	343,26	41,36
Noeud N21	302,3	4,22	344,07	41,77
Noeud N22	282,9	1,24	341,98	59,08
Noeud N23	283,6	5,31	342,39	58,79
Noeud N24	284,9	1,19	342,72	57,82
Noeud N25	287,4	2,97	343,09	55,69
Noeud N26	294,3	4,48	343,45	49,15
Noeud N27	286,5	3,16	341,19	54,69
Noeud N28	284,4	1,18	341,39	56,99
Noeud N29	284,6	4,37	341,75	57,15
Noeud N30	281,25	7,34	341,04	59,79
Noeud N31	281,6	1,9	340,12	58,52
Noeud N32	300,1	1,42	344,38	44,28
Noeud N33	303,55	3,65	344,99	41,44
Noeud N34	298,6	1,22	344,49	45,89
Noeud N35	298,8	4,06	344,89	46,09
Noeud N36	305,41	4,19	345,54	40,13
Noeud 2	286,5	0	344,26	57,76
Resvr 1	342,5	125,45	347,5	5

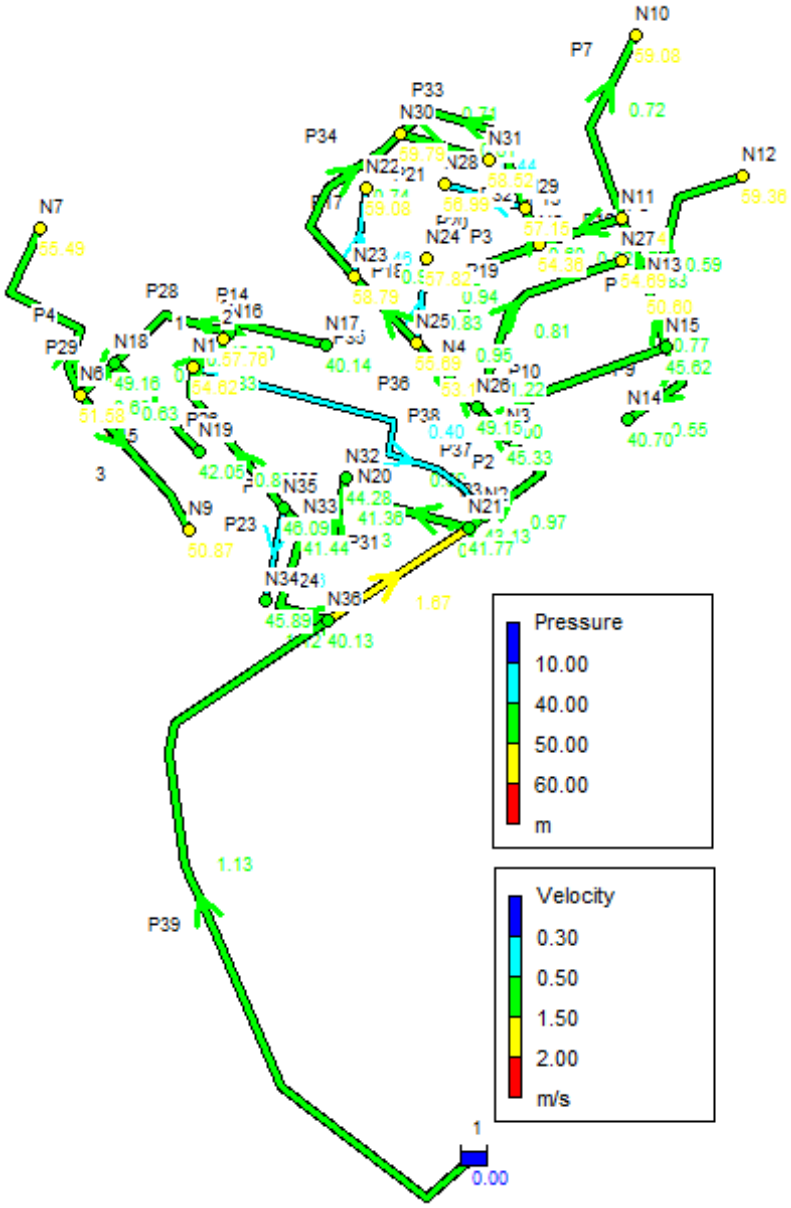


Figure V. 3: Répartition des vitesses et des pressions : cas de pointe.

On remarque que les vitesses et les pressions sont accéptables

Remarque : Dans notre reseau il y a des batiments de 10 étages, on supose que l'hauteur de l'étage est 3 m donc :

$$P_{min} = 3 \times N + 1bar \quad (m) \qquad \textbf{(V.4)}$$

Avec :

- **P_{min} :** La pression minimal dans chaque noeud
- **N :** Nombre des étages de batiment
- 1 bar = 10 m

Donc :

$$P_{min} = 3 \times 10 + 10 = \mathbf{40\ m}$$

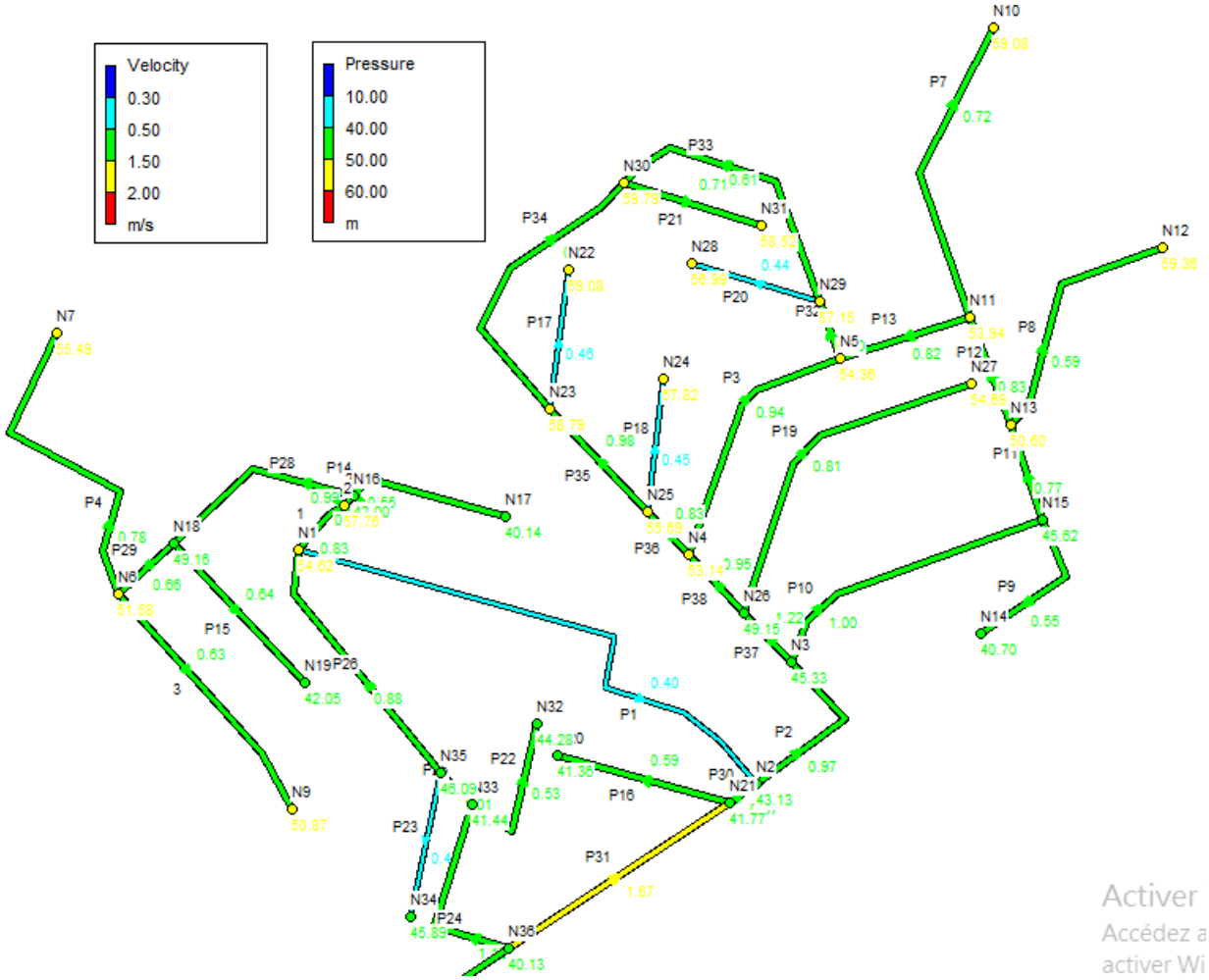


Figure V. 4: Répartition des vitesses et des pressions partie superieur: cas de pointe.

Les vitesses sont acceptables dans notre réseau, et varie entre 0,4 et 1,67. Et faible sur la conduite P1.

Et les pressions sont acceptables à 100 % dans notre réseau et superieur à 4 bars et inferieur a 6 bars .

V.5.2. Cas de pointe plus incendie :

Ce Tableau V.4 qui présente les valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau, cas de pointe + incendie

Tableau V. 5 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge du réseau, cas de pointe + incendie

Conduite	Longueur (m)	Diametre interieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m.c.e)
Tuyeau P2	121,8	277,6	83,75	1,21	0,44
Tuyeau P3	174,6	96,8	7,01	0,84	1,13
Tuyeau P4	222,7	66	3,05	0,78	2,05
Tuyeau P7	204,2	66	2,8	0,72	1,61
Tuyeau P8	168,3	66	2,31	0,59	0,94
Tuyeau P9	107,1	55,4	1,47	0,55	0,67
Tuyeau P10	196,6	176,2	28,92	1,04	0,92
Tuyeau P11	64,06	176,2	22,41	0,81	0,19
Tuyeau P12	74,99	141	15,89	0,89	0,35
Tuyeau P13	87,42	96,8	8,06	0,96	0,73
Tuyeau P14	106,6	55,4	1,46	0,55	0,66
Tuyeau P15	124,6	55,4	1,71	0,64	1,02
Tuyeau P16	114,9	55,4	1,58	0,59	0,81
Tuyeau P17	90,72	55,4	1,24	0,46	0,42
Tuyeau P18	86,5	55,4	1,19	0,45	0,37
Tuyeau P19	230,5	66	3,16	0,81	2,26
Tuyeau P20	86,25	55,4	1,18	0,44	0,36
Tuyeau P21	94,02	55,4	1,9	0,71	0,93
Tuyeau P22	103,8	55,4	1,42	0,53	0,61
Tuyeau P23	89,15	55,4	1,22	0,46	0,40
Tuyeau P24	134,1	220,4	52,14	1,2	0,63
Tuyeau P25	28,42	220,4	47,07	1,08	0,11
Tuyeau P26	178,7	220,4	41,79	0,96	0,56
Tuyeau P28	138,3	141	17,69	0,99	0,78
Tuyeau P29	48,24	141	11,71	0,66	0,13
Tuyeau P30	21,5	277,6	80,32	1,17	0,07
Tuyeau P31	171,3	220,4	86,12	1,98	2,02
Tuyeau P32	39,57	141	10,93	0,61	0,09
Tuyeau P33	192,7	96,8	5,38	0,64	0,78
Tuyeau P34	204,6	79,2	3,86	0,69	1,19
Tuyeau P35	92,27	110,2	10,41	0,96	0,66
Tuyeau P36	38,17	141	14,57	0,82	0,15
Tuyeau P37	44,11	176,2	49,86	1,79	0,56
Tuyeau P38	52,45	176,2	42,22	1,52	0,49
Tuyeau P39	821	352,6	142,45	1,28	2,47
Tuyeau P1	367,1	141	10,43	0,59	0,80
Tuyeau P27	49,99	176,2	23,19	0,83	0,16
Tuyeau P6	180,32	66	2,47	0,63	1,14
Valve 2		176,2	23,19	0,83	0,02

Ce Tableau V.5 qui présente les valeurs des charges et pressions du réseau, cas de pointe + incendie.

Tableau V. 6: Valeurs des charges et pressions du réseau, cas de pointe + incendie

Noeud	Altitude (m)	Débit de noeud (l/s)	Cote peizométrique (m)	Pression (m)
Noeud N1	289,8	8,17	343,73	53,93
Noeud N2	300,89	7	342,93	42,04
Noeud N3	298,4	4,97	342,49	44,09
Noeud N4	290,1	20,64	341,43	51,33
Noeud N5	287,48	4,14	340,3	52,82
Noeud N6	271,61	6,19	323,19	51,58
Noeud N7	265,65	3,05	321,14	55,49
Noeud N9	271,18	2,47	322,05	50,87
Noeud N10	281,7	2,8	339,42	57,72
Noeud N11	288,45	5,03	341,03	52,58
Noeud N12	282,4	2,31	340,44	58,04
Noeud N13	292,1	4,21	341,38	49,28
Noeud N14	301,5	1,47	340,9	39,4
Noeud N15	297,25	5,04	341,57	44,32
Noeud N16	282,1	4,04	324,1	42
Noeud N17	283,3	1,46	323,44	40,14
Noeud N18	274,16	4,27	323,32	49,16
Noeud N19	280,25	1,71	322,3	42,05
Noeud N20	301,9	1,58	342,19	40,29
Noeud N21	302,3	4,22	343,01	40,71
Noeud N22	282,9	1,24	340,21	57,31
Noeud N23	283,6	5,31	340,62	57,02
Noeud N24	284,9	1,19	340,91	56,01
Noeud N25	287,4	2,97	341,28	53,88
Noeud N26	294,3	4,48	341,93	47,63
Noeud N27	286,5	3,16	339,66	53,16
Noeud N28	284,4	1,18	339,84	55,44
Noeud N29	284,6	4,37	340,2	55,6
Noeud N30	281,25	7,34	339,43	58,18
Noeud N31	281,6	1,9	338,5	56,9
Noeud N32	300,1	1,42	343,79	43,69
Noeud N33	303,55	3,65	344,4	40,85
Noeud N34	298,6	1,22	343,89	45,29
Noeud N35	298,8	4,06	344,29	45,49
Noeud N36	305,41	4,19	345,03	39,62
Noeud 2	286,5	0	343,58	57,08
Resvr 1	347,5	142,45	347,5	0

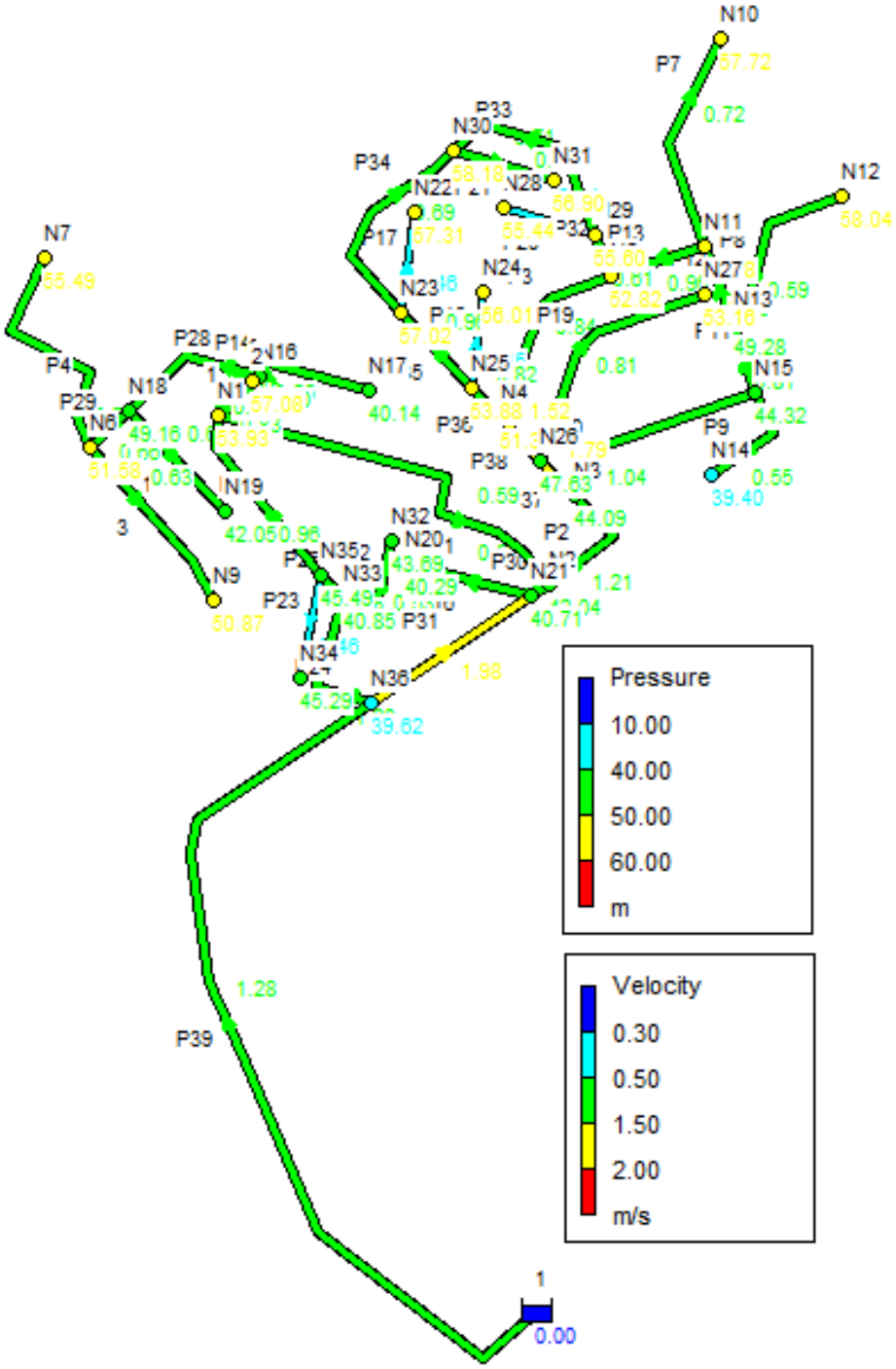


Figure V. 5: Répartition des vitesses et des pressions : cas de pointe + incendie.

Dans le cas de pointe plus incendie, on observe une hausse des vitesses le long des tronçons et une baisse de la pression aux points nodaux. Toutefois, ces variations demeurent dans les limites acceptables.

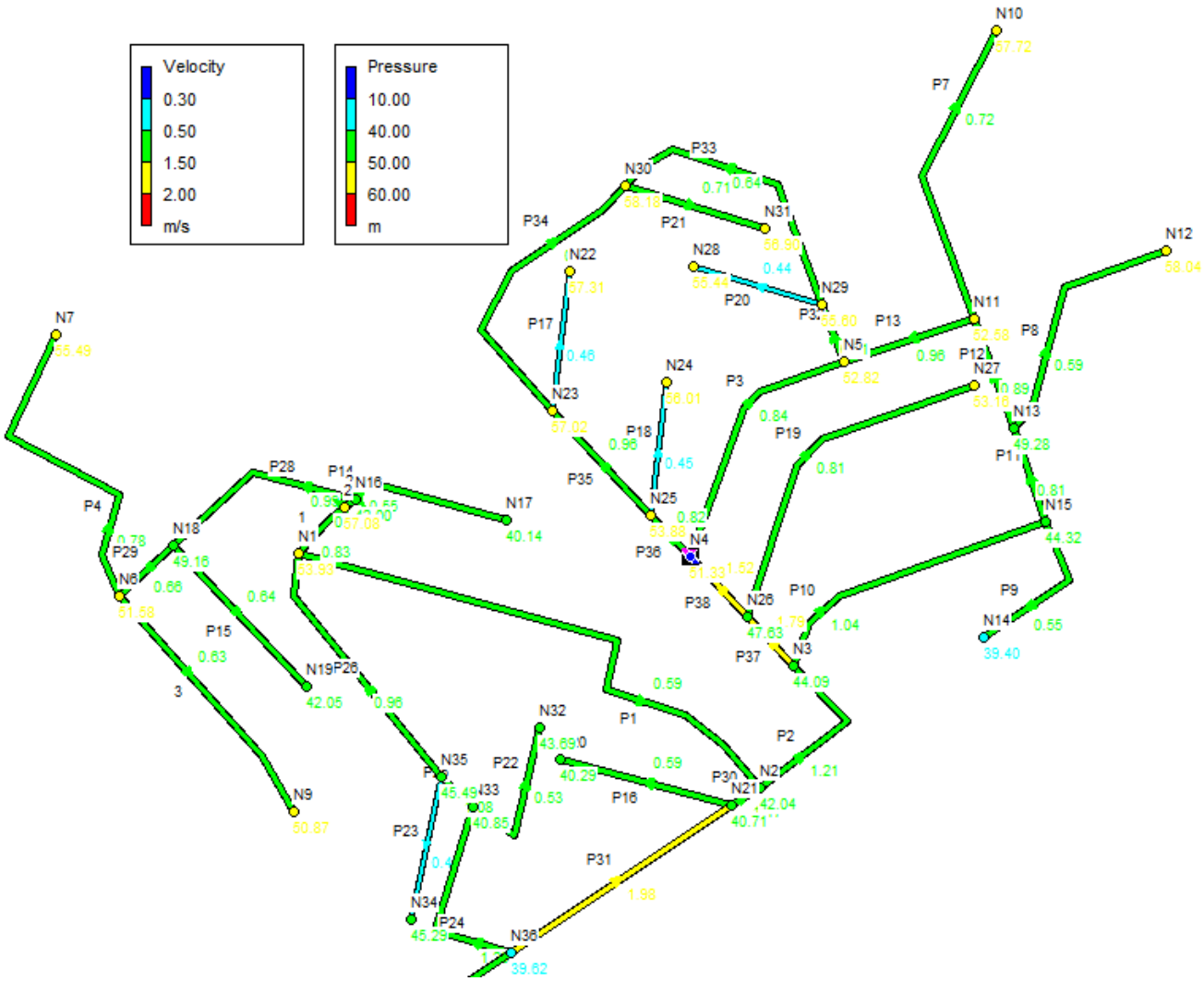


Figure V. 6: Répartition des vitesses et des pressions partie superieur: cas de pointe + incendie.

Les vitesses sont acceptables à 100 % dans notre réseau, et varie entre 0,4 et 1,98.

Et les pressions sont acceptables dans notre réseau entre 4 et 6 bars.

V.6. La vanne de reduction de pression :

On utilise une vanne de reduction de pression car le terrain pente et le defference des altitude presque 40 m et la pression minimale (P_{min} = 4 bar) donc la partie basse qui contient une pression P superieur à 6 bars .

Donc la mellieur solution économique on utilise une vanne de reduction de préssion entre le noeud 2 et noeud N16.

À condition que cette vanne soit révisée régulièrement selon les données de l'entreprise pour la protéger des dommages et pour protéger le ressort du calcaire, ce qui profite aux équipements des consommateurs.

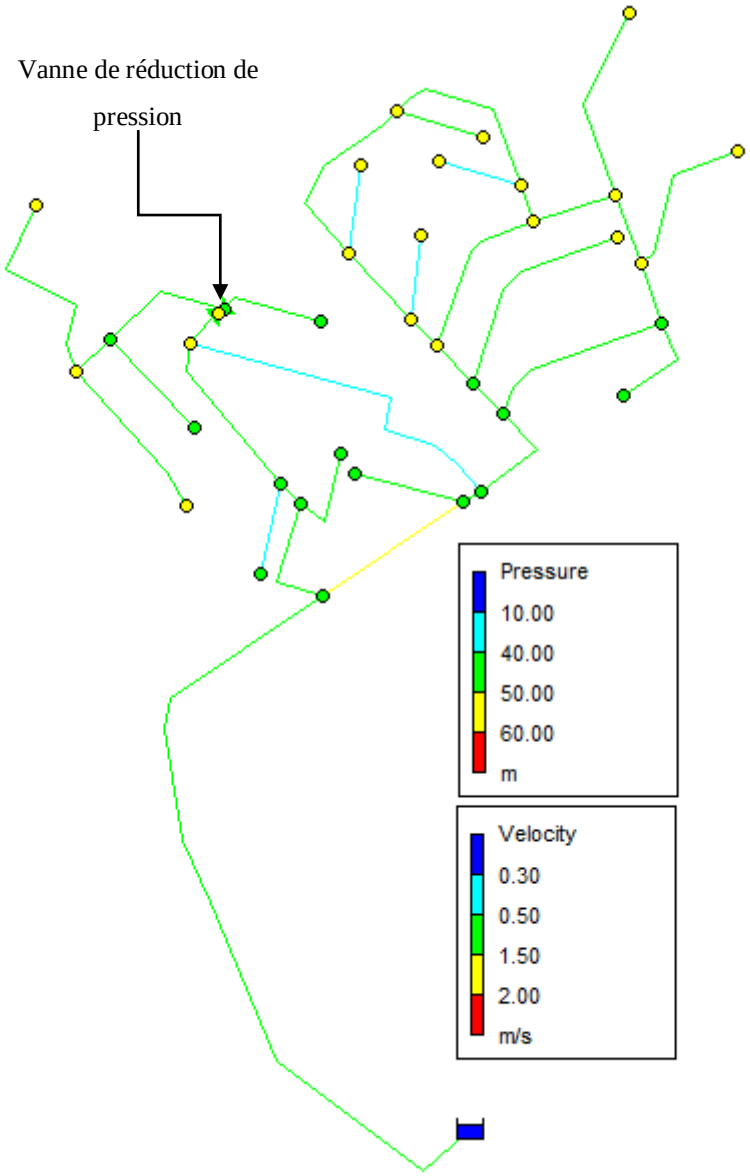


Figure V. 7: L'emplacement de la vanne dans notre réseau.

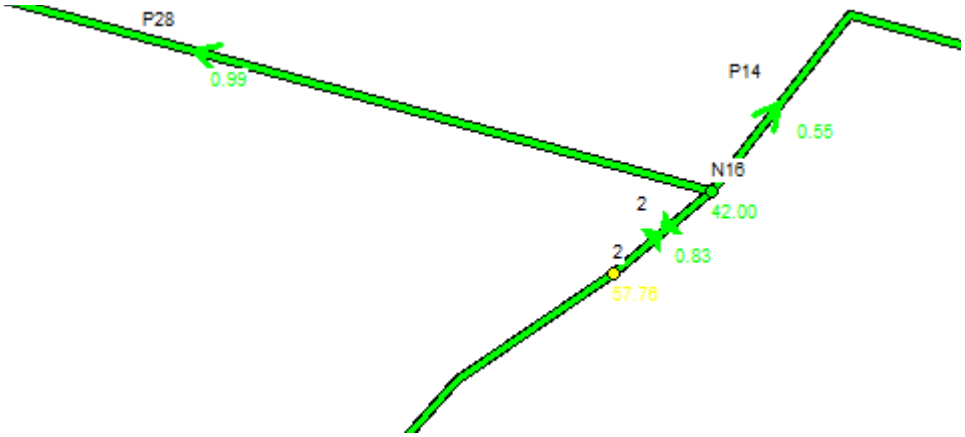


Figure V. 8: La vanne de réduction de préssion entre noeud 2 et N16.

Donc, on a réglé cette vanne pour réduit la pression à 42 m et non à 40 m ,car le noeud N17 est haut a 2 m par rapport notre vanne de réduction de préssion.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement du réseau projeté de l'agglomération afin d'assurer la pérennité, la fiabilité et la qualité de l'approvisionnement en eau potable pour les habitants de la région étudiée.

Les diamètres des conduites varient entre 63 mm et 400 mm, et le matériau choisi est le polyéthylène haute densité (PEHD) de classe de pression PN10.

Pour les sections présentant une faible vitesse, nous préconisons la réalisation de purges périodiques afin de prévenir l'accumulation de sédiments et le dépôt de tartre, assurant ainsi la préservation des canalisations.

Chapitre VI :

Les accessoires.

Introduction :

Dans ce chapitre, nous explorerons les différents accessoires utilisés dans les réseaux d'alimentation en eau potable. Nous examinerons leurs caractéristiques, fonctions, et l'impact de leur qualité sur la performance globale du réseau. De plus, nous discuterons de la maintenance et de l'entretien des accessoires essentiels.

Ils sont responsables de :

Protection des Canalisations :

Les composants accessoires jouent un rôle crucial en assurant la durabilité et l'intégrité des canalisations en fournissant une protection contre les facteurs externes tels que la corrosion et les dommages physiques.

Assurer un Écoulement Approprié :

En installant des vannes à guillotine, des vannes papillon et d'autres dispositifs de contrôle, les composants accessoires aident à maintenir les débits désirés et à prévenir toute perturbation ou obstruction dans le système de distribution d'eau.

Mesurer les Débits et Réguler les Pressions :

L'inclusion de dispositifs de mesure tels que des débitmètres et des manomètres permet une surveillance précise des débits et des pressions dans le réseau, permettant une gestion et une optimisation efficaces du système.

Ouvrir une Canalisation :

Les vannes à guillotine et autres vannes d'arrêt fournissent les moyens d'ouvrir ou de fermer des sections de la canalisation lorsque cela est nécessaire, permettant la maintenance, les réparations ou les ajustements du réseau sans interrompre l'ensemble de l'alimentation en eau.

Introduction ou Retrait d'Air d'une Canalisation :

En incorporant des vannes à air et des vannes de purge d'air, les composants accessoires facilitent l'élimination des poches d'air accumulées dans la canalisation, empêchant les blocages d'air et maintenant des conditions d'écoulement optimales.

Diversion de l'Écoulement :

Dans certaines situations, il peut être nécessaire de dévier l'écoulement de l'eau dans différentes directions. Les composants accessoires, tels que les vannes de dérivation, permettent la redirection contrôlée de l'eau dans le réseau selon les exigences opérationnelles.

Connecter Deux Canalisations :

Les raccords de connexion, y compris les accouplements et les brides, fournissent les moyens de joindre deux canalisations distinctes de manière transparente, assurant une connexion sûre et étanche entre différentes sections du réseau d'approvisionnement en eau.

Modification du Diamètre :

Les réducteurs et les élargisseurs de tuyaux, qui font partie des composants accessoires, permettent la modification du diamètre de la canalisation, permettant la transition entre des tuyaux de tailles différentes et s'adaptant aux changements des exigences de débit.

Isolation des Canalisations :

Pour éviter les pertes ou les gains de chaleur et se protéger contre le gel, des matériaux d'isolation et des vestes thermiques peuvent être ajoutés en tant que composants accessoires, assurant la stabilité et l'efficacité du réseau d'approvisionnement en eau dans diverses conditions environnementales.

VI.1. Vannes :

VI.1.1. Vannes d'arrêt :

Les vannes d'arrêt sont des composants essentiels pour contrôler le débit d'eau dans le réseau. Elles permettent d'isoler, de réguler et de contrôler le débit d'eau, assurant ainsi un fonctionnement efficace de l'ensemble du système.

VI.1.1.1. Vannes à guillotine :

Les vannes à guillotine sont des dispositifs d'arrêt polyvalents qui permettent une fermeture ou une ouverture complète. Elles sont couramment utilisées dans les installations en surface et souterraines des réseaux tertiaires et secondaires. La conception comprend une tige rotative qui déplace un disque, fournissant un mécanisme d'arrêt fiable et durable. Il est crucial de sélectionner la vanne à guillotine la plus adaptée en fonction des exigences spécifiques pour éviter des coûts de remplacement inutiles.

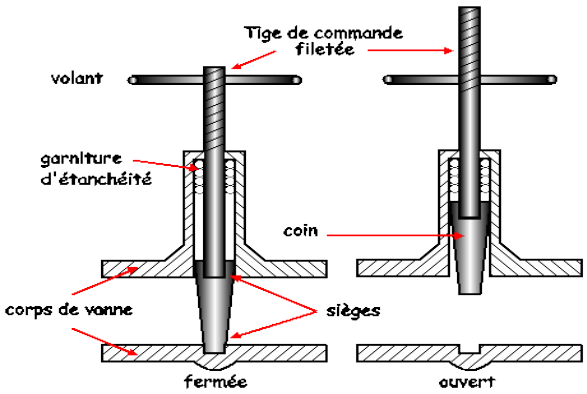


Figure VI. 1: Vannes à guillotine

VI.1.1.2. Vannes papillon :

Ces vannes, avec leur construction légère et leurs propriétés d'étanchéité idéales, sont couramment utilisées dans les réservoirs d'eau, notamment à la sortie de la conduite. Contrairement aux vannes à guillotine, les vannes papillon ne sont pas recommandées pour une installation en aval en raison de leurs avantages de conception, notamment un couple réduit, l'absence de vibrations et l'évitement des effets de coups de bélier lorsqu'elles sont partiellement ouvertes.

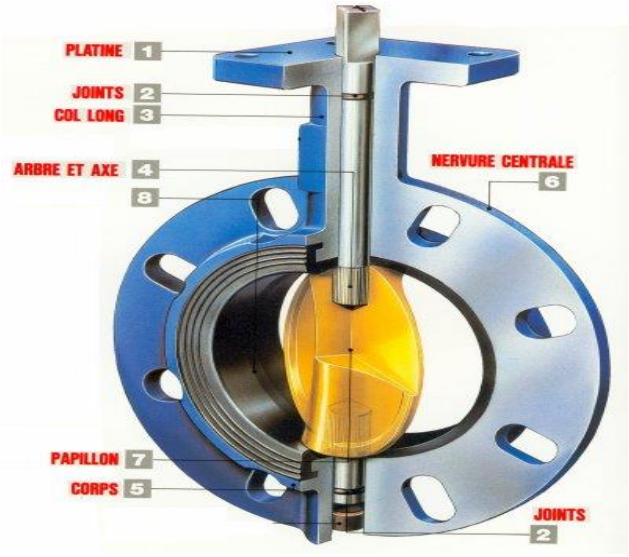


Figure VI. 2: Les caractérestiques d'un vannes papillon

VI.1.2. Vannes de régulation :

Les vannes de régulation sont cruciales pour réguler et maintenir les pressions et débits souhaités dans le réseau d'alimentation en eau. Ces vannes utilisent l'énergie de l'eau en mouvement pour limiter ou contrôler la pression ou le débit, contribuant ainsi à une gestion et une distribution efficaces de l'eau.

VI.2.2.1 Vannes de régulation de pression et de débit :

Pour atteindre la pression ou le débit souhaité, les vannes de régulation de pression et de débit intègrent un mécanisme d'actionnement régulé par la position du disque de la vanne. Ces vannes jouent un rôle essentiel dans le maintien de la stabilité et des paramètres opérationnels du réseau. Les principaux critères de sélection de ces vannes incluent leur capacité, leur résistance à l'érosion et à la corrosion, ainsi que leur capacité à empêcher l'eau de passer lorsqu'elles sont fermées.

Remarque :

Dans notre cas nous utilisons la vannes de régulation de pression entre noeud 2 et noeud N16 afin de réduire la pression dans les zones présentant des cotes de térrain faibles.

Le choix de cette vanne a l'aide de diametre et la pression ; J'ai donc choisis la vanne appropriée en fonction des exigences.

Nous avons besoin d'un diametre de 200 mm et de pression superieur à 4 bars.

Caractéristiques techniques	
DN	200
PN	16 bar
L	600 mm
Poids	115.100 kg
Disponibilité	sur demande

Figure VI. 3: les caractérestique de la vanne de réduction de pression

Cette figure VI.4 qui present la vanne choisie

1505200016 DRV avec maintien de pression amont et anti-retour DN 200 PN 16



Figure VI. 4: La vanne de réduction de pression

VI.2. Les ventouses :

Une accumulation d'air peut se produire aux points culminants d'une conduite, créant ainsi des perturbations à éviter, notamment une réduction de la section liquide, un arrêt complet du débit et des coups de bélier.

L'élimination de l'air s'effectue au moyen d'une ventouse, qui peut être manuelle ou automatique. Il existe deux types de ventouses disponibles :

VI.2.1. Ventouse simple :

Elle assure la purge des conduites à haute pression.

VI.2.2. Ventouse à deux orifices :

Ces dispositifs combinent les fonctions en un seul appareil.

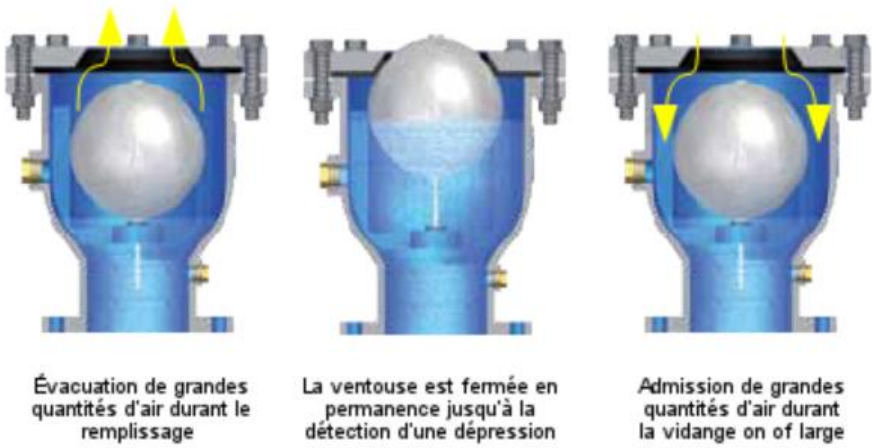


Figure VI. 5: Fonctionnement d'un ventouse

Une ventouse se compose d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur, de forme cylindrique ou sphérique et parfois revêtu d'une enveloppe en caoutchouc, obstrue un orifice calibré. Ces appareils sont installés au niveau des points culminants des conduites, où l'air a tendance à s'accumuler, que ce soit lors du remplissage initial ou pendant le fonctionnement. Ces points sont également utilisés pour introduire de l'air lors des opérations de vidange.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage, qui est généralement effectué à un débit réduit, environ 1/10 du débit nominal. Cela résulte en une vitesse d'écoulement de l'eau relativement faible, entraînant une faible surpression au niveau de la ventouse.

Cependant, dans notre cas, nous gérons un réseau de distribution où les ventouses ne sont pas strictement nécessaires, car elles sont remplacées par les robinets d'habitations. En ouvrant ces robinets simultanément, on permet la purge de l'air du système.

VI.3. Pièces spéciales de raccordement :

Les pièces spéciales de raccordement sont essentielles pour assurer la continuité et la flexibilité des systèmes de tuyauterie. Une gamme de raccords est disponible pour répondre à tous les besoins :

VI.3.1. Coude :

Les coudes sont des accessoires indispensables pour les réseaux maillés et ramifiés lorsqu'il est nécessaire de changer de direction. Ils peuvent être maintenus par des massifs de butées et existent en différentes configurations :

- coudes à deux emboîtements
- coudes à emboîtement et à bout lisse

Dans notre cas en utilisons les coudes en PEHD :



Figure VI. 6: Coude PE aves soudage bout à bout

VI.3.2. Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier des conduites de diamètres différents, et ils sont également présents à l'entrée et à la sortie des pompes.

Il existe différents types de cônes :

- cônes à deux emboîtements
- cônes à deux brides

Dans notre cas en utilisons les cones ou les rudéctions en PEHD :



Figure VI. 7: Rudéction en PEHD électrosoudable

VI.3.3. Tés :

Les tés sont utilisés pour dériver un débit d'une conduite ou ajouter un débit complémentaire. Ils sont couramment utilisés dans les réseaux maillés, ramifiés et les conduites d'adduction. Les tés peuvent être à trois emboîtements ou à deux emboîtements et bride.

Dans notre cas en utilisons les tés en PEHD :



Figure VI. 8: Tés en PEHD

Les pièces spéciales de raccordement sont conçues pour garantir la fiabilité et l'étanchéité de vos canalisations. Elles sont fabriquées selon les normes les plus rigoureuses afin de résister aux sollicitations mécaniques et chimiques auxquelles elles peuvent être exposées.

VI.3.4. Joint de raccordement :

Les joints de raccordement sont essentiels pour assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et résister aux sollicitations mécaniques et chimiques. En raison de leur souplesse, les joints sont considérés comme la partie la plus vulnérable d'une canalisation. Différents types de joints sont disponibles :

- joints avec garniture d'étanchéité
- joints automatiques avec emboîture ou par manchon
- joints mécaniques
- joints soudés ou électro-soudés
- joints isolants spéciaux
- joints verrouillés ou auto-butés
- joints à brides
- joints collés ou laminés

Les joints sont définis, fabriqués et mis en œuvre selon les normes les plus strictes pour garantir leur durabilité et leur fiabilité.

VI.3.5. Les manchons de liaison :

Les manchons de liaison sont conçus pour connecter deux bouts de tuyaux ou tubes ensemble, qu'ils soient en matériaux similaires ou différents. Ces manchons offrent une solution efficace et fiable pour réaliser des connexions solides et durables. Ils sont conçus pour s'adapter à une variété de matériaux et de diamètres, offrant ainsi une grande flexibilité d'utilisation.

VI.4. BY-PASS :

Dans le contexte des accessoires du réseau d'alimentation en eau potable, un "by-pass" est généralement une dérivation ou un dispositif installé dans le réseau pour permettre une redirection du flux d'eau ou une alternative dans certaines situations. Voici quelques exemples de l'utilisation d'un by-pass dans ce contexte :

Dérivation en cas de réparation : Un by-pass peut être installé autour d'une section du réseau en cas de réparation ou de maintenance. Cela permet de maintenir la distribution d'eau potable aux utilisateurs pendant que des travaux de réparation sont effectués sur une section du réseau.

Contrôle de pression : Dans le réseau d'alimentation en eau potable, un by-pass peut être utilisé pour réguler la pression de l'eau. Il peut s'agir d'un dispositif de dérivation qui permet de contrôler la pression de l'eau en redirigeant une partie du flux autour d'une vanne de régulation de pression.

Sécurité et contrôle de la qualité de l'eau : Un by-pass peut être intégré dans le réseau pour permettre l'ajout de produits chimiques ou de traitements de l'eau dans une partie du réseau afin de garantir la qualité de l'eau potable.

Isolation de sections du réseau : Un by-pass peut être utilisé pour isoler temporairement une section du réseau, que ce soit pour effectuer des tests, des réparations ou pour des raisons de maintenance.

En résumé, dans le contexte des accessoires du réseau d'alimentation en eau potable, un by-pass est un dispositif de dérivation qui offre une flexibilité opérationnelle en permettant de contourner ou de gérer certaines sections du réseau, que ce soit pour des raisons de réparation, de régulation de la pression, de traitement de l'eau ou d'autres besoins spécifiques

VI.5. Bouches et poteaux d’incendie :

Ces bornes d'incendie sont essentielles pour fournir la quantité d'eau nécessaire aux pompiers lorsqu'ils luttent contre les incendies. Elles sont connectées au réseau de distribution d'eau via des conduites de raccordement équipées de vannes d'isolement. Le débit d'eau fourni doit être d'au moins 17 litres par seconde là où la pression du service atteint au moins 10 mètres. Ces bornes d'incendie sont installées le long des trottoirs, espacées de 50 à 200 mètres, en fonction du niveau de risque potentiel.

VI.6. Les instruments de mesure

VI.6.1. Mesure de pression :

En ce qui concerne la mesure de la pression, les appareils utilisés se divisent en deux catégories :

VI.6.1.1. Manomètres à aiguilles :

Dans ces manomètres, le mouvement de l'aiguille est transmis soit par un secteur denté, soit par un levier, soit par une membrane. L'avantage de cette transmission réside dans sa facilité d'étalonnage, cependant, elle présente l'inconvénient d'une usure rapide de la denture, particulièrement en cas de vibrations.

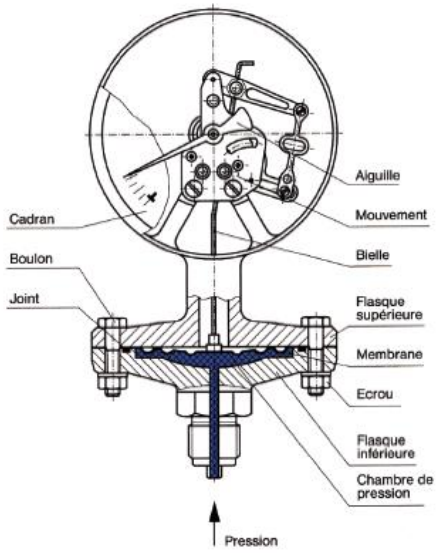


Figure VI. 9: Les caracterestique d'un manomètres à aiguilles

VI.6.1.2. Manomètres à soufflet :

Ces manomètres reposent sur un élément actif qui est un soufflet élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet ont l'avantage de résister au gel, mais ils sont sensibles aux vibrations et à la surchauffe.

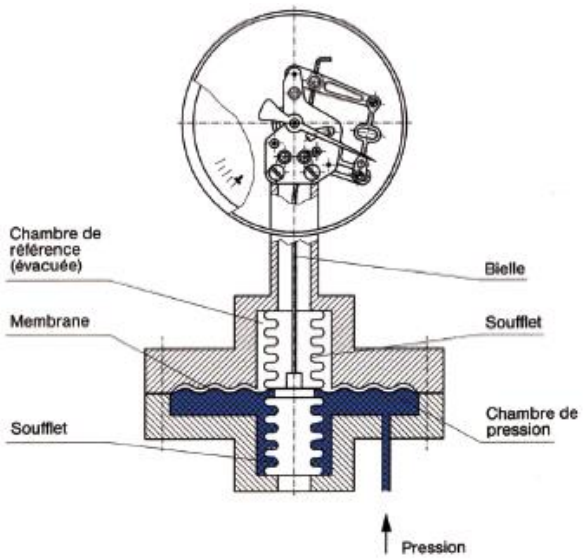


Figure VI. 10: Les caracterestique d'un manomètres à soufflet.

VI.6.2. Mesure de débit :

Les dispositifs les plus fréquemment employés dans ces installations comprennent :

- Diaphragme
- Venturi
- Tuyère

Leur fonctionnement repose sur la création d'une contraction de la section de l'écoulement, engendrant ainsi une augmentation de la vitesse à cet endroit, entraînant par conséquent une diminution de la pression. La mesure de cette pression est réalisée à l'aide d'un capteur de pression différentielle.

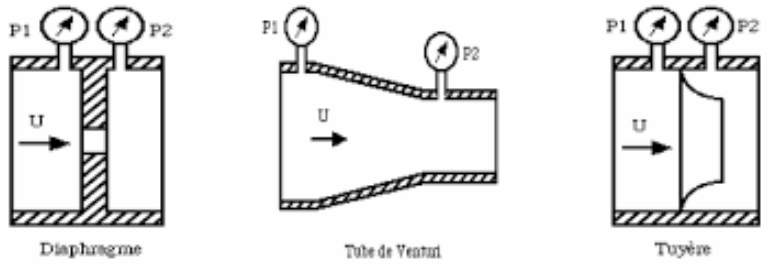


Figure VI. 11: Les dispositifs de mesure de débit.

Conclusion :

Les accessoires jouent un rôle essentiel dans le bon fonctionnement et la performance des réseaux d'alimentation en eau potable. Leur sélection, installation, et entretien adéquats sont cruciaux pour assurer une distribution fiable et de qualité. En comprenant les caractéristiques, fonctions, et impacts des accessoires, nous pouvons optimiser les performances de notre réseau et garantir la satisfaction des utilisateurs.

Chapitre VII :

Pose de canalisation

Introduction :

L'installation des canalisations revêt une importance majeure dans les projets d'approvisionnement en eau et dépend étroitement de l'analyse préalable du terrain. Cette phase implique l'enfouissement des tuyaux sous terre en suivant un itinéraire spécifique, dans des tranchées soigneusement dimensionnées.

Elle est adaptée en fonction des paramètres environnementaux tels que les caractéristiques géotechniques du sol, le relief topographique et la composition du terrain.

VII.1. Principe de base de l'installation des canalisations :

Lors de la mise en place des canalisations, elles sont généralement enterrées en tranchée, sauf dans certains cas où elles peuvent être posées en surface, à condition d'être correctement entretenues et protégées. Le principe de base de l'installation des canalisations reste le même, mais la méthode de pose peut varier en fonction des conditions du terrain pour minimiser les contraintes exercées sur les canalisations. En général, les canalisations sont posées en partant des points les plus élevés du terrain pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration.

Lorsque les canalisations sont installées en tranchée, celles-ci doivent être suffisamment larges pour permettre le travail des ouvriers. Des élargissements, appelés niches, sont prévus au niveau des joints. L'épaisseur de remblai au-dessus de la canalisation varie en fonction des régions en raison du gel, mais elle est généralement d'environ 1 mètre.

Les canalisations doivent toujours être posées avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour permettre l'évacuation de l'air, que ce soit pendant le remplissage initial ou pendant le fonctionnement. Le tracé adopté suit un motif en "dents de scie" avec des pentes légères par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres. Lors de la pose, il est important de maintenir une distance d'environ 10 cm par rapport à tout élément solide, de 30 cm par rapport aux câbles électriques et de 60 cm par rapport aux canalisations de gaz.

Une fois le tracé du réseau déterminé, la robinetterie et les accessoires sont positionnés. En été, l'installation des canalisations en acier soudé dans les tranchées doit avoir lieu aux heures les plus fraîches de la journée, évitant ainsi une exposition prolongée au rayonnement solaire, qui peut chauffer les canalisations.

VII.2. Type de pose de canalisation :

VII.2.1. Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :

Cette méthode est utilisée lorsque le terrain est stable et solide. Des tranchées sont creusées pour accueillir les canalisations, qui sont ensuite posées et raccordées selon les normes de construction.

Cette figure VII.1 qui présente comment poser un canalisation dans un terrain ordinaire :

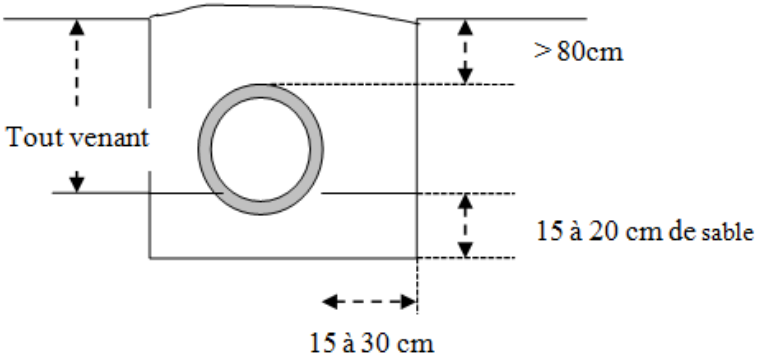


Figure VII. 1: Les normes de pose de canalisations dans un terrain ordinaire

Remarque : Nous utilisont cette type de type de canalisation dans notre projet.

VII.2.2. Pose de canalisations dans un terrain peu consistant :

Dans les zones où le sol est peu consistant, des techniques spéciales sont utilisées pour renforcer les canalisations et éviter les effondrements. Des mesures de stabilisation telles que le remblayage avec des matériaux solides peuvent être nécessaires.

Cette figure VII.2 qui présente technique de poser un canalisation dans un terrain peu consistant :

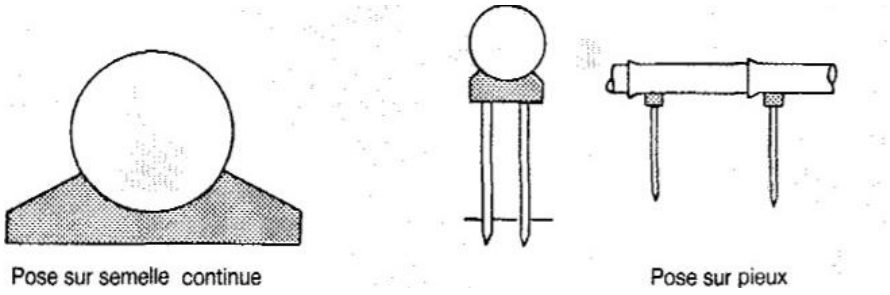


Figure VII. 2: Technique de poser un canalisation dans un terrain peu consistant

VII.2.3. Pose de canalisations en galerie :

La pose de canalisations en galerie est souvent utilisée dans les zones urbaines où l'espace est limité. Les canalisations sont installées dans des tunnels souterrains préexistants ou nouvellement construits. Cette méthode permet de minimiser les perturbations sur la surface et de maintenir la circulation normale des piétons et des véhicules.

VII.2.4. Traversée d'une rivière (Oued) :

VII.2.4.1. Étude préliminaire :

Une étude approfondie est réalisée pour déterminer l'approche la plus appropriée pour traverser la rivière avec les canalisations. Les facteurs tels que la profondeur de la rivière, le débit d'eau et la stabilité du sol sont pris en compte.

VII.2.4.2. Méthode de forage dirigé :

Dans de nombreux cas, la méthode du forage dirigé est utilisée pour traverser la rivière sans perturber son lit. Les canalisations sont insérées dans un tunnel créé sous le lit de la rivière, assurant ainsi une traversée en toute sécurité.

VII.3. Type de canalisation :

Le réseau de distribution de l'agglomération se compose d'un système de conduites principales reliées les unes aux autres par des conduites secondaires de diamètres plus petits, ce qui crée un réseau maillé. Les tuyaux utilisés dans ce réseau varient en diamètre, allant de 63 mm à 400 mm, et sont fabriqués en polyéthylène haute densité (PEHD).

VII.3.1. Les tubes PEHD

Les tubes PEHD, ou "tubes en polyéthylène haute densité," sont des conduites fabriquées en utilisant un type de plastique résistant et durable. Ils sont couramment utilisés pour le transport de liquides ou de gaz, en particulier dans les systèmes d'eau potable, d'assainissement, de gaz naturel et l'industrie chimique, en raison de leur résistance à la corrosion, de leur légèreté et de leur flexibilité. Ces tubes sont disponibles dans différentes tailles pour s'adapter à diverses applications.

Il est très facilement reconnaissable grâce à sa couleur noire et ses bandes bleues .



Figure VII. 3: Tubes en polyéthylène haute densité.

VII.3.1.1. Methode d'assemblage des tubes PEHD :

VII.3.1.1.1. Assemblage par fusion :

Cette technique consiste à assembler les tubes PEHD au moyen de raccords électro-soudables (sauf Ø20, 25 et 32).



Figure VII. 4: Le manchon électro-soudable.



Figure VII. 5: Mise en Œuvre d'assemblage par fusion.

On utilise les équipement suivant :

- Désovalisateur.
- Outil de grattage.
- Coupe-tube.
- Positionneurs-redresseurs.
- Automate de soudage.

Mise en Œuvre :

Les raccords électro-soudables sont des pièces en PE dotées d'une résistance intégrée à leur surface interne. Après grattage, nettoyage, et positionnement des pièces, les bornes de soudage connectent cette résistance à une source d'énergie. La dissipation de la puissance électrique provoque une fusion des surfaces des pièces à assembler, assurant une cohésion et une étanchéité optimales grâce au mélange intime des deux polyéthylènes.

Il existe divers types de raccords tels que manchons, coudes, réductions, tés, collets, prises de branchement, piquages.

La qualité de l'assemblage nécessite le respect des règles de mise en œuvre avec un outillage spécifique (positionneur, grattoir, coupe-tube, produit de dégraissage) en complément de l'automate de soudage. Une gamme complète de raccords à souder par fusion est disponible pour l'assemblage des tubes en polyéthylène HD.

VII.3.1.1.2. Assemblage par soudure bout-à-bout :

L'assemblage de tubes ou d'éléments de canalisations, en mettant l'accent sur la coaxialité des éléments, l'élimination des écarts de géométrie, la préparation soigneuse des extrémités, la propreté des surfaces usinées, et la limite du désaxage des extrémités.



Figure VII. 6: Machine de soudage bout à bout.



Figure VII. 7: L'élimination des écarts de géométrie

Le processus de soudage des tubes en polyéthylène haute densité (PEHD) se décompose en cinq phases.

Tout d'abord, lors de la phase de préchauffage-égalisation, les surfaces à souder sont rapprochées du miroir chauffant pour former deux bourrelets, assurant un contact uniforme.

Ensuite, pendant la phase de chauffage, la chaleur du miroir atteint les extrémités à souder, réduisant la pression pour maintenir un contact régulier.

Après que les surfaces ont atteint la température adéquate, le miroir est retiré dans la phase suivante, suivi d'un rapprochement immédiat des surfaces à assembler.

L'assemblage se fait en deux phases avec une vitesse de rapprochement pratiquement nulle au contact, et la pression d'assemblage croît linéairement jusqu'à une valeur spécifiée.

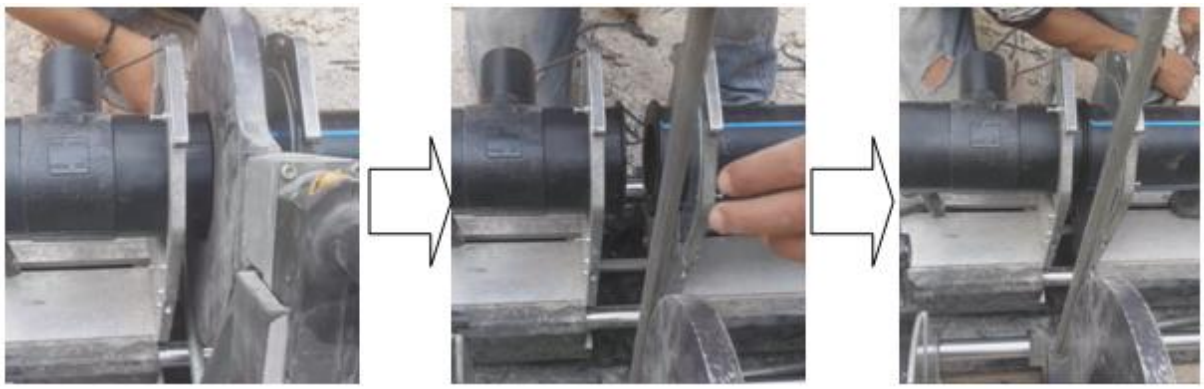


Figure VII. 8: Le processus de soudage des tubes PEHD

Enfin, la phase de refroidissement consiste à maintenir la pression constante pour respecter les temps de refroidissement, suivi de l'ouverture des mâchoires et du relâchement de la pression.

Après l'assemblage, la présence d'un double bourrelet périphérique sert d'indicateur de l'homogénéité de la soudure, avec des variations possibles expliquées par des différences de comportement rhéologique entre les matériaux assemblés.

VII.4. Mises en place des canalisations :

Il y a deux types :

- Pose des canalisations en tranchée ouverte
- Pose sans la tranchée

Nous utilisont pose des canalisations en tranchée ouverte sur notre projet.

VII.4.1. Pose des canalisations en tranchée ouverte :

La pose des canalisations en tranchée ouverte est une méthode de construction couramment utilisée pour installer des conduites souterraines, telles que des tuyaux d'eau, d'égouts, de gaz ou de câbles. Cette technique implique les étapes suivantes :

Excavation de la tranchée : Une tranchée est creusée dans le sol pour accueillir la canalisation. La profondeur et la largeur de la tranchée dépendent de la taille de la canalisation et des exigences du projet.

Installation de la canalisation : Les canalisations sont posées dans la tranchée selon les spécifications du projet. Elles sont correctement alignées et raccordées.

Remblayage : Une fois la canalisation en place, le sol excavé est remis en place et compacté autour des canalisations. Cela assure la stabilité de la conduite et la sécurité de la tranchée.

Tests et inspections : Les canalisations sont généralement soumises à des tests d'étanchéité et d'intégrité pour s'assurer qu'elles fonctionnent correctement.

Finitions : Une fois les tests réussis, la tranchée est complètement remblayée et réparée pour rétablir la surface du sol.

La pose des canalisations en tranchée ouverte est une méthode traditionnelle et efficace, bien que parfois coûteuse en main-d'œuvre et en temps. D'autres méthodes, comme la pose sans tranchée, peuvent être envisagées lorsque cela est possible pour réduire les perturbations et les coûts.



Figure VII. : Pose des canalisations en tranchée ouverte**.**

VII.4.2. Pose sans la tranchée :

La pose sans tranchée, également connue sous le nom de pose en souterrain sans tranchée, est une méthode d'installation de canalisations, câbles ou autres infrastructures souterraines sans nécessiter l'excavation d'une tranchée continue.

La pose sans tranchée offre plusieurs avantages, tels que la réduction des perturbations dans les zones urbaines, la préservation des revêtements de surface, la diminution des coûts de restauration, et une installation plus rapide par rapport aux méthodes traditionnelles de tranchée ouverte. Cependant, le choix de la méthode dépend des caractéristiques du sol, du type de matériau à installer, et d'autres considérations spécifiques au projet.

VII.4.3. Mise en Œuvre :

La mise en œuvre des canalisations comprend toutes les étapes depuis la préparation du chantier jusqu'à la réalisation des connexions et des raccordements finaux. Les équipes de travailleurs qualifiés veillent à respecter les normes de sécurité et les spécifications techniques.

Avant d'entamer les travaux d'installation, il est essentiel de procéder aux opérations de piquetage, visant à :

• Délimiter sur le terrain le tracé et le profil en long de la canalisation.

• De reporter la position de tous les ouvrages souterrains tels que les réseaux d'assainissement, les câbles électriques et de télécommunication, ainsi que les conduites de gaz.

L'excavation sera réalisée mécaniquement à l'aide d'une pelle mécanique. Les tranchées seront creusées par segments successifs, en débutant par les points les plus élevés.

VII.4.3.1. Largeur de la tranchée

Quant à la largeur de la tranchée, elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en réservant un espace de 0,30 m de chaque côté pour faciliter les opérations. La formule ci-dessous permettra de déterminer cette largeur :

$$b = D + (0.3 \times 2) \quad \textbf{(VII.1)}$$

où :

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

VII.4.3.2. Profondeur de la tranchée :

Elle oscille entre 0,80 m et 1,20 m, visant à garantir la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'influence des surcharges et des fluctuations de température.

Le calcul de la profondeur de la tranchée peut être effectué à l'aide de la formule suivante :

$$H_{tr} = h + h_1 + D \quad \textbf{(VII.2)}$$

où :

- **H_{tr} :** profondeur de la tranchée (m).
- **D :** diamètre de la conduite (m).
- **h :** hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).
- **h_1 :** épaisseur du lit de pose (m).

VII.4.3.3. Couche de sable :

Dépose d'une couche de sable d'une épaisseur de 10 cm sous la génératrice extérieure inférieure, utilisant du sable concassé issu de carrières.

VII.4.3.4. Revêtement :

Application d'un revêtement d'une épaisseur de 20 cm au-dessus de la génératrice extérieure supérieure, suivi de l'installation d'un grillage avertisseur bleu.

VII.4.3.5. Remblayage supérieur :

Pose des tuyaux avec une couverture minimale de 0,80 m par rapport à la génératrice supérieure.

VII.4.3.6. Le compactaeg des tranchées :

Le compactaeg des tranchées est réalisé en stricte conformité avec les directives émises par les normes régissant le compactage des tranchées.

VII.4.4. Contrôle de l'étanchéité

Après la pose des canalisations, des tests d'étanchéité rigoureux sont effectués pour vérifier l'absence de fuites. Des équipements spéciaux, tels que des endoscopes ou des détecteurs de gaz, sont utilisés pour détecter les éventuelles fuites.

Conclusion :

La pose de canalisation est un processus crucial pour fournir de l'eau potable fiable à nos communautés. En suivant les normes, en choisissant la méthode appropriée et en effectuant un entretien régulier, nous pouvons assurer un approvisionnement en eau sûr, durable et de qualité pour tous.

Chapitre VIII :

Organisation du chantier.

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste en la planification méticuleuse de toutes les mesures nécessaires pour assurer la réalisation optimale d'un projet. Cela englobe la prévision minutieuse des ressources humaines, matérielles et matériaux, ainsi que l'établissement d'un rythme de travail visant à maximiser rapidité, qualité et efficacité économique.

L'objectif est de garantir que le projet soit conforme aux plans établis, réalisé avec une qualité irréprochable, dans les délais impartis, à des coûts maîtrisés, et sans incidents humains.

Cela nécessite une gestion proactive, la mise en œuvre de stratégies pour assurer la conformité aux normes, minimiser les retards, prévenir les coûts excessifs et garantir la sécurité des travailleurs, contribuant ainsi à l'excellence opérationnelle globale du chantier.

VIII.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

VIII.1.1. Marquage sur le terrain :

Cette étape implique l'utilisation de piquets ou de jalons pour indiquer visuellement l'emplacement du tracé des tranchées sur le terrain. Il est essentiel que ces marques soient claires, bien visibles et résistantes aux conditions météorologiques.

VIII.1.2. Nivellement :

Le nivellement consiste à mesurer les différences de niveau entre différents points sur un terrain ou un chantier. L'objectif principal est d'établir une surface plane de référence, également appelée plan de niveau ou plan horizontal, facilitant des mesures précises des hauteurs et des distances relatives entre les points.

VIII.1.3. Exécution des tranchées :

Cette phase englobe le déblaiement en suivant un axe défini par des jalons espacés de 50 mètres.

VIII.1.4. Construction des regards :

Les regards, constitués en béton armé, sont érigés au niveau des points d'accessoires du réseau tels que les ventouses et les vannes.

VIII.1.5. Pose du lit de sable :

Une couche de sable d'une épaisseur de 15 cm est déposée sur le fond de la tranchée pour servir de lit de support.

VIII.1.6. Pose des conduites :

Les conduites sont installées au-dessus du lit de sable conformément au tracé défini.

VIII.1.7. Remblayage des tranchées :

Cette étape consiste à remplir les tranchées avec une couche de 80 cm de sable au-dessus des conduites pour assurer une protection et une stabilité appropriées.

VIII.2. Planification des Travaux du Réseau de Distribution:

Avant d'initier les travaux sur le site, il est impératif d'élaborer une planification reposant sur une étude théorique visant à déterminer la meilleure utilisation de la main-d'œuvre et d'autres ressources. Cette planification englobe les aspects suivants :

- Mise en place des stations de travail.
- Évaluations en temps réel.
- Analyse des fonctions.
- Mesure du temps.
- Définition des objectifs et des responsabilités.
- Optimisation des procédures.
- L'objectif de cette planification est d'assurer que l'ensemble des travaux sera réalisé :
- Selon une séquence appropriée, en suivant la bonne séquence d'opérations du réseau.
- Sans interruption.
- De la manière la plus efficiente possible.

La méthode du réseau (CPM) sera employée pour organiser les travaux à venir.

VIII.2.1. Construction du réseau :

Le processus de construction du réseau comprend les étapes suivantes :

- Établissement d'une liste des tâches.
- Identification des tâches antérieures.
- Élaboration des graphes partiels.
- Intégration des graphes partiels.
- Identification des tâches d'ouverture et de clôture du projet.
- Achèvement final de la construction.

VIII.2.2. Détermination du chemin critique :

VIII.2.2.1. Méthode CPM :

Les éléments essentiels pour mettre en œuvre cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

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

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP – TR$$

VIII.2.2.2. Chemin critique:

Il s'agit du parcours qui connecte les opérations présentant une marge totale nulle et qui détermine la durée totale du projet (DTP). Ainsi, pour identifier un chemin critique, il est nécessaire de vérifier les deux conditions suivantes :

MT = 0.

La somme des temps de réalisation (TR) équivaut à la durée totale du projet (DTP).

Les principales phases de conception des collecteurs pour un projet d'approvisionnement en eau potable (AEP) sont les suivantes :

A. Suppression de la couche de goudron (si applicable) ou de la végétation.

B. Marquage au sol.

C. Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards.

D. Préparation du lit de pose.

E. Installation des canalisations dans les tranchées.

F. Construction des regards et des vannes.

G. Liaison des tuyaux.

H. Réalisation des tests d'étanchéité pour les conduites et les joints.

I. Remblayage des tranchées.

J. Travaux de finition.

Chaque étape de la réalisation du réseau est interconnectée avec les autres.

Tableau VIII. 1 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réseau

Opérations	Précède	succède
A	B	-
B	C	A
C	D,E,F	B
D	G	C
E	G	C
F	G	C
G	H	D,E,F
H	I	G
I	J	H
J	-	I

Ce tableau qui présent la détermination des délais

Tableau VIII. 2 : Détermination des délais

Opérations	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	**40**	0	40	0	40	0
B	**21**	40	61	40	61	0
C	**84**	61	145	61	145	0
D	**32**	61	93	113	145	52
E	**27**	61	88	118	145	57
F	**22**	145	167	145	167	0
G	**26**	167	193	167	193	0
H	**18**	193	211	193	211	0
I	**25**	211	236	211	236	0
J	**28**	236	264	236	264	0

Le chemin critique : A-B-C-F-G-H-I-J tel que ∑ TR= 264 jours, donc la durée de la réalisation de ce projet est estimée à 8 mois et 19 jours.

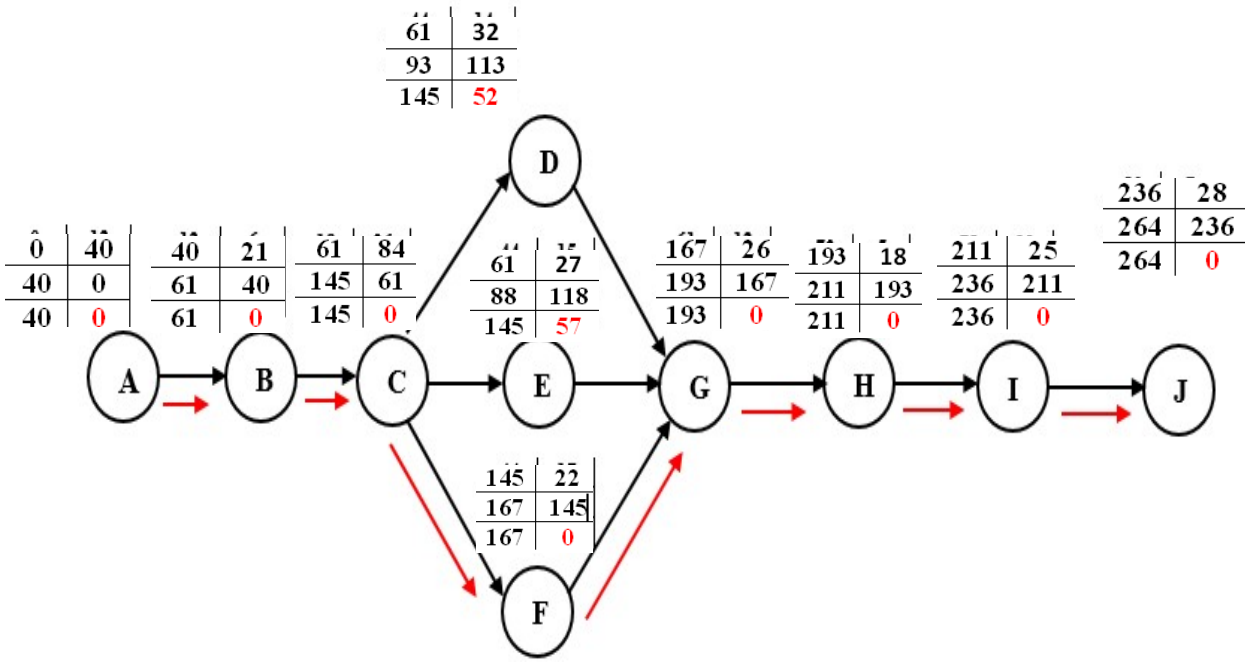


Figure VIII. 1: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution

VIII.3. Excavation des tranchées d'adduction et distribution :

En fonction des caractéristiques du terrain, l'excavation sera effectuée de manière mécanique, avec une profondeur minimale de la tranchée fixée à 1 mètre, motivée par divers objectifs :

- Préservation de la fraîcheur de l'eau en période de fortes chaleurs.
- Minimisation des perturbations sur le travail agricole dans la région.
- Protection adéquate de la canalisation contre les risques de gel.

La longueur de la tranchée doit permettre une intervention aisée des travailleurs et croît proportionnellement aux diamètres des conduites à installer. L'exécution de l'excavation se déroule par tronçons successifs, débutant par les points les plus élevés pour assurer un écoulement naturel des eaux d'infiltration, si nécessaire.

Ainsi, l'excavation implique la détermination de plusieurs paramètres essentiels :

- La profondeur de la tranchée (Htr).
- La longueur de la tranchée (b).
- La distance de la cavalièr

VIII.3.1. La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite et est établie par la relation suivante :

$$H_{tr} = h + h_1 + D \quad \textbf{(VIII.1)}$$

où :

- **H_{tr} :** profondeur de la tranchée (m).
- **D :** diamètre de la conduite (m).
- **h :** hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (fixée à 1 m).
- **h_1 :** épaisseur du lit de pose (h_1 = 0.2 m).

Donc :

$$H_{tr} = 1.2 + D$$

VIII.3.2. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée est calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite, selon la formule :

$$b = D + 0.6 \quad \textbf{(VIII.2)}$$

où :

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

VIII.3.3. Section du déblai :

$$S_d = b \times H_{tr} \quad \textbf{(VIII.3)}$$

- **S_d :** Section du déblai (m^2).

Donc le volume est :

$$V_d = S_d \times L \quad \textbf{(VIII.4)}$$

- **V_d :** Volume du déblai (m^3).
- **L :** longueur de la tranchée (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 3: Calcul du volume du déblai du réseau.

D_{ext}(mm)	L (m)	b(m)	H_{tr} (m)	S_d(m^2)	V_d (m^3)
63	1003,64	0,66	1,26	0,84	840,42
75	1006,02	0,68	1,28	0,86	865,81
90	204,60	0,69	1,29	0,89	182,11
110	454,72	0,71	1,31	0,93	422,94
125	92,27	0,73	1,33	0,96	88,64
160	706,37	0,76	1,36	1,03	730,10
200	407,21	0,80	1,40	1,12	456,08
315	143,30	0,92	1,52	1,39	198,65
400	5305,11	1,00	1,60	1,60	8488,18
Total					**12272,91**

VIII.3.4. Volume du lit de sable :

la conduite doit être posée sur un lit de sable de 20 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L \qquad \textbf{(VIII.5)}$$

où :

- **V_s :** volume du lit de sable (m^3).
- **L :** longueur de la tranchée (m).
- **e :** épaisseur du lit de sable (m).
- **b :** Largeur de la tranchée (m)

Tableau VIII. 4: Calcul du volume du lit de sable

D_{ext}(mm)	L (m)	b(m)	e (m)	V_s (m^3)
63	1003,64	0,66	0,20	133,08
75	1006,02	0,68	0,20	135,81
90	204,60	0,69	0,20	28,23
110	454,72	0,71	0,20	64,57
125	92,27	0,73	0,20	13,38
160	706,37	0,76	0,20	107,37
200	407,21	0,80	0,20	65,15
315	143,30	0,92	0,20	26,22
400	5305,11	1,00	0,20	1061,02
Total				**1634,85**

VIII.3.5. Volume de la conduite :

$$V_c = S_c \times L \quad \textbf{(VIII.6)}$$

où :

- **V_c :** Volume de la conduite (m^3)
- **S_c :** section de la conduite (m^2). $S_c = \pi \times D^2 / 4$
- **D :** diamètre de la conduite (m).

Tableau VIII. 5: Calcul du volume des conduites.

D_{ext} (mm)	L (m)	S_c (m^2)	V_c (m^3)
63	1003,64	0,00312	3,13
75	1006,02	0,00442	4,44
90	204,60	0,00636	1,30
110	454,72	0,00950	4,32
125	92,27	0,01227	1,13
160	706,37	0,02011	14,20
200	407,21	0,03142	12,79
315	143,30	0,07793	11,17
400	5305,11	0,12566	666,64
Total			**719,13**

VIII.3.6. Volume de remblai

Le volume des remblais correspondra à la réduction du volume des déblais par le volume occupé par la conduite et le volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \quad \textbf{(VIII.7)}$$

où :

- **V_r :** volume du remblai (m^3).
- **V_d :** volume du déblai (m^3).
- **V_c :** volume de la conduite (m^3).
- **V_s :** volume du lit de sable (m^3).

Donc :

$$V_r = 12272,91 - 1634,85 - 719,13$$

$$V_r = \textbf{9918,93 m}^3$$

VIII.3.7. Calcul de foisonnement initial et final :

Le foisonnement des terres lors d'un terrassement équivaut à une augmentation de volume des matériaux après excavation.

C'est ce volume foisonné qui servira de base à l'établissement d'un devis pour transporter le matériau d'un point A à un point B.

En cas de remblaiement, l'utilisation d'un coefficient de foisonnement permet de connaitre le volume restant après tassement.

On a :

$$V' = (1 + F_i) \times V_{déblai}$$

$$V'' = (1 + T) \times V_{remblai\ compacté}$$

Sachant que :

- **V' :** le volume de foisonnement initial
- **Fi :** le coefficient de foisonnement
- **V'' :** le volume de remblai non compacté
- **T :** le coefficient de terrassement des déblais

On prend : Fi = 0,2 et T = 0,15

Alors on aura :

$$V' = 1,2 \times 12272,91 = 14727,492\ m^3$$

Et

$$V'' = 1,15 \times 9918,93 = 11406,7695\ m^3$$

VIII.4. Calcul du réservoir :

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

Tableau VIII. 6: 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)
1500	20	0.3	0.3	2,5	5

VIII.4.1. Le diamètre extérieur

Le diamètre extérieur est donné par la formule suivante :

$$D_{ext} = D_{int} + 2b \quad \textbf{(4I.1)}$$

Avec :

- $\mathbf{D_{int}}$ **:** diamètre intérieur.
- **b:** épaisseur de la paroi.

Tell que :

$$D_{ext} = 20 + (2 \times 0.3) = \mathbf{20.6\ m}$$

VIII.4.2. Le volume de décapage

Le volume de décapage est donné par la formule suivante :

$$V_{décapage} = S_{décapage} \times e_{décapage} \quad \textbf{(4.2)}$$

Avec :

- $e_{décapage}$: épaisseur de décapage (e = 0.1 m).
- $S_{décapage}$: surface de réservoir

Tell que :

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

VIII.4.3. Le volume de déblai

Le volume de déblai est donné par la formule suivante :

$$V_{déblai} = S_{réservoir} \times h \quad \textbf{(4.3)}$$

Avec :

- **S :** surface de réservoir.
- **h :** hauteur de terrassement.

VIII.4.4. Le volume de béton de propreté (sous radier)

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

$$V_{bp} = S_{réservoir} \times e_{bp} \quad \textbf{(4.4)}$$

Avec :

- **S :** surface de réservoir.
- **e_{bp} :** L'épaisseur de béton de propreté. (e_{bp} =0.1 m)

VIII.4.5. Volume de béton armé (radier)

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

$$V_{br} = S_{réservoire} \times a \quad \textbf{(4.5)}$$

Avec :

- **S :** surface de réservoir.
- **a :** L'épaisseur de radier.

VIII.4.6. Le volume de béton armé des parois

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

$$V_{bAP} = V_{ext} - V_{int} \quad \textbf{(4.6)}$$

- **V_{ext} :** Le volume extérieur : $V_{ext}=[(\pi \times D_{ext}^2)/4] \times H$
- **V_{int} :** Le volume intérieur : $V_{int}=[(\pi \times D_{int}^2)/4] \times H$
- **H :** La hauteur des parois (H=5m).

VIII.4.7. Le volume de béton armé de la coupole

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

$$V_{coupole} = S_{coupole} \times E_{coupole} \quad \textbf{(4.7)}$$

- **$E_{coupole}$:** L'épaisseur de la coupole (E= 0.3m).
- **$S_{coupole}$** : La surface de coupole.

$$S_{coupole} = 2\pi \times R_{moy} \times f \quad \textbf{(4.8)}$$

Avec :

$$R_{moy} = \frac{({R_{int}}^2 + f^2)}{2f}$$

- $\boldsymbol{R_{int}}$: Rayon intérieur.
- $\boldsymbol{f}$ **:** la flèche de coupoles.

Ce tableau résume tous les calculs du réservoir :

Tableau VIII. 7: Calcul de différents volumes pour le réservoir projeté.

Volume de décapage (m^3)	**Volume de déblai** (m^3)	**Volume de béton de propreté (sous radier)** (m^3**)**	**Volume de béton armé radier** (**m^3**)	**Le volume de béton armé des parois** (m^3)	**Le volume de béton armé de coupole** (**m^3**)
33,33	399,95	33,33	99,987	95,661	100,1382

VIII.5. Devis estimatif :

Tableau VIII. 8 : Coût des travaux

	Désignation des travaux	**Unité**	**Quantité**	**Prix**	**Montant (DA)**
Terrassement	déblai	m^3	14727,492	450	6627371,4
	lit de sable	m^3	1634,85	1800	2942730,00
	remblaiement	m^3	11406,7695	600	6844061,7
Fourniture transport et pose	63	ml	1003,64	652,56	654935,32
	75	ml	1006,02	813,95	818849,98
	90	ml	204,6	1161,59	237661,31
	110	ml	454,72	1702,6	774206,27
	125	ml	92,27	2203,67	203332,63
	160	ml	706,37	3486,35	2462653,05
Fourniture transport et pose	200	ml	407,21	5391,86	2195619,31
	315	ml	143,3	8220,58	1178009,11
	400	ml	5305,11	20562,5	109086324,38
Les Tés	110/63	/	2,00	2000	4000,00
	160/63	/	5,00	4500	22500,00
	200/110	/	6,00	5500	33000,00
	250/63	/	3,00	6000	18000,00
	315/63	/	1,00	7000	7000,00
	315/160	/	1,00	9500	9500,00
	400/250	/	1,00	14500	14500,00
Les Connes	160/63	/	6,00	2000	12000,00
	160/70	/	5,00	2400	12000,00
	200/160	/	3,00	2650	7950,00
	315/250	/	2,00	2800	5600,00
	400/250	/	1,00	3500	3500,00

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix	Montant (DA)
Vanne en fonte	63	/	10,00	15000	150000,00
	75	/	5,00	18000	90000,00
	90	/	1,00	20000	20000,00
	110	/	3,00	25000	75000,00
	160	/	6,00	35000	210000,00
	200	/	5,00	40000	200000,00
	315	/	2,00	43000	86000,00
	400	/	3,00	45000	135000,00
Vanne de réduction de pression	200	/	1,00	50000	50000,00
Ouvrage de stockage	décapage	m^3	33,33	500	27148,835
	Déblais	m^3	399,95	450	1466037
	Béton de propreté	m^3	33,33	13000	705869,71
	Béton armé	m^3	295,8	55000	28848067
				Somme	166238427,01
				T.V.A 19 %	31585301,13
				Coût Total	197823728,14

Donc le cout total du projet est environ de : **197 823 728 DA**

Cent quatre-vingt-dix-sept millions huit cent vingt-trois mille sept cent vingt-huit.

Conclusion :

L'organisation de chantier demande une attention particulière à chaque détail, depuis la planification initiale jusqu'à l'achèvement des travaux. Il est essentiel de gérer efficacement les ressources, de suivre les étapes clés, de s'adapter aux imprévus et de maintenir une communication fluide avec toutes les parties impliquées. Avec une planification rigoureuse et une exécution soignée, vous pourrez mener à bien votre projet de construction et obtenir des résultats de qualité. Donc le cout total du notre projet est environ de : **197 823 728 DA** et de durée de la réalisation est estimée à 8 mois et 19 jours.

Conclusion génerale :

À la conclusion de notre humble travail, nous aspirons à avoir atteint les objectifs fixés, à savoir :

Fournir de l'eau potable aux deux plans d'occupation des sols pour répondre aux besoins de la population.

Établir une adduction à partir d'un champ de captage.

Dans cette perspective, la concrétisation de ce projet constituera une solution effective au problème de l'insuffisance en eau. Nous estimons que ce réseau d'alimentation en eau potable contribuera pleinement à satisfaire tous les besoins de la zone d'étude, étant dimensionné pour l'horizon 2053, avec une population projetée de 24 014 habitants pour l'ensemble de la zone.

Pour assurer la continuité du stockage, l'ouvrage de stockage est dimensionné en fonction de la distribution en eau et est prévu sur un terrain en altitude. Le réservoir est implanté avec une cote piézométrique Cp=347.5m.

Le tracé de la conduite d'adduction, étant donné le relief en pente du terrain, sera réalisé de manière à inclure des robinets de décharge, des ventouses et des robinets de sectionnement à l'extrémité du réseau à l'entrée et à la sortie.

Le réseau de distribution se compose de deux mailles équipées d'accessoires tels que des robinets vannes, des compteurs, des joints, des té, des coudes. Les diamètres des conduites varient entre 63 et 400 mm, avec des pressions de 40 à 60 m et des vitesses de 0.5 à 1.5 m/s.

Ce projet de fin d'étude nous a offert l'opportunité de découvrir le monde professionnel en réalisant une étude basée sur des données réelles.

Bibliographie

- SALAH, B. Polycopies de comportement mécaniques des conduites enterrées. Edition 1994. ENSH Blida.
- SALAH, B. Polycopies d'alimentation en eau potable. Edition 2014, ENSH Blida.
- AMMARI A : Cours De L'hydraulique générale de 3eme année.
- Sylvain Guilsou Modélisation sur le logiciel EPANET du réseau d'eau potable de la commune d'Urrugne (064)-France, Juin 2007, p.19-24.