الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
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 :

Étude du système d'alimentation en eau potable de nouveau POS Boumangouche (W.Tissemsilt)

Présenté par :

LAANI Brahim

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
KHEDIMALLAH Abderrahmane	M.C.B	Examinateur
DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examinateur
KADI Latifa	M.A.A	Promotrice

Session juillet 2025

Remerciment

Avant tout, je remercie allah, qui a illuminé mon chemin, m'a doté d'intelligence et de volonté durant toutes ces années d'études. Il m'a armé de courage, de persévérance et de patience pour achever ce modeste travail.

C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à ma promotrice, Mme KADI Latifa. Je lui exprime toute ma reconnaissance pour sa patience, sa disponibilité et surtout pour ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Mes remerciements vont également aux members du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en évaluant et en appréciant ce travail.

Toute ma reconnaissance est adressée à tous les enseignants et au personnel de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique, qui ont contribué à ma formation durant mon cycle d'études.

Enfin, je remercie très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail ainsi que ma sincère gratitude

À mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices silencieux, leur soutien constant et leurs prières quotidiennes. Ils sont ma source de force et d'inspiration.

À mon frère et mes sœurs, pour leur affection, leurs encouragements et leur présence bienveillante tout au long de mon parcours.

À mes amis les plus proches, pour les moments de partage, de soutien, de motivation et d'entraide. Merci d'avoir été là dans les moments difficiles comme dans ceux de joie.

À tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Recevez ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

ملخص:

تتضمن هذه المذكرة دراسة تتعلق بالمدينة الجديدة للقطب الحضري الجديد المتواجد بمخطط شغل الأراضي رقم 1، التابع لبلدية بومنڤوش، ولاية تيسمسيلت.
تهدف هذه الدراسة إلى تصميم نظامين؛ نظام إمدادات مياه الشرب لتزويد هذه المدينة الجديدة وتلبية حاجيات سكانها الجدد، عن طريق المصدر المائي المتوفر الذي هو عبارة عن خزان مؤقت ذو سعة كبيرة، ونظام الإمداد من المصدر المتاح إلى خزان توزيع المياه.

الكلمات المفتاحية : المدينة الجديدة، القطب الحضري الجديد، مخطط شغل الأراضي رقم 1، نظام إمدادات مياه الشرب، خزان مؤقت، نظام الامداد، خزان توزيع المياه.

.

Résumé :

Ce mémoire porte sur l'étude de la nouvelle ville située dans le nouveau pôle urbain, implanté dans le plan d'occupation des sols numéro 1 de la commune de Boumangouche, wilaya de Tissemsilt. L'objectif principal de cette étude est de concevoir deux systèmes essentiels à l'approvisionnement en eau de cette zone en développement. Le premier consiste en un système d'alimentation en eau potable, destiné à satisfaire les besoins de la population nouvellement installée, à partir d'une source disponible représentée par un réservoir tampon de grande capacité. Le second concerne la mise en place d'un système d'adduction permettant d'acheminer l'eau depuis cette source jusqu'au réservoir de distribution.

Mots-clés : nouvelle ville, nouveau pôle urbain, plan d'occupation des sols n°1, système d'alimentation en eau potable, réservoir tampon, système d'adduction, réservoir de distribution.

Abstract:

This dissertation focuses on the study of the new city in the new urban hub located in Land Use Plan 1 in the municipality of Boumangouche, in Tissemsilt province. The objective of this study is to design two systems: a drinking water supply system to cater for the needs of this new city and its newly settled population, utilizing the available water source, which is a large capacity buffer tank, and a system to convey the water from the available source to the water distribution tank..

Keywords : new urban pole, land use plan1, drinking water supply system, buffer tank, water conveyance system

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I

I. Présentation de la zone d'étude 2
I.1 Introduction 2
I.2 Description de la zone d'étude : 2
I.1.1 Situation géographique : 2
I.2.2 Situation topographique : 4
I.2.3 Réseau hydrographique : 5
I.2.4 Situation Climatique : 6
I.2.5 Sismicité : 7
I.3 Données démographiques : 8
I.3.1 Population : 8
I.3.2 Les équipements : 8
I.4 Conclusion : 8

Chapitre II

II. Evaluation des besoins en eau : 9
II.1. Introduction : 9
II.2. Evaluation de la Population : 9
II.3. Catégories de consommation de la région d'étude : 9
II.4. Evaluation de la consommation journalière : 9
II.4.1 La consommation journalière moyenne : 10
II.4.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur : 10
II.5 Etude de la variation de consommation : 12
II.5.1 Variation de la consommation journalière : 12
II.5.2 Variation de la consommation horaire : 14
II.5.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants : 17
II.5 Conclusion : 19

Chapitre III

III. Conception du réseau d'alimentation en eau potable 20
III.1 Introduction : 20
III.2 Types des réseaux : 20
III.2.1. Réseau ramifié : 20
III.2.2. Réseau maillé : 20
III.2.3. Réseau mixte : 20

III.3 Choix de types de réseau : 20
III.4 Principe du tracé d'un réseau maillé : 20
III.5 Choix du type des conduites : 21
III.5.1. Conduites en PEHD : 21
III.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution : 21
III.6.1. Calcul des débits : 22
III.6.2. Simulation par le logiciel EPANET : 24
III.6.3. Variantes du réseau de distribution : 24
III.6.4. Analyse des variantes : 36
III.7 Conclusion : 36

Chapitre IV

VI Etude du réservoir : 37
IV.1 Introduction : 37
IV.2 Attributions des réservoirs : 37
IV.3 Localisation des réservoirs : 38
IV.4 Catégorisation des réservoirs : 38
IV.5 Critères de choix pour la forme et le type de réservoir : 38
IV.6 Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation : 39
IV.6.1 Méthode analytique : 39
IV.6.2 Méthode graphique : 39
IV.7 Dimensionnement du réservoir : 42
IV.8 Equipements des réservoirs : 43
IV.9 Système de matérialisation de la réserve d'incendie : 43
VII.10 Conseils techniques relatifs aux réservoirs : 44
VII.11 Le Réservoir tampon 50000m³ : 44
VII.12 Conclusion : 44

Chapitre V

V. Etude d'adduction 45
V.1. Introduction : 45
V.2. Types d'adduction : 45
V.2.1. Adduction gravitaire : 45
V.2.2. Adduction par refoulement : 45
V.2.3. Adduction mixte : 45
V.3. Principe du choix du tracé : 46
V.4. Choix du matériau de la conduite : 46

V.5. Calcul hydraulique : 47
V.5.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire : 47
V.6. Calcul des longueurs des conduites : 50
V.7. Pressions dans la conduite d'adduction : 51
V.8. Protection contre le coup de bélier : 52
V.8.1. Définition : 52
V.8.2. Causes du coup de bélier : 52
V.8.3. Conséquences des coups de bélier : 53
V.7.4. Protection de la conduite contre le coup de bélier : 53
V.8.5. Calcul de la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans la conduite : 54
V.8.6. Calcul de temps de fermeture de vanne : 55
V.9. Volume du réservoir tampon : 56
V.10. Conclusion : 56

Chapitre VI

VI. Pose de canalisation et accessoires 57
VI.1. Introduction : 57
VI.2. Pose de canalisation : 57
VI.2.1. Type de canalisation : 57
VI.2.2. Principe de pose des canalisations : 57
VI.2.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire : 58
VI.3. Technique d'assemblage des canalisations : 59
VI.3.1. Technique de l'électro-soudage : 59
VI.3.2. Technique de soudage bout à bout : 59
VI.4. Les accessoires et pièces spéciales en AEP : 60
VI.4.1. Les accessoires en AEP : 60
VI.4.2. Les pièces spéciales : 63
VI.5. Conclusion : 63

Chapitre VII

VII. Devis quantitatif et estimatif et sécurité de travail 64
VII.1. Introduction : 64
VII.2. Définition de l'organisation de chantier : 64
VII.3. Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP : 64
VII.3.1 Réalisation du tracé des tranchées sur le terrain : 65
VII.3.2 Excavation des tranchées : 65
VII.3.3 La mise en place du lit de pose : 65

VII.3.4 Installation des conduites : 66
VII.3.5 Test des joints et des canalisations (tests de pression et d'étanchéité) : 66
VII.3.6 Remblayage des tranchées : 66
VII.4 Choix des engins : 66
VII.5. Calcul du volume des travaux : 67
VII.5.1 Calcul de la profondeur de la tranchée Htr : 67
VII.4.2 Calcul de la Largeur de la tranchée : 68
VII.4.3 Calcul le volume de Décapage : 68
VII.4.4 Calcul du volume de Déblai : 69
VII.4.5 Calcul du volume de sable pour le lit de pose : 69
VII.4.6 Calcul du remblaiement des tranchées : 70
VII.5. Calcul de réservoir : 71
VII.6. Estimation du devis : 73
VII.7. Protection et Sécurité Du Travail : 75
VII.8. Causes des accidents de travail sur un chantier hydraulique 75
VII.9. Exemples d'actions dangereuses : 76
VII.10. Dispositifs de prévention des accidents 76
VII.11. Planification des travaux: 76
VII.12. Conclusion : 79
CONCLUSION GENERALE 80

Liste des tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques de la station climatique de Tissemsilt 6
Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles pour l'année 2018. 6
Tableau I.3 : Population de la zone d'étude 8
Tableau I.4: Nombre des équipements 8
Tableau I.5 : Demande domestique en eau potable selon le PNE 10
Tableau I.6 : Les besoins domestiques moyen journaliers 10
Tableau I.7 : Les besoins public journalier moyen 11
Tableau I.8 : Le débit moyen journalier 11
Tableau I.9: les consommations journalières maximales et minimales. . 13
Tableau I.9: Variations du coefficient βmax. 15
Tableau I.12 : Variations du coefficient βmin. 15
Tableau I.12 : Variations du coefficient βmin. 16
Tableau I.13 : Coefficient d'irrégularité horaire pour notre cas. 17
Tableau I.14 : Variations de la consommation horaires. 18
Tableau III-1 : Calcul des débits spécifique, en route et nodaux 23
Tableau III.2: état des conduites (cas de pointe/variante 1). 26
Tableau III.3 : état des nœuds (cas de pointe/variante 1) 27
Tableau III.4: état des conduites (cas de pointe+incendie/variante 1). .. 29
Tableau III-5: état des noeuds (cas de pointe+incendie/variante 1). 30
Tableau III.6: état des conduites (cas de pointe /variante 2). 32
Tableau III-7 : état des nœuds (cas de pointe /variante 2)..... 33
Tableau III.8: état des conduites (cas de pointe+incendie /variante 2).. 34
Tableau III.9: état des noeuds (cas de pointe+incendie /variante 2)..... 35
Tableau IV.1 : Détermination la capacité du réservoir d'alimentation 41
Tableau IV.2 : caractéristique du réservoir récepteur projeté. 42
Tableau V.1 : Coefficients K. m. β pour différents types du tuyau. 48
Tableau V.2 : résultats du dimensionnement de la partie gravitaire. 49
Tableau V.3: Valeurs des pressions le long de la conduite gravitaire 52

Tableau V.4 : Les résultats de calcul de célerité et des valeurs maximales de surpression et dépression 54
Tableau V.5 : Les résultats de calcul de temps critique Tr. 55
Tableau VI.1 : les pièces spéciales. 63
Tableau VII.1 : résultats de calcul des volumes de décapage. 68
Tableau VII.2 : résultats de calcul des volumes de déblai. 69
Tableau VII.3 : résultats de calcul des volumes de lit de sable. 70
Tableau VII.4 : résultats de calcul des volumes de remblai. 71
Tableau VII.5 : Les caractéristique de réservoir. 71
Tableau VII.5 : résultats de calcul des volumes de décapage. 73
Tableau VII.6: Devis quantitatif et estimatif. 74
Tableau VII.7: les principales opérations à exécuter avec leurs durées... 77
Tableau VII.8: Opération des travaux (précède, succède) 78
Tableau VIII.9: Planification selon la méthode de GANTI..... 79

Liste des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la zone d'étude 3
Figure I.2: vue représentant l'aire d'étude 3
Figure I.3 : Levé topo du site Boumangouche. 4
Figure I.4 : Carte des bassins versants et du chevelu hydrographique..... 5
Figure I.5 : Carte de zonage sismique du territoire national.....7
Figure II.1 : Graphique de la consommation horaire 19
Figure II.2 : Courbe de la consommation intégrale 19
Figure III.4: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe/variante 1) 25
Figure III.5: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe+incendie/variante 1). 28
Figure III.6: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe /variante 2). 31
Figure IV.1 : Détermination graphique du volume du réservoir d'alimentation.....44
Figure IV.2: Système à deux prises. 43
Figure IV.3 : Système à siphon 44
Figure V.1 : vue représentant le tracé d'adduction. 47
Figure V.2 : Schéma du réseau d'adduction simulé sur EPANET 51
Figure VI.1 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire. 58
Figure VI.2 : Robinets vanne à opercule..... 60
Figure VI.3 : Vannes Papillon 61
Figure VI.4 : Ventouse simple. 61
Figure VI.5 : poteaux d'incendie 62

Liste des planches

Planche 1: Plan de masse avec tracé de distribution.

Planche 2: Profil en long de la conduite principale de distribution.

Planche 3: Plan de la conduite d'adduction.

Planche 4: Profil en long de la conduite d'adduction.

Planche 5: Détail des nœuds du réseau.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le POS N°01 de Boumangouche, implanté dans la wilaya de Tissemsilt, s'inscrit dans le cadre du développement de la nouvelle ville du pôle urbain. Ce projet prévoit la réalisation de logements ainsi que d'infrastructures diverses destinées à satisfaire les besoins et les activités de la future population.

Afin de garantir l'alimentation en eau potable à la zone de POS N° 01 Boumangouche, il est nécessaire d'élaborer une étude détaillée pour concevoir un système complet d'alimentation en eau.

Dans le contexte du projet d'adduction d'eau potable visant à relier la station de dessalement de Mostaganem à la ville de Tissemsilt, un réservoir de grande capacité a été prévu., d'un volume de 50 000 m^3, pour stocker les eaux dessalées. Ce réservoir, situé en amont du système, constitue le point de départ de notre étude.

Celle-ci porte sur l'adduction gravitaire de l'eau depuis ce réservoir vers un réservoir d'alimentation, ainsi que sur la conception du réseau de distribution destiné à desservir la zone d'urbanisation de nouveau POS Boumangouche.

Notre travail d'étude sera structuré en plusieurs chapitres organisés comme suit :

- Dans un premier temps, nous présenterons la zone d'étude, suivie d'une estimation des besoins en eau selon les différentes catégories d'usagers.
- Le troisième chapitre portera sur la conception du réseau de distribution d'eau potable.
- Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement des ouvrages de stockage et à l'évaluation de leurs capacités.
- Quant au cinquième chapitre, il portera sur l'étude de l'adduction, le choix des diamètres des conduites, ainsi que l'analyse du système de protection contre les coups de bélier.
- Dans le sixième chapitre, nous aborderons les modalités de pose des canalisations et les accessoires nécessaires.
- Enfin, notre étude s'achèvera par un devis quantitatif et estimatif, constituant le septième et dernier chapitre.

Chapitre I

Présentation de la zone d’étude

I. Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

Avant de lancer un projet d'approvisionnement en eau potable, il est important de réaliser une étude de site afin d'analyser ses caractéristiques et les divers facteurs influençant la conception du projet. Ces facteurs incluent notamment les données démographiques de l'agglomération, la géologie du site, et d'autres paramètres clés. Cette analyse permet d'identifier en amont les contraintes éventuelles et d'adopter les mesures appropriées lors de la phase d'exécution, en particulier pour le choix des équipements et des matériaux adaptés aux canalisations.
Ainsi, une bonne préparation garantit la réussite du projet.

I.2 Description de la zone d'étude :

I.1.1 Situation géographique :

1. Situation de la wilaya de TISSEMSILT :

Tissemsilt est une wilaya à vocation exclusivement agropastorale nichée en pleins Haut Plateaux dans leur partie occidentale. Elle est distante de près de 200 km d'Alger et de 300 km de la capitale de l'Ouest algérien. Oran. La wilaya de Tissemsilt est composée de 12 daïras et 22 communes. elle est limitée :

- **Au nord**, elle est bordée par les wilayas de **Aïn Defla** et **Chlef**.
- **À l'est**, par de la wilaya de **Médéa**.
- **À l'ouest**, par la wilaya de **Relizane**.
- **Au sud-ouest**, par la wilaya de **Tiaret**.

2. Situation de la zone d'étude :

POS N°01 Boumangouche située légèrement au Sud-Est de la ville de Tissemsilt. fait partie du nouveau pôle urbain qui est une extension du PDAU de la ville de Tissemsilt du côté Est. et qui comprend cinq POS :

- **POS °01** Boumangouche s'étale sur une superficie de 137 ha
- **POS °02** Boumangouche s'étale sur une superficie de 480 ha
- **POS °03** Boumangouche s'étale sur une superficie de 230 ha
- **POS °04** Boumangouche s'étale sur une superficie de 190 ha
- **POS LAATAF** s'étale sur une superficie de 380 ha

Le POS N°01 Boumangouche est limité :

- Au Nord par le POS °03 Boumangouche.
- A l'ouest par POS °02 Boumangouche.
- Au Sud par la ligne de chemin de fer.

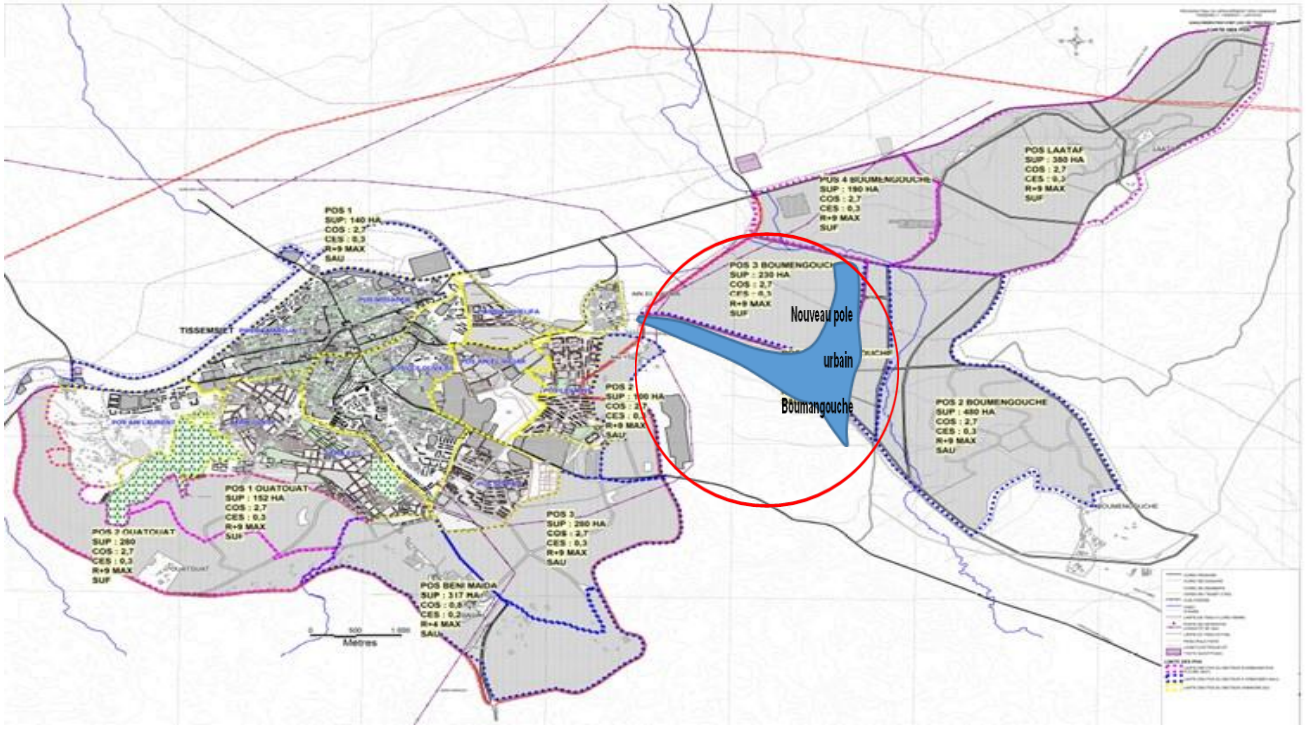


Figure I.1 : *Situation géographique de la zone*

(DRE Tissemsilt)

La Figure I.1 représentant le plan d'occupation des sols de la région de Tissemsilt, incluant le nouveau pôle urbain de Boumangouche.

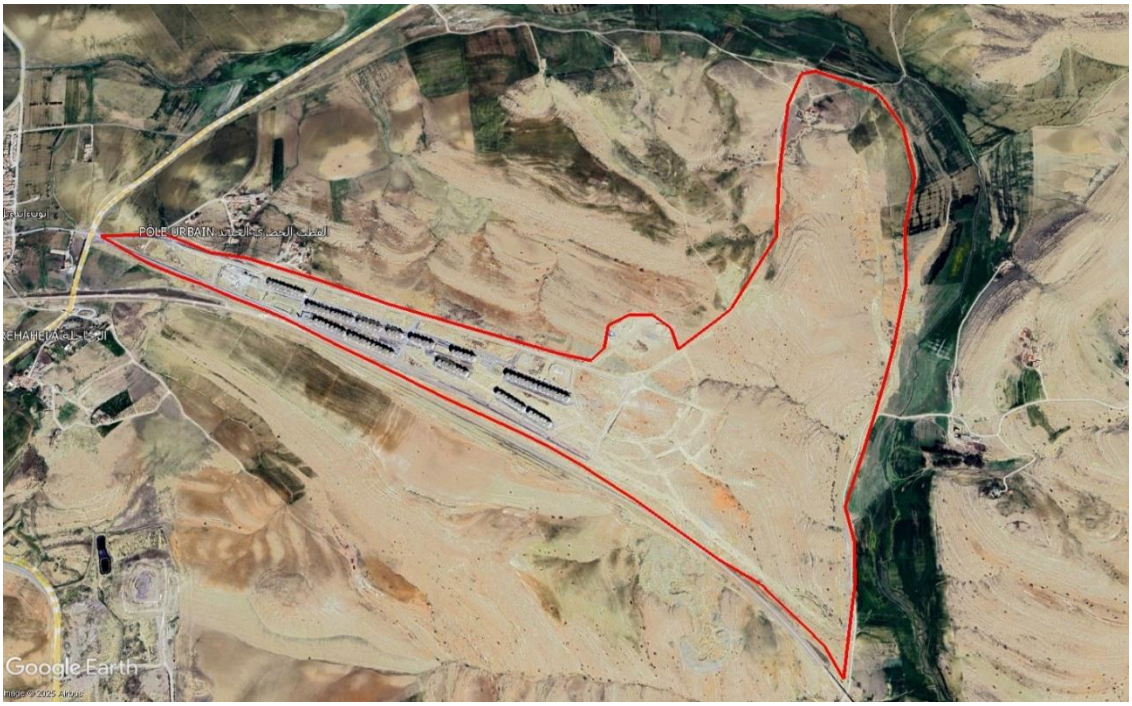


Figure I.2: *vue représentant l'aire d'étude*

(Google earth le 18 juin 2025 à 14h10)

I.2.2 Situation topographique :

La wilaya de Tissemsilt présente une géomorphologie variée, caractérisée par trois ensembles distincts :

- Une zone montagneuse qui occupe 65% de la superficie de la wilaya.
- Une zone de hautes plaines couvrant environ 25 % de la superficie totale de la wilaya.
- Une zone steppique occupant les 10% restants.

Le levé topographique a révélé un site très accidenté vallonné avec des pentes variant de 5% à 45% par endroit. Cette portion de sol comportant un relief inégal, des bosses au milieu du site et des creux représentant les chaabas très profondes sur lequel il est difficile de circuler.

Cette caractéristique du terrain pose un vrai challenge aux aménageurs et urbaniste pour en faire une partie urbanisée répondant aux directives et lois de l'aménagement.

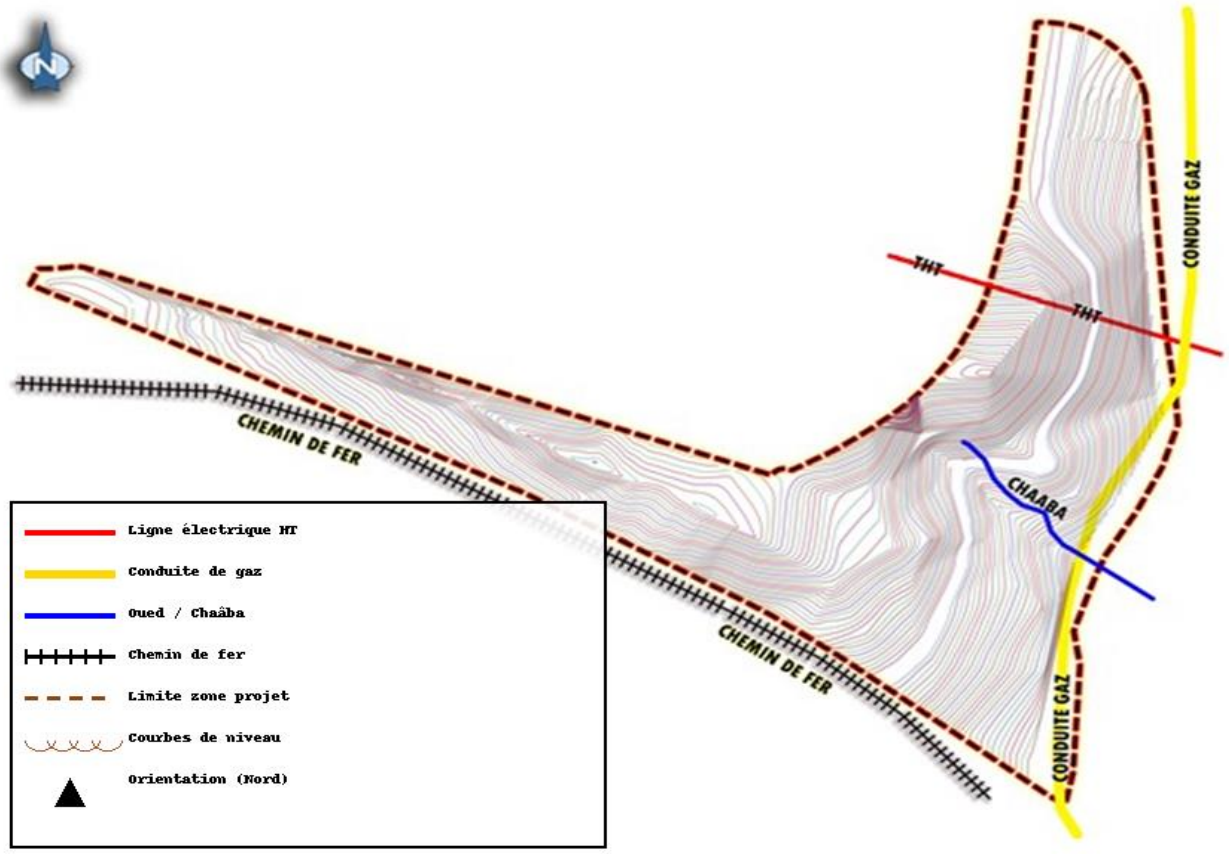


Figure I.3 : *Levé topo du site Boumangouche.*

(DRE TISSEMSILT)

Cette figure illustre la répartition spatiale des différents secteurs d'aménagement (POS) autour de la ville de Tissemsilt, mettant en évidence le nouveau pôle urbain de Boumangouche ainsi que les zones de développement projetées et les principales infrastructures.

I.2.3 Réseau hydrographique :

La wilaya de Tissemsilt est drainée par un réseau hydrographique particulièrement dense. Il est constitué d'une multitude d'oueds traversant la région en une direction générale Nord - Sud.

Dans sa partie avale, les principaux oueds sont d'ouest en est Oued Rhiou. Oued Sly et Oued Fodda, qui se déversent tous en rive gauche dans oued Chlef.

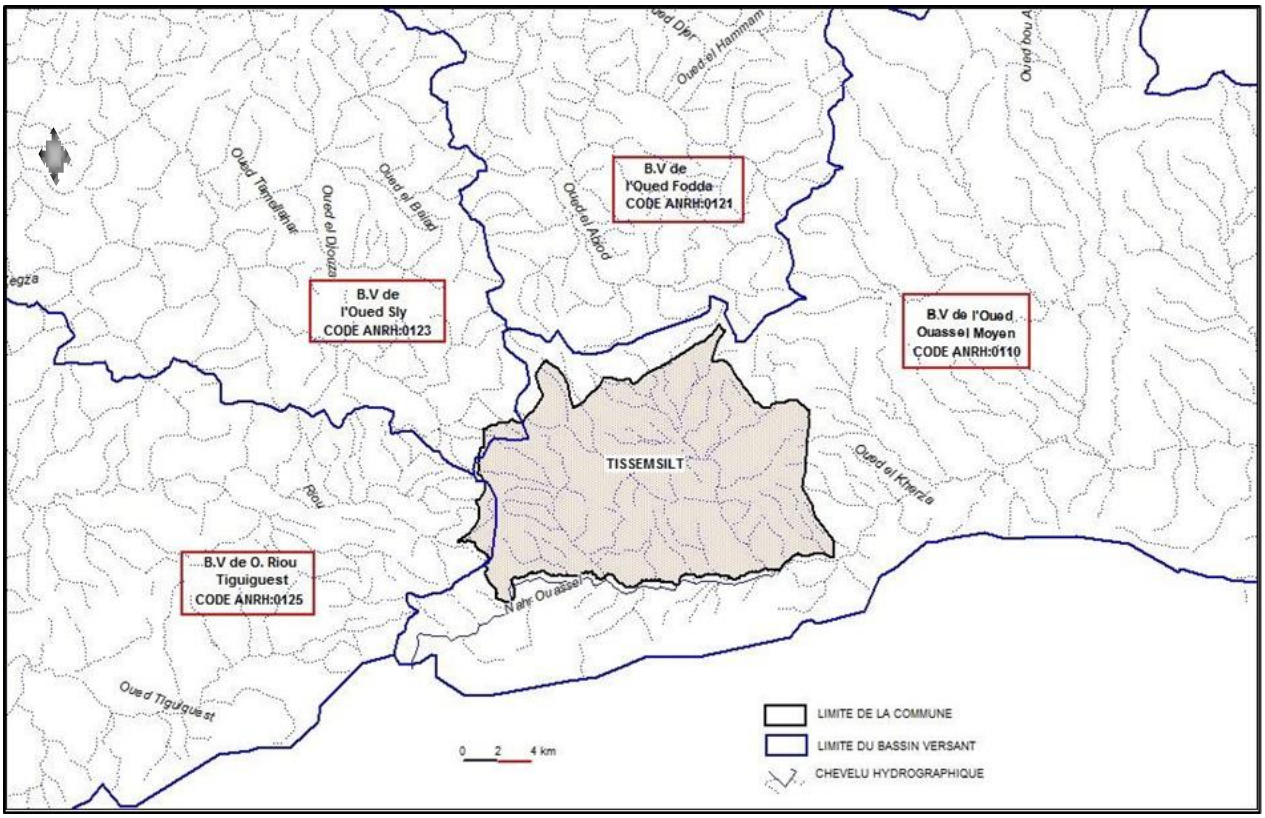


Figure I.4 : *Carte des bassins versants et du chevelu hydrographique*

(ADE. Décembre 2018)

La carte montre les limites de la commune de Tissemsilt et les bassins versants environnants, chacun identifié par un code. Elle illustre la répartition des rivières et des zones de gestion des ressources en eau dans la région.

I.2.4 Situation Climatique :

Les conditions climatiques d'une région jouent un rôle déterminant dans le comportement du régime des écoulements des principaux cours d'eaux superficielles et des eaux souterraines. Les données de référence sont prises de la station climatique de Tissemsilt (CODE ANRH : 11006). La région de Tissemsilt appartient à l'étage bioclimatique semi-aride en été et frais à nuance subhumide en hiver.

Tableau I.1: *Caractéristiques de la station climatique de Tissemsilt .*

STATION	Longitude	Latitude	Altitude
Tissemsilt	1° 40'E	35°37'4''	889

(ADE. Décembre 2018)

La température : Pour l'ensemble de la région. l'année est divisée en deux saisons : une saison chaude s'étalant de Mai à Octobre et une autre froide. s'étalant de Novembre à Avril. En période froide, la station de Tissemsilt enregistre régulièrement des températures négatives, descendant en dessous de 0°C**.**

Tableau I.2: *Températures moyennes mensuelles pour l'année 2018.*

Mois	Ja	Fé	Ma	Av	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne annuelle
T_{moy}(°C)	5.7	6.5	8.7	11.2	15.6	20.5	25.9	25.3	21.0	15.1	9.9	6.0	14.3

(La station climatique de Tissemsilt)

I.2.5 Sismicité :

Le territoire national est divisé en cinq zones correspondant à des niveaux croissants de sismicité (voir carte de zonage sismique ci-dessous) :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zones IIa et IIb : sismicité modérée
- Zone III : sismicité forte

Selon cette classification, la zone d'étude se situe en zone IIa, correspondant à une sismicité moyenne. Cette classification concerne notamment l'Atlas tellien et ses régions avoisinantes, connues pour leur activité sismique modérée.

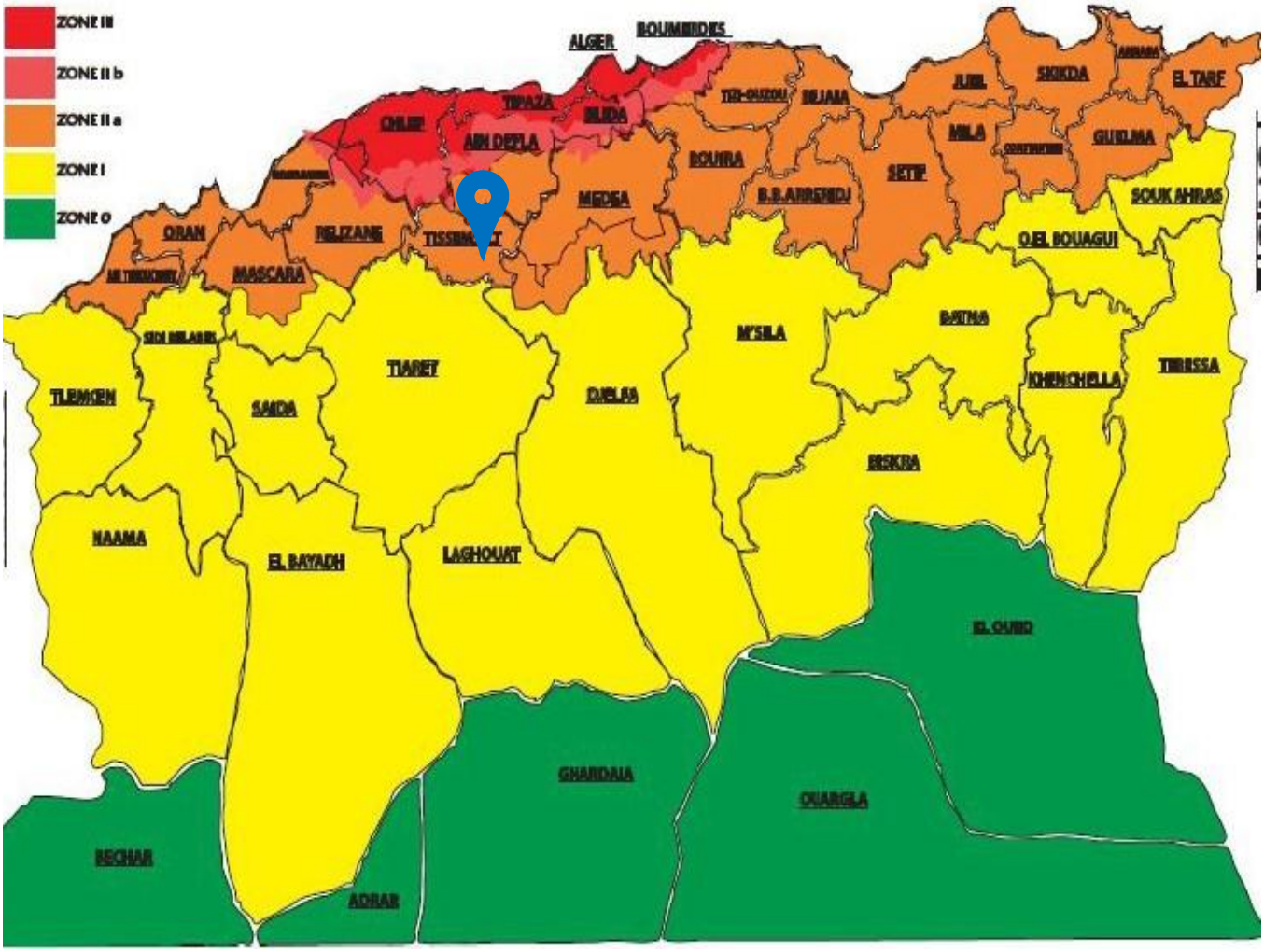


Figure I.5 *: Carte des zones sismiques en Algérie RPA99 version 2003*

(http://www.uploads.indesengineering.com)

I.3 Données démographiques :

I.3.1 Population :

Le nouveau POS 01 Boumangouche situé à l'Est de la ville de Tissemsilt recevra plus que 5000 logements.

Suivant les résultats du recensement général de l'Algérie (RGPH 2008 et 2022) le taux d'occupation des logements est estimé à 6 personnes par logement.

Comme mentionné précédemment, cette étude consiste à alimenter le POS N°01 Boumangouche.

Tableau I.3 : *Population de la zone d'étude*

	POS N°01 Boumengouche
Nombre de logements	5 120
Taux d'occupation des logements	6
Population totale	**30 720**

I.3.2 Les équipements :

La nouvelle ville de POS N°01 Boumangouche est urbanisée comprenant les équipements projetés suivants :

Tableau I.4: *Nombre des équipements*

Equipements	Nombre
écoles primaire	04
CEM	01
crèches	02
lycée	01
Polyclinique	01
Bibliothèque	02
mosquée	01
stade	01
Piscine	02
Complexe hôtelier	02
Siège Administratif	02
Salle Omnisport	01

I.4 Conclusion :

Cette étude nous a aidés à connaitre les particularités de la zone d'étude qu'il s'agisse de son relief, de son climat, de sa structure géologique ou encore de son contexte hydrique et sismique, ce qui permettra de mieux cerner les contraintes et les enjeux du projet d'alimentation en eau potable afin d'optimiser les choix techniques et garantir un approvisionnement efficace et durable pour les habitants de la nouvelle ville.

Chapitre II

Evaluation des besoins en Eau

II. Evaluation des besoins en eau :

II.1. Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nécessite au préalable la détermination d'une dotation spécifique à chaque catégorie d'usagers. Celle-ci correspond au débit journalier rapporté au nombre d'unités de consommateur. La consommation d'eau dépend de divers facteurs, tels que la croissance démographique et le mode de vie. Elle varie également selon les périodes et diffère d'une agglomération à l'autre.

II.2. Evaluation de la Population :

Concernant la nouvelle ville Boumangouche (POS N°01), nous avons un seul type d'habitation qui est l'habitation collective.

Suivant les résultats du recensement général de l'Algérie (RGPH 2008 et 2022) le taux d'occupation des logements est estimé pour 6 personnes par Logement donc :

$$\mathbf{P_n = 5120 \times 6 = 30720\ Habitants\ldots\ldots\ldots..(\ II.1)}$$

II.3. Catégories de consommation de la région d'étude :

Il est primordial d'identifier l'ensemble des catégories de consommation présentes dans l'agglomération afin d'assurer une couverture adéquate des besoins en eau potable, tant en quantité qu'en qualité, pour l'ensemble de la population. Pour notre cas, nous avons les :

- Besoins domestique.
- Besoins publics.

II.4. Evaluation de la consommation journalière :

Dans les zones urbaines, l'estimation des besoins en eau repose sur des références de consommation propres à chaque type d'utilisateur. La dotation unitaire, représentant la quantité d'eau utilisée en moyenne par individu et par jour, est influencée par divers éléments tels que le niveau de vie, l'accès aux ressources hydriques, la présence d'équipements ménagers modernes et l'activité industrielle. Par ailleurs, la consommation d'eau varie selon les saisons, elle est généralement plus faible durant l'hiver et atteint un pic en été, principalement en raison de la hausse des températures qui entraîne une demande accrue. Ces éléments influencent directement la gestion et la planification des ressources en eau.

II.4.1 La consommation journalière moyenne :

La consommation moyenne journalière s'obtient en multipliant la dotation quotidienne moyenne par le nombre d'usagers appartenant à une catégorie donnée de consommateurs.

$$Q_{moy.j} = \frac{Ni \times Dot}{1000} (m^3/j) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.2)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier en m3/j .

Dot : dotation journalière en l/j/hab.

Ni : nombre de consommateurs.

II.4.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur :

II.4.2.1 Besoins domestique :

Dans les zones urbaines, la demande en eau domestique est fortement conditionnée par la dynamique démographique et l'amélioration des conditions de vie.

Tableau I.5 : *Demande domestique en eau potable selon le PNE*

Classe de population	Demande
> à 50 000	200 l/j/hab.
Entre 20 000 et 50 000	180 l/j/hab.
Entre 10 000 et 20 000	150 l/j/hab.
< à 10 000	100 l/j/hab.

Pour notre cas, la dotation à atteindre dans la zone d'étude est de 180 l/j/hab

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.6 : *Les besoins domestiques moyen journaliers*

Nombre d'habitants	30720
Dotation (l/ha/j)	180
$Q_{moy.j}$ (m^3/j)	5529.6
$Q_{moy.j}$ (l/s)	64

II.4.2.2 Besoins publics :

Les besoins en eau publics englobent l'alimentation des infrastructures collectives comme les écoles, les hôpitaux, les administrations et les espaces publics. Ils garantissent l'hygiène, la propreté et le bon fonctionnement des services essentiels à la population.

Tableau I.7 : *Les besoins public journalier moyen*

équipements	Nombre	nombre d'unité	Dotation (l/unité/j)	$Q_{moy.j}$ (m^3/j)
Ecole primaire	4	800 élèves	20	16
CEM	1	500 élèves	20	8
Lycée	1	500 élèves	20	8
Crèche	2	150 enfants	15	2.25
Polyclinique	1	150 patients	20	3
Bibliothèque	1	100 lecteurs	15	1.5
Mosquée	1	400 fidèles	15	6
Siege administratif	1	150 employées	15	2.25
Complexe Hôtelier	1	100 chambres	300	30
Salle omnisport	1	1000 m^2	5	5
Picsine	2	750 m²	40	30
Stade	2	800 m²	4	3.2

Donc le débit moyen journalier ($Q_{moy.j}$) sera :

Tableau I.8 : *Le débit moyen journalier*

	$Q_{moy.j}$ (m^3/j)	Total (m^3/j)
Domestique	5529.6	5644.8
Public	115.2	

Afin de garantir une consommation journalière suffisante et de tenir compte des pertes inévitables, la consommation moyenne est corrigée par une majoration. Ces pertes peuvent être dues à plusieurs facteurs, notamment la consommation non enregistrée (fraude), les fuites dans le réseau d'adduction, les déperditions dans le système de distribution (liées au type de conduites, à leur vétusté, à la diversité des équipements hydrauliques, à la topographie du site ou encore à l'efficacité des opérations de maintenance), ainsi qu'aux fuites au niveau des installations des usagers (ex. : robinets défectueux ou mauvaise pose). Ainsi, une majoration de 20 % est appliquée à la consommation journalière moyenne, selon l'équation suivante :

$$Q'_{moy.j} = 1.2 \times Q_{moy.j} \quad \text{..... (II.2)}$$

Donc :

$$Q'_{moy.j} = 6773.76 \ (m^3/j)$$

II.5 Etude de la variation de consommation :

II.5.1 Variation de la consommation journalière :

La consommation d'eau au cours de l'année n'est pas constante, mais fluctue autour de la moyenne journalière. On observe généralement une journée de consommation maximale, ainsi qu'une journée où la consommation atteint son niveau le plus bas. Ces variations sont prises en compte à travers des coefficients d'irrégularité, appelés respectivement coefficient de pointe journalière maximale et coefficient de pointe journalière minimale.

1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max.j}$) :

Ce coefficient permet d'évaluer dans quelle mesure le débit journalier maximal dépasse le débit moyen journalier. Il peut ainsi être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$K_{max.j} = Q_{max.j} / Q'_{\mathbf{moy.j}} \quad \text{.....(II.4)}$$

Avec :

$Q_{max.j}$: débit maximal journalier (m^3/j).
$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier (m^3/j).
K max.j : coefficient d'irrégularité varié entre : (1.1 -1.3).

Pour notre étude on prend $K_{max.j}$ **=1.2**

2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min.j}$) :

Ce coefficient permet d'exprimer à quel point la consommation journalière minimale est inférieure à la consommation moyenne. Il peut être déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$K_{min.j} = Q_{min.j} / Q'_{moy.j} \quad \text{..... (II.5)}$$

Avec :

$Q_{min.j}$: consommation minimale journalière (m^3/j).

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

$K_{min.j}$: est compris entre: (0.7 - 0.9).

Pour notre étude on prend **$K_{min.j} = 0.7$**

3. Consommation maximale journalière ($Q_{max.j}$) :

Ce débit correspond à la quantité d'eau consommée lors de la journée la plus sollicitée de l'année. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{max.j} = Q'_{moy.j} \times K_{max.j} \quad \text{..... (II.6)}$$

Donc : $Q_{max.j} = 1.2 \times Q'_{moy.j}$

4. Consommation minimale journalière ($Q_{min.j}$) :

Ce débit reflète la consommation d'eau enregistrée lors de la journée la moins sollicitée de l'année. Il peut être déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$Q_{min.j} = Q'_{moy.j} \times K_{min.j} \quad \text{..... (II.7)}$$

Donc: $Q_{max.j} = 0.7 \times Q'_{moy.j}$

Les valeurs moyennes des consommations journalières, tant minimales que maximales, sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau I.9: *les consommations journalières maximales et minimales.*

$Q'_{moy.j}$	**$K_{max.j}$**	**$Q_{max.j}$**	**$K_{min.j}$**	**$Q_{min.j}$**
(m^3/j) 6773.76	1.2	**(m^3/j) 8128.512**	0.7	**(m^3/j) 4741.632**

II.5.2 Variation de la consommation horaire :

1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est défini comme le volume moyen consommé par heure, estimé sur la base de la journée de plus forte demande, répartie sur 24 heures.

$$Q_{moy.h} = \frac{Q\ max.j}{24} \quad \text{..... (II.8)}$$

Avec :

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

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

Donc : $$Q_{moy.h} = \frac{8128.512}{24} = 338.688\ (m^3/h)$$

2. Débit maximum horaire :

Le débit horaire maximal correspond à la consommation enregistrée durant l'heure de pointe de la journée, c'est-à-dire le moment où la demande en eau est la plus élevée. Cette donnée est cruciale pour le dimensionnement adéquat du réseau de distribution et peut être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} \times K_{max.h} \quad \text{..... (II.9)}$$

Avec :

$Q_{max.h}$: débit max horaire en (m^3/h).

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

$K_{max.h}$: coefficient d'irrégularité maximum horaire.

3. Coefficient d'irrégularité maximum horaire ($K_{max.h}$) :

Ce coefficient exprime l'intensification de la demande horaire au cours de la journée, en prenant en considération des facteurs tels que la croissance démographique, l'élévation du niveau de confort et l'activité industrielle. Il peut être décomposé en deux coefficients distincts, notés αmax et βmax, selon la relation suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \text{ ……..(II.10)}$$

Avec :

α_{max}: qui tient compte de l'importance de l'agglomération du confort des équipements de l'agglomération. du régime de travail et des habitudes de la population varie entre (1.2-1.4) pour notre cas on prend **α_{max}= 1.3**

β_{max} : coefficient fortement lié à la croissance démographique et varie en fonction du nombre d'habitants. Les différentes valeurs de ce coefficient sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau I.9: *Variations du coefficient βmax.*

Population (hab) ($\times 10^3$)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

Étant donné que la population de la zone d'étude (POS 01) est estimée à 30 720 habitants, la valeur correspondante du coefficient **βmax** est de **1,15**.

Tableau I.12 : *Variations du coefficient βmin.*

Coefficient	**α_{max}**	**β_{max}**	**$K_{max.h}$**
Valeur	1.3	1.15	1.5

Le débit maximum horaire devient :

$$Q_{max.h} = 338.688 \times 1.5 = 508.032 \text{ (m}^3\text{/h)} = 141.12 \text{ (l/s)}$$

4. Débit minimum horaire :

La consommation d'eau minimale correspond à la période de plus faible demande au cours de la journée, généralement enregistrée pendant les heures creuses, et peut être déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$Q_{min.h} = Q_{moy.h} \times K_{min.h} \ (m^3/h) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.11)$$

Avec :

$Q_{min.h}$: débit min horaire en (m^3/h)

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

$K_{min.h}$: coefficient d'irrégularité minimum horaire

5. Coefficient d'irrégularité minimum horaire ($K_{min.h}$)

Ce coefficient joue un rôle clé dans le calcul du débit horaire minimal, ce qui permet d'analyser le comportement du réseau en matière de pression. Il se décompose en deux sous-coefficients, notés αmin et **β_{min}**, et peut être déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.12)$$

Avec :

α_{min} : Le coefficient αmin est utilisé pour prendre en compte le confort des installations de la localité et le mode de fonctionnement du travail. Il varie généralement de 0.4 à 0.6, dans notre cas on prend **α_{min}**= 0.6

β_{max} : coefficient fortement lié à l'accroissement démographique et varie en fonction du nombre d'habitants. Voici les variations de ce coefficient présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.12 : *Variations du coefficient βmin.*

Population (hab) ($\times 10^3$)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83

Étant donné que le nombre d'habitants de la zone d'étude (POS 01) est égal à 30720 habitants. la valeur du coefficient β_{min} correspondant est : **β_{min} = 0.6**

Tableau I.13 : *Coefficient d'irrégularité horaire pour notre cas.*

Coefficient	**α_{min}**	**β_{min}**	**$K_{min.h}$**
Valeur	0.6	0.6	0.36

Le débit minimum horaire s'exprime alors par

$$Q_{min.h} = 338.688 \times 0.36 = 121.93 \ (m^3/h) = 33.87 \ (l/s)$$

II.5.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

La variation des débits horaires au cours de la journée est représentée graphiquement en fonction du nombre d'habitants. Ces variations sont exprimées en pourcentage (%) par rapport au débit journalier maximal de l'agglomération. (Voir Annexe 1)

Tableau I.14 : *Variations de la consommation horaires.*

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	%	(m^3/h)	C%	(m^3/h)
0_1	1.5	121.927	1.5	121.927
1_2	1.5	121.927	3	243.855
2_3	1.5	121.927	4.5	365.783
3_4	1.5	121.927	6	487.711
4_5	2.5	203.213	8.5	690.923
5_6	3.5	284.498	12	975.421
6_7	4.5	365.783	16.5	1341.204
7_8	5.5	447.068	22	1788.273
8_9	6.25	508.032	28.25	2296.305
9_10	6.25	508.032	34.5	2804.337
10_11	6.25	508.032	40.75	3312.369
11_12	6.25	508.032	47	3820.400
12_13	5	406.426	52	4226.826
13_14	5	406.426	57	4633.252
14_15	5.5	447.068	62.5	5080.320
15_16	6	487.711	68.5	5568.031
16_17	6	487.711	74.5	6055.741
17_18	5.5	447.068	80	6502.810
18_19	5	406.426	85	6909.235
19_20	4.5	365.783	89.5	7275.018
20_21	4	325.140	93.5	7600.159
21_22	3	243.855	96.5	7844.014
22_23	2	162.570	98.5	8006.584
23_24	1.5	121.927	100	8128.512
Totale	**100%**	**8128.512**		

D'après le tableau :

- $Q_{max.h}$= 508.032 m^3/h
- $Q_{min.h}$= 121.927 m^3/h

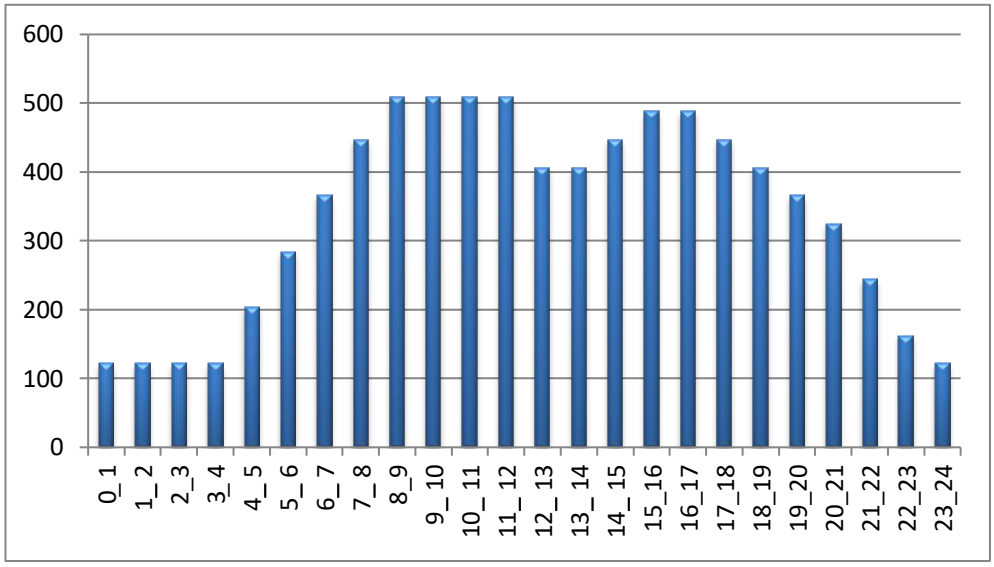


Figure II.1 : *Graphique de la consommation horaire*

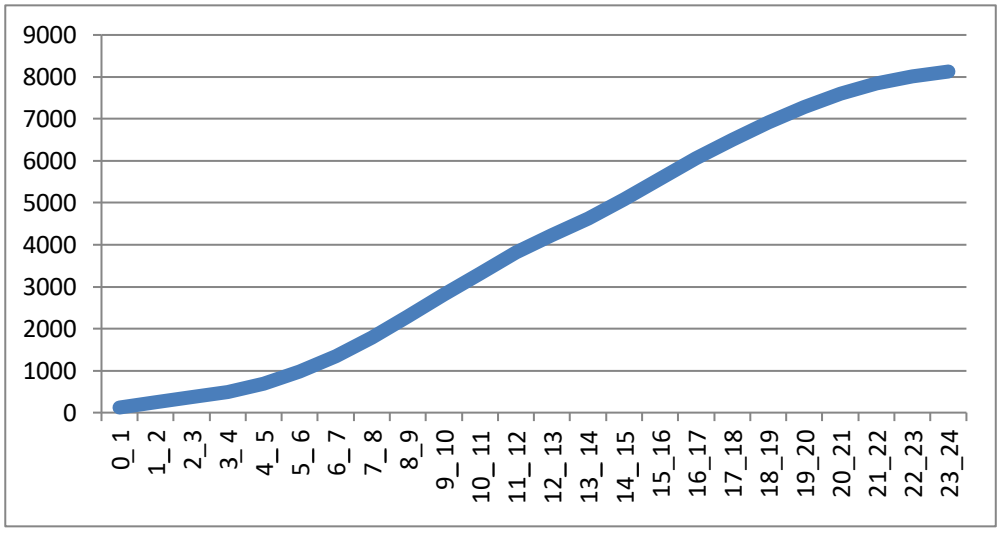


Figure II.2 : *Courbe de la consommation intégrale*

II.5 Conclusion :

L'analyse des besoins en eau dans la nouvelle ville de Boumangouche a permis de quantifier les débits journaliers et horaires en fonction des profils de consommation propres à chaque catégorie d'usagers. L'analyse a mis en évidence l'influence de la croissance démographique et des variations saisonnières sur la demande en eau. En intégrant les coefficients d'irrégularité, cette étude a permis de définir les débits maximaux et minimaux nécessaires pour garantir un approvisionnement fiable et durable. Ces résultats serviront de base au dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable.

Chapitre III

Conception du réseau d’alimentation en eau Potable

III.Conception du réseau d'alimentation en eau potable

III.1 Introduction :

L'eau est distribuée sous pression aux usagers à travers un réseau de canalisations enterrées, généralement installées sous la voirie. Les branchements qui alimentent les bâtiments sont connectés à ce réseau. Il est donc essentiel que ces conduites présentent un diamètre approprié, afin d'assurer un débit suffisant à la pression requise, permettant ainsi de satisfaire les besoins en eau de l'ensemble des usagers.

III.2 Types des réseaux :

On distingue plusieurs types de réseaux de distribution, parmi lesquels les plus courants sont :

- Le réseau ramifié
- Le réseau maillé
- Le réseau mixte

III.2.1. Réseau ramifié :

Le réseau ramifié, caractérisé par l'absence d'alimentation de retour, présente l'avantage d'un coût réduit. Toutefois, il offre peu de sécurité et de flexibilité : en cas de rupture sur la conduite principale, les usagers situés en aval se retrouvent privés d'eau.

III.2.2. Réseau maillé :

Le réseau maillé se compose de tronçons agencés de manière à former une ou plusieurs boucles fermées, appelées mailles. Contrairement au réseau ramifié, ce type de configuration permet une alimentation de secours grâce à la présence de chemins de retour, réduisant ainsi considérablement les interruptions d'alimentation en cas de défaillance.

III.2.3. Réseau mixte :

Le réseau mixte est constitué de plusieurs conduites, combinant à la fois une partie maillée et une partie ramifiée, en fonction de la configuration topographique du site et des zones de pression à desservir. (dupont 1979)

III.3 Choix de types de réseau :

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

III.4 Principe du tracé d'un réseau maillé :

Pour tracer un réseau, il est nécessaire de prendre en compte :

- La configuration de la ville
- La disposition des rues
- L'emplacement des grands consommateurs
- Le tracé des conduites principales et secondaires
- La recherche du parcours le plus court possible

III.5 Choix du type des conduites :

Le choix du matériau pour les conduites dépend de plusieurs critères, notamment la pression de service, l'agressivité de l'eau et du sol, les aspects économiques (coût et disponibilité), ainsi que la compatibilité avec les accessoires (joints, coudes, vannes, etc.). Les matériaux couramment utilisés incluent l'acier, la fonte ductile, le PVC et le PE. Dans notre cas, le choix s'est porté sur le PEHD (Polyéthylène Haute Densité), en raison de sa résistance à la corrosion, de sa bonne adaptation aux mouvements du sol, et de ses performances globales face aux exigences du projet.

III.5.1. Conduites en PEHD :

III.5.1.1 Les avantages :

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

III.5.1.2 Les inconvénients :

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.
- Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et ventouses).
- Indisponibilité dans les grands diamètres. Coût relativement élevé pour les diamètres supérieurs à 315mm.

III.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Notre étude repose sur un système de distribution avec réservoir en amont. Afin de déterminer les paramètres hydrauliques du réseau, deux situations seront analysées :

- Le cas de pointe
- Le cas de pointe accompagné d'un débit incendie

.

III.6.1. Calcul des débits :

III.6.1.1 Cas de pointe :

Débit de pointe :

$$Q_p = Q_{max.h} = \sum Q_r + \sum Q_{conc} \text{ .....(V.1)}$$

Avec :

$Q_{max.h}$: débit consommé (l/s).

Q_r : est le débit en route (l/s).

Q_{conc} : Débit concentré (l/s), dans notre cas Q conc = 0

Q_p : Débit de pointe (l/s).

Pour notre cas :

$$Q_{max.h} = 508.032 \ (m^3/h) = 141.12 \ (l/s)$$

Le débit spécifique :

$$q_{sp} = \frac{Qp}{\sum Li} \text{ …….. (V.2)}$$

Avec :

q_{sp}= le débit spécifique (l/s/ml)

$Q_{max.h}$ = le débit maximum horaire (l/s)

$\sum Li =$ la somme des longueurs des tronçons qui ont une consommation (ml)

Le débit en route :

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \text{ .....(V.3)}$$

Avec :

$Q_{ri} =$ le débit en route du tronçon i (l/s)

$q_{sp} =$ le débit spécifique (l/s/ml)

Li : Longueur du tronçon i (ml)

Le débit au nœud :

$$Q_{ni} = \frac{\sum Qri}{2} \text{ …….(V.4)}$$

Avec :

Q_{ni} : Débit du nœud (l/s)

$\sum Q_{ri}$: La somme des débits en route des tronçons adjacents au nœud i (l/s)

Le tableau ci-après présente une synthèse des débits calculés :

Tableau III-1 : *Calcul des débits spécifique, en route et nodaux*

Nœuds	Tronçon	Longueur(m)	q_{sp} (l/s /m)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
N1	***P 1-4***	160	0.017	2.72	**8.7**
	P 1-2	660.3	0.017	11.23	
	P 1-6	203.5	0.017	3.46	
N2	***P 2-1***	660.3	0.017	11.23	**6.36**
	P 2-3	87.76	0.017	1.49	
N3	***P 3-2***	87.76	0.017	1.49	**6.73**
	P 3-4	704.4	0.017	11.97	
N4	***P 4-3***	704.4	0.017	11.97	**10.25**
	P 4-5	342.3	0.017	5.81	
	P 4-1	160	0.017	2.72	
N5	***P 5-4***	342.3	0.017	5.81	**8.22**
	P 5-6	420.8	0.017	7.15	
	P 5-8	203.5	0.017	3.46	
N6	***P 6-1***	203.5	0.017	3.46	**7.84**
	P 6-5	380.3	0.017	6.47	
	P 6-7	338.7	0.017	5.76	
N8	***P 8-5***	420.8	0.017	7.15	**16.98**
	P 8-7	441	0.017	7.5	
	P 8-9	811.9	0.017	13.80	
	P 8-11	323.9	0.017	5.51	
N7	***P 7-6***	323.9	0.017	5.51	**10.96**
	P 7-8	584.8	0.017	9.94	
	P 7-10	380.3	0.017	6.47	
N10	***P 10-7***	584.8	0.017	9.94	**7.16**
	P 10-9	257.7	0.017	4.38	
N9	***P 9-8***	553.3	0.017	9.41	**13.79**
	P 9-10	257.7	0.017	4.38	
	P 9-12	811.9	0.017	13.80	
N11	***P 11-8***	441	0.017	7.5	**16.8**
	P 11-12	382.8	0.017	6.51	
	P 11-14	769.3	0.017	13.08	
N12	***P 12-9***	382.8	0.017	6.51	**13.49**
	P 12-11	553.3	0.017	9.41	
	P 12-13	650.7	0.017	11.06	
N13	***P 13-12***	650.7	0.017	11.06	**7.48**
	P 13-14	229.2	0.017	3.9	
N14	***P 14-11***	229.2	0.017	3.9	**8.49**
	P 14-13	769.3	0.017	13.08	

III.6.1.2 Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas, le calcul hydraulique suit la même méthode que pour le cas de pointe, à la différence qu'un débit supplémentaire de 17 l/s, représentant le débit d'incendie, est pris en compte. Ce débit est soutiré au point le plus défavorisé du réseau, à savoir le nœud N13. Par conséquent, le débit total circulant dans le réseau correspond à la somme du débit de pointe et du débit d'incendie.

$$Q_{max.h+inc}=141.12+17= 158.12 \text{ (l/s)}$$

Débit nodal au point défavorable sera :

$$Q_{N13}= 7.48+17=24.48 \text{ (l/s)}$$

III.6.2. Simulation par le logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel conçu pour simuler le comportement hydraulique et la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution sous pression sur une période prolongée. Un réseau modélisé dans EPANET est constitué d'éléments tels que les conduites, les nœuds (points de jonction), les pompes, les vannes, les réservoirs et les bâches.

Ce programme permet de calculer, entre autres, le débit circulant dans chaque conduite, la pression aux nœuds, les niveaux d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration de substances chimiques dans le réseau, tout au long d'une simulation en pas de temps.

Il offre également la possibilité de déterminer le temps de séjour de l'eau dans le système et de retracer son origine.

L'objectif principal d'EPANET est d'améliorer la compréhension des phénomènes d'écoulement et de la distribution de l'eau, en vue d'optimiser la gestion des réseaux. Il est utilisé pour diverses analyses, aussi bien hydrauliques que qualitatives.

Le logiciel met à disposition un environnement intégré permettant la saisie des données, l'exécution des simulations et la visualisation des résultats sous forme de cartes thématiques, de tableaux ou de graphiques

III.6.3. Variantes du réseau de distribution :

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

Variante1 :

Dans cette variante, nous avons projeté un réservoir d'alimentation à une côte de 935m qui sera alimenté à partir du réservoir existant (50000 m3) dont l'eau provient de la station de dessalement de Mostaganem.

Après avoir réparti arbitrairement les débits, déterminé les diamètres des conduites, puis effectué une simulation sur EPANET, nous avons obtenu les résultats suivants pour le cas de pointe et le cas de pointe avec incendie, appliqués aux deux variantes étudiées.

- **Cas de pointe**

Cette simulation est basée sur le débit horaire de pointe, sans prendre en compte le débit d'incendie. Les résultats sont donnés par la figure (III-4) et les tableaux (III-2) et (III-3).

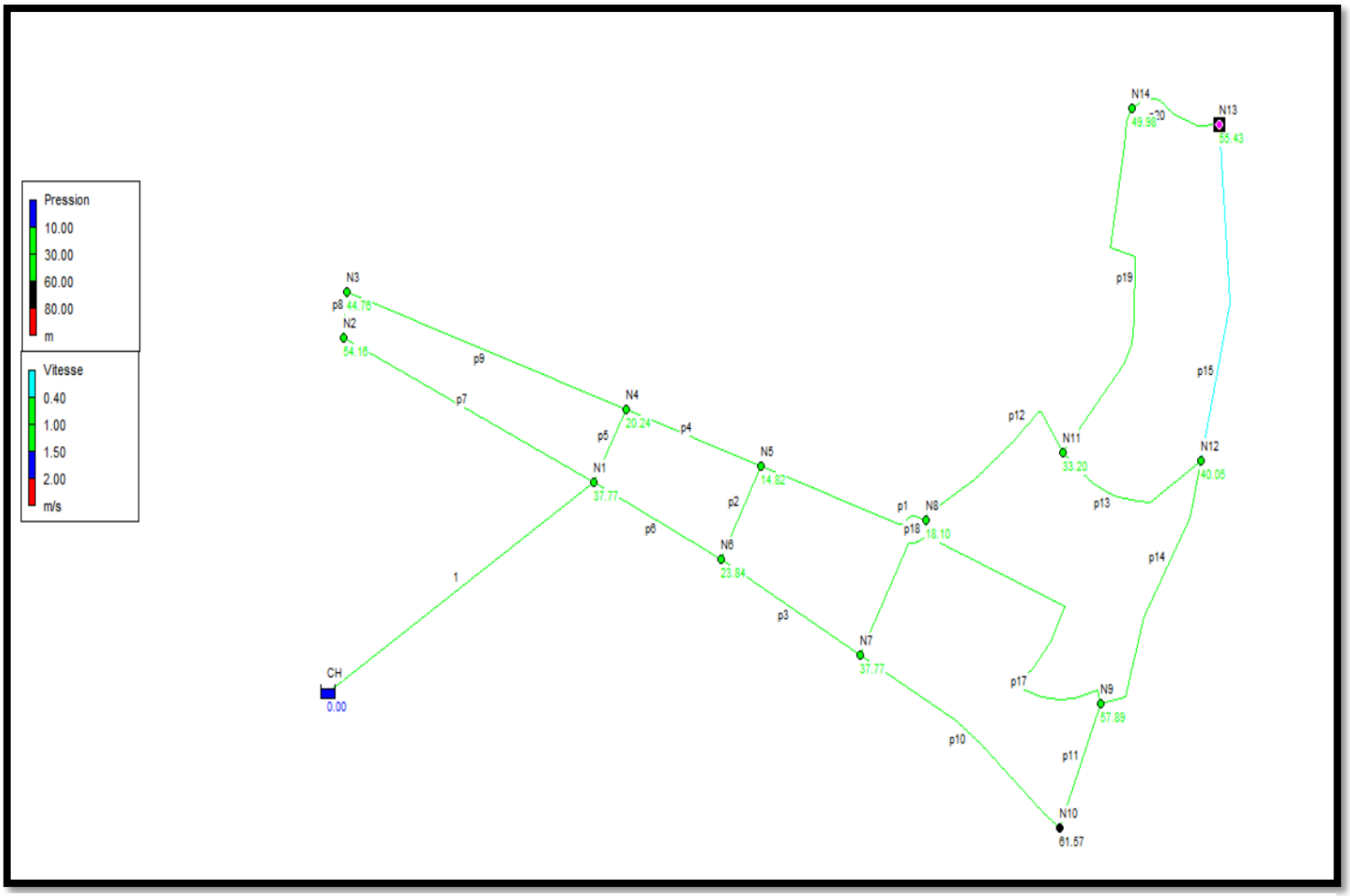


Figure III.4: *Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe/variante 1)*

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

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (mCE)
p1	420.8	198.2	-34.78	1.13	2.22
p2	203.5	110.2	-7.09	0.74	1.02
p3	380.3	277.6	60.37	1	1.07
p4	342.3	198.2	-35.91	1.16	1.92
p5	160	246.8	-48.56	1.02	0.53
p6	338.7	277.6	75.3	1.24	1.43
p7	660.3	141	10.69	0.68	2.11
p8	87.76	79.2	4.33	0.88	0.90
p9	704.4	79.2	-2.4	0.49	2.47
p10	584.8	220.2	27.5	0.72	1.20
p11	257.7	141	20.34	1.3	2.68
p12	441	198.2	35.33	1.14	2.40
p13	382.8	110.2	5.35	0.56	1.15
p14	553.3	141	-10.93	0.7	1.84
p15	650.7	110.2	2.79	0.29	0.61
p17	811.9	110.2	-4.39	0.46	1.70
p18	323.9	158.6	-21.92	1.11	2.17
p19	769.3	176.2	13.18	0.54	1.22
p20	229.2	110.2	4.69	0.49	0.54
1	2076	493.6	143.25	0.75	1.72

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

Nœuds	Elévation (m)	Demande l(/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mCE)
N8	910.5	16.98	928.6	18.1
N5	916	8.22	930.82	14.82
N6	908	7.84	931.84	23.84
N7	893	10.96	930.77	37.77
N4	912.5	10.25	932.74	20.24
N1	895.5	8.7	933.27	37.77
N2	877	6.36	931.16	54.16
N3	885.5	6.73	930.26	44.76
N10	868	7.16	929.57	61.57
N9	869	13.79	926.89	57.89
N11	893	16.8	926.2	33.2
N12	885	13.49	925.05	40.05
N13	869	7.48	924.43	55.43
N14	875	8.49	924.98	49.98
Réservoir	935			

- **Cas de pointe+incendie :**

Dans ce cas, on considère l'existence d'un débit d'incendie localisé de 17 l/s au point le plus défavorisé du réseau, qui correspond au nœud N13.

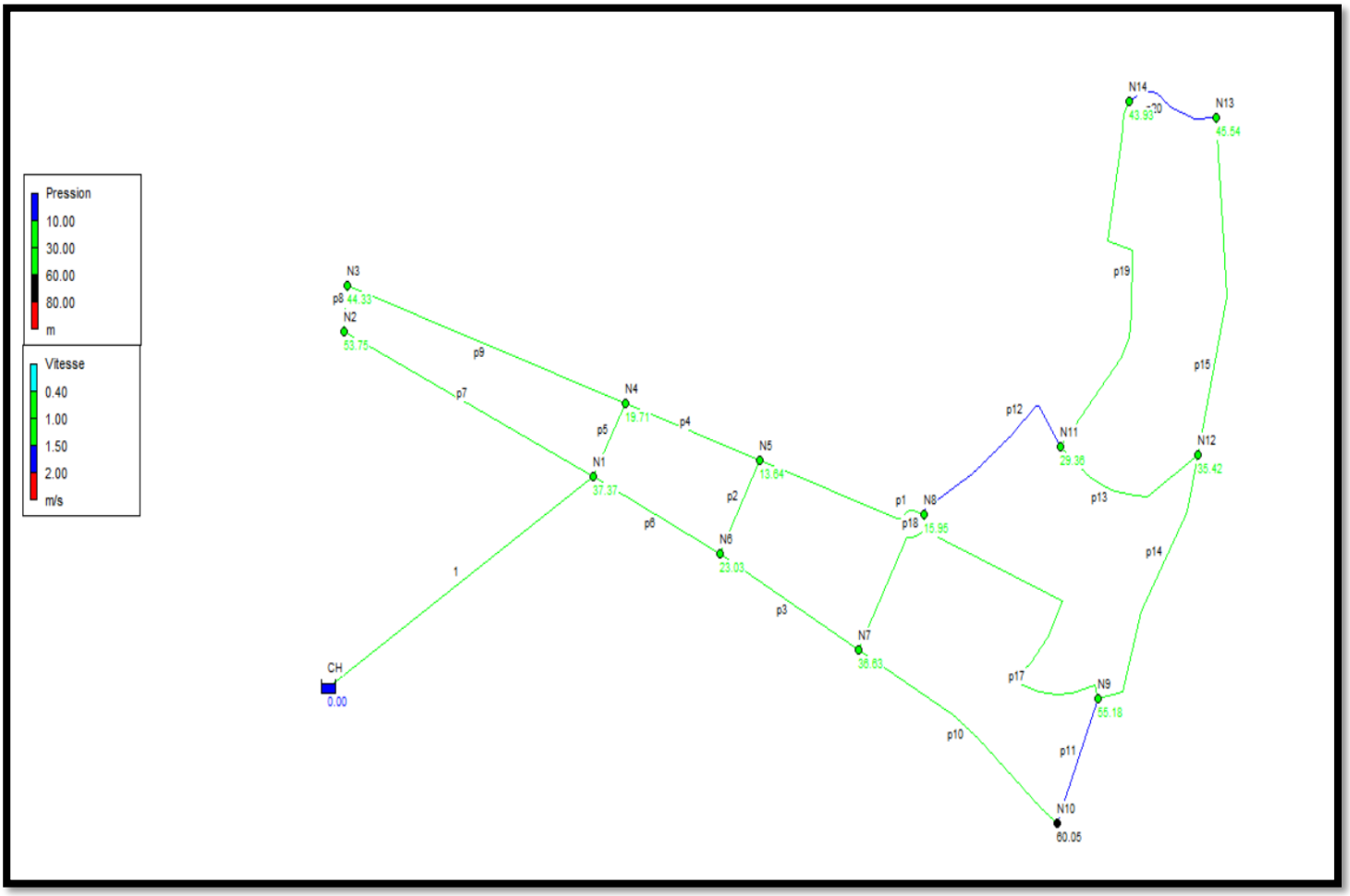


Figure III.5: *Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe+incendie/variante 1).*

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

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (mCE)
p1	420.8	198.2	-42.28	1.37	3.19
p2	203.5	110.2	-8.42	0.88	1.40
p3	380.3	277.6	69.87	1.15	1.40
p4	342.3	198.2	-42.07	1.36	2.57
p5	160	246.8	-54.67	1.14	0.67
p6	338.7	277.6	86.14	1.42	1.84
p7	660.3	141	10.74	0.69	2.13
p8	87.76	79.2	4.38	0.89	0.92
p9	704.4	79.2	-2.35	0.48	2.38
p10	584.8	220.2	31.96	0.84	1.58
p11	257.7	141	24.8	1.59	3.87
p12	441	198.2	47.11	1.53	4.09
p13	382.8	110.2	7.12	0.75	1.94
p14	553.3	141	-16.15	1.03	3.76
p15	650.7	110.2	9.78	1.03	5.88
p17	811.9	110.2	-5.14	0.54	2.27
p18	323.9	158.6	-26.96	1.36	3.19
p19	769.3	176.2	23.19	0.95	3.42
p20	229.2	110.2	14.7	1.54	4.39
1	2076	493.6	160.25	0.84	2.12

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

Nœuds	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mCE)
N8	910.5	16.98	926.45	15.95
N5	916	8.22	929.64	13.64
N6	908	7.84	931.03	23.03
N7	893	10.96	929.63	36.63
N4	912.5	10.25	932.21	19.71
N1	895.5	8.7	932.87	37.37
N2	877	6.36	930.75	53.75
N3	885.5	6.73	929.83	44.33
N10	868	7.16	928.05	60.05
N9	869	13.79	924.18	55.18
N11	893	16.8	922.36	29.36
N12	885	13.49	920.42	35.42
N13	869	24.48	914.54	45.54
N14	875	8.49	918.93	43.93
Réservoir	935			

Variante 02 :

Dans cette variante, nous avons projeté un réservoir d'alimentation (château d'eau) à une côte de 947m avec une hauteur de 5m qui sera alimenté à partir du même réservoir de (50000 m^3).

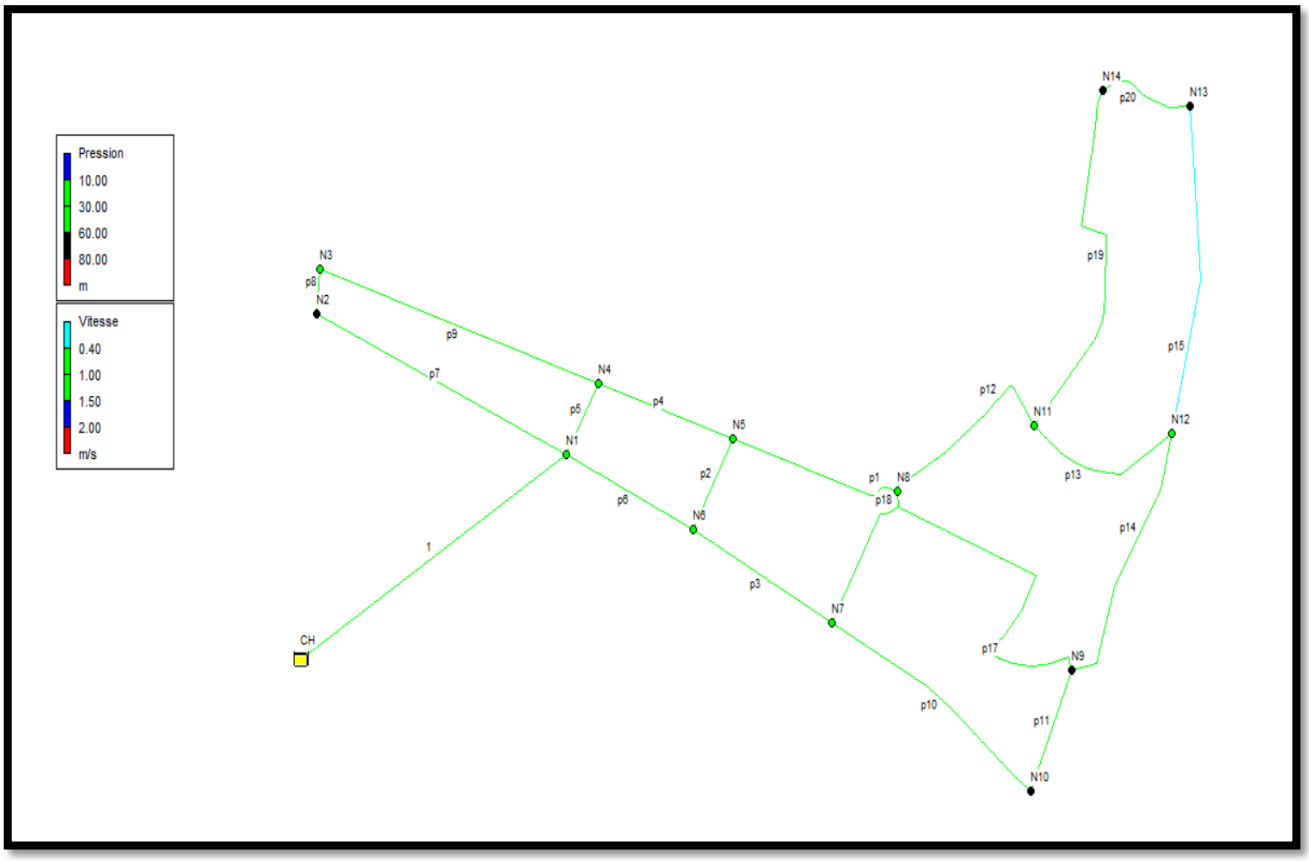


Figure III.6: *Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de pointe /variante 2).*

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

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (mCE)
p1	420.8	198.2	-34.78	1.13	2.22
p2	203.5	110.2	-7.09	0.74	1.02
p3	380.3	277.6	60.37	1	1.07
p4	342.3	198.2	-35.91	1.16	1.92
p5	160	246.8	-48.56	1.02	0.53
p6	338.7	277.6	75.3	1.24	1.43
p7	660.3	141	10.69	0.68	2.11
p8	87.76	79.2	4.33	0.88	0.90
p9	704.4	79.2	-2.4	0.49	2.47
p10	584.8	220.2	27.5	0.72	1.20
p11	257.7	141	20.34	1.3	2.68
p12	441	198.2	35.33	1.14	2.40
p13	382.8	110.2	5.35	0.56	1.15
p14	553.3	141	-10.93	0.7	1.84
p15	650.7	110.2	2.79	0.29	0.61
p17	811.9	110.2	-4.39	0.46	1.70
p18	323.9	158.6	-21.92	1.11	2.17
p19	769.3	176.2	13.18	0.54	1.22
p20	229.2	110.2	4.69	0.49	0.54
1	2525	493.6	143.25	0.75	2.10

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

Nœuds	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mCE)
N8	910.5	16.98	945.22	34.72
N5	916	8.22	947.44	31.44
N6	908	7.84	948.46	40.46
N7	893	10.96	947.39	54.39
N4	912.5	10.25	949.36	36.86
N1	895.5	8.7	949.9	54.4
N2	877	6.36	947.79	70.79
N3	885.5	6.73	946.89	61.39
N10	868	7.16	946.2	78.2
N9	869	13.79	943.51	74.51
N11	893	16.8	942.82	49.82
N12	885	13.49	941.67	56.67
N13	869	7.48	941.06	72.06
N14	875	8.49	941.6	66.6
Château d'eau	952			

- **Cas de pointe+incendie :**

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

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (mCE)
p1	420.8	198.2	-42.28	1.37	3.19
p2	203.5	110.2	-8.42	0.88	1.40
p3	380.3	277.6	69.87	1.15	1.40
p4	342.3	198.2	-42.07	1.36	2.57
p5	160	246.8	-54.67	1.14	0.67
p6	338.7	277.6	86.14	1.42	1.84
p7	660.3	141	10.74	0.69	2.13
p8	87.76	79.2	4.38	0.89	0.92
p9	704.4	79.2	-2.35	0.48	2.38
p10	584.8	220.2	31.96	0.84	1.58
p11	257.7	141	24.8	1.59	3.87
p12	441	198.2	47.11	1.53	4.09
p13	382.8	110.2	7.12	0.75	1.94
p14	553.3	141	-16.15	1.03	3.76
p15	650.7	110.2	9.78	1.03	5.88
p17	811.9	110.2	-5.14	0.54	2.27
p18	323.9	158.6	-26.96	1.36	3.19
p19	769.3	176.2	23.19	0.95	3.42
p20	229.2	110.2	14.7	1.54	4.39
1	2525	493.6	160.25	0.84	2.58

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

Nœuds	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mCE)
N8	910.5	16.98	942.99	32.49
N5	916	8.22	946.18	30.18
N6	908	7.84	947.57	39.57
N7	893	10.96	946.17	53.17
N4	912.5	10.25	948.75	36.25
N1	895.5	8.7	949.41	53.91
N2	877	6.36	947.29	70.29
N3	885.5	6.73	946.37	60.87
N10	868	7.16	944.59	76.59
N9	869	13.79	940.72	71.72
N11	893	16.8	938.9	45.9
N12	885	13.49	936.96	51.96
N13	869	24.48	931.08	62.08
N14	875	8.49	935.47	60.47
Château d'eau	952			

III.6.4. Analyse des variantes :

Les deux variantes proposées conservent le même tracé de réseau de distribution, mais se distinguent principalement par l'altitude du réservoir d'eau projeté et, par conséquent, par les paramètres hydrauliques qui en découlent.

Dans la première variante, le réservoir est situé à une altitude de 935m, cette configuration permet de générer des pressions modérées**,** variant de 14.1 m à 61.57 m en régime de pointe, ce qui est généralement suffisant pour alimenter l'ensemble des nœuds du réseau tout en limitant les risques de surpression. Les vitesses restent dans une plage acceptable (entre 0.29 m/s et 1.24 m/s**)** assurant un bon équilibre entre l'écoulement et la minimisation des pertes de charge.

En comparaison, la deuxième variante positionne le château d'eau à une altitude de 947 m, avec une hauteur d'eau de 5 m, soit une côte de 952 m. Cette variante produit des pressions nettement plus élevées, allant de 30.18 m à 76.59 m, ce qui peut être avantageux pour desservir des zones hautes ou éloignées du réseau. Cependant, ces pressions élevées dépassent les limites normatives, augmentant le risque de détérioration des conduites, de casse ou de fuites. Les vitesses sont similaires à la première variante, mais les pertes de charge peuvent être plus importantes en raison des différences de pression.

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

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé le tracé du réseau de distribution, son dimensionnement ainsi que l'analyse de son comportement via une simulation hydraulique du réseau à l'aide du logiciel EPANET, ce qui a permis d'évaluer les performances du système en conditions réelles de fonctionnement. Les résultats obtenus indiquent que les pressions relevées aux nœuds, ainsi que les vitesses d'écoulement dans les conduites, restent dans les plages optimales recommandées pour un réseau de distribution d'eau potable. Cela confirme la validité du dimensionnement effectué et garantit un fonctionnement fiable, efficace et conforme aux exigences techniques et normatives.

Chapitre IV

Etude des réservoirs

VI Etude du réservoir :

IV.1 Introduction :

Les réservoirs de stockage d'eau potable sont essentiels pour assurer une alimentation continue, fiable et sécurisée, ce qui est fondamental pour la santé publique, le développement économique et la qualité de vie des populations. Ils constituent un maillon stratégique entre les systèmes d'adduction et les réseaux de distribution. Conçus pour stocker et acheminer l'eau en continu, ces ouvrages régulent efficacement les débits et les pressions dans le réseau. Un dimensionnement rigoureux est indispensable afin de garantir leur performance, notamment en période de forte consommation.

IV.2 Attributions des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable sont indispensables pour garantir un approvisionnement efficace et régulier au sein d'une agglomération. Leur utilité découle principalement du décalage entre le débit de captage, généralement constant, et le débit de consommation, qui fluctue selon les heures de la journée.
Les rôles essentiels des réservoirs peuvent être classés en cinq grandes catégories :

- **Régulation des débits :** Le réservoir agit comme un tampon hydraulique entre le système d'adduction et le réseau de distribution, permettant ainsi d'adapter la production à la demande réelle.
- **Stabilisation de la pression :** Il assure une pression constante et suffisante en tout point du réseau, indépendamment des variations de consommation, en compensant les fluctuations dues aux cycles de démarrage ou d'arrêt des stations de pompage.
- **Adaptation à la topographie :** Lorsque la configuration du terrain ne permet pas de maintenir une pression suffisante dans certaines zones, la construction de réservoirs surélevés (châteaux d'eau) s'impose. Ce besoin traduit l'un des enjeux majeurs identifiés lors du diagnostic du système.
- **Réserve de sécurité :** Le réservoir joue un rôle capital dans la protection contre les incendies et permet de répondre à des pics de consommation exceptionnels.
- **Optimisation économique du réseau :** Il permet également de réduire les coûts d'investissement, notamment en limitant le diamètre des conduites principales du réseau de distribution.

(dupont 1979)

IV.3 Localisation des réservoirs :

Le choix de la localisation du réservoir représente souvent un enjeu technique complexe. Plusieurs critères doivent être pris en considération, notamment :

- Assurer une pression suffisante et stable au niveau des points de consommation, afin de garantir un service optimal aux abonnés.
- Permettre une alimentation gravitaire du réseau de distribution, ce qui implique que le réservoir soit implanté à une altitude supérieure à la côte piézométrique maximale requise sur le reseau. (dupont 1979)

IV.4 Catégorisation des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères :

1. En fonction du matériau de construction :

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

2. Selon leur implantation sur le site :

- Réservoirs enterrés
- Réservoirs semi-enterrés
- Réservoirs surélevés (installés sur tour ou support)

3. D'après leur forme géométrique:

- Réservoirs circulaires
- Réservoirs rectangulaires ou carrés
- Réservoirs de formes diverses (sphériques, coniques, etc.) (dupont 1979)

IV.5 Critères de choix pour la forme et le type de réservoir :

Le choix du type de réservoir d'eau, ainsi que sa configuration, dépendent de plusieurs facteurs essentiels. Parmi ceux-ci, on peut citer:

- **Les conditions topographiques** : volume nécessaire, caractéristiques du terrain.
- **Les contraintes géotechniques** : nature du sol, matériaux compatibles, qualité de l'eau.
- **Les exigences hydrauliques** : type de réseau (gravitaire ou refoulé), pression souhaitée, niveau d'entretien requis.
- **Les considérations économiques** : coût de construction, de fonctionnement et de maintenance

Pour alimenter le POS N°01 de notre zone étude, nous avons projeté un réservoir d'alimentation sur sol qui sera alimenté gravitairement depuis le réservoir existant (50000m^3).

Ce type de réservoir est retenu pour les avantages qu'il présente, notamment :

- Une réduction des coûts de construction.
- Une étude de génie civil simplifiée.
- Une étanchéité plus facile à mettre en œuvre.

IV.6 Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation :

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation varie selon les caractéristiques propres à chaque zone. Elle dépend principalement des fluctuations entre les débits entrants et sortants, c'est-à-dire à la fois du mode de fonctionnement des installations situées en amont et des variations de la demande en aval. En général, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières de consommation lors du jour de pointe, tout en intégrant une réserve destinée à la lutte contre les incendies.

IV.6.1 Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, heure par heure, le volume résiduel dans le réservoir, en analysant l'écart entre le débit entrant (alimentation) et le débit sortant (consommation). Le volume de régulation correspond au pic de ce déséquilibre journalier et peut être déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$V_u = \frac{\alpha \times Qmax.j}{100} \quad \text{..... (IV.5)}$$

Avec :

V_u : Le volume utile (m^3).

***a* :** fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{max.j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

IV.6.2 Méthode graphique :

Cette méthode consiste à tracer, sur une période de 24 heures, les courbes représentant la consommation journalière maximale et l'alimentation gravitaire fournie par le réservoir. Le résidu maximal quotidien est ensuite déterminé en calculant la somme des écarts, en valeur absolue, entre les points extrêmes des deux courbes.

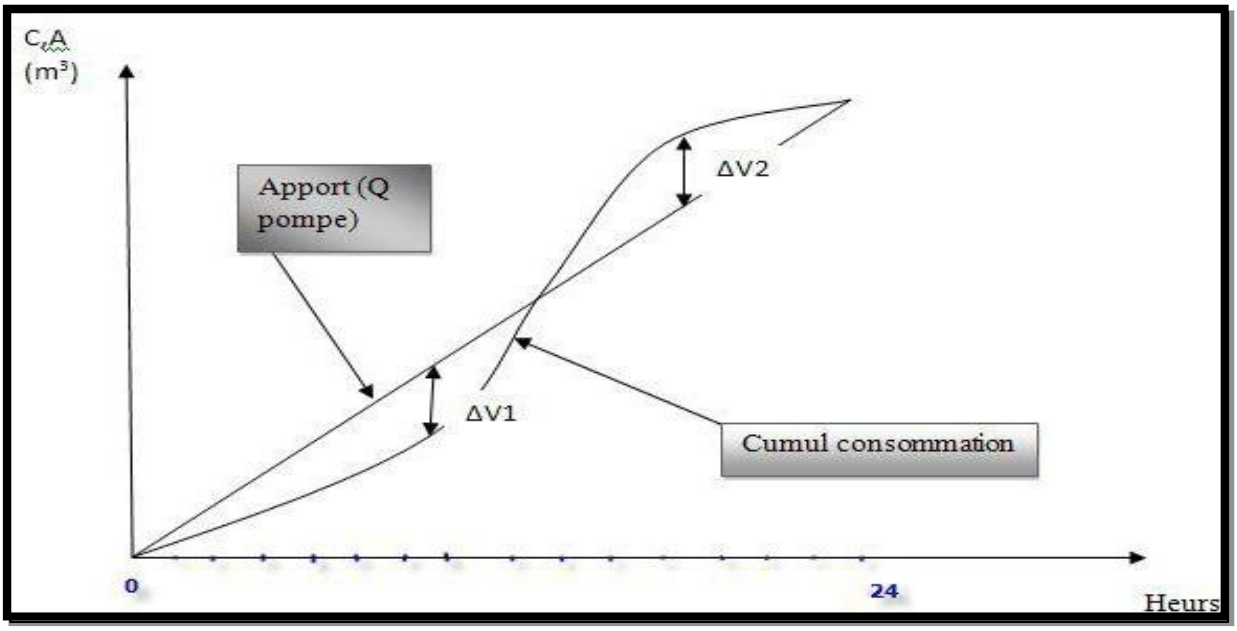


Figure IV.1 : *Détermination graphique du volume du réservoir d'alimentation*

Pour calcule la capacité de réservoir on utilise la formule suivante :

$$R_{max} = |d| + |d'| \ \mathbf{(\%)} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (\text{IV.3})$$

Avec :

d : écart inférieur entre l'apport et la consommation.

d′ : écart supérieur entre l'apport et la consommation.

Vr : Le volume résiduèl (m^3).

$Q_{max.j}$: Le débit maximum journaliér m3/j.

Et :

$$Vu = \frac{Rmax \times Qmax.j}{100} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (\text{IV.4})$$

Dans notre cas on va utiliser la méthode analytique donc :

Tableau IV.1 : *Détermination la capacité du réservoir d'alimentation*

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	4.17	1.5	2.67	-	8.81
01 – 02	4.17	1.5	2.67	-	11.48
02 – 03	4.17	1.5	2.67	-	14.15
03 – 04	4.17	1.5	2.67	-	16.82
04 – 05	4.17	2.5	1.67	-	18.49
05 – 06	4.17	3.5	0.67	-	19.16
06 – 07	4.17	4.5	-	0.33	18.83
07 – 08	4.17	5.5	-	1.33	17.5
08 – 09	4.17	6.25	-	2.08	15.42
09 – 10	4.17	6.25	-	2.08	13.34
10 – 11	4.17	6.25	-	2.08	11.26
11 – 12	4.17	6.25	-	2.08	9.18
12 – 13	4.17	05	-	0.83	8.35
13 – 14	4.17	05	-	0.83	7.52
14 – 15	4.17	5.5	-	1.33	6.19
15 – 16	4.17	06	-	1.83	4.36
16 – 17	4.16	06	-	1.84	2.52
17 – 18	4.16	5.5	-	1.34	1.18
18 – 19	4.16	05	-	0.84	0.34
19 – 20	4.16	4.5	-	0.34	**0**
20 – 21	4.16	04	0.16	-	0.16
21 – 22	4.16	03	1.16	-	1.32
22 – 23	4.16	02	2.16	-	3.48
23 – 24	4.16	1.5	2.66	-	6.14
Total	**100 %**	**100 %**			

D'après le tableau des fractions horaires du débit journalier maximal, la valeur correspondant à notre cas est : $\alpha = 19{,}16\,\%$.

Ainsi, le volume de régulation applicable dans notre situation est estimé comme suit

$$V_u = \frac{19.16 \times 8128.512}{100} = 1557.423\ m^3$$

Donc : $V_T = 120 + 812.85 = 1677.42\ m^3$

Le volume de réservoir normalisé : $V_T = 2000\ (m^3)$.

IV.7 Dimensionnement du réservoir :

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

$$V = S \times H$$

Et: $$S = \frac{\pi \times D^{\circ 2}}{4}$$

Donc : $$D = \sqrt{((4.V)/(\pi.H))}$$

Avec :

V : volume du réservoir (m^3).

D : diamètre du réservoir (m).

H : hauteur de réservoir peut varier entre 3 et 6m.

Calcul de la section du réservoir :

H = [3 à 6] m. $on\ prend\ H = 4m$

$V_T = S * H$

$S = V_T * H$

S = 2000/4

$S = 500\ m^2$

Calcul du diamètre du réservoir :

$S = \pi * D^2 /4$

$D = \sqrt{(}\ 4 * S /\pi\ ) = \sqrt{(}\ 4 * 500/\pi\ )$

$D_{cal} = 25.23\ m$

donc : $D_{normalisé} = 26$ m

La hauteur de la réserve d'incendie :

$H_{inc} = V_{inc} / S$

H_{inc} = 120 /500

$H_{inc} = 0.24\ m$

Tableau IV.2 : *caractéristique du réservoir récepteur projeté.*

Réservoir	**Type**	**Volume**	**Section**	**hauteur**	**diamètre**	**Hauteur d'incendie**
Projeté	Sur sol	2000 m^3	500 m^2	4 m	26 m	0.24 m

IV.8 Equipements des réservoirs :

Le réservoir doit être équipé de :

Conduite d'arrivée :

Il est préférable d'adopter une arrivée de type siphon noyé, avec une position basse située à l'opposé de la conduite de sortie, afin de favoriser le brassage. Cette configuration permet un renouvellement efficace de l'eau en générant des perturbations et un écoulement en rouleaux.

Conduite de départ :

Cette conduite est positionnée à l'opposé de l'arrivée d'eau, légèrement surélevée par rapport au radier (environ 15 à 20 cm), afin de limiter l'aspiration des matières en suspension. Son extrémité est dotée d'un crépin courbé, conçu pour prévenir la formation de vortex et l'intrusion d'air dans la conduite. Elle est également équipée d'une vanne à sur-vitesse pour assurer un contrôle efficace du débit.

Conduite de trop plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer le surplus d'eau arrivant au réservoir, notamment dans le cas où la pompe ne s'arrêterait pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit être équipée d'une conduite de trop-plein indépendante.

Conduite de vidange :

Elle sert à la vidange du réservoir lors des opérations de nettoyage ou de maintenance. Équipée d'un robinet-vanne, elle est généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Il est essentiel de nettoyer ce robinet après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de sédiments au niveau du sol, ce qui pourrait gêner sa manœuvre.

Conduite by-pass :

Elle assure la liaison entre la conduite d'arrivée et celle de départ dans le cas d'un réservoir, et permet de maintenir l'alimentation du réseau en cas d'isolement du réservoir pour entretien.

IV.9 Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour assurer la disponibilité d'une réserve d'eau dédiée à la lutte contre l'incendie, son utilisation en fonctionnement normal doit être strictement empêchée. À cet effet, deux méthodes sont généralement mises en œuvre, à savoir :

- **Système à deux prises :**
  En temps normal, seule la prise 2 est ouverte. En cas d'incendie, la prise 1 est ouverte

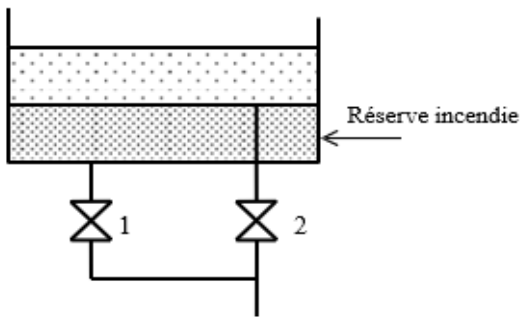


Figure IV.2 : *Système à deux prises.*

- **Système à siphon :** En temps normal. 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée

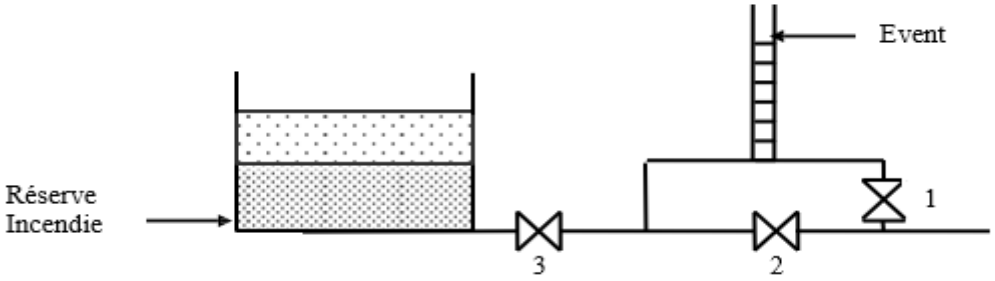


Figure IV.3: *Système à siphon*

En cas d'incendie. 2 est ouverte et 1 est fermée.

VII.10 Conseils techniques relatifs aux réservoirs :

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute source de pollution externe et les hausses de température.
- Ils doivent être facilement accessibles, avec une conception permettant un contrôle permanent de leur étanchéité.
- Des dispositifs de prélèvement d'échantillons doivent être installés à l'entrée et à la sortie du réservoir.
- Les matériaux utilisés ne doivent ni se dégrader ni altérer la qualité organoleptique de l'eau.
- Après toute intervention à risque ou, à défaut, au moins une fois par an, une vidange, un nettoyage et une désinfection doivent être effectués.
- Des dispositions doivent être prises pour garantir la continuité de l'alimentation en eau potable durant toute période d'arrêt du réservoir

VII.11 Le Réservoir tampon 50000m^3 :

Le réservoir d'une capacité de 50 000 m³ sera alimenté exclusivement par les eaux provenant de la station de dessalement de Mostaganem, dans le cadre du projet d'adduction destiné à l'approvisionnement en eau potable à l'échelle de la wilaya. À ce jour, aucun autre projet de soutirage n'est prévu depuis ce réservoir. Dans ce contexte, nous l'avons retenu comme source d'alimentation pour notre agglomération, ce qui permet de répondre de manière fiable et suffisante à ses besoins en eau potable. **(DRE TISSEMSILT)**

VII.12 Conclusion :

Ce chapitre a permis de proposer une solution fiable pour l'approvisionnement en eau du POS n°01 de Boumangouche, en s'appuyant sur la mise en place d'un réservoir d'alimentation dont la capacité, le type, les dimensions et les équipements ont été rigoureusement définis. L'étude a conduit au choix d'un réservoir sur sol, de section circulaire, d'une capacité de 2000 m³, implanté à une cote de terrain de 935 m. Cette infrastructure de stockage jouera un rôle central dans le fonctionnement du réseau de distribution, en assurant des pressions conforme aux normes, Pour garantir une alimentation durable à l'échelle de l'agglomération.

Chapitre V

Etude d’adduction

V. Etude d'adduction

V.1. Introduction :

L'adduction désigne le transport de l'eau depuis le point de captage jusqu'au point de stockage. En général, ces deux points sont situés à une distance importante, ce qui rend la longueur des conduites d'adduction souvent très élevée.

Ce chapitre a pour but de dimensionner la conduite assurant le transfert de l'eau depuis le réservoir de 50 000 m³ vers le réservoir d'alimentation, en s'appuyant sur une étude visant à déterminer le diamètre le plus adapté. Il convient de préciser que le réservoir de 50 000 m³ est alimenté par la station de dessalement de Mostaganem.

V.2. Types d'adduction :

Nous pouvons rencontrer les trois types d'adduction suivants :

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

V.2.1. Adduction gravitaire :

Il s'agit d'une adduction fonctionnant par gravité, c'est-à-dire que l'écoulement s'effectue uniquement sous l'effet de la pesanteur. Ce type de conduite est utilisé lorsque la source se trouve à une altitude supérieure à la ligne piézométrique du point de livraison. L'écoulement peut être en charge ce qui est le cas le plus fréquent ou à surface libre.

V.2.2. Adduction par refoulement :

Ce type d'adduction fonctionne sous pression, grâce à l'utilisation de pompes hydrauliques. Il est mis en œuvre lorsque la source se situe à une altitude inférieure à celle de l'ouvrage de destination. Dans ce cas, l'écoulement est toujours en charge.

V.2.3. Adduction mixte :

Ce type d'adduction combine refoulement et écoulement gravitaire. Le passage de l'un à l'autre est assuré par un ouvrage intermédiaire, généralement un réservoir tampon. Ce système est utilisé lorsque la configuration topographique du site impose l'intégration d'un tel dispositif.

V.3. Principe du choix du tracé :

Le choix du tracé d'une conduite d'adduction doit répondre à plusieurs contraintes techniques qu'il convient de respecter autant que possible :

- Privilégier le tracé le plus court afin de limiter les coûts de réalisation et d'exploitation.
- Suivre l'accotement des routes facilite les travaux de pose et le transport des matériaux.
- Éviter les contre-pentes, sources possibles d'accumulation d'air. En cas d'arrêt des pompes, cela peut provoquer une cavitation, entraîner une rupture de la veine liquide et occasionner des dommages sur la conduite. Aux points hauts, des zones d'air emprisonné peuvent se former, nécessitant l'installation de ventouses.
- Les fortes pentes sont à éviter, car elles compliquent l'ancrage des conduites.
- Les zones rocheuses sont également à contourner autant que possible, car l'ouverture de tranchées y est plus complexe et coûteuse.
- Le tracé en plan doit permettre l'établissement d'un profil en long régulier, avec des courbes à grand rayon pour limiter les pertes de charge et réduire la nécessité de butées importantes. Cela peut conduire à s'écarter du bord des routes si les conditions topographiques l'exigent.

.

V.4. Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées destinées au transport d'eau repose sur des critères à la fois techniques et économiques.

Dans le cadre de notre projet, le polyéthylène haute densité (PEHD) a été retenu pour les raisons suivantes :

- Excellente résistance à la corrosion (interne et externe), aux agressions microbiologiques et à l'entartrage, grâce à l'inertie chimique du matériau, qui limite les risques de dissolution ou d'abrasion, même en présence d'une eau déséquilibrée.
- Bonne disponibilité sur le marché local.
- Souplesse de pose : sa flexibilité permet une bonne adaptation au terrain, et les petits diamètres peuvent être livrés en couronnes, facilitant la manutention.
- Performance hydraulique élevée, en raison d'une rugosité interne très faible, ce qui réduit les pertes de charge.
- Durabilité éprouvée, avec une durée de vie estimée à 50 ans à une température moyenne de 20 °C, validée par des retours d'expérience et des essais de vieillissement

.

V.5. Calcul hydraulique :

Le réservoir de 50 000 m³ a pour fonction principale de stocker les eaux en provenance de la station de dessalement de Mostaganem. Une fois stockée dans ce réservoir, l'eau est ensuite acheminée par gravité vers notre réservoir de distribution projeté, assurant ainsi une alimentation continue et fiable du réseau en aval.

Le tracé retenu pour notre système d'adduction a conduit à une solution gravitaire permettant d'acheminer l'eau du réservoir de 50 000 m³ vers le réservoir d'alimentation. La variante choisie représente l'option de tracé la plus réaliste et la plus envisageable techniquement.



Figure V.1: *vue représentant le tracé d'adduction.*

Source:(Google earth)

Le principe de dimensionnement d'adduction est comme suit :

V.5.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

Pour déterminer le diamètre optimal de la conduite gravitaire, sachant que le réservoir tampon est situé à une cote de 978m et le réservoir projeté à une cote de 939m, le calcul s'effectue selon les étapes suivantes :

- Calcul de la charge disponible entre le réservoir tampon et la bâche d'eau.
- Supposition que la totalité de cette charge est dissipée sous forme de perte de charge.
- Détermination du diamètre économique de la conduite, suivi de sa normalisation selon les diamètres standards du marché.
- Vérification de la vitesse d'écoulement et de la pression, afin de s'assurer qu'elles restent dans les limites admissibles.

On a la formule de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_T = \frac{K \times L_e \times Q^{\beta}}{D_{av}{}^{m}} \quad \text{..... (V.1)}$$

$\boldsymbol{\Delta H_T}$: Perte de charge totale (m)
K : Coefficient de frottement
$\mathbf{L_e}$: Longueur équivalente de la conduite (m)
Q : Débit véhiculé par la conduite (m3/s)
$\mathbf{D_{av}}$: Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)
β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement
m : Exposant tenant compte du type du matériau

Tableau V.1: *Coefficients K. m. β pour différents types du tuyau.*

Tuyau	**K**	**m**	**β**
Acier et fonte	0.00179 - 0.001735	5.1 - 5.3	1.9 - 2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.772	1.77

Pour notre cas : K= 0.001052 m= 4.772 β= 1.77

Avec: $L_e = L_g + L_{eq}$..... (V.2)

$\mathbf{L_g}$: Longueur géométrique de la conduite (m)
$\mathbf{L_{eq}}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

Dans le cas des conduites d'adduction, les pertes de charge singulières sont généralement estimées à environ 10 % des pertes de charge linéaires.

Et : $L_e = 1.10 \times L_g$..... (V.3)

Les paramètres de notre adduction :

- Un débit de $Q_{moy.h} = 94.08$ l/s.
- Une longueur géométrique de $L_g = 6479$m

Donc : $L_e = 7127$m

- Un dénivelé de $\Delta H = 978\text{-}939 = 39$m

Le type de conduite choisi est en PEHD PN10

Le diamètre calculé de la conduite gravitaire (diamètre avantageux) est alors déterminé selon la relation suivante:

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K \times Le \times Q^{\circ}\beta}{\Delta Hd}} \quad \text{..... (V.4)}$$

La vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée à l'aide de la formule suivante:

$$Q = S * V \text{..... (V.5)}$$

Et: $S = \frac{\pi \times D^{\circ}2}{4}$ ……(V.6)

ainsi : $V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^{\circ}2}$ ……(V.7)

Avec :

Q : débit max journalier Q = 8128.512 (m^3/j).

S : section de la canalisation (m^2).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

D : diamètre de la conduite (m).

Le dimensionnement de l'adduction prévoit la mise en place de deux conduites en série, afin de s'adapter aux altitudes du terrain et d'optimiser la pression dans la partie aval, compte tenu de l'irrégularité du profil topographique.

Les résultats figurent dans le tableau suivant :

Tableau V.2: *résultats du dimensionnement de la partie gravitaire.*

Matériau	**Q(m^3/s)**	**Le(m)**	**ΔH(m)**	**D_{cal} (mm)**	**D_1 Nor** int**(mm)**	**D_1 Nor** ext**(mm)**	**V_1 (m/s)**	**D_2 Nor** int**(mm)**	**D_2 Nor** ext**(mm)**	**V_2 (m/s)**
P.E.H.D	0.09408	7127	39	294.6	352.6	400	0.96	277.6	315	1.96

V.6. Calcul des longueurs des conduites :

Pour calculer les longueurs des conduites on va prend :

$$\Delta H_1 + \Delta H_2 = \Delta H_T \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.8)$$

Avec :

$$\Delta H_1 = \frac{K \times L_1 \times Q^{\beta}}{D_1{}^{m}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.9)$$

Et :

$$\Delta H_2 = \frac{K \times L_2 \times Q^{\beta}}{D_2{}^{m}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.10)$$

ΔH : Perte de charge(m)
K : Coefficient de frottement
L_1 : Longueur de la première conduite (m)
L_2 : Longueur de la deuxième conduite (m)
Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s)
D_1 et D_2 : Diamètres intérieur des conduites (m)
β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement
m : Exposant tenant compte du type du matériau

Pour notre cas : K= 0.001052 m= 4.772 β= 1.77

Et : $L_T = L_1 + L_2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.11)$

Donc : $L_2 = LT - L_1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.12)$

Depuis (V.8), (V.9), (V.10) et (V.12) :

$$\frac{K \times L_1 \times Q^{\beta}}{D_1{}^{m}} + \frac{K \times (L_T - L_1) \times Q^{\beta}}{D_2{}^{m}} = \Delta H_T \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.13)$$

Après faire l'approximation on trouve :

$L_2 = 4861$ m

Donc : $L_1 = 6479 - 3925 = 1618$ m

V.7. Pressions dans la conduite d'adduction :

Une simulation hydraulique sera réalisée pour les conduites d'adduction afin d'étudier son comportement en fonctionnement. Cette simulation permettra notamment de vérifier les pressions tout au long du tracé, afin de s'assurer que les conditions de service sont respectées et que la conduite fonctionne de manière optimale.

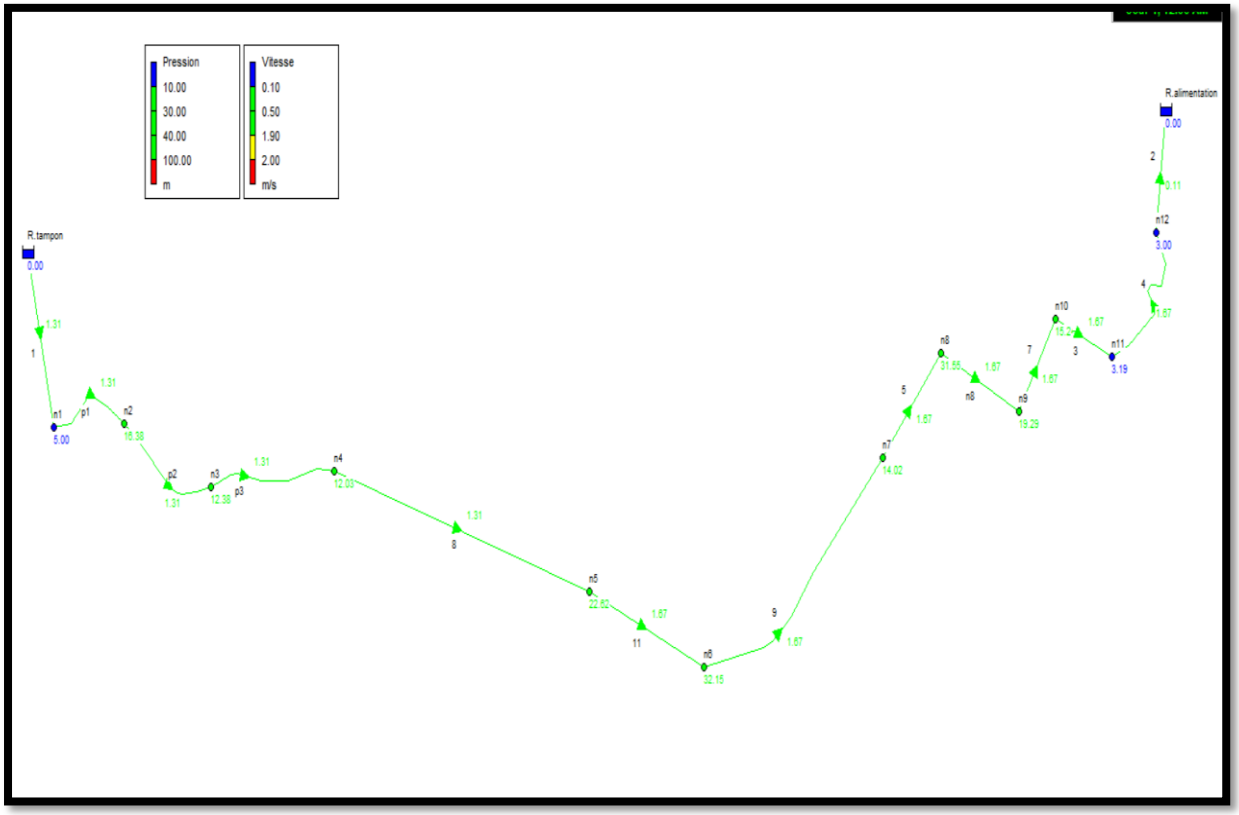


Figure V.2: *Schéma du réseau d'adduction simulé sur EPANET*

Tableau V.3: *Valeurs des pressions le long de la conduite gravitaire*

Noeuds	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (mCE)
n1	973	978	5
n2	960	976.38	16.38
n3	962	974.38	12.38
n4	960	972.03	12.03
n5 (noeud de raccordement)	940	954.02	14.02
n6	930	945.24	15.24
n7	936	939	3
n8	940	943.19	3.19
n9	920	951.55	31.55
n10	929.2	948.49	19.29
n11	930	962.15	32.15
n12	945	967.62	22.62
R.tampon	978	978	
R.alimentation	939	939	

Interprétation des résultats :

Les valeurs de pression observées dans le tableau varient entre **3 m** (au nœud n10) et **32.15 m** (au nœud n7). Cela correspond à une plage de pression allant environ de **0,3 bar** à **3.215 bar**.

V.8. Protection contre le coup de bélier :

V.8.1. Définition :

Le coup de bélier se manifeste sous forme d'une onde de pression, positive ou négative, générée par une variation brusque du régime d'écoulement. Cette onde se propage dans le système formé par l'eau et la conduite, à une vitesse spécifique appelée célérité. Lorsqu'elle rencontre un obstacle, notamment aux extrémités de la conduite, l'onde se réfléchit.

(SALAH Boualem 2014)

V.8.2. Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène hydraulique oscillatoire qui survient principalement dans les conduites en charge. Les causes les plus fréquentes de son apparition sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture brutale des vannes dans les conduites à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt soudain des pompes dans les conduites alimentées par refoulement.
- Les opérations de remplissage ou de vidange d'un réseau d'alimentation en eau potable (AEP).
- La coupure soudaine de l'alimentation électrique dans une station de pompage.

V.8.3. Conséquences des coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent s'avérer particulièrement néfastes, notamment lorsque les variations de pression et de débit deviennent significatives sur de courtes durées. Plus ces paramètres sont intenses, plus le phénomène devient dangereux. Se manifestant dans des conduites en charge, le coup de bélier peut entraîner des surpressions ou des dépressions critiques, généralement provoquées par des manœuvres brusques (ouvertures ou fermetures rapides de vannes, arrêts soudains de pompes, etc.). Ces fluctuations peuvent compromettre l'intégrité du réseau, endommager les équipements et perturber gravement le fonctionnement du système d'adduction.

V.7.4. Protection de la conduite contre le coup de bélier :

Il est effectivement difficile d'éliminer totalement les effets du coup de bélier. Toutefois, il est possible de les atténuer et de les maintenir à des niveaux compatibles avec la résistance des installations, qu'il s'agisse de conduites de refoulement ou d'autres éléments du système hydraulique.

Pour cela, plusieurs méthodes de protection peuvent être mises en œuvre afin de limiter les surpressions et les dépressions provoquées par ce phénomène :

- **Les volants d'inertie** sont utilisés pour protéger les installations contre les dépressions causées par le coup de bélier.
- **Les soupapes de décharge** sont utilisées pour protéger les installations contre les surpressions en libérant l'excès de pression dès qu'un seuil critique est atteint.
- **Les réservoirs d'air** et **les cheminées d'équilibre** assurent une double protection, à la fois contre les surpressions et les dépressions, en absorbant les variations brusques de pression dans les conduites.

(dupont 1979)

.

V.8.5. Calcul de la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans la conduite :

Les valeurs maximales de surpression et de dépression peuvent être déterminées à l'aide des relations suivantes :

Cas de surpression : $Hs = H_0 + b$
Cas de dépression : $Hd = H_0 - b$

Avec:

$$b = \frac{C \times V0}{g} \quad \text{..... (IV.18)}$$

Hs : hauteur maximale de la surpression (m)
Hd : hauteur minimale de la dépression (m)
H_0 : pression avant le coup de bélier (m)
V0 : la vitesse initial (m/s)
g : accélération de la pesanteur (9,81 m^2/s)
C : célérité d'onde (m/s).

La célérité de l'onde, notée C sera calculée en utilisant La formule d'Allievi :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{K \times D}{E \times e}}} \quad \text{..... (V.19)}$$

Avec :
C : Célérité de l'onde.
ρ : Masse volumique de l'eau.
D : Diamètre de la conduite (m).
E : Module de YOUNG de la conduite. PEHD: 1.2 $.10^9$ Pa.
e : Épaisseur de la conduite (m) .
K : Coefficient d'élasticité de l'eau : K=2.16 $.10^9$ Pa

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.4: *Les résultats de calcul de célerité et des valeurs maximales de surpression et dépression*

C_{max}(m/s)	b_{max}(m)	H_{max}	Hs(m)	H_{min}(m)	Hd(m)
279.32	55.81	32.15	87.96	3	-52.81

Interpretation des résultats

L'analyse des résultats montre une importante variation de pression due au coup de bélier, avec une surcharge atteignant **87.96 m** et une dépression pouvant descendre jusqu'à -**52.81 m**. Cette dernière valeur indique un risque certain de cavitation, Ces valeurs mettent en évidence l'importance de prévoir des dispositifs de protection contre le coup de bélier (tels que les chambres à air, les soupapes de décharge, ou les cheminées d'équilibre), afin de garantir l'intégrité et la pérennité du réseau hydraulique.

V.8.6. Calcul de temps de fermeture de vanne :

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, l'approche adoptée consistera à déterminer le temps de fermeture optimal de la vanne installée sur cette conduite.

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

$$Tr= \frac{2\times L}{C} \text{ ……..(V.20)}$$

Tr: temp d'aller-retour d'onde de déformation (s).
L: La longueur d'adduction(m).
C: célérité (m/s).

Plus le temps de fermeture de la vanne dans une conduite gravitaire est long, plus l'intensité du coup de bélier (b) diminue. C'est pourquoi on calcule le temp critique Tr, qui représente le seuil au-delà duquel le coup de bélier est significativement atténué. Ainsi, en adoptant un temps de fermeture total supérieur à Tr, on limite efficacement les surpressions et les dépressions.

Le tableau ci-dessous présente les résultats des calculs effectués :

Tableau V.5: *Les résultats de calcul de temps critique Tr.*

L_T (m)	L_1 (m)	L_2 (m)	C (m/s)	Tr (s)
6479	1618	4861	279.32	46.4

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 46.4s.

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

$$b= \frac{2\times V0\times L}{g\times T} \text{…….(V.21)}$$

Avec :
$\mathbf{V_0}$: la Vitesse dans la conduite (m/s).
L : la longueur de conduite (m).
g : l'accélération de la pesanteur (m/s^2).
Si l'on prend T= 5 min, on obtient une valeur de coup de bélier de

b= 8.63m

Notre conduite sera aussi aidée par les ventouses installées au niveau des points hauts de notre adduction.

Donc :

Ces valeurs ne présentent aucun risque pour les conduites, mais il est néanmoins conseillé de manœuvrer le robinet-vanne avec précaution.

V.9. Volume du réservoir tampon :

Le volume du réservoir tampon se calcul de la manière suivante :

On a : $Vr= (0.5\times Q_{moy.h}\times T)$……..(V.22)

Avec :

Vr : volume de réservoir tampon (m^3)

$\mathbf{Q_{moy.h}}$: débit moyen horaire ($Q_{moy.h}$ = 94.08 l/s)

T : temps de fermeture de vanne (T= 5min)

Donc : $Vr= 14.11\ m^3$

Notre réservoir est de capacité de 50000 m^3 donc et ce volume ne représente qu'environ 0.03 % de la capacité totale du réservoir de départ, ce qui confirme qu'il peut absorber aisément le volume d'eau généré pendant la fermeture sans compromettre le bon fonctionnement du système gravitaire.

V.10. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié le dimensionnement d'un système d'adduction gravitaire assurant le transport de l'eau depuis un réservoir de 50 000 m^3, alimenté par la station de dessalement de Mostaganem, jusqu'au réservoir d'alimentation. Le tracé retenu, basé sur deux conduites en série, permet de respecter les contraintes altimétriques et d'assurer une pression suffisante. Les calculs hydrauliques ont permis de déterminer les diamètres optimaux, validés par une simulation sous EPANET. L'étude du coup de bélier a démontré qu'un temps de fermeture de la vanne fixé à 5 minutes ne présente aucun risque pour l'installation, le volume d'eau généré restant largement inférieur à la capacité de stockage du réservoir. Le système ainsi conçu se révèle donc fiable, sécurisé et parfaitement adapté aux exigences du projet.

Chapitre VI

Pose des canalisations et accessoires

VI. Pose de canalisation et accessoires

VI.1. Introduction :

Les canalisations des réseaux d'eau potable permettent d'acheminer et de distribuer l'eau sous pression jusqu'aux consommateurs, tout en étant soumises à diverses contraintes mécaniques et hydrauliques. Leur mise en œuvre nécessite donc une attention particulière, tant dans le choix des matériaux que dans les techniques de pose, afin de garantir un fonctionnement fiable, durable et sans pertes. Ce chapitre présente les étapes essentielles de la pose des canalisations et de leurs accessoires, en mettant l'accent sur les critères de choix techniques et les méthodes de protection. Dans le cadre de notre étude, les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) ont été retenues pour leurs qualités mécaniques, leur résistance à la corrosion et leur facilité de mise en œuvre. L'objectif est de définir les bonnes pratiques pour assurer la pérennité et l'efficacité du réseau.

VI.2. Pose de canalisation :

VI.2.1. Type de canalisation :

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

VI.2.2. Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose des canalisations reste globalement identique, quelle que soit la nature des conduites. Toutefois, les méthodes de mise en œuvre varient en fonction du type de terrain, afin de limiter les contraintes exercées sur la canalisation. En règle générale, la pose s'effectue à partir des points les plus élevés, permettant ainsi un écoulement gravitaire naturel des eaux d'infiltration.

Lorsqu'une canalisation est installée en tranchée, celle-ci doit présenter une largeur minimale de 70 cm, afin de garantir un espace suffisant pour l'intervention des ouvriers. Un élargissement supplémentaire est requis au niveau des joints pour faciliter les opérations de montage.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite dépend essentiellement des conditions climatiques, notamment du risque de gel. Elle est généralement de l'ordre d'un mètre, afin de garantir une protection thermique adéquate.
Une légère pente est systématiquement prévue lors de la pose, afin de permettre la formation :

- Des points bas, facilitant les opérations de vidange,
- Des points hauts, destinés à l'évacuation de l'air, aussi bien lors du remplissage initial que pendant le fonctionnement normal de la conduite.

Ce principe implique souvent un profil en dents de scie, avec une pente de quelques millimètres par mètre linéaire et des changements de pente réguliers, généralement tous les 200 à 400 mètres.

Par ailleurs, pour assurer la sécurité et faciliter la maintenance, les canalisations doivent être posées à une distance minimale de :

- **10 mètres** des structures rigides (fondations, murs, etc.),
- **30 centimètres** des câbles électriques,
- **60 centimètres** des conduites de gaz.

.(GOMELA, Cyril ; GUERREE, Henri 1985)

VI.2.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est installée dans une tranchée dont la largeur minimale est de 60 cm. Le fond de la tranchée est préparé avec soin et reçoit un lit de sable nivelé, d'une épaisseur comprise entre 15 et 20 cm, assurant une assise stable et uniforme.

Avant toute mise en fouille, un tri préalable des conduites est effectué afin d'éliminer celles présentant des défauts tels que des fissures, des chocs ou des déformations. La descente des conduites dans la tranchée se fait ensuite lentement, à l'aide de moyens manuels ou mécaniques, en évitant tout impact.

Lorsque des soudages de joints sont nécessaires, ils doivent être réalisés de préférence en fond de tranchée. Durant cette opération, la conduite doit être correctement calée, soit par des butées en terre compactée, soit à l'aide de madriers en bois placés longitudinalement.

Pour garantir l'étanchéité et la résistance de l'ouvrage, un essai de pression doit impérativement être effectué avant le remblaiement définitif. Cet essai consiste à remplir la conduite d'eau sous une pression équivalente à 1,5 fois la pression de service prévue. Il doit durer environ 30 minutes, avec une tolérance de variation de pression ne dépassant pas 0,2 bar.

Le remblaiement est ensuite réalisé par couches successives de 20 à 30 cm, constituées de matériaux fins, sans pierres, et soigneusement compactées. Le comblement final est effectué à l'aide d'engins mécaniques, garantissant une stabilité durable de l'ouvrage

.

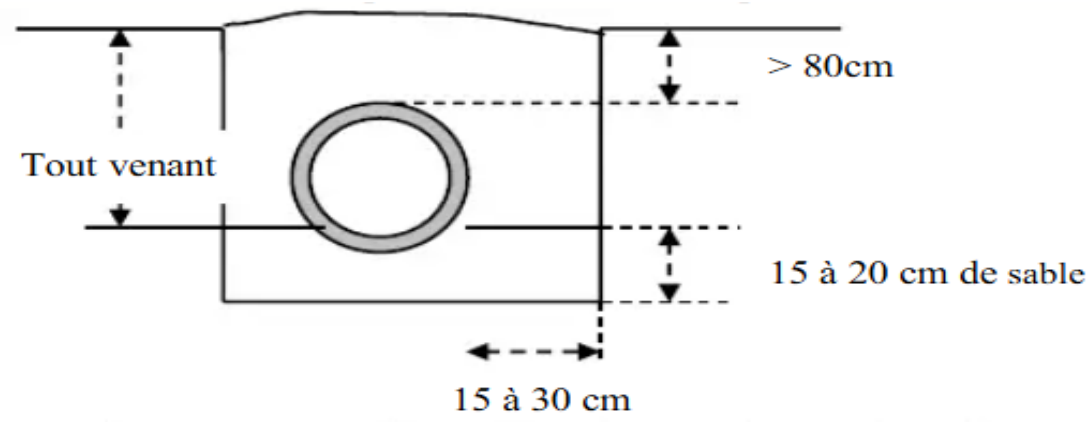


Figure VI.1: *Pose de conduite dans un terrain ordinaire.*

(SALAH Boualem 2014)

VI.3. Technique d'assemblage des canalisations :

Les principales techniques d'assemblage des conduites en plastique sont le soudage bout à bout et l'électrosoudage, toutes deux assurant une liaison étanche et durable entre les éléments.

VI.3.1. Technique de l'électro-soudage :

L'électro-soudage est une méthode d'assemblage fiable et largement éprouvée, utilisée principalement pour les conduites en polyéthylène (PEHD). Elle consiste à joindre deux tubes à l'aide d'un manchon ou d'un raccord électrosoudable, intégrant une spirale métallique chauffante. Cette nappe chauffante, activée par effet Joule, fournit l'énergie nécessaire à la fusion des surfaces et à l'interdiffusion des macromolécules de polyéthylène, assurant ainsi une soudure homogène et résistante.

Avantages de l'électrosoudage :

- Il permet l'assemblage de tubes de diamètres identiques ou différents, offrant ainsi une grande flexibilité d'installation.
- Il repose sur l'utilisation de raccords en PEHD intégrant une résistance chauffante sur leur surface interne, en contact direct avec les extrémités des tubes à souder.
- Une fois les pièces nettoyées et correctement positionnées, les bornes de la résistance sont connectées à une source d'énergie électrique. La chaleur générée par effet Joule provoque la fusion locale du matériau, assurant une liaison étanche et résistante après refroidissement

VI.3.2.Technique de soudage bout à bout :

Utilisée principalement pour des conduites et raccords en PEHD d'épaisseur identique, cette technique repose sur le chauffage simultané des extrémités à l'aide d'un outil thermique, suivi d'un assemblage sous pression. Après refroidissement, la soudure assure une liaison mécanique et hydraulique performante.

Avantages de soudage bout à bout :

- Compatible avec différentes générations de PEHD.
- Nettoyage automatique grâce à l'expulsion du matériau fondu.
- Facilité d'alignement axial et d'arrondi des tuyaux.
- Permet un cintrage sans augmentation des contraintes d'installation.
- Élimination simple de la couche oxydée pour une meilleure qualité de soudure.
- Solution plus économique et efficace pour les tuyaux de diamètre supérieur à DN 200 mm.
- Ne nécessite aucun composant de connexion supplémentaire.

VI.4. Les accessoires et pièces spéciales en AEP :

VI.4.1. Les accessoires en AEP :

Le long d'une canalisation, différents accessoires hydrauliques sont mis en place afin de garantir le bon fonctionnement du réseau. Leur rôle est multiple et essentiel pour l'exploitation, la maintenance et la sécurité de l'installation. Ils permettent notamment de:

- Assurer un écoulement optimal du fluide dans les conduites,
- Isoler des sections de canalisation en cas d'intervention ou de maintenance,
- Modifier la direction des conduites selon les besoins du tracé,
- Prélever ou soutirer des débits à des points précis du réseau,
- Réguler la pression afin de prévenir les surpressions ou dépressions,
- Mesurer les débits pour le contrôle et le suivi de la consommation,
- Vidanger les conduites en fin de section ou lors de travaux,
- Permettre l'admission ou l'évacuation de l'air, assurant ainsi la protection contre les coups de bélier ou la formation de poches d'air,
- Réaliser des raccordements et adapter les diamètres entre différentes sections de canalisation.

VI.4.1.1 Les robinet-vannes :

Les robinets-vannes d'eau potable sont des dispositifs mécaniques utilisés dans les réseaux de distribution d'eau potable pour ouvrir, fermer, ou réguler le débit. Ils sont généralement installés sur les canalisations principales ou secondaires pour permettre l'isolation d'une section du réseau en cas d'intervention (réparation, entretien, ou urgence).

On distingue plusieurs types des robinets vannes :

1- Vanne à opercule :

La vanne à opercule est un appareil de sectionnement qui doit être complètement ouvert ou fermé. Leur taille est relativement grande par rapport aux vannes papillon. L'arrêt du flux d'eau est assuré par un obturateur en forme de coin. Les diamètres de ces robinets varient généralement entre 40 et 300mm.



Figure VI.2: *Robinets vanne à opercule*

Source : (https://www.directindustry.fr/prod/sferaco/product-70229-967109.html)

2- Vannes Papillon :

Les vannes papillon sont des dispositifs couramment utilisés pour le réglage du débit et le sectionnement des conduites. Elles présentent plusieurs avantages, notamment un encombrement réduit, un faible couple de manœuvre, ainsi que de faibles pertes de charge lorsqu'elles sont en position de pleine ouverture.

Elles sont particulièrement adaptées aux conduites de grand diamètre, généralement à partir de 350 mm.



Figure VI.3: *Vannes Papillon*

Source : (https://www.ramus-industrie.com/nos-produits/obturation/vanne-papillon-a-brides/)

VI.4.1.2 Les ventouses :

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



Figure VI.4: *Ventouse simple.*

Source : (https://ohs.dz/ar/product/ventouse-simple-pam-saint-gobain/)

VI.4.1.3 Bouches et poteaux d'incendie :

Leur diamètre est généralement normalisé à 80, 100 ou 150 mm, et ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre afin de garantir un fonctionnement hydraulique optimal, avec un débit minimal de 17 L/s sous 1 bar et fournir 120 m³ d'eau. Pour les protéger contre le gel, ils doivent être vidés après usage. La distance entre les poteaux ne doit pas dépasser 200 m, ou 100 m dans les zones à haut risque d'incendie.



Figure VI.5: *poteaux d'incendie*

Source: (https://geniehydraulique.com/produit/poteau-dincendie-pegase-2-avk/)

VI.4.1.4 Mesure de débit et de pression :

1. **Mesure de débit:**

Plusieurs types d'appareils peuvent être utilisés pour mesurer le débit dans une conduite. Parmi les plus courants, on trouve :

- Le diaphragme,
- Le tube de Venturi,
- La tuyère,
- Les débitmètres électroniques.

2. **Mesure de pression:**

La pression dans une canalisation peut être mesurée à l'aide de différents types de manomètres, en fonction de la précision et des conditions d'utilisation :

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

VI.4.2. Les pièces spéciales :

Les pièces spéciales de raccordement sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.1: *les pièces spéciales.*

Pièce	Représentation
Cônes : Ces composants sont utilisés pour raccorder des conduites de diamètres différents ainsi que divers accessoires. On les retrouve également aux points d'entrée et de sortie des pompes.	
Croix de jonction : utilisées pour croiser des canalisations de sens perpendiculaire.	
Manchons : Ils sont utilisés pour l'installation d'accessoires, le raccordement entre différentes sections de tuyaux, ainsi que pour le prolongement des conduites.	
Coudes : Utilisés pour changer la direction de la conduite.	
Tés : Ces dispositifs permettent soit de prélever un débit à partir d'une canalisation principale, soit d'y injecter un débit supplémentaire, en fonction des besoins du réseau.	

VI.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les techniques et les ouvrages requis pour la pose des conduites, ainsi que les accessoires utilisés pour leur raccordement. Ces éléments doivent être soigneusement sélectionnés afin de garantir le bon fonctionnement du réseau.

Chapitre VII

Devis quantitatif et estimatif et sécurité de travail

VII. Devis quantitatif et estimatif et sécurité de travail

VII.1. Introduction :

Afin d'assurer une exécution optimale du projet, il est essentiel d'adopter une stratégie d'organisation de chantier bien définie. Cette approche vise à planifier et à coordonner avec précision l'utilisation des ressources humaines et matérielles nécessaires, tout en minimisant les erreurs. Elle inclut également une estimation des coûts pour garantir la réalisation du projet dans les délais impartis et au moindre coût, tout en optimisant l'efficacité et en assurant une conformité maximale.

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

L'organisation d'un chantier consiste à planifier l'ensemble des ressources nécessaires, qu'elles soient humaines, matérielles ou en matériaux, afin d'assurer le bon déroulement des travaux, et demande et impose un rythme de travail pour une bonne utilisation de ses moyens dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie.

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

VII.3. Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP :

L'exécution des travaux sur les chantiers de construction des réseaux d'alimentation en eau potable implique la réalisation d'un ensemble d'opérations successives, parmi lesquelles :

- La détermination du tracé des tranchées
- L'excavation des tranchées selon les dimensions prévues
- La préparation du lit de pose, généralement à l'aide d'une couche de sable nivelée
- L'installation des conduites conformément aux plans et aux tolérances techniques
- La vérification de l'étanchéité des joints et des canalisations, par des tests de pression et d'étanchéité
- Le recouvrement initial des conduites avec du sable pour les protéger
- Et enfin, le remblayage des tranchées par couches successives compactées.

VII.3.1 Réalisation du tracé des tranchées sur le terrain :

Avant de commencer les travaux de pose des canalisations, il est indispensable de procéder aux opérations de piquetage et de jalonnement. Ces étapes ont pour objectifs :

- De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long des futures canalisations
- D'identifier et de localiser avec précision tous les ouvrages souterrains existants, tels que les réseaux d'assainissement, les câbles électriques ou téléphoniques, ainsi que les conduites de gaz.

VII.3.2 Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du sol, l'excavation des tranchées est généralement réalisée de manière mécanique. La profondeur minimale est en principe de 0,80 m, afin de :

- Garantir la fraîcheur de l'eau, notamment durant les périodes de fortes chaleurs ;
- Prévenir tout risque d'interférence avec les conduites d'assainissement éventuellement situées en contrebas.

La largeur de la tranchée doit être suffisante pour permettre à un ouvrier d'y intervenir confortablement, en laissant généralement un espace libre d'environ 15 cm de part et d'autre de la conduite. Cette largeur varie en fonction du diamètre des canalisations à poser. Des élargissements localisés, appelés "niches", sont également prévus aux endroits où se situent les joints entre les tuyaux, nécessitant parfois un approfondissement de la tranchée. Ainsi, pour réaliser l'excavation, plusieurs paramètres doivent être déterminés :

- La profondeur de la tranchée (Htr).
- La largeur de la tranchée (b).
- La distance de positionnement de la cavalière.

VII.3.3 La mise en place du lit de pose :

Avant la pose des conduites, plusieurs étapes préparatoires seront effectuées :

- Les déblais entreposés sur les bords de la tranchée seront débarrassés des grosses pierres, afin de prévenir tout risque de chute accidentelle sur la canalisation après son installation.
- Le fond de la tranchée sera soigneusement nivelé afin d'assurer une pression uniforme entre les zones de changement de pente prévues.
- Ensuite, un lit de pose sera mis en place au fond de la tranchée. Il sera constitué de terre meuble ou de sable, selon la nature du sol, et soigneusement compacté. Ce lit aura une épaisseur d'environ 10 cm, garantissant un appui stable et homogène pour les conduites.

VII.3.4 Installation des conduites :

Avant l'installation des conduites dans la tranchée, une sélection rigoureuse est effectuée afin d'écarter celles présentant des défauts, tels que des chocs, des fissures ou des déformations. Les conduites, en particulier celles de grand diamètre, sont ensuite descendues avec précaution au fond de la tranchée à l'aide d'un engin de levage approprié.

Pendant la mise en place, l'alignement des tuyaux est régulièrement contrôlé afin d'assurer une pose précise et conforme au tracé prévu. Des niveaux sont utilisés, et des relevés d'axe sont généralement réalisés tous les 80 mètres environ. En cas de désalignement, un calage est effectué à l'aide de sable ou de terre meuble compactée, mais jamais avec des matériaux durs tels que des pierres, afin d'éviter tout endommagement.

À chaque interruption de la pose, les extrémités des tuyaux laissées en attente doivent être obturées temporairement, en prévision de la pose ultérieure des bouchons définitifs, pour éviter l'intrusion de corps étrangers ou d'eau dans la conduite.

VII.3.5 Test des joints et des canalisations (tests de pression et d'étanchéité) :

Les essais des canalisations constituent une étape essentielle pour garantir la sécurité, la fiabilité et la qualité du réseau d'alimentation en eau. Ils permettent de vérifier l'intégrité des conduites, le bon fonctionnement des équipements, ainsi que la qualité de l'eau circulant dans le système.

Parmi ces essais, le test de pression est l'un des plus importants. Il est réalisé avant le remblayage, à l'aide d'une pompe d'épreuve. L'opération consiste à remplir les tuyaux d'eau, puis à appliquer une pression équivalente à 1,5 fois la pression de service prévue.

Ce test dure environ 30 minutes, au cours desquelles la pression doit rester stable. Toute variation supérieure à 0,2 bar est considérée comme anormale et signale un défaut nécessitant une intervention corrective.

VII.3.6 Remblayage des tranchées :

Après la pose et les essais des conduites, un recouvrement soigneux est réalisé à l'aide de sable afin de les protéger contre d'éventuels dommages. Ce matériau assure un bon enrobage sans risque de détérioration. Ensuite, le remblayage de la tranchée est effectué progressivement, en couches successives compactées. Cette opération garantit la stabilité de l'ensemble et la remise en état du terrain.

VII.4 Choix des engins :

Pour l'exécution des opérations précédemment décrites, le recours à des engins mécaniques appropriés s'avère indispensable afin de réduire significativement les délais d'exécution ainsi que les coûts liés au terrassement. Les principaux engins prévus pour cette phase sont les suivants :

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

1. **La pelle hydraulique :**

Polyvalente et adaptée à tous types de sols, la pelle hydraulique est un engin de terrassement indispensable. Elle peut être équipée de divers accessoires qui la rendent multifonctionnelle :

- Godet standard pour les travaux en butée.
- Godet rétro pour l'excavation et le creusement de tranchées.
- Godet niveleur pour le décapage et le nivellement.

2. **Le bulldozer:**

Le bulldozer est utilisé principalement pour le déplacement de matériaux, le nivellement du terrain, ou encore la création et le dégagement de voies d'accès. Doté d'une lame frontale pour pousser ou tirer des matériaux (terre, sable, gravier...), il dispose également d'un ripper à l'arrière pour fragmenter les sols durs. Il est largement employé dans les travaux publics, le génie civil, les chantiers de terrassement et l'exploitation minière.

3. **Le chargeur:**

Également appelé chargeuse sur pneus, le chargeur est un engin utilisé pour le chargement, le déplacement et le transport de matériaux tels que la terre, le sable, le béton ou le gravier. Grâce à son godet frontal, il permet de manipuler rapidement de grandes quantités de matériaux. Il est couramment employé sur les chantiers de construction, de terrassement, de recyclage, ainsi que dans les sites d'exploitation minière.

4. **Le compacteur:**

Le compacteur est un engin léger, équipé de deux cylindres d'environ 30 cm de diamètre et d'un guidon de conduite. Il est principalement utilisé pour le compactage efficace des couches superficielles de remblai, notamment dans les zones étroites ou difficiles d'accès.

VII.5. Calcul du volume des travaux :

VII.5.1 Calcul de la profondeur de la tranchée Htr :

$$H_{tr} = D+e+H_{min} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VII.1)$$

Avec :

$\mathbf{H_{tr}}$: la profondeur de la tranchée (m).

e : épaisseur de lit de la pose [10 à 30cm] en choisissions (e =0.15m)

$\mathbf{H_{min}}$: [80 à 120cm] distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, (H_{min}= 1m).

D : diamètre de la conduite (m).

Alors : $H_{tr} = 0.15+1+D_{ext}$

$H_{tr} = 1.20+D_{ext}$

VII.4.2 Calcul de la Largeur de la tranchée :

La largeur du fond de la tranchée doit être au minimum égale au diamètre extérieur du tuyau, augmenté de 30 cm de chaque côté pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm. Pour les tuyaux de diamètre nominal supérieur à 600 mm, cette surlargeur est portée à 40 cm de chaque côté.

La largeur de la tranchée peut ainsi être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$B = D_{ext} + (0.3 \times 2) \quad \text{..... (VII.2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

VII.4.3 Calcul le volume de Décapage :

Le volume de la couche à décaper est :

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

Avec :

B : représente la largeur de la tranchée en mètres.

h : équivaut à la hauteur de la couche, généralement fixée à 0,1 mètre.

L : correspond à la longueur totale des tranchées en mètres.

Voici le tableau des résultats de volume à décaper :

Tableau VII.1: *résultats de calcul des volumes de décapage.*

D_{ext}(mm)	L(m)	B (m)	h (m)	$V_{décapage}(m^3)$
Ø90	793	0.69	0.1	54.72
Ø125	2279	0.725	0.1	165.23
Ø160	1472	0.76	0.1	111.87
Ø180	324	0.78	0.1	25.27
Ø200	770	0.8	0.1	61.60
Ø225	1205	0.825	0.1	99.41
Ø250	585	0.85	0.1	49.73
Ø280	160	0.88	0.1	14.08
Ø315	5580	0.915	0.1	510.57
Ø400	1618	1	0.1	161.80
Ø560	2076	1.16	0.1	240.82
Volume total				1679.2

VII.4.4 Calcul du volume de Déblai :

Le volume d'excavation dépend directement de la largeur du godet de la pelle utilisée, et varie donc en fonction du diamètre spécifique de la canalisation à poser :

$$Vd = L \times B \times Htr \text{…….. (VII.4)}$$

Avec :

Vd : volume de déblai (m3).

L : la langueur de la tranche.

Htr : la profondeur de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

Le tableau ci-dessous répertorie les volumes de déblais :

Tableau VII.2: *résultats de calcul des volumes de déblai.*

D_{ext}(mm)	L(m)	B (m)	Htr (m)	V_d (m^3)
Ø90	793	0.69	1.29	705.85
Ø125	2279	0.725	1.325	2189.26
Ø160	1472	0.76	1.36	1521.46
Ø180	324	0.78	1.38	348.75
Ø200	770	0.8	1.4	862.40
Ø225	1205	0.825	1.425	1416.63
Ø250	585	0.85	1.45	721.01
Ø280	160	0.88	1.48	208.38
Ø315	5580	0.915	1.515	7735.14
Ø400	1618	1	1.600	2588.80
Ø560	2076	1.16	1.76	4238.36
Volume total				23186.12

VII.4.5 Calcul du volume de sable pour le lit de pose :

$$V_{L.S} = B \times es \times Li \text{……(VII.5)}$$

Avec :

V_{LS} : volume de lit de sable (m^3) ;

Li : longueur de la tranchée (m).

es : épaisseur de lit de sable, e = 0.2 m.

B : largeur de la tranchée (m).

Le tableau ci-dessous répertorie les volumes de lit de sable :

Tableau VII.3: *résultats de calcul des volumes de lit de sable.*

D_{ext}(mm)	L(m)	B (m)	es (m)	$V_{L.S}$ (m^3)
Ø90	793	0.69	0.20	109.434
Ø125	2279	0.725	0.20	330.455
Ø160	1472	0.76	0.20	223.744
Ø180	324	0.78	0.20	50.544
Ø200	770	0.8	0.20	123.2
Ø225	1205	0.825	0.20	198.825
Ø250	585	0.85	0.20	99.45
Ø280	160	0.88	0.20	28.16
Ø315	5580	0.915	0.20	1021.14
Ø400	1618	1	0.20	323.6
Ø560	2076	1.16	0.20	481.632
Volume total				2990.184

VII.4.6 Calcul du remblaiement des tranchées :

$$Vr = Vd – Vc - V_{L.S} \text{ …….. (VII.6)}$$

Avec :

Vr : volume de remblai (m3).
Vd : volume de déblai (m3).
$V_{L.S}$: volume de lit de sable (m3).
Vc : volume de conduite (m3).

Avec :

$$Vc = \frac{\pi \times D°2}{4} \times L \text{ …… (VII.7)}$$

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
L : longueur de la conduite (m).

Les volumes de déblais, de remblais et de conduites ont été calculés sur la base des données figurant dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.4: *résultats de calcul des volumes de remblai.*

D_{ext}(mm)	L(m)	Vd(m^3)	Vc(m^3)	$V_{L.S}$ (m^3)	Vr (m^3)
Ø90	793	705.85	5.04	109.434	591.376
Ø125	2279	2189.26	27.97	330.455	1830.835
Ø160	1472	1521.46	29.60	223.744	1268.116
Ø180	324	348.75	8.24	50.544	289.966
Ø200	770	862.40	24.19	123.2	715.01
Ø225	1205	1416.63	47.91	198.825	1169.895
Ø250	585	721.01	28.72	99.45	592.84
Ø280	160	208.38	9.85	28.16	170.37
Ø315	5580	7735.14	434.86	1021.14	6279.14
Ø400	1618	2588.80	203.33	323.6	2061.87
Ø560	2076	4238.36	511.32	481.632	3245.408
Volume total					18214.826

VII.5. Calcul de réservoir :

Un réservoir cylindrique surélevé a été projeté ; ses caractéristiques principales sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.5: *Les caractéristique de réservoir.*

Capacité V (m^3)	Surface (m^2)	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)
2000	500	26	0.4	0.4	2.7	4

1. Le diamètre extérieur :

Le diamètre extérieur est donné par la formule suivante :

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

Avec :

D_{ext} : diamètre intérieur.

b: épaisseur de la paroi.

Donc : $D_{ext} = 26+(0.4\times2) = 26.8$ m

2. Flèche de la coupole f (m) :

La flèche de la coupole f est donné par la formule suivante :

$$f= 0.104\times D_{int} \quad \text{(VII.9)}$$

Donc : $f= 2.7$ m

1. Le volume de décapage :

Le volume de décapage est donné par la formule suivante :

$$V_{décapage} = S_{reservoir} \times e_{déc} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VII.10)$$

Avec :

e : épaisseur de décapage (e=0.1m).

S : surface de réservoir (S= 500 m^2)

2. Le volume de déblai :

Le volume de déblai est donné par la formule suivante :

$$V_{déblai} = S_{réservoir} \times h \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VII.11)$$

Avec :

S : surface de réservoir.

h : hauteur de terrassement h= 0.5 m

3. Le volume de béton armé des parois :

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

$$Vb.a = Vext – Vint \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VII.12)$$

Vext : Le volume extérieur :

$Vext=[(\pi * Dext^2)/4] * H$

Vint : Le volume intérieur :

$Vint=[(\pi * Dint^2)/4] * H$

H : La hauteur des parois (H=4m).

4. Le volume de béton armé de la coupole :

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

$$V_{coupole} = S_{coupole} \text{ x } E_{coupole} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VII.13)$$

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

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

$$S_{coupole} = 2\pi * R_{moy} \times f \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VII.14)$$

Avec :

R_i : Rayon intérieur (R_{int} = 13m)

f : la flèche de coupoles.

$$R_{moy} = (R_{int}^2 + f^2) / (2f) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (VII.15)$$

5. Volume de béton armé (radier) :

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

$$Vbr = S_{réservoir} \times a \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.16)}$$

Avec :

S : surface de réservoir.

a : L'épaisseur de radier.

6. Le volume de béton de propreté (sous radier) :

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

$$V_{bp} = S \times e_{bp} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.17)}$$

Avec :

S : surface de réservoir.

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

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5: *résultats de calcul des volumes de décapage.*

Volume de décapage	Volume de déblai	Volume de béton de propreté (sous radier)	Volume de béton armé (radier)	Le volume de béton armé des parois	Le volume de béton armé de coupole
m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
50	179.84	50	200	132.7	110.77

VII.6. Estimation du devis :

L'étude du devis estimatif permet d'avoir une vision globale du coût de réalisation du projet. Les détails sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.6: *Devis quantitatif et estimatif.*

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF				
Désignation	**Unité**	**Quantité**	**Prix Unitaire (DA)**	**Montant totale (DA)**
		A	B	**C= A×B**
déblai en terrain	m^3	24865.32	450	**10,257,571.44**
lit de sable 20 cm	m^3	2990.184	1800	**4,146,148.35**
remblaiement de la tranche	m^3	18214.826	300	**5,678,742.27**
Conduites PEHD PN10				
Ø90	mm	793	335.8	**266,289.40**
Ø125		2279	637.33	**1,452,475.07**
Ø160		1472	1044.20	**1,537,062.40**
Ø180		324	1293,02	**418,938.48**
Ø200		770	1630.24	**1,255,284.80**
Ø225		1205	2083.57	**2,510,701.85**
Ø250		585	2536.90	**1,484,086.50**
Ø280		160	3291.19	**526,590.40**
Ø315		5580	4045.47	**22,573,722.6**
Ø400		1618	6508.31	**10,530,445.06**
Ø560		2076	13177.05	**27,355,555.80**
Accessoires, main d'œuvre et transport	DA	À titre d'estimation, on retient 50 % du prix total des conduites.		**34,955,576.18**
Le réservoir				
Décapage	m^3	50	500	**25000**
Déblais	m^3	179.84	450	**80928**
Béton de propreté	m^3	50	13000	**650000**
Béton armé	m^3	443.47	55000	**24390850**
SOMME	**DA**			**148,836,226.72**
TVA 19%	**DA**			**28,278,883.08**
TOTAL	**DA**			**177,115,109.80**

Source des prix : (bureau d'étude BET EHE étude hydraulique Douaouda).

Devis total en lettre : Cent soixante-dix-sept millions cent quinze mille cent neuf dinars algériens et quatre-vingts centimes

VII.7. Protection et Sécurité Du Travail :

La sécurité sur les chantiers vise avant tout à limiter au maximum la survenue d'accidents, tant en termes de fréquence que de gravité.

Dans un projet d'adduction en eau potable, plusieurs étapes d'exécution sont concernées, notamment :

- Les opérations d'excavation et de terrassement sont indispensables à la pose des canalisations, à l'implantation des réservoirs, ainsi qu'à la construction des stations de pompage.
- Les travaux de génie civil englobent notamment le coulage du béton, le ferraillage et l'ensemble des activités liées à la réalisation des structures de stockage et des stations de pompage.

Il est donc essentiel que les ingénieurs spécialisés en hydraulique intègrent, dès la phase de conception et tout au long de l'exécution du projet, les exigences liées à la sécurité et à la protection des travailleurs, aussi bien pour les ouvrages hydrauliques que pour les infrastructures de construction.

VII.8. Causes des accidents de travail sur un chantier hydraulique

Les accidents de travail sur les chantiers hydrauliques résultent généralement de deux grandes catégories de facteurs : les facteurs humains et les facteurs matériels.

1. Facteurs humains :

- Un manque de vigilance ou une négligence dans l'exécution des tâches,
- La fatigue des ouvriers, du personnel de maîtrise ou de l'encadrement,
- L'encombrement du chantier à certaines phases d'exécution, rendant les déplacements difficiles,
- Des erreurs de jugement ou de raisonnement dans l'organisation ou la réalisation des travaux,
- Un rythme de travail mal adapté aux conditions spécifiques du chantier (climat, sol, complexité technique, etc.).

2. Facteurs matériels :

- Outils, engins et machines utilisés sur le chantier.
- Nature des matériaux employés.
- Contraintes techniques liées à l'exécution des travaux.
- Présence d'installations mécaniques ou électriques.

À chaque étape d'un projet d'alimentation en eau potable, le risque d'accident demeure présent : que ce soit durant les travaux de terrassement, de bétonnage, l'installation des réseaux électriques ou hydrauliques sous pression, ou même après la réception du chantier, notamment lors des opérations de maintenance sur les pompes ou les équipements techniques.

VII.9. Exemples d'actions dangereuses :

- Intervenir sur une machine en fonctionnement sans précaution.
- Manipuler des installations sous pression ou sous tension sans mesures de sécurité.
- Agir sans avertir ou sans autorisation préalable.
- Désactiver ou contourner les dispositifs de sécurité.
- Ne pas porter les équipements de protection individuelle (EPI).
- Utiliser un outil ou un engin de manière inappropriée.
- Adopter une posture de travail risquée.
- Travailler en hauteur sans protection ou à une hauteur non sécurisée.

VII.10. Dispositifs de prévention des accidents

1. **Protection individuelle :**

   Pour limiter les risques inhérents à certaines tâches professionnelles, le port d'équipements de protection individuelle (EPI) est essentiel. Cela comprend notamment le port du casque, des gants, de chaussures renforcées, de lunettes de sécurité, entre autres.

2. **Autres dispositifs de sécurité :**

- Toute tranchée réalisée en zone urbaine ou sous voie de circulation doit être entourée d'une barrière de sécurité bien signalée, visible aussi bien de jour que de nuit, afin d'éviter tout risque de chute pour les personnes ou les machines.
- Avant le début des travaux de terrassement, il est nécessaire d'alerter les parties concernées et de procéder à une évaluation préalable de la stabilité du sol.
- Lorsqu'ils utilisent des outils manuels tels que la pelle ou la pioche, les ouvriers doivent maintenir entre eux une distance suffisante pour prévenir tout accident lié à une mauvaise coordination.

VII.11. Planification des travaux:

Avant de démarrer les travaux sur le chantier, il est essentiel d'établir une planification rigoureuse visant à définir la manière la plus efficace et économique d'utiliser la main-d'œuvre ainsi que les moyens matériels disponibles.

L'objectif principal de cette planification est de garantir que l'ensemble des travaux soit réalisé :

- Dans un ordre logique et cohérent, respectant la succession correcte des operations.
- Sans retard dans l'exécution.
- De manière aussi économique que possible.

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

Tableau VII.7: *les principales opérations à exécuter avec leurs durées.*

Notation	Opération	Durée (j)
A	Exécution des tranchées du réseau	85
B	Pose du lit de sable	30
C	Bardage des conduites	6
D	Pose des conduites	40
E	Montage et raccordement des conduites	35
F	Essais d'étanchéités	3
G	Remblayage des tranchées	20
H	Nivellement et compactage	10

VIII.11.1. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode ou les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement.

- **Détermination de la chemin critique :**

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (MT=0), ainsi la somme de TR = DTP.
On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent, pour chaque opération de réalisation dans le tableau suivant :

Tableau VII.8: *Opération des travaux (précède, succède).*

Opérations	Précède	Succède
A	B	/
B	C, D	A
C	E	B
D	E	B
E	F	C, D
F	G	E
G	H	F
H	/	G

Le réseau à nœuds et son chemin critique sont représentés dans la figure ci-dessous :

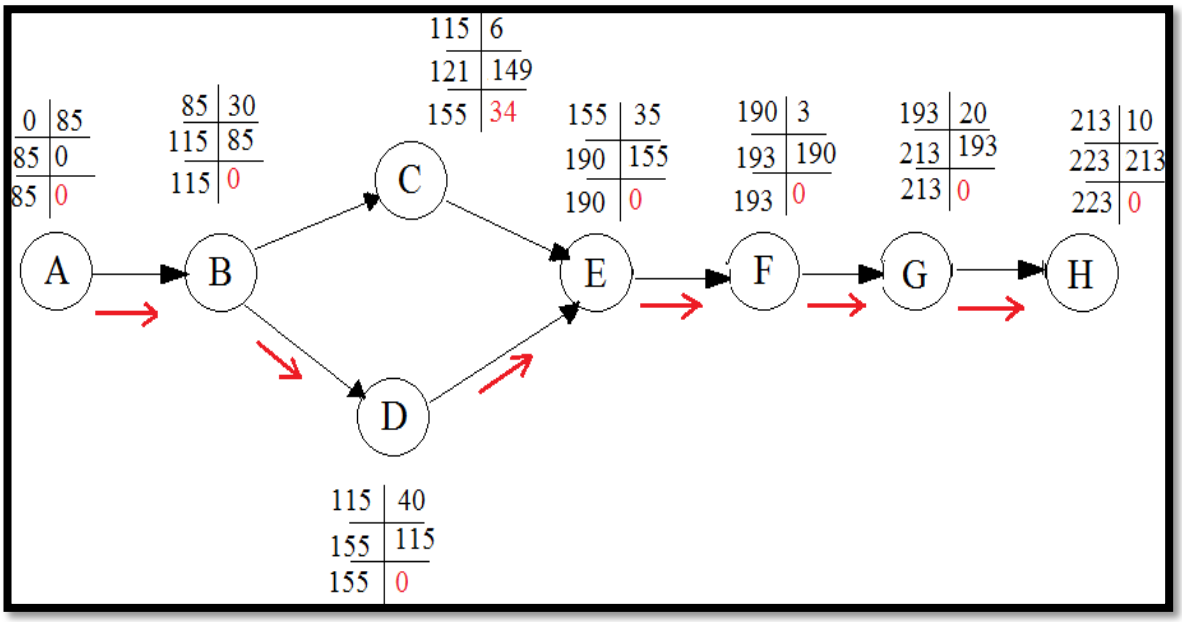


Figure VIII.1 : *Réseaux à nœuds et le calcul du temps de réalisation.*

Chemin critique ⟶ (A-B-D-E-F-G-H)

La durée totale pour la réalisation du réseau d'AEP est DTR = 223 jours.

- **Elaboration du diagramme de GANTI :**

Tableau VIII.9: *Planificatio selon la méthode de GANTI.*

Opérations	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	85	0	85	0	85	0
B	30	85	115	85	115	0
C	6	115	121	149	155	34
D	40	115	155	115	155	0
E	35	155	190	155	190	0
F	3	190	193	190	193	0
G	20	193	213	193	213	0
H	10	213	123	213	223	0

VII.12. Conclusion :

La planification et l'organisation rigoureuse des travaux sont indispensables avant le démarrage de tout projet. Elles permettent non seulement de définir les volumes à exécuter, d'estimer le coût global et de fixer la durée du chantier, mais aussi de garantir une exécution efficace et maîtrisée.

Par ailleurs, la sécurité sur le lieu de travail constitue un élément fondamental à intégrer dès la phase de préparation. Une bonne organisation permet de mieux anticiper les risques professionnels, de mettre en place les mesures de prévention adéquates, et ainsi de protéger la santé et l'intégrité physique des travailleurs tout au long du projet.

Enfin, il est important de noter que la durée totale prévue pour la réalisation du réseau d'AEP est de **223 jours**, ce qui reflète une planification soigneusement étudiée en vue d'une exécution optimale du chantier.

.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Dans ce travail, nous avons mené une étude portant sur la mise en œuvre d'un projet d'alimentation en eau potable pour la zone de « POS 01 Boumangouche », située à l'est de la ville de Tissemsilt, dans le cadre du développement de la nouvelle ville du pôle urbain. La première étape a permis de cerner les contraintes topographiques, géologiques, climatiques et démographiques essentielles à la conception du système d'alimentation en eau potable.

L'évaluation des besoins en eau a montré qu'une population de 30 720 habitants devra être desservie, avec une demande moyenne journalière majorée à 6773,76 m^3/j. Nous avons ensuite étudié la variation journalière et horaire de la consommation, ce qui a permis de déterminer les débits de pointe indispensables pour un dimensionnement fiable du réseau.

Dans l'étude du réseau de distribution, nous avons envisagé deux variantes. Après comparaison, la variante 1 avec un réservoir à 935 m d'altitude a été retenue pour ses performances hydrauliques stables et conformes aux normes. Un réseau maillé a été adopté pour sa sécurité et sa flexibilité, avec des conduites en PEHD PN10. Le comportement du réseau a été modélisé et validé par simulation à l'aide du logiciel EPANET, pour le cas de pointe et le cas de pointe avec incendie.

Les ouvrages de stockage ont été dimensionnés en fonction des besoins identifiés, et un réservoir d'alimentation a été projeté en conséquence. L'adduction, assurée par deux conduites gravitaires en série de PEHD PN10, a été conçue pour garantir la sécurité hydraulique, notamment par la prise en compte du phénomène de coup de bélier.

Enfin, nous avons achevé notre travail par l'étude des techniques de pose de canalisation, la réalisation d'un devis quantitatif et estimatif chiffrant le projet à 179,199,389 DA.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises au cours de notre formation en hydraulique. Nous espérons que ce mémoire pourra également servir de référence et d'aide aux futurs étudiants engagés dans le domaine de l'alimentation en eau potable, contribuant ainsi au développement durable des infrastructures urbaines en Algérie.

Références bibliographiques

DUPONT, André, 1979. *Hydraulique urbaine – Tome II*. 4e édition. Paris.

GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI, 1985. *Guide de l'alimentation en eau* dans les agglomérations urbaines et rurales. Éditions Eyrolles. Paris.

SALAH BOUALEM, 2014. *Polycopié d'alimentation en eau potable.* ENSH BLIDA.

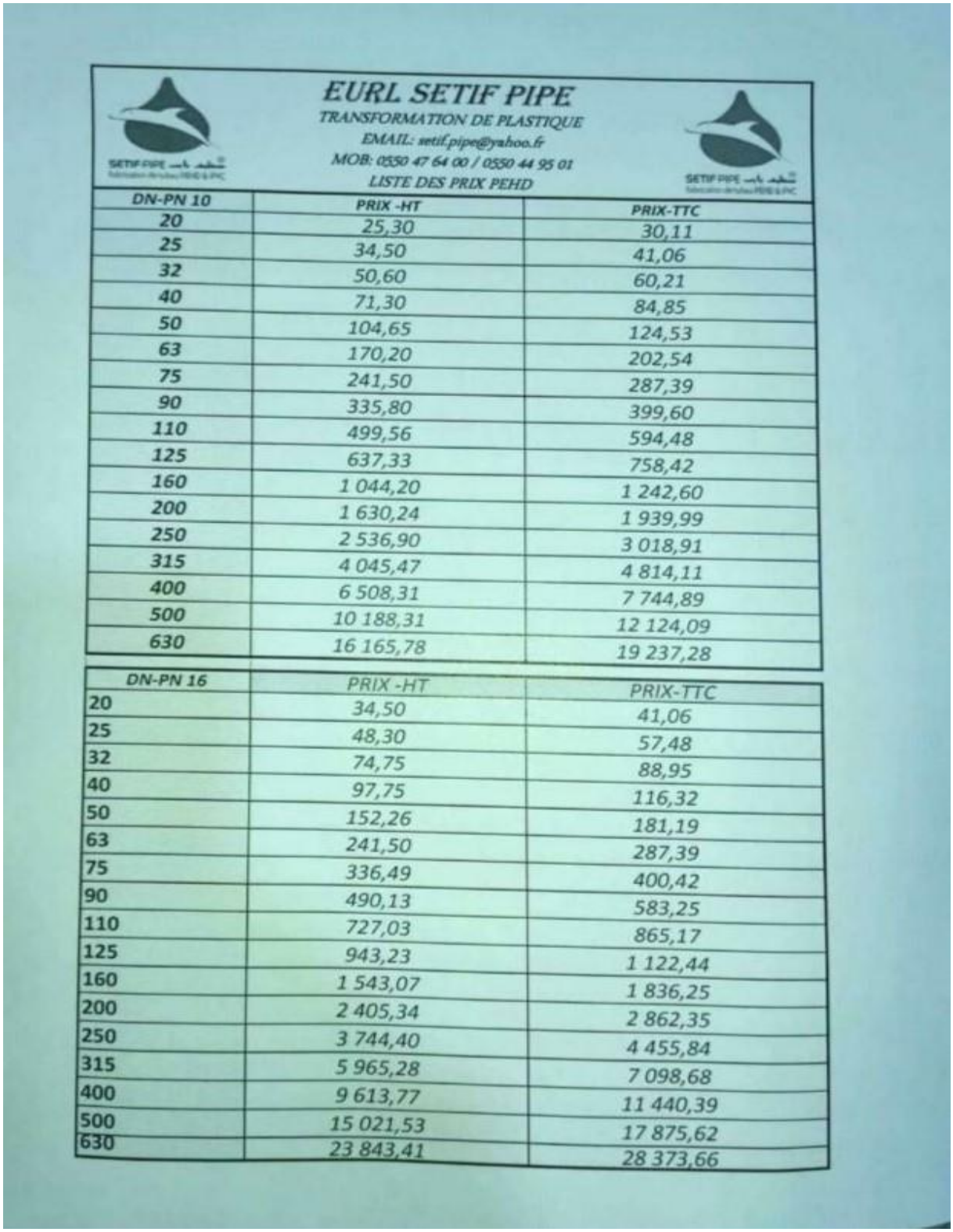
Sétif Pipe, "Cahier des prescriptions techniques pour les conduites en PEHD dans les réseaux d'eau potable.

Annexe

ANNEXE N°1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	Nombre d'habitants				
(h)	Moins de10000	De10001à 50000	De 50001 à 100000	Plus de100000	Agglomération de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100	100	100	100	100

Annexe N°2 : les prix des conduites en PEHD



EURL SETIF PIPE

TRANSFORMATION DE PLASTIQUE

EMAIL: setif.pipe@yahoo.fr

MOB: 0550 47 64 00 / 0550 44 95 01

LISTE DES PRIX PEHD

DN-PN 10	PRIX -HT	PRIX-TTC
20	25,30	30,11
25	34,50	41,06
32	50,60	60,21
40	71,30	84,85
50	104,65	124,53
63	170,20	202,54
75	241,50	287,39
90	335,80	399,60
110	499,56	594,48
125	637,33	758,42
160	1 044,20	1 242,60
200	1 630,24	1 939,99
250	2 536,90	3 018,91
315	4 045,47	4 814,11
400	6 508,31	7 744,89
500	10 188,31	12 124,09
630	16 165,78	19 237,28

DN-PN 16	PRIX -HT	PRIX-TTC
20	34,50	41,06
25	48,30	57,48
32	74,75	88,95
40	97,75	116,32
50	152,26	181,19
63	241,50	287,39
75	336,49	400,42
90	490,13	583,25
110	727,03	865,17
125	943,23	1 122,44
160	1 543,07	1 836,25
200	2 405,34	2 862,35
250	3 744,40	4 455,84
315	5 965,28	7 098,68
400	9 613,77	11 440,39
500	15 021,53	17 875,62
630	23 843,41	28 373,66

Annexe N°3 : Les diamètres extérieur et leurs épaisseurs.

PRESSION DIAMETRES	PN6 SDR26	PN10 SDR17	PN16 SDR11	PN20 SDR9	PN25 SDR7.4
20	***	***	2.0	2.3	3.0
25	***	***	2.3	3.0	3.5
32	***	2.0	3.0	3.6	4.4
40	***	2.4	3.7	4.5	5.5
50	2.0	3.0	4.6	5.6	6.9
63	2.5	3.8	5.8	7.1	8.6
75	2.9	4.5	6.8	8.4	10.3
90	3.5	5.4	8.2	10.1	12.3
110	4.2	6.6	10.0	12.3	15.1
125	4.8	7.4	11.4	14.0	17.1
160	6.2	9.5	14.6	17.9	21.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4	27.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9	34.2
315	12.1	18.7	28.6	35.2	43.1
400	15.3	23.7	36.3	44.7	54.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8	***
630	24.1	37.4	57.2	***	***