



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Etude du système d'alimentation en eau potable de la zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia (W. Tlemcen).**

**Présenté par :**

**HAMMOUMI Fatima Zohra**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
SALAH Boualem	Professeur	Président
ALI SEGHIR DJAMEL	M.C.A	Examineur
BENCHIHEB Nedjoud	M.C.B	Examinatrice
KADI Latifa	M.A.A	Promotrice

**Session Septembre 2024**

## *Dédicace*

*Je dédie ce travail à mes parents, ma mère, ma reine, et mon père, mon héros, dont l'amour inconditionnel, le soutien indéfectible et les sacrifices ont été essentiels à ma réussite. Leur présence constante et leurs encouragements m'ont permis d'atteindre cet objectif, et je leur suis profondément reconnaissante pour tout ce qu'ils ont fait et continuent de faire. Ce travail est le reflet de leur dévouement et de leur amour tout au long de ma scolarité, ainsi que des conseils avisés et du soutien moral qui m'ont réconfortée durant ces années d'études.*

*J'associe à ces dédicaces mon frère bien-aimé, Mohammed El Amine, ainsi que mes chères sœurs, Amira et Wahiba. Leur amour, leur présence et leur affection sont des cadeaux inestimables qui m'ont portée tout au long de ce parcours.*

*Je pense aussi à mes amies précieuses, Massinda et Bisma, dont l'amitié est un trésor. Leur soutien et leur présence ont été d'un grand réconfort.*

*Enfin, je dédie ma promotrice, Madame Kadi Latifa, pour son encadrement exceptionnel, sa disponibilité et ses précieux conseils. Mes remerciements s'adressent également à l'ensemble de mes collègues et professeurs de l'ENSH pour leur aide et leur accompagnement tout au long de ce parcours universitaire.*

*À tous ceux qui comptent pour moi, je vous exprime ma gratitude sincère. Votre présence et votre affection sont des trésors inestimables.*

*HAMMOUMI Fatima Zohra*

## *Remerciement*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers Allah, le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé le courage, la détermination et la patience nécessaires à l'achèvement de ce travail.*

*Je remercie sincèrement ma promotrice, Madame KADI Latifa, pour son encadrement exceptionnel, sa patience, sa disponibilité et ses précieux conseils qui ont été déterminants pour ce projet.*

*Mes remerciements vont également à Mrs SALAH Boualem et Mme MOKRANE Wahiba pour leurs conseils avisés, ainsi qu'à l'ensemble du corps enseignant pour la qualité de leur enseignement et leur contribution précieuse à ma formation.*

*Je suis reconnaissant envers Monsieur Azzouzi, chef du service AEP à la DRE de Tlemcen, et Monsieur Abdel Ouail de la station de traitement de H. Boughrara, pour leur aide indispensable et leur disponibilité durant la phase pratique de mon projet.*

*Je remercie les membres du jury pour l'honneur d'évaluer mon travail et pour leurs observations enrichissantes.*

*Enfin, ma reconnaissance va à ma famille, en particulier à mes parents, mon frère et mes sœurs, pour leur soutien indéfectible, ainsi qu'à mes amis pour leur précieux soutien tout au long de ce parcours. Je n'oublie pas les personnes, proches ou éloignées, dont les conseils et les critiques constructives ont enrichi mes réflexions et aidé dans mes recherches.*

## تلخيص

هذا البحث يركز على نظام تزويد المياه الصالحة للشرب في القطب الحضري الجديد في المنطقة الشمالية الغربية من بلدية مغنية، ولاية تلمسان، بهدف تلبية الاحتياجات المتزايدة للسكان في سياق النمو الحضري السريع. لذا، من الضروري ضمان توزيع مناسب للمياه الصالحة

في هذه الدراسة، قمنا أولاً بفحص الموارد الهيدروليكية والشبكة ومرافق التخزين في منطقة الدراسة. ثم، قمنا بتقدير احتياجات المياه حتى عام 2054 وقمنا بمقارنة هذه الاحتياجات بالموارد المتاحة ثم قمنا بتنفيذ تشخيص هيدروليكي وفيزيائي لخزانات التخزين القائمة وشبكة التوزيع، بدءاً من محطة معالجة سد حمام بوغرارة وخزان التخزين رقم 2 في شبكة النقل من محطة تحلية سوق الثلاثاء. أدت هذه التحليلات إلى اقتراح إضافة مضخات وخزانات تخفيف الضغط لتحسين النظام. بالإضافة إلى ذلك، قمنا بتحديد حجم شبكة التوزيع للمركز الحضري الجديد لتلبية احتياجات المياه الصالحة للشرب حتى عام 2054.

**كلمات مفتاحية:** مدينة جديدة، نظام توزيع المياه الصالحة للشرب، خزانات، مضخات، تدفق، ضغوطات.

## Résumé

Ce mémoire s'intéresse au système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain dans la zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia, wilaya de Tlemcen, visant à répondre aux besoins croissants des habitants dans un contexte de croissance urbaine rapide. Donc il est nécessaire de garantir une distribution d'eau potable adéquate.

Dans cette étude, nous avons d'abord examiné les ressources hydrauliques, le réseau et les ouvrages de stockage de la zone d'étude. Ensuite, nous avons estimé les besoins en eau jusqu'en 2054 et comparé ces besoins aux ressources disponibles.

Nous avons ensuite réalisé un diagnostic hydraulique et physique des réservoirs de stockage et du réseau d'adduction existants, en prenant comme points de départ la station de traitement du barrage de Hammam Boughrara et le réservoir tampon N°2 du réseau de transfert de la station de dessalement de Souk Tleta. Cette analyse a conduit à la proposition d'ajouter des pompes et des réservoirs anti bélier pour améliorer le système. En parallèle, nous avons dimensionné le réseau de distribution pour le nouveau pôle afin de répondre aux besoins en eau potable jusqu'en 2054.

**Mots-clés :** Nouveau pôle urbain, système d'alimentation en eau potable, réservoirs, pompes, débit, pressions.

## Abstract

This thesis focuses on the potable water supply system of the new urban center in the northwestern area of the municipality of Maghnia, Tlemcen province, aiming to meet the growing needs of the inhabitants in the context of rapid urban growth. Therefore, it is essential to ensure adequate distribution of potable water.

In this study, we first examined the hydraulic resources, the network, and the storage facilities of the study area. Then, we estimated the water needs until 2054 and compared these needs to the available resources.

We then conducted a hydraulic and physical diagnosis of the existing storage tanks and supply network, starting from the treatment plant of the Hammam Boughrara dam and buffer tank No. 2 of the transfer network from the Souk Tleta desalination station. This analysis led to the proposal to add pumps and surge tanks to improve the system. Additionally, we sized the distribution network for the new urban center to meet the drinking water needs until 2054.

**Keywords :** New urban center, drinking water supply system, reservoirs, pumps, flow rate, pressures.

# Table des matières

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>I.1. Introduction.....</b>	<b>2</b>
<b>I.2. Description générale de la zone d'étude .....</b>	<b>2</b>
<b>I.3. Situation géographique de la zone d'étude.....</b>	<b>3</b>
<b>I.4. Situation topographique.....</b>	<b>3</b>
<b>I.5. Situation climatique.....</b>	<b>4</b>
I.5.1. Température.....	4
I.5.2. Pluviométrie .....	5
I.5.3. Humidité .....	5
I.5.4. Régime des vents .....	6
<b>I.6. Situation géologique.....</b>	<b>7</b>
I.6.1. Sismicité.....	7
<b>I.7. Situation démographique.....</b>	<b>8</b>
I.7.1. Urbanisation.....	8
I.7.1.1. Pour habitat .....	8
I.7.1.2. Les équipements.....	8
I.7.2. Population .....	9
<b>I.8. Situation hydraulique .....</b>	<b>10</b>
I.8.1. La station de dessalement de l'eau de mer de Souk Tleta .....	10
I.8.2. Barrage de Hammam Boughrara .....	10
I.8.2.1. Station de traitement H.Boughrara .....	11
I.8.2.2. Station de pompage.....	11
I.8.2.3. Cheminée d'équilibre (Tour de déconnexion) .....	13
I.8.3. Les ouvrages de stockages .....	13
<b>I.9. Conclusion .....</b>	<b>14</b>

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

<b>II.1. Introduction .....</b>	<b>16</b>
<b>II.2. Estimation de la population à l'horizon d'étude .....</b>	<b>16</b>
<b>II.3. Evaluation des débits .....</b>	<b>16</b>
II.3.1. Catégorie des besoins en eau .....	17
II.3.2. Choix de la dotation.....	18

II.3.2.1. Rendements des réseaux .....	19
II.3.2.2. Rendement de distribution.....	20
<b>II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière.....</b>	<b>20</b>
II.4.1. Besoins domestiques.....	21
II.4.2 Besoins scolaires.....	21
II.4.3. Besoins sanitaires .....	21
II.4.4. Besoins administratifs.....	22
II.4.5. Besoins Socioculturels.....	22
II.4.6. Besoins commerciaux.....	22
II.4.7. Besoin d'arrosages.....	23
II.4.8. Besoins globaux de l'agglomération .....	23
II.4.9. Récapitulation des besoins en eau de la ville.....	23
<b>II.5. Variation de la consommation journalière.....</b>	<b>24</b>
II.5.1. Consommation maximale journalière.....	24
II.5.2. Consommation minimale journalière .....	24
<b>II.6. Variation de la consommation horaire .....</b>	<b>25</b>
II.6.1. Consommation moyenne horaire .....	25
II.6.2. Consommation maximale horaire.....	25
II.6.3. Consommation minimale horaire .....	26
<b>II.7. Régime de consommation de l'agglomération .....</b>	<b>27</b>
II.7.1. Régime de consommation de l'agglomération en 2024 .....	28
II.7.2. Régime de la consommation de l'agglomération à l'horizon 2054.....	30
<b>II.8. Bilan Ressources-besoins de la zone d'étude .....</b>	<b>31</b>
II.8.1 Estimation des besoins journaliers des communes alimentées par le barrage :.....	32
II.8.2. Bilan des ressources-besoins .....	32
<b>II.9. Conclusion.....</b>	<b>33</b>

## **Chapitre III : Diagnostic du réseau d'adduction.**

<b>III.1. Introduction.....</b>	<b>34</b>
<b>III.2. Généralité sur l'adduction .....</b>	<b>34</b>
III.2.1. Définition .....	34
III.2.2. Types d'adduction .....	34
III.2.2.1. Adduction gravitaire.....	34
III.2.2.2. Adduction par refoulement.....	34
III.2.2.3. Adduction mixte .....	34

III.2.3. Types d'écoulement.....	35
III.2.3.1. Ecoulement à surface libre .....	35
III.2.3.2. Ecoulement en charge .....	35
III.2.4. Critère de choix du tracé .....	35
<b>III.3. Reconnaissance de réseau d'adduction.....</b>	<b>35</b>
<b>III.4. Diagnostic physique de réseau d'adduction existante .....</b>	<b>36</b>
III.4.1. Transfert de H.Boughrrara.....	36
III.4.1.1. Stations de pompage existantes .....	36
III.4.1.2. Conduites de transfert.....	38
III.4.2. Transfert de SDEM.....	38
<b>III.5. Diagnostic hydraulique du réseau d'adduction existant.....</b>	<b>39</b>
III.5.1. Méthode de calcul hydraulique .....	39
III.5.1.1. Cas gravitaire.....	39
III.5.1.2. Cas de refoulement.....	40
III.5.2. Diagnostic hydraulique du réseau de transfert .....	43
III.5.2.1. Transfert de H.Boughrrara.....	43
III.5.2.2. Transfert de la station de dessalement de l'eau de mer .....	44
III.5.3. Résultats de diagnostic hydraulique du réseau de transfert.....	44
<b>III.6. Diagnostic hydraulique des stations de pompage .....</b>	<b>44</b>
III.6.1. Vérifier les caractéristiques des pompes .....	44
III.6.2. Choix de type et nombre de pompage .....	45
III.6.2.1. Critère du choix du type et nombre de pompage .....	45
III.6.2.2. Station de pompage SP1 .....	45
III.6.2.3. Station de pompage SP2.....	45
III.6.3. Point de fonctionnement des pompes.....	46
III.6.3.1. Différents modes d'adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement	46
III.6.3.2. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement .....	47
<b>III.7. Protection contre le coup de bélier .....</b>	<b>49</b>
III.7.1. Définition .....	49
III.7.2. Causes de coup de bélier .....	49
III.7.3. Risque dus au coup de bélier.....	50
III.7.3.1. Risque de surpression.....	50
III.7.3.2. Risque de dépression.....	50
III.7.3.3. Fatigue des conduites .....	50
III.7.4. Interprétation physique.....	50

III.7.5. Dispositifs de protection contre le coup de bélier .....	51
III.7.6. Calcul la valeur maximale de la surpression et dépression dans les conduites .....	52
III.7.6.1. Pour les conduites de refoulement .....	53
III.7.6.2. Pour les conduites gravitaires.....	53
III.7.6.3. Analyse des résultats .....	54
III.7.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	54
III.7.7.1. Méthodes de dimensionnement des réservoirs d'air .....	54
III.7.7.2. Méthode de PEUCH et MEUNIER.....	55
III.7.7.3. Vérification du volume des réservoirs d'air .....	56
III.7.8. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier .....	58
<b>III.8. Conclusion .....</b>	<b>59</b>

## **Chapitre IV : Réservoir de stockage.**

<b>IV.1. Introduction .....</b>	<b>60</b>
<b>IV.2. Rôle des réservoirs.....</b>	<b>60</b>
IV.2.1. Fonction technique .....	60
IV.2.2. Fonction économique .....	60
<b>IV.3. Classification des réservoirs .....</b>	<b>61</b>
IV.3.1. Selon le matériau de construction.....	61
IV.3.2. Selon la situation des lieux .....	61
IV.3.3. Selon la forme.....	61
IV.3.4. Selon l'usage.....	61
<b>IV.4. Emplacement des réservoirs.....</b>	<b>61</b>
<b>IV.5. Les équipements des réservoirs.....</b>	<b>62</b>
IV.5.1. Equipement d'intervention .....	62
IV.5.2. Equipement hydraulique.....	62
IV.5.2.1. Conduite d'adduction .....	62
IV.5.2.2. Conduite de distribution .....	63
IV.5.2.3. Conduite de trop-plein .....	64
IV.5.2.4. Conduite de vidange .....	64
IV.5.2.5. Conduite de by-pass.....	65
IV.5.2.6. Matérialisation de la réserve d'incendie .....	65
<b>IV.6. Etat des réservoirs existants .....</b>	<b>66</b>
<b>IV.7. Quelque recommandation sur les réservoirs.....</b>	<b>67</b>
<b>IV.8. Analyse de la capacité des réservoirs .....</b>	<b>68</b>

IV.8.1. Cas du réservoir tampon .....	68
IV.8.2. Cas de la bache d'aspiration .....	68
IV.8.2.1. Calcul du débit d'apport (Qapp) .....	68
IV.8.2.2. Analyse la capacité de la bache d'aspiration .....	69
IV.8.3. Le cas du réservoir d'alimentation .....	69
IV.8.3.1.les méthodes de calcul .....	69
IV.8.3.2. Analyse la capacité du stockage .....	71
IV.8.3.3. Bilan de capacité de stockage .....	72
IV.9. Conclusion .....	72

## **Chapitre V : Conception du réseau de distribution.**

<b>V.1.Introduction .....</b>	<b>73</b>
<b>V.2. Conception d'un réseau .....</b>	<b>73</b>
<b>V.3. Topologie du réseau.....</b>	<b>73</b>
V.3.1. Réseau ramifié .....	73
V.3.2. Réseau maillé .....	74
V.3.3. Réseau mixte (combiné) .....	74
V.3.4. Réseau étagé.....	74
<b>V.4. Choix du type de matériaux des conduites .....</b>	<b>74</b>
V.4.1. Conduites métalliques .....	75
V.4.1.1. Conduites en fonte .....	75
V.4.1.2. Conduites en acier.....	75
V.4.2. Conduites en béton.....	75
V.4.3. Conduites en plastiques (thermoplastique) .....	76
V.4.3.1. Conduites en PVC.....	76
V.4.3.2. Conduites en PEHD .....	76
<b>V.5. Principe de tracé d'un réseau .....</b>	<b>77</b>
<b>V.6. Paramètres des réseaux .....</b>	<b>77</b>
V.6.1. Débit.....	77
V.6.2. Choix des diamètres.....	77
V.6.3. La vitesse .....	77
V.6.4. La pression .....	77
<b>V.7. Détermination des débits du réseau .....</b>	<b>78</b>
V.7.1. Débit de pointe.....	78
V.7.2. Débit spécifique .....	78

V.7.3. Débit en route pour chaque tronçon.....	78
V.7.4. Débits nodaux .....	78
V.7.4.1. Cas de pointe.....	79
V.7.4.2. Cas de pointe plus incendie.....	80
<b>V.8. Dimensionnement du réseau .....</b>	<b>80</b>
V.8.1. Répartition arbitraire des débits .....	80
V.8.2. Modélisation hydraulique .....	80
V.8.2.1. Les facteurs de modélisation.....	80
V.8.2.2. Présentation du logiciel EPANET .....	81
V.8.2.3. Les étapes d'utilisation d'EPANET .....	81
V.8.3. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET :.....	82
V.8.3.1. Cas de pointe :.....	82
V.8.3.2. Cas de pointe + incendie : .....	84
V.8.4. Interprétation des résultats : .....	87
<b>V.9. Conclusion : .....</b>	<b>90</b>

## **Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires.**

<b>VI.1. Introduction.....</b>	<b>91</b>
<b>VI.2. Pose de canalisation .....</b>	<b>91</b>
VI.2.1. Principe de pose des canalisations .....	91
VI.2.2. Différents types de pose de canalisation .....	92
VI.2.2.1. Pose de canalisation en tranchée ouverte.....	92
VI.2.2.2. Pose de canalisation dans un mauvaise terrain .....	93
VI.2.2.3. Pose de canalisation sans ouverture de tranchée.....	93
VI.2.2.4. Pose de canalisation en galerie.....	94
VI.2.2.5. Traversée d'une rivière.....	95
VI.2.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	96
VI.2.3. Exécution des travaux .....	96
VI.2.3.1. Décapage de la couche végétale.....	96
VI.2.3.2. Excavation des tranchées .....	96
VI.2.3.3. Aménagement de lit de sable .....	97
VI.2.3.4. La mise en place des canalisations.....	97
VI.2.3.5. Assemblage des canalisations .....	97
VI.2.3.6. Construction des regards .....	98
VI.2.3.7. Epreuve de joints et de la canalisation .....	99

VI.2.3.8. Enrobage .....	99
VI.2.3.9. Remblayage supérieur .....	99
VI.2.3.10. Nettoyage et désinfection des conduites .....	99
VI.2.4. Stabilisation des conduites .....	100
<b>VI.3. Les accessoires et pièces spéciales en AEP .....</b>	<b>100</b>
VI.3.1. Les accessoires .....	100
VI.3.1.1. Robinet-vanne (vanne de sectionnement) .....	100
VI.3.1.2. Les clapets anti retour .....	102
VI.3.1.3. Ventouse .....	102
VI.3.1.3. Bouches et poteaux d'incendie.....	102
VI.3.2. Organes de mesure .....	103
VI.3.2.1. Mesure de débit.....	103
VI.3.2.2. Mesure de pression.....	103
VI.3.3. Les pièces spéciales de raccordement.....	103
VI.3.3.1. Les cônes.....	103
VI.3.3.2. Croix de jonction.....	104
VI.3.3.3. Les manchons.....	104
VI.3.3.4. Les coudes.....	104
VI.3.3.5. Les tés .....	104
<b>VI.4. Conclusion .....</b>	<b>104</b>

## **Chapitre VII : Organisation du chantier, protection et sécurité de travail**

<b>VII.1. Introduction .....</b>	<b>105</b>
<b>VII.2. Définition de l'organisation du chantier .....</b>	<b>105</b>
<b>VII.3. Les engins de terrassement.....</b>	<b>105</b>
VII.3.1. Pour le décapage de la terre végétale.....	105
VII.3.1.1. Niveleuse .....	105
VII.3.1.2. Bulldozer.....	106
VII.3.2. Pour l'excavation des tranchées.....	106
VII.3.3. Pour le remblaiement des tranchées .....	107
VII.3.4. Pour le compactage.....	107
<b>VII.4. Calcul du volume des travaux de pose de canalisation .....</b>	<b>108</b>
VII.4.1. Volume du décapage de la couche végétale.....	108
VII.4.2. Volume du déblai des tranchées.....	108
VII.4.3. Volume occupé par le lit de sable .....	109

VII.4.4. Volume occupé par la conduite .....	109
VII.4.5. Volume du remblai de protection .....	109
<b>VII.5. Evaluation des travaux .....</b>	<b>110</b>
VII.5.1. Devis estimatif et quantitatif.....	111
VII.5.2. Devis global .....	111
<b>VII.6. Planification des travaux .....</b>	<b>112</b>
VII.6.1. Méthode du réseau (CPM).....	112
VII.6.2. Définitions des tâches et leurs durées : .....	113
VII.6.3. Détermination du chemin critique .....	113
<b>VII.7. Définition de protection et sécurité du travail .....</b>	<b>114</b>
VII.7.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	114
VII.7.1.1. Facteurs matériels .....	115
VII.7.1.2. Facteurs humains .....	115
VII.7.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	115
VII.7.2.1. Partenaires de prévention.....	115
VII.7.2.2. Prévention individuelle .....	116
VII.7.2.3. Prévention collective .....	117
<b>VII.8. Conclusion.....</b>	<b>117</b>
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>118</b>
<b>Référence bibliographique</b>	
<b>Annexe</b>	

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1: Valeurs des températures moyennes mensuelles (°C) à la station de Maghnia.....	4
Tableau I.2: Précipitations moyennes mensuelles à la station de Maghnia (1977/1978-2020/2021) .....	5
Tableau I.3 : Vitesses du vent moyennes mensuel (m/s).....	6
Tableau I.4 : Les différents équipements existants pour l'aire d'étude.....	8
Tableau I.5: Les différents équipements pour l'aire d'étude.....	9
Tableau I.6 : Caractéristiques des réservoirs de réception pour chaque station de pompage...	12
Tableau I.7 : Caractéristique des stations de pompages. ....	12
Tableau I.8 : Le rôle de deux stations de pompage. ....	12
Tableau I.9 : Caractéristiques de réservoir d'équilibre.....	13
Tableau I.10 : Caractéristiques des ouvrages de stockage.....	14

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Tableau II.1: Nombre de la population à long terme.....	16
Tableau II.2 : Typologie Agglomérations.....	18
Tableau II.3 : Proposition de dotation de l'atelier MRE du 26 avril 2009.....	19
Tableau II.4 : Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution.....	20
Tableau II.5 : Dotation nette en question des différents horizons. ....	20
Tableau II.6 : Besoins domestiques moyens journalière de différents horizons. ....	21
Tableau II.7 : Besoins scolaires moyens journaliers .....	21
Tableau II.8 : Besoins sanitaires moyens journaliers .....	21
Tableau II.9 : Besoins administratifs moyens journaliers .....	22
Tableau II.10 : Besoins socioculturels moyens journaliers .....	22
Tableau II.11 : Besoins commerciaux moyens journalière. ....	22
Tableau II.12 : Besoins d'arrosage moyens journaliers .....	23
Tableau II.13 : Besoins moyen journalière totaux de la zone d'étude. ....	23
Tableau II.14 : Récapitulation des débits d'équipement pour les différents horizons.....	23
Tableau II.15 : La consommation moyenne journalière totale de l'agglomération.....	24
Tableau II.16: Calcul des consommations maximale et minimale journalières. ....	25
Tableau II.17 : Variation de $\beta_{max}$ et $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitant. ....	26
Tableau II.18: Calcul des consommations maximale et minimale horaires. ....	27
Tableau II.19: Variation des consommation horaires de l'agglomération (2024). ....	28
Tableau II.20 : Variation des débits horaires (2054).....	30
Tableau II.21 : Consommation maximale journaliers des communes pour différents horizon.	32
Tableau II.22 : Bilan Ressources-Besoins à différents horizons. ....	32

## Chapitre III : Diagnostic du réseau d'adduction.

Tableau III.1 : Caractéristiques des groupes électropompes installés au SP1 et SP2. ....	36
Tableau III.2 : Caractéristiques de la tuyauterie du réseau d'adduction Hammam Boughrara.	38
Tableau III.3 : Caractéristiques des conduites du transfert RT 2 vers R-OUEST. ....	39
Tableau III.4 : Cote de chaque installation du transfert de H.Boughrara et la SDEM. ....	39

Tableau III.5: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau. ....	40
Tableau III.6 : Caractéristique de chaque tronçon. ....	43
Tableau III.7 : Caractéristiques de chaque tronçon. ....	44
Tableau III.8 : Hmt et débit selon les pompes actuelle et la demande. ....	45
Tableau III.9 : Caractéristiques de la pompe. ....	45
Tableau III.10: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. ....	46
Tableau III.11 : Variation de la charge en fonction du débit (pompe station de pompage SP1 et conduite de refoulement). ....	47
Tableau III.12 : Variation de la charge en fonction du débit pour la pompe de SP 2. ....	48
Tableau III.13: Les valeurs maximales de la surpression et dépression pour les conduites de refoulement. ....	53
Tableau III.14: Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour les conduites gravitaires. ....	53
Tableau III.15 : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement. ....	55
Tableau III.16 : Caractéristiques des conduites de refoulement. ....	56
Tableau III.17 : Caractéristiques de profil en long de la conduite du SP1 – Tour. ....	56
Tableau III.18 : Caractéristiques de profil en long de la conduite du SP2 – R.OUEST. ....	57
Tableau III.19 : Les volumes des réservoirs d’air pour SP1 et SP2. ....	57
Tableau III.20 : Célérité d’onde et le temps de retour de l’onde de déformation de tronçon d’adduction par refoulement. ....	58
Tableau III.21 : Les valeurs de coups de bélier pour les conduites gravitaires. ....	59

#### **Chapitre IV : Réservoir de stockage.**

Tableau IV.1 : Conduites et leurs DN des réservoirs de stockage existants. ....	67
Tableau IV.2 : bilan de la capacité de la bêche d’aspiration. ....	69
Tableau IV.3: Détermination de la capacité du stockage nécessaire. ....	71
Tableau IV.4 : Bilan de capacité de stockage. ....	72

#### **Chapitre V : Conception du réseau de distribution.**

Tableau V.1 : Calcul les débits nodaux du réseau projeté cas de pointe. ....	79
Suite tableau V.1 : Calcul les débits nodaux du réseau projeté cas de pointe. ....	80
Tableau V.2 : Etat des nœuds du réseau maillé en cas de pointe. ....	82
Tableau V.3 : caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe. ....	82
Suite tableau V.3 : caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe. ....	83
Tableau V.4 : Etat des nœuds du réseau maillé en cas de pointe + incendie. ....	84
Tableau V.5 : caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe + incendie. ....	85
Tableau V.6 : Pressions avec les régulateurs de pression le cas de point. ....	88
Tableau V.7 : pressions avec les régulateurs de pression (cas de point plus incendie) ....	88

#### **Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires.**

## **Chapitre VII : Organisation du chantier, protection et sécurité de travail.**

TableauVII.1 : Tableau des volumes des travaux.....	110
Tableau VII.2 : devis quantitatif et estimatif.....	111
Tableau VII.3 : Devis estimatif global .....	111
Tableau VII.4 : Temps de réalisation des opérations du réseau de distribution. ....	113
Tableau VII.5 : Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau distribution.	113

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

<b>Figure I.1 :</b> Situation géographique de la commune MAGHNIA.....	2
<b>Figure I.2:</b> Situation géographique de la zone d'étude. ....	3
<b>Figure I.3 :</b> Carte topographique du nord-ouest du chef-lieu MAGHNIA .....	3
<b>Figure I.4:</b> Variations des températures moyennes mensuelles à la station de Maghnia (1977/1978–2020/2021).....	4
<b>Figure I.5:</b> Répartition des précipitations mensuelles à la station de Maghnia.....	5
<b>Figure I.6:</b> Courbe pluviothermique (1977/1978-2020/2021) .....	6
<b>Figure I.7 :</b> carte zonage sismique de l'Algérie. ....	7
<b>Figure I.8 :</b> Station de dessalement de Souk Tleta. ....	10
<b>Figure I.9 :</b> Tour de prise du barrage de Hammam Boughrara. ....	11
<b>Figure I.10 :</b> Station de traitement Hammam Boughrara. ....	11
<b>Figure I.11 :</b> Station de pompage SP1 .....	12

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

<b>Figure II.1 :</b> Courbe d'évolution des dotations nettes .....	19
<b>Figure II.2 :</b> la courbe d'évolution des rendements de distribution. ....	20
<b>Figure II.3 :</b> Graphique de la consommation horaire pendant la journée (2024).....	29
<b>Figure II.4:</b> Courbe de la consommation cumulée (2024). ....	29
<b>Figure II.5 :</b> Graphique de la consommation horaire dans la journée (2054). ....	31
<b>Figure II.6:</b> Courbe de la consommation cumulée.....	31

## Chapitre III : Diagnostic du réseau d'adduction.

<b>Figure III.1 :</b> Station de pompage SP01 .....	37
<b>Figure III.2 :</b> Conduite d'aspiration de SP01 .....	37
<b>Figure III.3 :</b> Salle des armoires. ....	37
<b>Figure III.4 :</b> Conduite de départ et de vidange de la bache d'eau SP2.....	38
<b>Figure III.5 :</b> Point de fonctionnement de la pompe de SP1.....	48
<b>Figure III.6 :</b> Point de fonctionnement de la pompe de SP2.....	49
<b>Figure III.7 :</b> Phases de coup de bélier .....	51
<b>Figures III.8 :</b> Abaques de Puech et Meunier pour l'étude de la dépression d'une conduite protégée par réservoir d'air. [PEUCH et MEUNIER 1978].....	57

## Chapitre IV : Réservoir de stockage.

<b>Figure IV.1 :</b> différents points d'arrivé pour la conduite d'adduction.....	63
<b>Figure IV.2 :</b> Le point de départ de la conduite de distribution.....	63
<b>Figure IV.3 :</b> Conduite de trop plain.....	64
<b>Figure IV.4 :</b> Conduite de vidange et de trop plein le cas de réservoir sur sol enterré ou semi-enterré.....	64
<b>Figure IV.5 :</b> Système de by-pass.....	65
<b>Figure IV.6 :</b> Système d'incendie à deux prises.....	66

<b>Figure IV.7</b> : Les réservoirs R-OUEST de 2*5000 m3 .....	66
<b>Figure IV.8</b> : Conduites de départ et de vidange + trop plein dans la chambre des vannes de R.OUEST .....	66
<b>Figure IV.9</b> : Conduite de trop-plein pour R.OUEST.....	67
<b>Figure IV.10</b> : cheminée d'équilibre.....	67
<b>Figure IV.11</b> : Détermination graphique de la capacité.....	70

## **Chapitre V : Conception du réseau de distribution.**

<b>Figure V.1</b> : Courbe de distribution des vitesses cas de pointe. ....	83
<b>Figure V.2</b> : Courbe de distribution des pressions cas de pointe .....	84
<b>Figure V.3</b> : Courbe de distribution des vitesses (cas de pointe plus incendie) .....	86
<b>Figure V.4</b> : Courbe de distribution des pressions (cas de pointe plus incendie).....	86
<b>Figure V.5</b> : État des pressions et vitesses dans le réseau avec les nouveaux diamètres modifiés (Cas de pointe). .....	87
<b>Figure V.6</b> : Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau avec les régulateurs de pression (cas de pointe) .....	89
<b>Figure V.7</b> : Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau avec les régulateurs de pression (Cas de pointe plus incendie) .....	89

## **Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires.**

<b>FigureVI.1</b> : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire. ....	92
<b>FigureVI.2</b> : Pose de canalisations dans un terrain peu consistant. ....	93
<b>FigureVI.3</b> : Pose de canalisations dans un terrain marécageux.....	93
<b>FigureVI.4</b> : Pose de canalisation par fonçage.....	94
<b>FigureVI.5</b> : pose de canalisation par forage dirigé. ....	94
<b>FigureVI.6</b> : Pose de canalisation en galerie.....	95
<b>FigureVI.7</b> : Pose de canalisation à la traversée d'une rivière .....	95
<b>FigureVI.8</b> : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée).....	96
<b>FigureVI.9</b> : Le raccordement mécanique.....	97
<b>FigureVI.10</b> : Le raccordement électro soudable.....	98
<b>FigureVI.11</b> : Le raccordement par soudage bout à bout.....	98
<b>FigureVI.12</b> : Construction d'un regard.....	99
<b>FigureVI.13</b> : Schéma des différents types des butées.....	100
<b>FigureVI.14</b> : Vanne à opercule. ....	101
<b>FigureVI.15</b> : Vanne papillon.....	101
<b>FigureVI.16</b> : Ventouse. ....	102
<b>FigureVI.17</b> : Débitmètres à organes déprimogènes.....	103
<b>FigureVI.18</b> : Différents pièces spéciales de raccordement.....	104

## **Chapitre VII : Organisation du chantier, protection et sécurité de travail.**

<b>FigureVII.1</b> : Bulldozer à chenilles.....	106
<b>FigureVII.2</b> : Pelle hydraulique équipée de retro. ....	106
<b>FigureVII.3</b> : chargeuse-pelleteuse. ....	107
<b>FigureVII.4</b> : compacteur à rouleaux lisses. ....	107
<b>FigureVII.5</b> : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution.	114
<b>FigureVII.6</b> : Equipements de protection individuelle (EPI).....	116

## **Liste des annexes**

- Annexe 01** : Géologie Générale de la Région de Maghnia.
- Annexe 02** : Les caractéristiques du barrage de Hammam Boughrara.
- Annexe 03** : Processus de traitement de l'eau à la station Hammam Boughrara.
- Annexe 04** : Schématisation du réservoir OUEST Maghnia.
- Annexe 05** : Dotation pour les équipements selon le polycopie de L.KADDI.
- Annexe 06** : La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.
- Annexe 07** : : Besoins domestique journalière des communes alimentées par la barrage de H.Boughrara pour différents horizons.
- Annexe 08** : Shéma de réseau d'adduction existant du H.Boughrara.
- Annexe 09** : Caractéristiques du groupe électropompe ajouté du SP1 ainsi que sa courbe caractéristique
- Annexe 10** : Caractéristiques du groupe électropompe du SP2 ainsi que sa courbe caractéristique
- Annexe 11** : Abaques de Puech et Meunier pour l'étude de la dépression d'une conduite protégée par réservoir d'air. [PEUCH et MEUNIER 1978]
- Annexe 12** : Tableau des diamètres des conduites en PEHD.

# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction générale

L'eau est une ressource naturelle essentielle qui joue un rôle fondamental dans le développement social et économique des pays. Un système d'alimentation en eau potable doit répondre aux besoins des usagers en fournissant une eau de qualité, conforme aux normes de potabilité, ainsi qu'en quantité et pression adéquates.

La zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia, située dans la wilaya de Tlemcen, fait partie du projet de nouvelle ville du pôle urbain. Ce projet implique la construction de nouvelles habitations et d'équipements variés pour répondre aux besoins croissants de la population. Parmi ces infrastructures, un réseau d'alimentation en eau potable doit être projeté.

Ce mémoire de fin d'études se concentre sur l'étude et l'optimisation du système d'alimentation en eau potable de ce nouveau pôle urbain. Notre étude s'articulera autour des chapitres suivants :

- **Présentation de la zone d'étude** : Nous commencerons par une collecte d'informations démographiques, géologiques et climatiques.
- **Évaluation des besoins en eau** : Nous analyserons les besoins en eau des différentes catégories de consommateurs et vérifierons si les sources du barrage de Hammam Boughrara et la station de dessalement de l'eau de mer de Souk Tleta sont suffisantes pour alimenter toutes les agglomérations concernées jusqu'à l'horizon 2054.
- **Diagnostic du réseau d'adduction** : Ce chapitre sera consacré à l'analyse des réseaux d'adduction qui alimentent le complexe de stockage de 2 x 5000 m<sup>3</sup>, en examinant les aspects physiques et hydrauliques des stations de pompage, ainsi que la protection nécessaire contre le phénomène du coup de bélier.
- **Étude des réservoirs** : Nous évaluerons l'état et les capacités des réservoirs existants.
- **Conception du réseau de distribution** : Ce chapitre présentera le dimensionnement d'un réseau d'eau potable après avoir établi son tracé.
- **Pose de canalisation et accessoires** : Nous examinerons les méthodes de pose de canalisation et les accessoires nécessaires.
- **Devis estimatif et la protection** : Enfin, nous établirons un devis quantitatif et estimatif, ainsi que des mesures de protection et de sécurité au travail.

L'objectif de ce mémoire est de concevoir des infrastructures hydrauliques efficaces afin d'améliorer l'alimentation en eau potable et la qualité de vie des habitants de la zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia, dans la wilaya de Tlemcen. Ce projet vise à répondre aux besoins croissants de la population tout en garantissant la durabilité des ressources en eau.

**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION DE LA ZONE**  
**D'ETUDE**

# Chapitre I

## Présentation de la zone d'étude

### I.1. Introduction

Pour optimiser la planification et la mise en œuvre d'un projet d'approvisionnement en eau potable, il est essentiel d'effectuer une analyse approfondie du site. Ce chapitre se concentre sur l'étude de la zone située dans le Nord-Ouest du chef-lieu de Maghnia. L'objectif de cette étude est de collecter les informations pertinentes et d'identifier les éléments clés qui influencent la conception du projet, tels que les données démographiques, géologiques et climatiques de la zone d'étude.

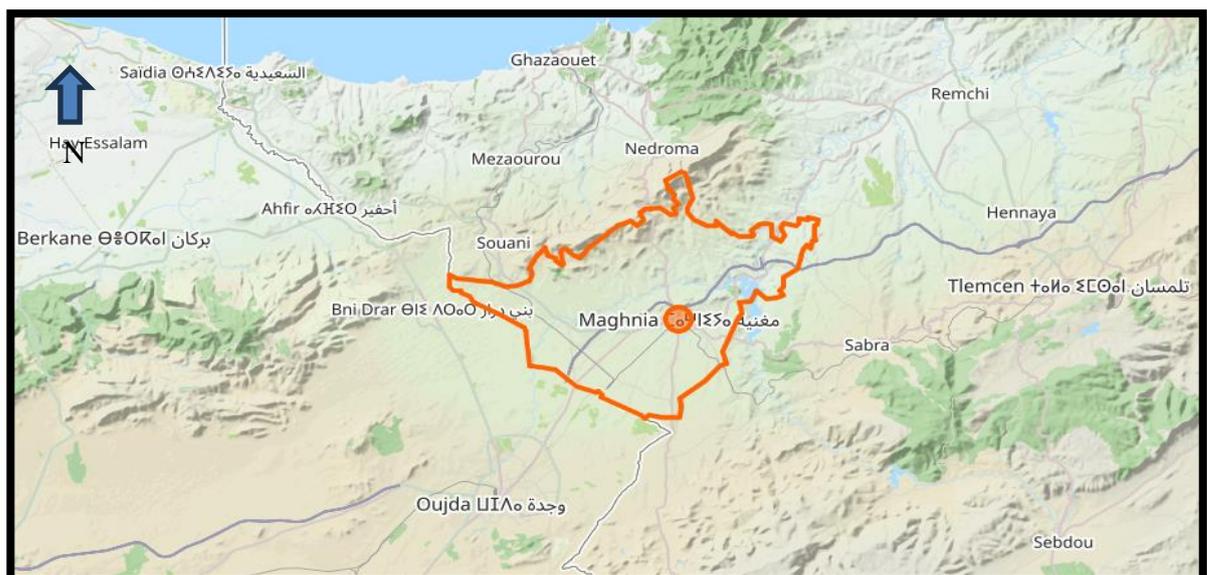
### I.2. Description générale de la zone d'étude

La wilaya de Tlemcen est une région du nord-ouest de l'Algérie, d'une superficie de 9061 Km<sup>2</sup>. Son étendue géographique est limitée comme suit :

- Au nord, par la mer Méditerranée.
- A l'ouest, par la frontière marocaine.
- Au nord-est, par la wilaya d'Ain-Témouchent.
- A l'est, par la wilaya de Sidi Bel Abbas.
- Au sud, par la wilaya de Naama.

La zone d'étude fait partie de la commune MAGHNIA de la wilaya de Tlemcen, qui s'étend sur une superficie de 29 400 hectares avec les limites suivantes :

- A l'Est par la commune de Remchi et Hennaya.
- Au Nord par la commune de Fellaoucene et Nedroma.
- A l'Ouest par la frontière Marocaine.
- Au Sud par la commune de Béni Bousaid.



**Figure I.1** : Situation géographique de la commune MAGHNIA Date de prise (30/04/2024)  
(source : <https://www.openstreetmap.org>)

### I.3. Situation géographique de la zone d'étude

La zone d'étude est située au nord-ouest du chef-lieu de la commune MAGHNIA. Il couvre une superficie de 150 hectares dont les coordonnées DMS Longitude/Latitude sont : X (1°45'27'') Ouest ; Y (34°51'28'') Nord.

La zone d'étude est limitée par :

- La R.N.7 au Sud, cité Messali Hadj et cité Omar.
- A l'ouest se trouve quartier de Sidi Sheikh et les terres agricoles.
- Au nord près de l'autoroute Est-Ouest.
- Bordé à l'est par la route N99 et cité Kadi.



Figure I.2: Situation géographique de la zone d'étude. (Source : Google Earth, 2024).

### I.4. Situation topographique

La zone présente un site à topographie en légère pente allant de 2 et 16% orientés vers le Nord Est. Cette parcelle est caractérisée par un terrain légèrement plat à l'extrême Ouest avec de moyennes pentes et accidenté vers l'Est ; et selon la carte topographique de la zone on remarque que les altitudes varient de 420 m à 530 m.



Figure I.3 : Carte topographique du nord-ouest du chef-lieu MAGHNIA Date de prise (30/04/2024) (la source : <https://fr-fr.topographic-map.com/> )

## I.5. Situation climatique

Le climat est la moyenne des changements mensuelles de température, de vents et d'autres conditions atmosphériques en tout point de la surface de la Terre sur plusieurs années. Pour les projets d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de comprendre ces facteurs car cela permet de comprendre les variations saisonnières des précipitations, les cycles de sécheresse, et les risques associés tels que l'assèchement des sources ou la contamination de l'eau. Ces informations aident à concevoir des systèmes robustes et durables pour répondre aux besoins en eau potable tout au long de l'année.

Le climat de la province de Tlemcen est méditerranéen, avec des influences continentales. La zone d'étude au nord-ouest du chef-lieu Maghnia a le même climat que la commune de Maghnia, caractérisé par des étés très chauds et secs, et des hivers humides et très froids. Les contrastes de température sont exagérés car le terrain rocheux favorise le chauffage diurne et le rayonnement nocturne.

### I.5.1. Température

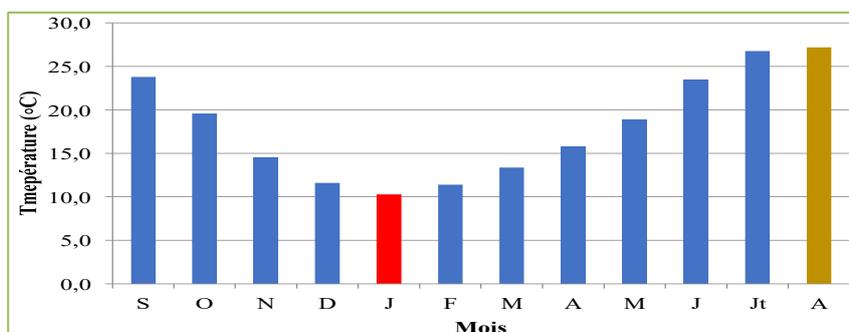
Pour cette étude nous nous sommes basés sur les données enregistrées à la station de Maghnia recueillies auprès de l'Office National de Météorologie (O.N.M. Oran) relative à la période (1977/1978 – 2013/2014) et avons actualisé la série (2014/2015 – 2020/2021) auprès de l'ANRH. Alors les valeurs de températures moyennes mensuelles sont données par le tableau suivant :

**Tableau I.1:** Valeurs des températures moyennes mensuelles (°C) à la station de Maghnia.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Annuel
Tmoy	23.8	19.6	14.5	11.6	10.3	11.4	13.4	15.7	18.8	23.5	26.8	27.2	18.045

(La source : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques Tlemcen ANRH)

Selon le tableau des températures moyennes mensuelles pour la période d'observation de 43 ans, deux seuils évidents de degrés différents peuvent être observés. La température mensuelle moyenne annuelle dans la région est d'environ 18,05°C. La période froide dure 4 mois, de novembre à mars de l'année suivante, le mois le plus froid étant janvier, avec une température minimale moyenne de 10,3°C, la période chaude dure 3 mois, de juin à septembre. Le mois le plus chaud de l'année à Maghnia est août avec une température maximale moyenne est de 27,2°C.



**Figure I.4:**  
des

moyennes mensuelles à la station de Maghnia (1977/1978–2020/2021).

Variations  
températures

### I.5.2. Pluviométrie

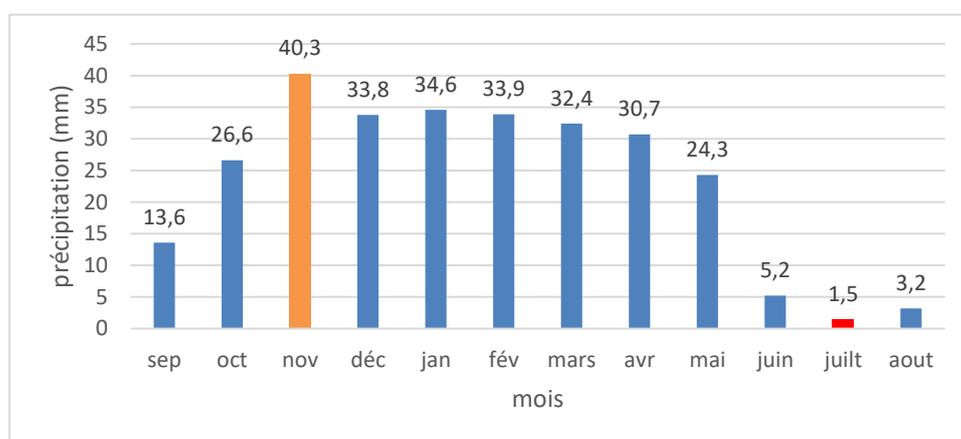
Les précipitations jouent un rôle essentiel dans le maintien de l'équilibre écologique et de l'approvisionnement en eau de la région, affectant ainsi la couverture végétale, les nappes phréatiques, les barrages et les plans d'eau. Ils peuvent également provoquer une dégradation de l'environnement par le processus d'érosion.

Dans la région méditerranéenne, des perturbations complexes des régimes de précipitations entraînent des irrégularités saisonnières. Comme c'est le cas à Maghnia et les précipitations varient d'une année à l'autre, avec des records de précipitations enregistrés en 1973 [731 m] et 1984 [134 m].

**Tableau I.2:** Précipitations moyennes mensuelles à la station de Maghnia (1977/1978-2020/2021)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout
P(mm)	13.6	26.6	40.3	33.8	34.6	33.9	32.4	30.7	24.3	5.2	1.5	3.2

(Source : ANRH Tlemcen)



**Figure**

**I.5:**

Répartition des précipitations mensuelles à la station de Maghnia.

La carte mensuelle des précipitations (Figure I.5) montre que la période pluvieuse de l'année dure 9 mois de l'août au juin, avec des précipitations d'au moins 13 mm pendant la période glissante de 31 jours. Le mois le plus pluvieux à Maghnia est novembre, avec une pluviométrie moyenne de 40,3 mm. La période sèche de l'année dure 2 mois, de juin à août et les précipitations sont quasi nulles en juillet, avec une pluviométrie moyenne de 1,5 mm.

### I.5.3. Humidité

L'humidité représente la quantité réelle de vapeur d'eau par rapport à la capacité maximale que l'air peut contenir à la même température. Il est essentiel de comprendre les niveaux d'humidité pour concevoir des stratégies de gestion de l'eau et garantir sa potabilité, car une humidité adéquate favorise la recharge des eaux souterraines et maintient les cours d'eau. Cependant, un excès d'humidité peut entraîner une contamination de l'eau.

D'après Bagnouls et Gaussen (1953), un mois sec est un mois où les précipitations sont inférieures à 2 fois la température moyenne mensuelles ( $P < 2T$ ). On peut aussi définir les mois à tendance sèche (Walter, 1955) comme étant ceux dont les précipitations sont comprises entre deux fois et trois fois la température moyenne mensuelle.

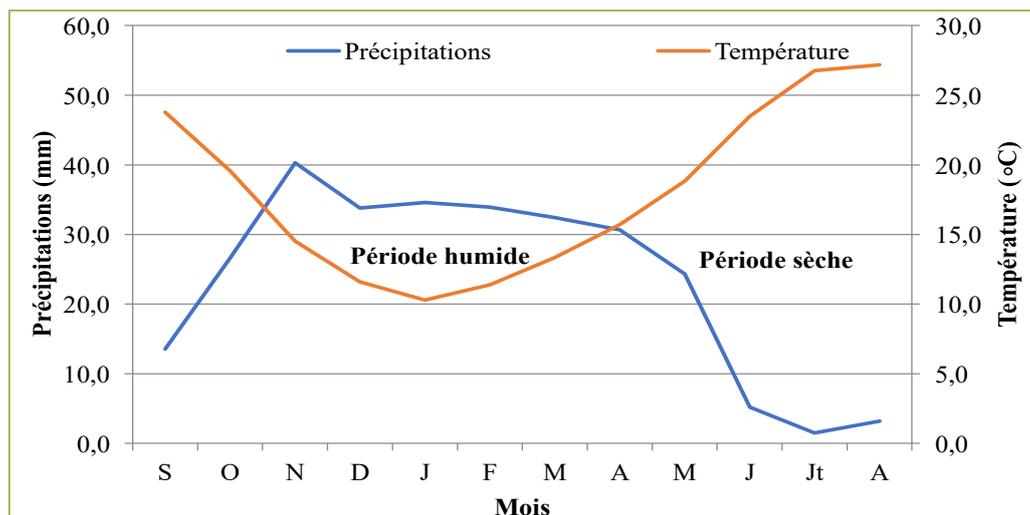


Figure I.6: Courbe pluviothermique (1977/1978-2020/2021) (Source : ANRH Tlemcen)

Le diagramme pluviothermique offre une représentation visuelle claire de deux périodes bien définies, une saison humide s'étalant de la mi-Octobre à la mi-Avril, et une saison sèche pour le reste de l'année.

#### I.5.4. Régime des vents

Le climat possède plusieurs éléments distincts, l'un d'entre eux étant le vent. Celui-ci est particulièrement intéressant pour évaluer la dispersion des polluants atmosphériques et ainsi prévenir la contamination des sources d'eau potable. Le vent a deux comportements durant l'année :

- La première concerne une partie de l'année où la température est basse et la pluviométrie élevée. Cette période est dominée par des vents de direction (ouest et sud-ouest) durant le jour et (nord à sud-ouest) pendant la nuit avec une forte intensité.
- La deuxième concerne l'autre période de l'année où la température est élevée par contre la pluviométrie s'abaisse jusqu'à zéro. Le vent (Est) domine le jour et une partie de la nuit avec faible intensité.

(Source : Centre d'Etudes et de Réalisation en Urbanisme de Tlemcen (URBAT))

Tableau I.3 : Vitesses du vent moyennes mensuel (m/s)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Vmoy(m/s)	4,44	4,44	4,19	4,14	3,75	3,47	3,25	3,25	3,42	3,58	4,22	4,44

(Source : <https://weatherspark.com/>)

- La vitesse moyenne mensuelle du vent à Maghnia connaît une variation cyclique saisonnière faible tout au long de l'année.
- La période la plus venteuse de l'année à Maghnia est d'octobre à mai, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à 3,58 m/s. Les mois les plus venteux de l'année sont de décembre à février, avec une vitesse moyenne mensuel du vent de 4,44 m/s.
- La période la plus calme de l'année est de mai à octobre, avec une vitesse minimale de 3,25 m/s.

## I.6. Situation géologique

La commune de Maghnia est située à proximité de l'oued Mouillah, principal affluent de la plaine locale. Son relief est composé de roches du Miocène, principalement de grès et de marnes d'étage helvétique, d'une épaisseur de plus de 1 000 mètres. Avec une exception de quelques traces de travertin mélangé à de l'onyx dans les zones supérieures. Les marnes sont connues pour leur faible perméabilité et compressibilité, tandis que les grès vont du sableux au siliceux et contiennent parfois du ciment calcaire. En résumé, le paysage est caractérisé par d'épaisses couches de marnes argileuses coiffées de solides bancs de grès. (**Voir annexe 01**)

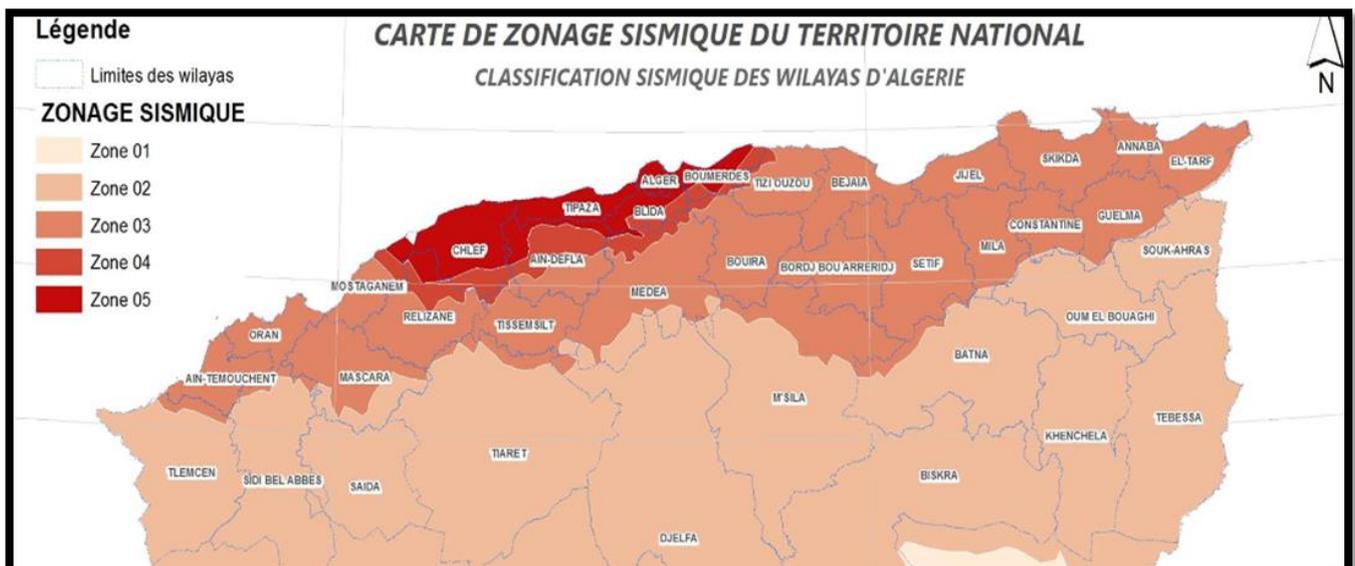
Les informations géologiques importantes sur la région de Maghnia sont :

- Le territoire de la commune et de la ville de Maghnia est situé à la limite nord de la grande fracture tectonique.
- Les principales structures géologiques sont le Paléozoïque, le Mésozoïque, le Jurassique et le Cénozoïque.
  - Le Paléozoïque est composé de schistes et de quartzites.
  - Le Mésozoïque comprend le Permien-Trias, la série Lias, la série Batong.
  - Le Jurassique supérieur est caractérisé par des grès du Callovo-Oxfordien, de Boumediene, de la dolomite de Tlemcen.
  - L'ère Cénozoïque est représentée par le Miocène et le Pliocène-Quaternaire, et la taille de ses particules varie de fine à grossière.

(Source URBAT)

### I.6.1. Sismicité

Cette région ne présente aucune trace structurale témoignant en faveur d'une tectonique sévère. Par ailleurs et du point de vue sismicité historique de la région, le tremblement de terre qui a ébranlé la région de Ain-Temouchent en 1998 est la preuve que la région présente des risques sismiques certains qu'il faut prendre en considération pour tout projet d'aménagement.



**Figure I.7** : carte zonage séismique de l'Algérie. Source : <https://www.researchgate.net/> (consulter :02/05/2024)

Les Règles Parasismiques Algériennes (R. P. A. 99 version 2003) classent cette région dans la zone de sismicité moyenne (Zone I). Toutefois, il est nécessaire de prévoir les mesures de conception et d'exécution des ouvrages de façon à fournir un degré de protection acceptable et ceci en fonction des règles parasismiques algériennes (R.P.A.) en vigueur.

(Source URBAT)

## I.7. Situation démographique

Les analyses socioéconomiques et démographiques sont essentielles pour garantir que les besoins en eau sont satisfaits. Il est donc nécessaire d'estimer la croissance démographique et de comprendre l'évolution de la consommation par habitant ainsi que des activités et des équipements dans la zone d'étude.

### I.7.1. Urbanisation

Notre zone d'étude s'étend sur une superficie d'environ 150 Hectares et se caractérise par une densité moyenne de 80 logements à l'hectare.

#### I.7.1.1. Pour habitat

- Habitat collectif :  $60 \text{logts/hectare} (222780.37 \cdot 60) / 10000 = \mathbf{1336 \text{logements}}$ .
- Habitat individuel :  $30 \text{logts/hectare} (306613.62 \cdot 30) / 10000 = \mathbf{920 \text{logements}}$ .
- Habitat existant : **1500 logements**.

#### I.7.1.2. Les équipements

Le schéma d'aménagement de cette zone urbaine a pour objectif de créer un espace intégré à l'environnement et à la ville, en prenant en compte les contraintes du terrain et les équipements existants. L'objectif principal est de développer un espace fonctionnel, dynamique et attrayant qui répond aux besoins de la population en termes de logements, d'équipements, d'aires de jeux et d'espaces verts.

- La liste des équipements existants est représentée dans tableau qui suit :

**Tableau I.4** : Les différents équipements existants pour l'aire d'étude.

Equipements	Nombre d'unités	Nature d'équipement
Ecole	02	Educatif
CEM	01	
Centre psychopédagogique	01	
Salle de soin	01	Sanitaires
Mosquée	02	Socioculturels

(Source : URBAT)

- La liste des équipements projetés est la suivante :

**Tableau I.5:** Les différents équipements pour l'aire d'étude.

Equipements	Nombre d'unités	Superficie (m <sup>2</sup> )	Nature d'équipement
Ecole Primaire	04	22543,53	Educatif
CEM	02	15279,14	
Lycée	03	31976	
Crèche	01	1631,34	
Centre de formation	01	1736	
Sureté Daïra	01	7918	Administratifs
Tribunal	01	15000	
Protection civile	01	3830	
Direction de service agricole	01	1240,36	
Siege de PTT	01	2026,35	
Annexe Administratif	01	600	
Centre de santé	01	1100	Sanitaires
Clinique EHP	01	2686,39	
Centre culturel	01	2831	Socioculturels
Complexe sportif	01	16166	
Stade	01	6175,24	
Parc d'attraction	01	9490,35	
Mosquée	02	6566	
Marché couverte	01	6030	Commerciaux
Hôtel	01	5105,82	
Station de transport	01	28911,93	
Salle des fêtes	01	3182,13	
Espace verts	01	8012.73	D'arrosage
Champ d'olivier	01	16409	

(Source : URBAT)

### I.7.2. Population

La zone d'étude comprend 3 756 logements projeté et existants avec un taux d'occupation de 5 à 6 personnes par logement (selon l'ONS), soit une population de 22 536 habitants.

$$3\ 756 \times 6 = 22\ 536 \text{ Hab.}$$

## I.8. Situation hydraulique

Le manque de réseau d'alimentation en eau potable et d'assainissement est un problème majeur dans la zone d'étude. Cependant, il existe un réseau d'adduction qui alimente la zone.

L'alimentation en eau potable de la zone d'étude est assurée par deux réservoirs jumelés de volume de  $2 \times 5000 \text{ m}^3$  sur sol de cote de terrain 514 m, ces derniers sont situés à l'ouest de la commune dans la zone 30S qui a des coordonnées Lambert de (614241,61 ; 3858303,39) m.

Les réservoirs sont alimentés par :

- Les eaux en provenance du la station de dessalement de Souk Tleta
- Les eaux en provenance du barrage de Hammam Bouhrara.

(D'après DRE Tlemcen)

### I.8.1. La station de dessalement de l'eau de mer de Souk Tleta

La station de dessalement de Souk Tleta (SDEM), située à 55 km de la zone d'étude, est entrée en service en 2011. Elle utilise la technique de l'osmose inverse avec une capacité de  $200000 \text{ m}^3/\text{jour}$ , mais actuellement la SDEM ne fonctionne qu'à 25 % de sa capacité. Cette station est capable de répondre aux besoins en eau potable de 19 communes, y compris la commune de Maghnia et Hammam Bouhrara à raison de  $63172,93 \text{ m}^3/\text{j}$  et de  $14353,24 \text{ m}^3/\text{j}$  pour la commune de Nedroma,

(Source : Station de traitement H.bouhrara, 2024)



Figure I.8 : Station de dessalement de Souk Tleta.

### I.8.2. Barrage de Hammam Bouhrara

Le barrage de Hammam Bouhrara se trouve à 13 Km à l'est de la ville de Maghnia (Willaya de Tlemcen). Il est situé sur l'Oued Tafna dans la partie Ouest de l'Algérie à la frontière marocaine. Le barrage occupe le lit majeur de l'oued Tafna jusqu'à 5 km en amont, où il se joint à l'Oued Mouilleh. Il est destiné à :

- L'alimentation en eau potable de toute la commune de H.bouhrara.
- L'alimentation en eau potable de la majorité de la commune de Maghnia.
- L'alimentation en eau potable du couloir de Chébikia vers Nedroma.
- L'irrigation de la plaine de Tafna.

Les caractéristiques du barrage sont présentées dans (l'annexe 02).

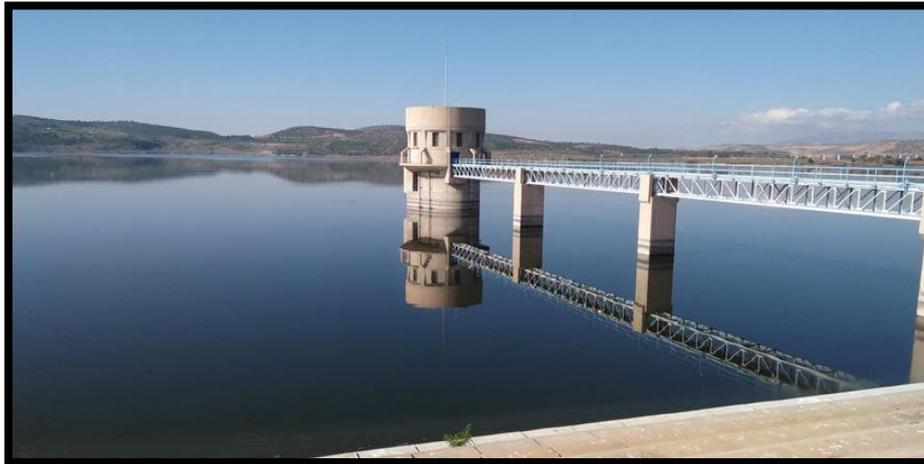


Figure I.9 : Tour de prise du barrage de Hammam Boughrara.

#### I.8.2.1. Station de traitement H.Boughrara

Conçue en 2004, d'une surface totale de 8335 m<sup>2</sup>, spécifiquement pour traiter les eaux brutes du barrage, qui contiennent des taux élevés de phosphates, d'ammonium et de métaux lourds.

Pour une meilleure fiabilité du processus, la station est construite en deux chaînes de traitement identiques et parallèles, dimensionnée pour traiter un débit brut entrant égal à 1050 m<sup>3</sup>/h par filière. La station produira un volume d'eau potable au voisinage des : 47 500 m<sup>3</sup>/j. Les processus de traitement se présente dans l'annexe 03 :



Figure I.10 : Station de traitement Hammam Boughrara.

#### I.8.2.2. Station de pompage

L'eau traitée produite par la station de traitement récupérée à la sortie des filtres à charbon se dirige à travers une conduite gravitaire de diamètre DN700 en fonte, vers le réservoir de réception de la première station de pompage nommée SP01, puis vers la deuxième station de pompage SP02. La station SP01 représente le point de départ du transfert d'eau potable Hammam Boughrara vers la ville de Maghnia.

Donc, il existe deux stations de pompages dans la ville de Maghnia dont les caractéristiques sont représentées dans les tableaux suivants :

**Tableau I.6 :** Caractéristiques des réservoirs de réception pour chaque station de pompage.

Réservoir	Type de réservoir	Capacité (m <sup>3</sup> )	Cote de radier(m)	Cote de trop plain (m)	Date de construction
SP1	Réservoir circulaire en béton armé	2 000	254,55	260	2004
SP2			388,56	392,5	2004

(Source : Station de traitement H.Boughrara ,2024)

**Tableau I.7 :** Caractéristique des stations de pompages.

Station	Débit refoulé (m3/h)	HMT (m)	Puissance G.E.P (KW)	N (tr/min)	Nbr de pompe	Anti bélier (m <sup>3</sup> )
SP1	990 (Nominale)	147	650	1493	2+1	10
SP2		147	650	1493	2+1	10

(Source : Station de traitement H.Boughrara ,2024)

Les fonctions de ces stations de pompage sont résumées dans le tableau qui suit :

**Tableau I.8 :** Le rôle de deux stations de pompage.

SP1	SP2
- Réception d'eau traitée par la station de traitement. - Refoulement vers la station de pompage n°2 en passant par une tour de déconnection.	- Pompage d'eau traité vers les deux réservoirs EST et OUEST à Maghnia

(Source : Station de traitement H.boughrara, 2024)



**Figure I.11 :** Station de pompage SP1

### I.8.2.3. Cheminée d'équilibre (Tour de déconnexion)

L'eau qui sort de la station de pompage SP01, traverse l'oued de Tefna jusqu'à la cheminée d'équilibre à Rekiza par une distance de 2,8 Km. Le rôle de cette cheminée est le suivant :

- La cheminée d'équilibre agit comme un réservoir tampon, stockant de l'eau à une pression constante. Cela garantit que la pression de l'eau reste stable, même lorsque la demande en eau varie dans le réseau.
- Elle réduit les surpressions produites par le coup de bélier.
- Son rôle principal est de réguler la pression de l'eau dans les canalisations pour assurer une pression constante et une distribution uniforme dans le réseau.

La fonction de la tour de déconnexion est de déconnecter hydrauliquement la partie amont, en provenance de la station de pompage n°01 de celle de l'aval, vers la station de pompage n°02, de manière à les rendre indépendantes pendant les phases transitoires. Pendant les phases de fonctionnement en régime permanent, la tour se comporte d'une manière transparente. Donc elle assure un double rôle, agit comme un réservoir tampon et un anti bélier pour le tronçon SP1 vers SP2.

**Tableau I.9** : Caractéristiques de réservoir d'équilibre.

Réservoir d'équilibre	Capacité (m <sup>3</sup> )	Cote terrain (m)	CTP (m)	Date de construction
	80	385	403	2004

(Source : Station de traitement H.bougrara, 2024)

### I.8.3. Les ouvrages de stockages

Après avoir réduire et stabilisé la pression de l'eau grâce à la cheminée d'équilibre, l'eau poursuit son parcours jusqu'à la deuxième station de pompage SP02. Elle y est refoulée vers deux complexe de stockage identique de capacité de 2\*5000 m<sup>3</sup>, situés à l'ouest et à l'est de la commune. Alors l'alimentation de la ville de Maghnia se fait à travers une conduite en fonte ductile de 12600 ml de longueur et d'un diamètre Ø700.

Le complexe de stockage ouest alimente le couloir de Chébia vers Nedroma à travers une conduite en fonte DN500, équipée d'une vanne de sectionnement à opercule et d'un compteur mécanique, en plus de l'alimentation de la zone OUEST de Maghnia (qui contient notre zone d'étude) par une conduite DN400 équipée à son tour d'une vanne de sectionnement à opercule et d'un compteur mécanique. Ces équipements sont :

- En amont du réservoir se trouve un regard de liaison entre la conduite en fonte sphéroïdale DN700 et le tuyau en acier qui pénètre dans le réservoir, équipé d'une vanne papillon manuelle.
- Le système exige que la conduite DN700 en acier (à l'entrée du réservoir et avant sa jonction avec les deux cuves) passe par un by-pass avec une vanne fermée pour l'alimentation directe de la zone OUEST de la ville de MAGHNIA en cas de besoin.
- A l'entrée du réservoir un débitmètre ultrasonique est installé pour la mesure du débit entrant.

- La poursuite de la ligne d'écoulement est divisée en deux branches (pour l'alimentation des deux cuves du réservoir) en DN700 PN16 équipées de vannes manuelles papillon de même DN et PN.
- Les cuves sont équipées d'indicateurs de niveau à ultrasons, ou le niveau d'alarme minimum et maximum est préfixé.
- Les deux branches sont réunies en aval pour former une conduite unique DN700 qui converge en DN400 (pour l'alimentation en eau potable de la zone OUEST Maghnia), équipée d'un compteur mécanique.
- Les deux cuves sont équipées de vidanges par le bas en acier DN300 PN6 avec vannes à ouverture rapide, en plus des conduites de trop plein toujours en acier DN600 PN6.

➤ Voir l'**annexe 04** qui contient la schématisation du complexe de stockage ouest.

Les deux réservoirs sont identiques de type cylindrique projeté semi-enterrées, présentés dans le tableau suivant :

**Tableau I.10** : Caractéristiques des ouvrages de stockage.

NOM	X (km)	Y (km)	CR(m)	CTP(m)	V (m <sup>3</sup> )	DMS	M C
<b>Zone Ouest [01]</b>	614231.04	3858279.95	514	520	5000	1991	Béton armé
<b>Zone Ouest [02]</b>	614247.88	3858326.76	514	520	5000	1991	Béton armé

(Source : Station de traitement H.boughrara, 2024)

## I.9. Conclusion

En conclusion, ce chapitre nous a fourni les données essentielles pour décrire de manière approfondie la zone d'étude sous différents angles, tels que la géologie, la démographie et la situation hydraulique. Ces informations constituent une base pour une étude approfondie du système d'alimentation en eau potable de la zone nord-ouest de la commune de Maghnia. Ainsi, nous avons pu dresser un portrait détaillé de la région, caractérisée par un terrain accidenté, une activité sismique moyenne et un climat méditerranéen.

**CHAPITRE II**  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

## Chapitre II

### Estimation des besoins en eau

#### II.1. Introduction

Pour garantir que les besoins en eau potable continuent d'être satisfaits sur le long terme, les réseaux d'approvisionnement sont soigneusement planifiés, en tenant compte des estimations des populations futures. Cette prévision, qui s'étend sur 30 ans, est essentielle à la conception du réseau, qui doit être dimensionné pour répondre à la demande anticipée. Cette approche préventive vise donc à assurer une distribution d'eau potable efficace et durable, adaptable aux évolutions démographiques futures.

#### II.2. Estimation de la population à l'horizon d'étude

L'estimation de la population future se fait pour un horizon de 30 ans c'est-à-dire pour l'année 2054, nous adopterons pour notre zone d'étude un taux d'accroissement de 1.1 % (APC Maghnia). La zone d'étude se caractérise par un nombre d'habitants actuel de 9 000 habitants. La formule des intérêts composés est utilisée pour déterminer l'évolution de la population en Algérie.

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

$P_n$ : la population à l'horizon de calcul ;

$P_0$ : Population à l'année de référence ;

$n$  : Nombre d'années séparant les deux horizons ;

$\tau$  : Taux d'accroissement de la population en % ; qui dépend de plusieurs facteurs :

- Mode de vie.
- L'éducation (planning familial).
- Le développement socioculturel.

L'évolution de la population à long terme est représentée dans le tableau suivante :

**Tableau II.1:** Nombre de la population à long terme.

Horizon	2024	2038	2054
<b>Zone d'étude</b>	9000	22536	26847

Donc à l'horizon 2054, le nombre d'habitants de la zone d'étude sera de 26 847 habitants.

#### II.3. Evaluation des débits

L'évaluation des débits dans un projet d'alimentation en eau potable est essentielle pour concevoir un réseau efficace. Elle vise à déterminer les quantités d'eau nécessaires pour répondre aux besoins des consommateurs. Cette évaluation inclut le calcul de divers débits (dimensionnement, distribution, journaliers) en tenant compte de facteurs tels que la consommation spécifique, les habitudes des usagers, la durée de vie des installations. Son but est d'assurer un approvisionnement constant en eau de qualité, en satisfaisant les exigences de pression et de débit. Cette évaluation est cruciale pour concevoir des systèmes d'alimentation en eau potable adaptés aux besoins actuels et futurs de la population desservie.

**II.3.1. Catégorie des besoins en eau**

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population, ce qui nécessite des normes de consommation unitaires fixes. Les ressources en eau doivent satisfaire ces besoins tant en termes de qualité que de quantité. La qualité et la quantité d'eau à garantir dépendent des types de consommation, ce qui requiert le recensement de toutes les catégories de consommateurs. Il est crucial d'anticiper l'évolution démographique, de répartir la consommation entre les secteurs et de mettre en place des mesures de conservation afin d'assurer une alimentation en eau adéquate.

- **Besoins domestiques :**

Nous faisons référence aux besoins domestiques qui incluent l'utilisation de l'eau pour des usages tels que la boisson, la préparation des repas, l'hygiène personnelle, le lavage de la vaisselle et des vêtements, les douches et l'arrosage des jardins familiaux...

- **Besoins publics :**

L'eau est utilisée à de nombreuses fins, telles que le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des véhicules, ainsi que pour répondre aux besoins en eau des casernes, des administrations, des cantines et autres installations similaires.

- **Besoins d'incendie :**

Les quantités d'eau nécessaires pour lutter contre les incendies dépendent de plusieurs facteurs, notamment des caractéristiques des habitations, de la présence d'activités industrielles et du nombre probable de risques d'incendie...

- **Besoins des fuites et du gaspillage :**

Les pertes d'eau, qu'elles soient dues à des fuites dans les canalisations ou à une utilisation inefficace, représentent de 20 à 30% du débit moyen journalier. Ces fuites sont causées par l'état du réseau de distribution et peuvent atteindre jusqu'à 20% de la consommation quotidienne, même dans les réseaux récents. Le gaspillage d'eau dépend des habitudes et des pratiques des utilisateurs. Par conséquent, une gestion efficace de l'eau nécessite à la fois la réduction des fuites et une utilisation responsable de cette ressource essentielle.

- **Besoins scolaires :**

La quantité d'eau nécessaire pour répondre aux besoins en eau potable, pour l'hygiène personnelle, le nettoyage et les autres activités éducatives des élèves et du personnel d'une école est importante. Il est essentiel de fournir de l'eau potable pour boire, préparer les repas, laver et nettoyer les locaux. Il est également important de promouvoir un environnement propice à la consommation d'eau au sein de l'établissement scolaire.

- **Besoin d'arrosage**

### II.3.2. Choix de la dotation

La dotation est accentuée par des fluctuations saisonnières, avec des besoins atteignant leur minimum en hiver et leur maximum en été. En se conformant aux normes internationales, elle est établie pour couvrir les besoins en eau urbaine, en irrigation domestique, en consommation publique et en pertes, assurant ainsi une gestion efficace et équilibrée des ressources hydriques.

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

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- L'existence de la ressource.

(Messaoudi, 2023)

**Tableau II.2 :** Typologie Agglomérations.

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS / STRATES DE POPULATION	
DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles :	Villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur » :	100.000 < pop. < 300.000 habitants
L'urbain :	20.000 < pop. < 100.000 habitants
Semi urbain :	5.000 < pop. < 20.000 habitants
Semi rural :	3.000 < pop. < 5.000 habitants
Rural aggloméré :	600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants
Rural éparsé :	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

(Source : PNE)

A l'horizon de 30 ans le nombre d'habitants devient 26847 est entre (20000 et 100000) habitants, notre agglomération est de type urbain.

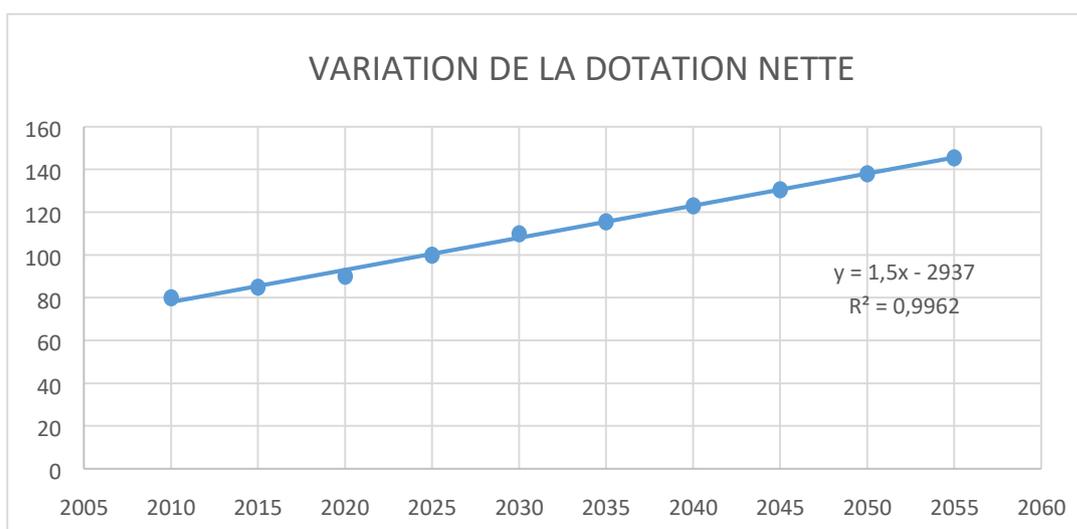
La méthode pour déterminer la dotation de la population est de calculer la dotation brute à partir de la dotation nette et du rendement du réseau en utilisant l'hypothèse tendancielle.

**Tableau II.3** : Proposition de dotation de l'atelier MRE du 26 avril 2009

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

(Source : PNE)

Selon HYPOTHESE TENDANCIELLE de notre agglomération urbaine, la dotation nette est de 110 l/j/hab à l'horizon 2030. Pour connaître la dotation nette à l'horizon 2054 on trace la courbe tendancielle de notre agglomération, et d'après l'équation de la courbe on trouve que la dotation nette à l'horizon 2054 est de 144 l/j/hab.

**Figure II.1** : Courbe d'évolution des dotations nettes

### II.3.2.1. Rendements des réseaux

Ce facteur rendement des infrastructures hydrauliques représente la perte entre la ressource brute mobilisée en amont et le consommateur « au robinet », et doit prendre en compte les pertes sur le réseau de distribution mais également les pertes au niveau des ouvrages de traitements et d'adductions.

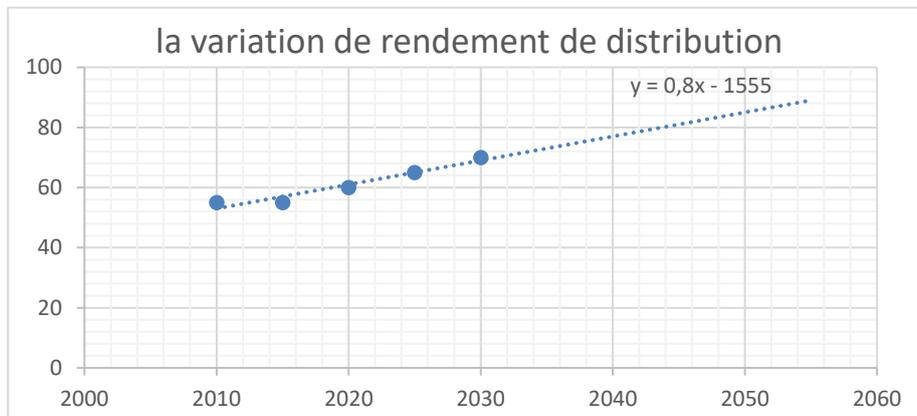
(Source : PNE)

**II.3.2.2. Rendement de distribution**

**Tableau II.4 :** Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution.

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

(Source : PNE)



**Figure II.2 :** la courbe d'évolution des rendements de distribution.

On a:

$$dot_{brute}(2024) = dot_{nette} \times \frac{1}{\eta} \dots \dots \dots (II.2)$$

**Tableau II.5 :** Dotation nette en question des différents horizons.

Horizon	Actuel 2024	Moyen terme 2038	Long terme 2054
Dotation nette (l/j/hab)	99	120	144
$\eta$	64,2 %	75,4 %	88,2 %
Dotation brute (l/j/hab)	154	159	163

**II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière**

La consommation moyenne journalière est un indicateur essentiel pour évaluer les besoins en eau d'un système d'approvisionnement. Cet indicateur prend en compte les différents usages de l'eau, tels que les besoins domestiques, sanitaires et industriels... permet de déterminer le débit de pointe pour dimensionner le réseau. Dans notre projet, nous estimons la consommation moyenne journalière en fonction du niveau de développement sanitaire et des habitudes de la population.

La consommation moyenne journalière d'une zone donnée est égale à la dotation par habitant multipliée par le nombre total d'habitants et s'exprime avec la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{dot \times N}{1000} (m^3/j) \dots \dots \dots (II.3)$$

Avec :

$Q_{moyj}$  : consommation (débit) moyenne journalière en (m<sup>3</sup>/j) ;

$Dot$  : dotation moyenne en (l/j/unité) ; déterminer selon (l'annexe 05).

$N$  : nombre d'unité ;

**II.4.1. Besoins domestiques**

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

**Tableau II.6 :** Besoins domestiques moyens journalière de différents horizons.

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q moy <sub>j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2024	9000	154	1386
2038	22536	159	3583,224
2054	26847	163	4376,061

**II.4.2 Besoins scolaires**

Le tableau II.7 donne les besoins scolaires :

**Tableau II.7 :** Besoins scolaires moyens journaliers

Désignation	Unité	Nombre	Effectif totale	Dotation L/j/unité	Q moy <sub>j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
École primaires	Élève	06	1894	15	28,41
C.E.M	Élève	03	1383	15	20,745
Lycée	Élève	03	2540	15	38,1
Crèche	Enfant	01	30	15	0,45
Centre de formation	Élève	01	320	15	4,8
Centre psychopédagogique	Personne	01	250	15	3,75
<b>TOTAL</b>					<b>96,255</b>

**II.4.3. Besoins sanitaires**

Les besoins des établissements sanitaires sont :

**Tableau II.8 :** Besoins sanitaires moyens journaliers

Désignation	Unité	Nombre	Effectif totale	Dotation L/j/unité	Qmoy <sub>j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Centre de santé	Lit	01	32	15	0,48
Clinique EHP	Lit	01	23	15	0,345
Salle des soins	Lit	01	15	20	0,3
<b>Total</b>					<b>1,125</b>

**II.4.4. Besoins administratifs**

Les besoins des administrations sont donnés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.9 :** Besoins administratifs moyens journaliers

Équipement	Unité	Nombre	Effectif totale	Dotation (l/j/employé)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
Sureté Daïra	Employé	01	42	15	0,63
Tribunal	Employé	01	50	15	0,75
Protection civile	Employé	01	30	50	1,5
Direction de service agricole	Employé	01	20	15	0,3
Siege de PTT	Employé	01	14	15	0,21
Annexe Administratif	Employé	01	25	15	0,375
<b>Total</b>					<b>3,765</b>

**II.4.5. Besoins Socioculturels**

Les besoins socio-culturels sont calculés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10 :** Besoins socioculturels moyens journaliers

Équipement	Unité	Nombre	Effectif totale	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
Centre culturel	m <sup>2</sup>	01	2831	15	42,465
Complexe sportif	m <sup>2</sup>	01	16166	5	80,83
Stade	Vestiaire	01	2	60	0,12
Parc d'attraction	Personne	01	38	10	0,38
Mosquée	Fidèle	04	2900	10	29
<b>Total</b>					<b>152,795</b>

**II.4.6. Besoins commerciaux**

On détermine les besoins des différents commerces.

**Tableau II.11 :** Besoins commerciaux moyens journalière.

Équipement	Unité	Nombre	Effectif totale	Dotation (l/j/ unité)	Qmoy,j (m3/j)
Marché couvert	m <sup>2</sup>	01	6030	5	30,15
Hôtel	Chambre	01	100	230	23
Station de transport	m <sup>2</sup>	01	28911,93	2	57,82
Salle des fêtes	Personne	01	300	20	6
<b>Total</b>					<b>116,97</b>

**II.4.7. Besoin d'arrosages**

Les besoins d'arrosage sont déterminés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.12 :** Besoins d'arrosage moyens journaliers

Équipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/ unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Espace verts	m <sup>2</sup>	8012,73	6	48,076
Champ d'olivier	m <sup>2</sup>	16409	25	410,225
<b>Total</b>				<b>458,301</b>

**II.4.8. Besoins globaux de l'agglomération**

Les besoins globaux en eau potable de la zone d'étude sont résumés sur le tableau ci-dessous :

**Tableau II.13 :** Besoins moyen journalière totaux de la zone d'étude.

Désignation	Q moy <sub>j</sub> (m <sup>3</sup> /J)
Besoins scolaires	96,255
Besoins administratifs	3,765
Besoins sanitaires	1,125
Besoins socioculturels	152,795
Besoins commerciaux	116,97
Besoins d'arrosage	458,301
<b>Total</b>	<b>829,211</b>

**II.4.9. Récapitulation des besoins en eau de la ville**

Pour l'année 2038 et 2054 nous n'avons pas des statistiques précisées concernant les équipements, donc nous prévoyons d'une façon estimative une augmentation de 10% et 20% respectivement. Donc on calcule les débits d'équipement pour les différents horizons :

**Tableau II.14 :** Récapitulation des débits d'équipement pour les différents horizons.

Horizon	Taux de croissance	Q équipement futur (m <sup>3</sup> /j)
<b>2024 (actuel terme)</b>	\	829,211
<b>2038(moyen terme)</b>	10%	912,132
<b>2054 (long terme)</b>	20%	995,053

(Source : DRE Tlemcen)

La consommation moyenne journalière est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau II.15 :** La consommation moyenne journalière totale de l’agglomération

Horizon	Besoin domestique (m <sup>3</sup> /j)	Besoin d’équipement (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2024	1386	829,211	2215,211
2038	3583,224	912,132	4495,356
2054	4376,061	995,053	5371,114

## II.5. Variation de la consommation journalière

### II.5.1. Consommation maximale journalière

La consommation journalière maximale représente la consommation d’eau maximale du jour le plus chargé de l’année, est la base qui prédétermine le dimensionnement de l’ensemble des infrastructures hydrauliques, qu’il s’agisse des adductions, des réseaux d’AEP, des capacités de stockage ou des installations de pompage. D’après Q<sub>maxj</sub>, nous pouvons dimensionner directement le réseau d’adduction par refoulement.

Elle est définie par le coefficient d’irrégularité journalière maximum (K<sub>max j</sub>) qui tient compte des variations journalières de la consommation nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Il représente le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max j} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moy j}} \dots\dots\dots (II.5)$$

Avec :

Q<sub>moy j</sub> : débit moyen journalier ;

Q<sub>max j</sub> : débit maximum journalier ;

K<sub>max j</sub> = (1,1 ÷ 1,3), on prend **K<sub>max j</sub> = 1,2**.

### II.5.2. Consommation minimale journalière

Le débit minimum journalier qui représente la consommation d’eau minimale du jour le moins chargé de l’année, est identifié par un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière. Ce rapport est appelé par coefficient d’irrégularité journalière minimum (K<sub>min j</sub>), représenté dans la formule suivante :

$$K_{min j} = \frac{Q_{min j}}{Q_{moy j}} \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec :

Q<sub>min j</sub> : débit minimum journalier ;

K<sub>min j</sub> = (0,7 ÷ 0,9), on prend **K<sub>min j</sub> = 0,8**.

Les consommations journalières sont représentées par le tableau suivant :

**Tableau II.16:** Calcul des consommations maximale et minimale journalières.

Horizon	Q <sub>moy j T</sub> (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>max j</sub>	Q <sub>max j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>min j</sub>	Q <sub>min j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2024	2215,211	1,2	2658,253	0,8	1772,169
2038	4495,356	1,2	5394,427	0,8	3596,285
2054	5371,114	1,2	6445,337	0,8	4296,891

## II.6. Variation de la consommation horaire

La consommation d'eau varie tout au long de la journée en fonction du mode de vie et des habitudes de la population, avec des périodes de faible consommation (Q<sub>min h</sub>) et de forte consommation (Q<sub>max h</sub>). La consommation horaire permet donc de planifier efficacement la production et la distribution d'eau, afin de répondre à la demande fluctuante tout en minimisant les risques de pénurie ou de gaspillage.

### II.6.1. Consommation moyenne horaire

La consommation moyenne horaire fait référence à la quantité moyenne d'eau potable utilisée par les consommateurs d'une région en une heure. Cette mesure est souvent utilisée pour évaluer la demande en eau à différents moments de la journée. Elle joue un rôle essentiel dans le dimensionnement adéquat du réseau de distribution d'eau et de la conduite d'adduction.

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy h} = \frac{Q_{max j}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.7)}$$

Avec :

Q<sub>moy h</sub> : Le débit moyen horaire en (m<sup>3</sup>/h) ;

Q<sub>max j</sub> : Le débit maximum journalier en (m<sup>3</sup>/j) ;

### II.6.2. Consommation maximale horaire

La consommation maximale horaire se produit pendant les heures de pointe de la journée, ce qui permet de dimensionner le réseau de distribution. Il est calculé par la formule suivante :

$$Q_{max h} = K_{max h} \times Q_{moy h} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.8)}$$

La consommation maximale horaire est évalué en fonction du coefficient d'irrégularité maximale de la consommation horaire (K<sub>max h</sub>), qui représente l'augmentation de la consommation horaire lors de la journée la plus chargée de l'année. Il prend en compte la croissance de la population, le niveau de confort et les horaires de travail de l'industrie. En général, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients α<sub>max</sub> et β<sub>max</sub> tel que :

$$K_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots \text{(II.9)}$$

Avec :

$\alpha_{max}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local ;

➤ Pour notre cas on prend :  $\alpha_{max} = 1,3$ .

$\beta_{max}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population ;

**Tableau II.17** : Variation de  $\beta_{max}$  et  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitant.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1
$\beta_{min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

(Source : Salah.B, Alimentation En Eau Potable Des Agglomération, 2014)

Donc pour notre cas par interpolation on trouve :

- $\beta_{max} = 1,325$  pour 2024.
- $\beta_{max} = 1,185$  pour 2038.
- $\beta_{max} = 1,165$  pour 2054.

**Remarque :**

La consommation maximale horaire s'écrit sous la forme :

$$Q_{max h} = (K_{max j} \times K_{max h}) Q_{moy j} (m^3/h) \dots \dots \dots (II.10)$$

$K_{max j} \times K_{max h}$  : est le coefficient de pointe ;

**II.6.3. Consommation minimale horaire**

La consommation minimale horaire se produit pendant les heures de faible consommation tout au long de la journée. Elle joue plusieurs rôles importants :

- Elle permet de planifier les périodes de maintenance et de réparation des équipements tout en garantissant un approvisionnement continu en eau potable.
- Elle aide à optimiser la gestion du réseau de distribution en ajustant la pression et en contrôlant les débits pour répondre efficacement à la demande, tout en réduisant au minimum les pertes d'eau dues à des écoulements inutiles.
- Elle permet de déterminer les fuites et de nettoyer les réservoirs.

Le  $Q_{min h}$  calculer par la formule suivante :

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

Ce paramètre déterminé à partir le coefficient d'irrégularité minimale horaire  $K_{min h}$ , et décompose en deux autres coefficients  $\alpha_{min}$  et  $\beta_{min}$  tel que :

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

Avec :  
 $\alpha_{min}$ : varie de 0,4 à 0,6 ; pour notre cas on prend  $\alpha_{min} = 0,5$ .  
 $\beta_{min}$ : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population ;  
 D'après le tableau (II.16) et pour notre cas, alors par interpolation on trouve :

- $\beta_{min} = 0,363$  pour 2024.
- $\beta_{min} = 0,53$  pour 2038.
- $\beta_{min} = 0,57$  pour 2054.

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont résumés par le tableau suivant :

**Tableau II.18:** Calcul des consommations maximale et minimale horaires.

Horizon	Qmax j (m <sup>3</sup> /j)	Qmoy h (m <sup>3</sup> /h)	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max h}$	Qmax h (m <sup>3</sup> /h)	$\alpha_{min}$	$\beta_{min}$	$K_{min h}$	Qmin h (m <sup>3</sup> /h)
2024	2658,253	110,761	1,3	1,325	1,723	190,84	0,5	0,363	0,182	20,158
2038	5394,427	224,768	1,3	1,185	1,541	346,367	0,5	0,53	0,265	59,563
2054	6445,337	268,556	1,3	1,165	1,515	406,862	0,5	0,57	0,285	76,538

### II.7. Régime de consommation de l'agglomération

La variation des débits horaires dans une agglomération tout au long de la journée dépend du nombre d'habitants. Cette variation est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Dans notre cas, nous choisissons la répartition de la colonne de 10 001 et 50 000 habitants. Cette décision est basée sur le nombre projeté de 26847 habitants dans notre zone de l'horizon 2054. Nous avons créé un graphique qui illustre cette variation en pourcentage, afin de montrer comment les débits horaires fluctuent en fonction du nombre d'habitants tout au long de la journée. **(Voir annexe 06)**

Le régime de consommation de l'agglomération calcule par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{C_h \% \times Q_{max j}}{100} (m^3/h) \dots \dots \dots (II.13)$$

Avec :  
 $Q_h$ : le débit de consommation horaire en (m<sup>3</sup>/h) ;  
 $C_h \%$  : La consommation horaire en (%) ;

## II.7.1. Régime de consommation de l'agglomération en 2024

Tableau II.19: Variation des consommation horaires de l'agglomération (2024).

h	Consommation totale $Q_{\max J} = 2658,253 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	Ch (%)	Qh (m <sup>3</sup> /h)	Ch cumulé (%)	Qh cumulé (m <sup>3</sup> /h)
00-01	1,5	39,874	1,5	39,874
01-02	1,5	39,874	3,0	79,748
02-03	1,5	39,874	4,5	119,621
03-04	1,5	39,874	6,0	159,495
04-05	2,5	66,456	8,5	225,952
05-06	3,5	93,039	12,0	318,990
06-07	4,5	119,621	16,5	438,612
07-08	5,5	146,204	22,0	584,816
08-09	6,25	166,141	28,25	750,956
09-10	6,25	166,141	34,5	917,097
10-11	6,25	166,141	40,8	1083,238
11-12	6,25	166,141	47,0	1249,379
12-13	5	132,913	52,0	1382,292
13-14	5	132,913	57,0	1515,204
14-15	5,5	146,204	62,5	1661,408
15-16	6	159,495	68,5	1820,903
16-17	6	159,495	74,5	1980,398
17-18	5,5	146,204	80,0	2126,602
18-19	5	132,913	85,0	2259,515
19-20	4,5	119,621	89,5	2379,136
20-21	4	106,330	93,5	2485,467
21-22	3	79,748	96,5	2565,214
22-23	2	53,165	98,5	2618,379
23-24	1,5	39,874	100,0	2658,253
<b>Total</b>	100	2658,253		

À partir de ce tableau on trouve :

- $Q_{\max h} = 166,141 \text{ (m}^3/\text{h)}$ .
- $Q_{\min h} = 39,874 \text{ (m}^3/\text{h)}$ .

Les résultants précédents de Tableau permettent de tracer le diagramme à barre et courbe intégral de la consommation en eau horizon 2024.

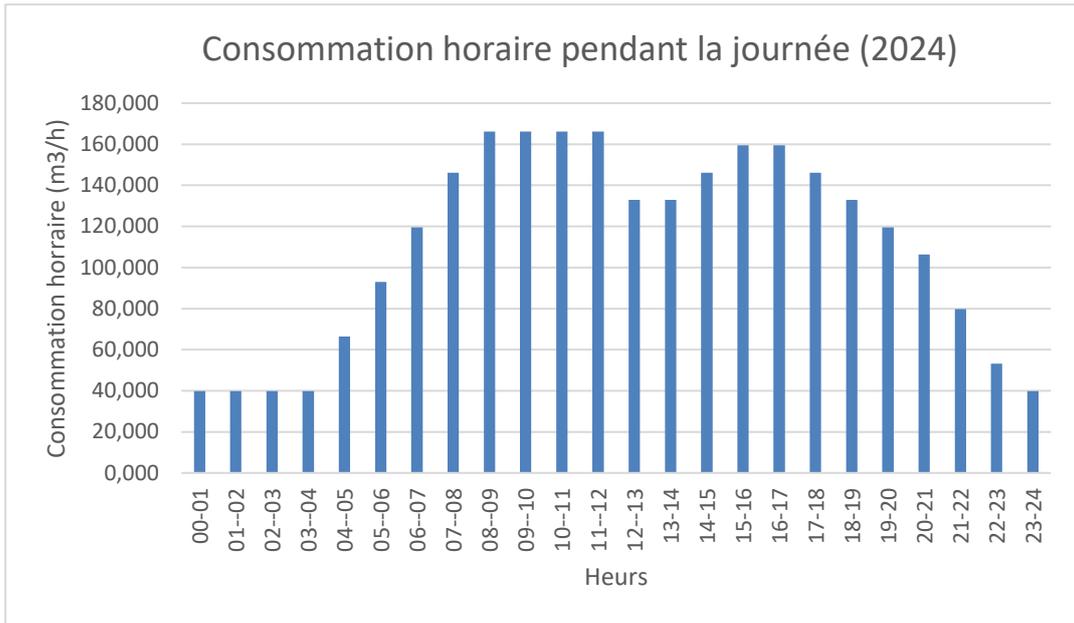


Figure II.3 : Graphique de la consommation horaire pendant la journée (2024).

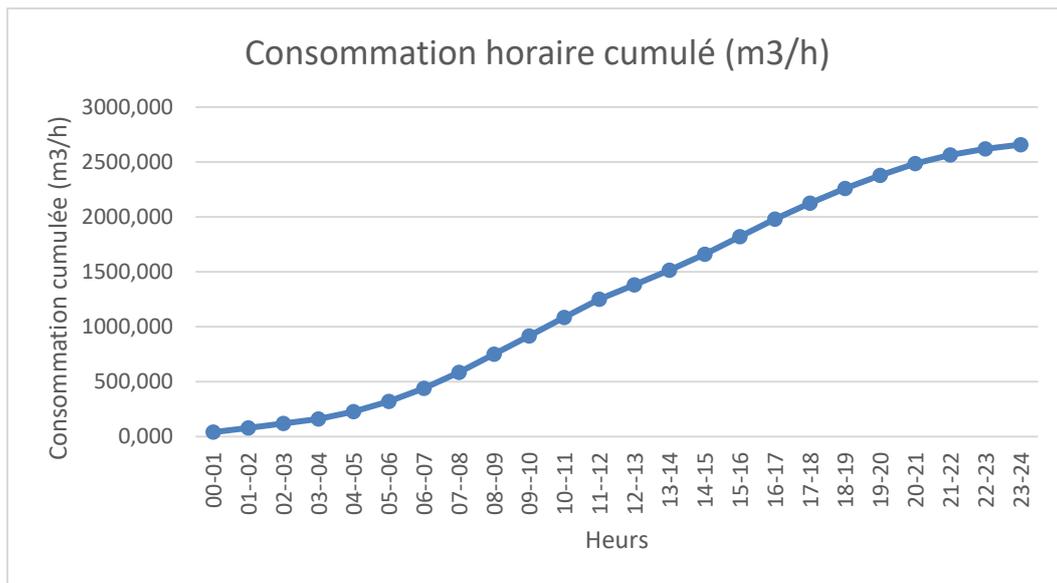


Figure II.4: Courbe de la consommation cumulée (2024).

## II.7.2. Régime de la consommation de l'agglomération à l'horizon 2054

Tableau II.20 : Variation des débits horaires (2054).

h	Consommation totale $Q_{\max J} = 6445,337 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	Ch (%)	Qh (m <sup>3</sup> /h)	Ch cumulé (%)	Qh cumulé (m <sup>3</sup> /h)
00-01	1,5	96,680	1,50	96,680
01-02	1,5	96,680	3,00	193,360
02-03	1,5	96,680	4,50	290,040
03-04	1,5	96,680	6,00	386,720
04-05	2,5	161,133	8,50	547,854
05-06	3,5	225,587	12,00	773,440
06-07	4,5	290,040	16,50	1063,481
07-08	5,5	354,494	22,00	1417,974
08-09	6,25	402,834	28,25	1820,808
09-10	6,25	402,834	34,50	2223,641
10-11	6,25	402,834	40,75	2626,475
11-12	6,25	402,834	47,00	3029,308
12-13	5	322,267	52,00	3351,575
13-14	5	322,267	57,00	3673,842
14-15	5,5	354,494	62,50	4028,336
15-16	6	386,720	68,50	4415,056
16-17	6	386,720	74,50	4801,776
17-18	5,5	354,494	80,00	5156,270
18-19	5	322,267	85,00	5478,536
19-20	4,5	290,040	89,50	5768,577
20-21	4	257,813	93,50	6026,390
21-22	3	193,360	96,50	6219,750
22-23	2	128,907	98,50	6348,657
23-24	1,5	96,680	100,00	6445,337
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>6445,337</b>		

À partir de ce tableau on trouve :

- $Q_{\max h} = 402,834 \text{ (m}^3/\text{h)}$ .
- $Q_{\min h} = 96,68 \text{ (m}^3/\text{h)}$ .

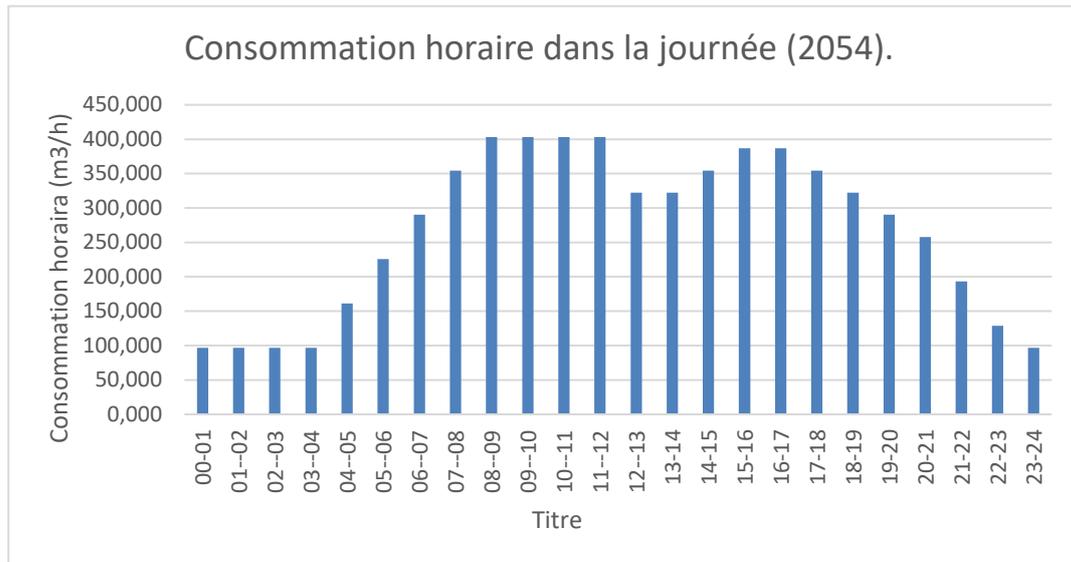


Figure II.5 : Graphique de la consommation horaire dans la journée (2054).

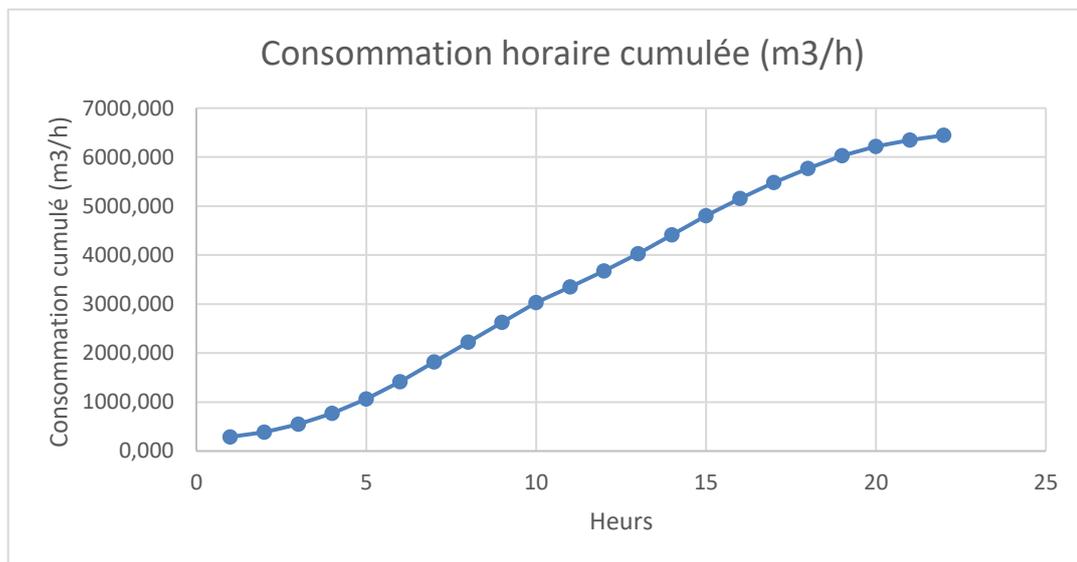


Figure II.6: Courbe de la consommation cumulée

## II.8. Bilan Ressources-besoins de la zone d'étude

Notre zone d'étude est alimentée par deux sources d'eau principales : les eaux du barrage de Hammam Boughrara et celles de la station de dessalement de l'eau de mer de Souk Tleta (SDEM).

Nous supposons que les débits fournis par le barrage et la SDEM restent constants dans le temps afin d'évaluer leur capacité à répondre aux besoins de la zone d'étude. Étant donné que la station de traitement en aval du barrage approvisionne plusieurs agglomérations, il est nécessaire d'estimer les besoins journaliers de ces zones. Nous incluons également dans cette évaluation l'eau fournie par la SDEM à ces agglomérations.

### II.8.1 Estimation des besoins journaliers des communes alimentées par le barrage :

L'estimation des besoins journaliers des communes alimentées par le barrage de H.Bouhrara et SDEM est présentée dans l'**annexe 07**.

Les consommations maximales journalières pour ces agglomérations sont représentés dans le tableau suivante :

**Tableau II.21** : Consommation maximale journaliers des communes pour différents horizon.

Horizon	Qmoy j totale (m <sup>3</sup> /j)	Kmax j	Qmax j totale (m <sup>3</sup> /j)
2024	29252,94	1,2	35103,53
2038	34966,41	1,2	41959,69
2054	42956,96	1,2	51548,35

### II.8.2. Bilan des ressources-besoins

Dans le tableau suivant, nous comparons, pour différents horizons, les besoins en eau potable de la zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia avec la production disponible du barrage de Hammam Bouhrara, après avoir été traitée à la station, en prenant en considération toutes les communes qui sont alimentées par les eaux de cette station.

**Tableau II.22** : Bilan Ressources-Besoins à différents horizons.

Horizon	2024	2038	2054
<b>Besoins journaliers de notre zone d'étude Qmax j (m<sup>3</sup>/j)</b>	2658,253	5394,427	6445,337
<b>Besoins journaliers de autres communes Qmax j (m<sup>3</sup>/j)</b>	35103,53	41959,69	51548,35
<b>Les besoins maximale journaliers totale (m<sup>3</sup>/j)</b>	37761,8	47354,1	57993,7
<b>Production du barrage (m<sup>3</sup>/j)</b>	47500	47500	47500
<b>Production de SDEM (m<sup>3</sup>/j)</b>	77526,17	77526,17	77526,17
<b>Production totale (m<sup>3</sup>/j)</b>	125026,17	125026,17	125026,17
<b>Bilan (m<sup>3</sup>/j)</b>	87264,4	77672,0	67032,5
<b>Bilan (l/s)</b>	1010,0	899,0	775,8

(Bilan = Production - Besoins journaliers)

D'après le tableau (II.23), il est possible de conclure que la capacité des ressources est suffisante jusqu'à l'horizon 2054. Alors, nous n'avons pas besoin de chercher une autre source d'eau.

## **II.9. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une évaluation approfondie des débits d'eau nécessaires pour la zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia. Nous avons calculé les débits journaliers maximums et minimums, actuels ainsi que projetés jusqu'en 2054, permettant ainsi de déterminer avec précision les débits horaires moyens, maximums et minimums.

De plus, nous avons effectué un bilan détaillé des besoins en eau potable pour différents horizons temporels, tout en analysant la production de la station de traitement de Hammam Bouhrara ainsi que la station de dessalement de Souk Tleta et en prenant en considération toutes les zones alimentées par le barrage. Les résultats démontrent que les ressources actuelles sont suffisantes pour répondre aux besoins jusqu'en 2054.

Ces calculs approfondis ont également servi de base pour dimensionner de manière optimale le réseau de distribution, anticipant ainsi les besoins futurs en eau de la région. Cette approche rigoureuse garantira la mise en place d'infrastructures adaptées et durables pour l'alimentation en eau potable du territoire.

**CHAPITRE III**  
**DIAGNOSTIC DU RESEAU**  
**D'ADDUCTION**

## Chapitre III

### Diagnostic du réseau d'adduction

#### III.1. Introduction

La gestion efficace des réseaux d'adduction est essentielle pour assurer une desserte d'eau régulière et de qualité, optimiser les coûts et les délais et assurer la satisfaction des utilisateurs.

La zone Nord-Ouest de la commune de Meghnia est alimentée par deux ressources la station de traitement du barrage Hammam Boughrara et la station de dessalement de l'eau de mer de Souk Tleta (SDEM). Dans ce chapitre, nous nous concentrons sur le diagnostic hydraulique et physique de ces réseaux d'adduction existant. Cette analyse détaillée met en lumière les forces et faiblesses du système actuel afin d'identifier les éventuelles anomalies, pour u remédier.

#### III.2. Généralité sur l'adduction

##### III.2.1. Définition

Le réseau d'adduction est une composition de canalisations et d'infrastructures qui transfère l'eau entre la source et les réservoirs par pompage, gravitairement ou par un système mixte. L'étude technico-économique de ce réseau est essentielle pour assurer une fourniture continue et sécurisée, respectant les normes de qualité et de sécurité. Le réseau d'adduction comprend des conduites, des stations de pompage, des réservoirs et des équipements de régulation.

##### III.2.2. Types d'adduction

Nous pouvons rencontrer les trois types d'adduction suivants :

###### III.2.2.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, l'eau s'écoule par la seule action de la gravité si la source se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte. L'écoulement peut être à surface libre ou en charge, selon la configuration du terrain.

###### III.2.2.2. Adduction par refoulement

L'adduction par refoulement est utilisée lorsque la source d'eau se trouve à une altitude inférieure à celle du réservoir de stockage. L'écoulement est en charge et assuré par des pompes, qui mettent l'eau sous pression pour la faire remonter jusqu'au réservoir.

###### III.2.2.3. Adduction mixte

L'adduction mixte combine les deux types d'adduction précédents avec un réservoir tampon. Le choix dépend de la topographie pour acheminer l'eau efficacement et économiquement.

- Dans notre réseau actuel, nous avons une adduction mixte en raison du relief du terrain. Une adduction gravitaire entre le réservoir tampon N°2 et de R. OUEST, ainsi qu'entre la cheminée d'équilibre et SP2. Pour le reste du réseau d'adduction de H.Boughrara, nous avons une adduction par refoulement.

### III.2.3. Types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

#### III.2.3.1. Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre se fait à la pression atmosphérique via des canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente du terrain.

#### III.2.3.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge a une pression supérieure à la pression atmosphérique et est présent dans les réseaux sous pression. La pression dépend des conditions aux limites amont et aval de la conduite, ainsi que du débit instantané.

### III.2.4. Critère de choix du tracé

Lors de la conception du tracé de la conduite d'adduction, plusieurs impératifs doivent être pris en compte afin d'optimiser le fonctionnement du réseau et de limiter les coûts de construction et d'exploitation.

- Avoir un tracé aussi direct et court que possible entre le point de captage et le point de stockage, afin de réduire la longueur de la conduite.
- Éviter autant que possible les contre-pentes susceptibles de créer des accumulations d'air aux points hauts, pouvant entraîner des phénomènes de cavitation.
- Privilégier un tracé longeant les accotements des routes existantes, facilitant ainsi les travaux de pose, l'acheminement des matériaux et l'accès pour l'entretien.
- Éviter la traversée de massifs boisés, de terrains accidentés ou priver, qui complexifieraient la construction.
- Éviter les profils horizontaux, il vaut mieux que les remontées soient faibles (pente de 2 à 3 pour mille) et les descentes fortes (pente de 4 à 6 pour mille). Afin de pouvoir éliminer facilement les bulles d'air en cas de leur accumulation dans les points hauts.
- Utiliser les venteuses aux points hauts et les vidanges aux points bas.
- Concevoir un profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts, pour limiter les pertes de charge.
- Dans le cas d'adduction mixte, le tracé devra alors être optimisé pour minimiser la longueur de la section en refoulement.

## III.3. Reconnaissance de réseau d'adduction

La reconnaissance approfondie effectuée sur site et la collecte des rapports et des données ont permis d'établir la configuration actuelle du réseau d'adduction qui alimente le nouveau pôle urbain du Nord-Ouest de la commune de Maghnia ainsi que d'autres agglomérations telles que la commune de Maghnia, H. Boughrara, Nedroma et Chbékia. Ce réseau d'adduction est composé de :

- ❖ Le réseau d'adduction de SDEM de Souk Tleta, de capacité de 63 172,93 m<sup>3</sup>/j pour les communes de Maghnia et Hammam Boughrara et 14 353,24 m<sup>3</sup>/j pour Nedroma,
- ❖ Le réseau d'adduction de H. Boughrara, qui contient une station de traitement avec un débit de 47 500 m<sup>3</sup>/j, deux stations de pompage et deux complexes de stockage de 2\*5000 m<sup>3</sup>/j (voir le paragraphe I.7.2), le schéma de ce réseau est présenté dans l'annexe 8.

### III.4. Diagnostic physique de réseau d'adduction existante

Pour évaluer correctement la fiabilité des réseaux de transfert d'eau potable de H.Boughrara et la station de dessalement de l'eau de mer, il est essentiel de réaliser une analyse approfondie de leur état physique. Cette étude permet de déterminer si des actions de réhabilitation ou d'amélioration sont nécessaires pour assurer le bon fonctionnement du réseau, en identifiant les zones présentant des problèmes tels que des fuites, de la corrosion au niveau des conduites, des pompes ou des vannes.

#### III.4.1. Transfert de H.Boughrara

##### III.4.1.1. Stations de pompage existantes

Nous savons que notre réseau d'adduction contient deux stations de pompage symétrique (**paragraphe I.7.2.2**), chacun est défini par :

- Capacité de la bache : 2 000 m<sup>3</sup>.
- Nombre de GEPH : 02+01 pompe secours.

Les caractéristiques des groupes électropompes (six groupes identiques) installés dans les deux stations de pompage sont les suivantes :

**Tableau III.1** : Caractéristiques des groupes électropompes installés au SP1 et SP2.

Désignation	Groupe Electropompe (G.E.P)	
	Moteur électrique	Pompe
Fabricant	WEG	KSB
Modèle	HGE 400D	Omega 250-800 A GB G F
Type	Moteur triphasé à induction	Pompe centrifuge à plan de joint axial et à double entrée
Alimentation Nominale (Volts)	5 500	/
Courant Nominal (Ampère)	79	/
Puissance Mécanique (kW)	650	495
Débit (Litre/sec)	/	275
HMT (m)	/	147,0
Rendement	94%	80%
Vitesse (Tour/Minute)	1 490	1 488

Les stations de pompes sont constituées :

- Une salle de machine (2 pompes +1secours, pont roulant, les clapets anti retour, les vannes de sectionnement, les manomètres, les joints de démontage, la ventouse et un réservoir d'entier béliet)
- Une salle des armoires.
- Un poste transformateur.
- Un poste de garde.



Figure III.1 : Station de pompage SP01



Figure III.2 : Conduite d'aspiration de SP01



Figure III.3 : Salle des armoires.



Figure III.4 : Conduite de départ et de vidange de la bache d'eau SP2.

#### III.4.1.2. Conduites de transfert

Les caractéristiques du transfert de H.Boughrara, sont présentés dans le tableau suivante :

Tableau III.2 : Caractéristiques de la tuyauterie du réseau d'adduction Hammam Boughrara.

Tronçon		Données						
N°	Profil	Longueur (m)	Écoulement	Matériau de la Conduite	DN (mm)	L'état de la conduite	N° Vidange DN200	N° Ventouse DN200
01	SP1 → Tour	2 707,77	Pompage	Fonte	700	Bon	0	2
02	Tour → SP2	3 772,36	Gravité	Fonte	700	Bon	4	5
03	SP2 → Bifurcation	2 969,14	Pompage	Fonte	700	Bon	4	5
04	Bifurcation → R.EST	385,41	Pompage	Fonte	700			
05	Bifurcation → R.OUEST	2 771,56	Pompage	Fonte	700	Bon	2	2

#### III.4.2. Transfert de SDEM

Comme nous le savons, la station de dessalement alimente le réservoir de stockage d'eau potable de R-Ouest. Nous prendrons donc le réservoir tampon N°2 d'une capacité de 20 000 m<sup>3</sup> qui fait partie du transfert de SDEM comme point de départ, car c'est à partir de ce réservoir qu'un piquage a été effectué vers notre réservoir. Le transfert depuis le réservoir RT 2 est présenté dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Caractéristiques des conduites du transfert RT 2 vers R-OUEST.

Tronçon		Données				
N°	Profil	Longueur (m)	Écoulement	Matériau de la Conduite	DN (mm)	L'état de la conduite
01	RT2 → Bifurcation Ghazaouet	2 440	Gravitaire	Fonte	1400	Bon
02	Bifurcation Ghazaouet → piquage réservoir Souani	4 505	Gravitaire	Fonte	1400	Bon
03	Piquage réservoir Souani → Bifurcation Maghnia	19 990	Gravitaire	Fonte	1400	Bon
04	Bifurcation Maghnia → R.Ouest	3 820	Gravitaire	Fonte	800	Bon

### III.5. Diagnostic hydraulique du réseau d'adduction existant

Le diagnostic hydraulique d'un réseau d'adduction existant est essentiel pour évaluer sa performance et son efficacité. Ce processus permet d'identifier les éventuels problèmes de pression, de débit ou de hauteur manométrique. En analysant de manière approfondie les paramètres hydrauliques du réseau, il devient possible de proposer des solutions adaptées pour améliorer le fonctionnement global du réseau.

Le tableau suivant présente les différentes cotes d'installation du réseau d'adduction actuel :

Tableau III.4 : Cote de chaque installation du transfert de H.Bougrara et la SDEM.

N°	Installation	Sigle	Cote : mètre au-dessus du niveau de la mer			
			Cote	Note	Cote	Note
01	Station de Pompage n°01	SP1	256,334	Fond réservoir SP1	260,334	Niveau trop plein réservoir SP1
02	Tour de Déconnection Hydraulique	Tour	383,367	Altitude seuil déversoir Tour	390,167	Altitude trop plein Tour
03	Station de Pompage n°02	SP2	372,309	Fond réservoir SP2	376,309	Niveau trop plein réservoir SP2
04	Réservoir OUEST	R.O	514	Fond réservoir	520	Altitude trop plein réservoir
05	Réservoir tampon N°2	RT 2	595	Fond réservoir	600	Altitude trop plein réservoir

#### III.5.1. Méthode de calcul hydraulique

Les calculs des conduites reposent sur les deux méthodes suivantes :

##### III.5.1.1. Cas gravitaire

Dans l'adduction gravitaire, le diamètre utilisé est le diamètre avantageux. Donc la formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge totale pour un écoulement dans une conduite est de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^B}{D_{av}^m} (m) \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec :

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$K'$  : Coefficient de frottement ;

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $m^3/s$ ) ;

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau ;

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;  $L_e = L_g + L_{eq}(m)$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{eq}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,10 \times \Delta H_{lin} (m) \dots\dots\dots (III.2)$$

Donc :

$$L_e = 1,10 \times L_g(m) \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec :

$\Delta H_{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau III.1

**Tableau III.5:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau.

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

➤ Dans notre cas les canalisations sont en fonte, alors :  $K'=0,001735$  ;  $B = 2$  ;  $m = 5,3$ .

Selon la formule (III.1), on peut déduire que le diamètre avantageux de la conduite gravitaire est calculé par l'expression suivante :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} (mm) \dots\dots\dots (III.4)$$

**III.5.1.2. Cas de refoulement**

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie découle d'un équilibre entre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation. En augmentant le diamètre, les coûts initiaux augmentent, mais les pertes de charge diminuent rapidement, réduisant ainsi les coûts énergétiques pour la circulation de l'eau. Les stations de reprises ont pour rôle de renvoyer le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit. Ces stations fonctionnent généralement 20/24h, avec des arrêts pendant les heures de pointe où le coût de l'électricité est plus élevé.

➤ **Estimation du diamètre de la conduite de refoulement :**

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

❖ Relation de Bonin :

$$D_{ec} = \sqrt{Q}(m) \dots \dots \dots (III.5)$$

❖ Relation de Bresse :

$$D_{ec} = 1,5 \times \sqrt{Q}(m) \dots \dots \dots (III.6)$$

Avec :

$D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite (m) ;  
 $Q$  : débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

➤ **Hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h (m) \dots \dots \dots (III.7)$$

Avec :

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires, ce dernier et calculer par la formule de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} (m) \dots \dots \dots (III.8)$$

Avec

$g$  : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;  
 $Q$  : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s) ;  
 $L$  : longueur géométrique de la conduite (m) ;  
 $\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ; Avec :

❖ Formule de Nikuradzé :

$$\lambda = \left( 1,14 - 0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{D} \right) \right)^{-2} \dots \dots \dots (III.9)$$

❖ Formule Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log \left( \frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (III.10)$$

$Re$  : Nombre de Reynolds ;

$$Re = \frac{V \times D}{\vartheta} \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

$V$  : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;  
 $D$  : diamètre de la conduite (m) ;  
 $\vartheta$  : viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s) ;  
 $\varepsilon$  : Rugosité absolue de la conduite (mm) ;

➤ **Puissance de pompage :**

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

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times Hmt}{\eta} \text{ (Kw) ..... (III.12)}$$

Avec :

- $P$  : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
- $g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;
- $Hmt$  : Hauteur manométrique totale (m) ;
- $Q$  : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s) ;
- $\eta$  : rendement de la station de pompage (80 %) ;
- $\rho$  : la masse volumique de l'eau (1 kg/l) ;

➤ **Energie consommée par le pompage :**

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

$$E = P \times t \times 365 \text{ (Kwh)..... (III.13)}$$

Avec

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

➤ **Dépense annuelle de l'énergie (prix d'exploitation) :**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année, et elle est calculé par la formule suivante :

$$K = \delta \times E \text{ (DA)..... (III.14)}$$

Avec :

- $K$  : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;
- $E$  : Energie consommée par année (KW) ;
- $\delta$  : Prix du KWh, varie selon l'heure de la journée  $\delta = 3,58$  (d'après Sonelgaz) ;

➤ **Amortissement annuel :**

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

$$F_{am} = A \times P_u \times L_{ref} \text{ (DA)..... (III.15)}$$

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

Avec :

$F_{am}$  : Frais d'amortissement (DA) ;

$L_{ref}$  : Longueur d'une conduite de refoulement (m) ;

$P_u$  : Prix unitaire du la conduite (DA) ;

$A$  : Coefficient d'amortissement ;

$i$  : Taux d'annuité ;  $i = 8 \%$  ;

$n$  : Durée de l'amortissement de la conduite ;  $n = 30$  ans

**A.N** :  $A = 0,0888$ .

❖ Le nombre de conduites principales de refoulement dépend de la longueur :

- Si  $L_{ref} < 800$  m, alors un seul collecteur est suffisant.
- Si  $L_{ref} > 800$  m, une étude technico-économique est nécessaire. En général, pour des raisons de sécurité, deux collecteurs sont préférables, mais d'un point de vue économique, on opte souvent pour un seul collecteur (le cas de notre réseau).

**III.5.2. Diagnostic hydraulique du réseau de transfert**

**III.5.2.1. Transfert de H.Boughrrara**

➤ Le débit d'exploitation de station de pompage N°1 et N°2 est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q}{t \times 3600} \text{ (m}^3\text{/s)} \dots\dots\dots \text{(III.17)}$$

Avec :

$Q_{exp}$  : Débit exploitation (m<sup>3</sup>/s) ;

$Q$  : Débit qui sorte de la station de traitement (m<sup>3</sup>/j) ;

$t$  : Durée de fonctionnement de la station par jour ;  $t = 20$  h.

**A.N:**  $Q_{exp} = \frac{47500}{20 \times 3600} = 0,65972 \text{ (m}^3\text{/s)}$ .

➤ Les caractéristiques calculés pour le diamètre de 700 mm de chaque tronçon de transfert de H.Boughrrara sont présentées dans le tableau ci-dessus :

**Tableau III.6** : Caractéristique de chaque tronçon.

Tronçons	Type d'écoulement	D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	$\Delta H_t$ (m)	Hg (m)	Hmt (m)	V (m/s)
SP1-Cheminé d'équilibre	Refoulement	700	0,65972	8,33	129,833	138,16	1,72
Cheminée d'équilibre_SP2	Gravitaire	700	0,54977	8,05	13,858	—	1,43
SP2_R OUEST	<b>Refoulement</b>	<b>700</b>	—	<b>11,258</b>	<b>143,691</b>	<b>154,949</b>	—
SP2_Bifurcation	Refoulement	700	0,65972	9,128	—	154,949	1,72
Bifurcation _ R OUEST	Refoulement	700	0,32986	2,130	—	154,949	0,858

La station de pompage SP2 doit refouler l'eau vers deux complexes de stockage, mais dans notre diagnostic, nous devons nous concentrer uniquement sur un seul réservoir, le R-OUEST, qui alimente notre agglomération. Ainsi, nous devons vérifier la hauteur manométrique totale par rapport au réservoir R-OUEST, notamment en raison de sa cote de trop plein, qui est plus élevée que celle du réservoir R-EST. Alors, les pertes de charge entre la station de pompage SP2 et le réservoir R-OUEST sont définies par la formule suivante :

$$\Delta H_{SP2\_R\ OUEST} = \Delta H_{SP2-Bifurcation} + \Delta H_{Bifurcation-R\ ouest}(m)..... (III.18)$$

AN:  $\Delta H_{SP2\_R\ OUEST} = 9,128 + 2,130 = 11,258 (m)$ .

**III.5.2.2. Transfert de la station de dessalement de l'eau de mer**

La SDEM alimente la commune de Maghnia et Hammam Boughrara avec un débit de 63172,93 (m³/j). Donc, il est nécessaire d'étudier le transfert entre le réservoir tampon N°2 et le réservoir de l'OUEST, comme le montre le tableau suivant :

**Tableau III.7 :** Caractéristiques de chaque tronçon.

Tronçons	Type d'écoulement	D (mm)	Q (m³/s)	$\Delta H_t$ (m)	V (m/s)
RT2 → Bifurcation Ghazaouet	Gravitaire	1400	1,91001	1,722	1,24
Bifurcation Ghazaouet → piquage réservoir Souani	Gravitaire	1400	1,35428	1,599	0,88
Piquage réservoir Souani → Bifurcation Maghnia	Gravitaire	1400	1,28536	6,390	0,84
Bifurcation Maghnia → R.Ouest	Gravitaire	800	0,73117	7,209	1,46

**III.5.3. Résultats de diagnostic hydraulique du réseau de transfert**

Après avoir réalisé le diagnostic hydraulique des conduites de transfert et en se basant sur les tableaux (III.6) et (III.7), nous concluons que tous les tronçons ont des vitesses dans la plage recommandée en AEP. Donc, il est possible d'affirmer que la demande en eau potable est correctement assurée par les conduites.

**III.6. Diagnostic hydraulique des stations de pompage**

Dans le cadre du diagnostic hydraulique de la station de pompage, il est important d'examiner en détail le fonctionnement global du système de pompage. Cette évaluation doit déterminer si les pompes répondent aux besoins de débit requis et à la hauteur manométrique totale nécessaire. En cas de non-conformité, il est possible d'ajouter une pompe pour satisfaire le débit ou de procéder à une rénovation complète des pompes.

**III.6.1. Vérifier les caractéristiques des pompes**

Pour vérifier si les pompes répondent aux besoins requis, il est nécessaire de comparer les caractéristiques des pompes existantes avec les exigences en termes de débit et de la Hmt, telles qu'indiquées dans le tableau (III.8) :

**Tableau III.8 :** Hmt et débit selon les pompes actuelle et la demande.

Les caractéristiques des pompes actuelle			Les caractéristiques demandé		
SP	Débit (l/s)	Hmt (m)	Tronçons	Débit (l/s)	Hmt (m)
SP1	550	147	SP1 - Tour	659,72	138,16
SP2	550	147	SP2 - Bifurcation	659,72	154,95

D'après ce tableau, il est évident que la première station de pompage ne satisfait pas les besoins en débit. Par conséquent, il est impératif d'ajouter une pompe pour augmenter le débit. De plus, la deuxième station de pompage ne répond ni aux exigences de débit ni de hauteur manométrique totale (HMT). Pour résoudre ce problème, nous devons installer deux pompes, une en série pour augmenter la Hmt et l'autre en parallèle pour augmenter le débit dans la station de pompage.

### III.6.2. Choix de type et nombre de pompage

#### III.6.2.1. Critère du choix du type et nombre de pompage

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur manométrique demandée
- Rendement maximal.
- Puissance absorbé minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH)<sub>r</sub> minimale.
- Encombrement réduit.
- La pompe doit être fabriqué à la chaîne.
- Nombre minimale de la pompe.

#### III.6.2.2. Station de pompage SP1

Afin de compenser le débit manquant, il est nécessaire d'ajouter une pompe en parallèle de 109,72 l/s avec une Hmt de 138,16 m et une hauteur géométrique de 129,833 m pour atteindre le débit requis.

Le tableau suivant représente les caractéristiques de la pompe donner par Caprari :

**Tableau III.9 :** Caractéristiques de la pompe.

N°P	Type	Qp (l/s)	Hp (m)	η (%)	Pabs (Kw)	N (tr/min)	NPSH r	N° étage
1	PM 150/7A	111	138	68,4	216	1450	7,8	1

Toutes les caractéristiques du groupe électropompe ainsi que sa courbe caractéristique sont présentées dans l'annexe 09.

#### III.6.2.3. Station de pompage SP2

Pour optimiser la performance de la station de pompage SP2, il est important d'ajouter une pompe en série pour maintenir la Hmt à 153,93 m et une pompe en parallèle pour combler le débit manquant de 109,72 l/s. Les caractéristiques des pompes sont répertoriées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.10:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N°P	Type	Qp (l/s)	Hp (m)	$\eta$ (%)	Pabs (Kw)	N (tr/min)	NPSH r	N° étage
2	PM 125/2A	111	156	70,1	239	239	19,3	1

Nous devons installer deux pompes, une en série et l'autre en parallèle, avec une pompe de secours supplémentaire. Ainsi, le nombre de pompes dans SP2 passe à 4 pompes avec deux pompes de secours.

Les caractéristiques du groupe électropompe ainsi que sa courbe caractéristique sont présentées dans l'**annexe 10**.

### III.6.3. Point de fonctionnement des pompes

La détermination du point de fonctionnement d'une pompe est une étape essentielle pour assurer son bon fonctionnement, son rendement optimal et sa durée de vie. Ce point de fonctionnement est caractérisé par l'intersection entre deux courbes caractéristiques :

- La courbe caractéristique de la pompe [H-Q], donnée par le constructeur représentant la relation entre la hauteur (H) et le débit (Q) fournis par la pompe.
- La courbe caractéristique de la conduite [Hc-Q], établie par l'installateur, représentant la charge totale à vaincre par la pompe en fonction du débit refoulé.

Sur un même graphe [H-Q], l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et celle de la conduite correspond au point de fonctionnement. À ce point, la pompe est capable de refouler un débit Q à une hauteur H, dans des conditions optimales de rendement. Si le point de fonctionnement ne se situe pas dans la plage de rendement maximal de la pompe, des modifications doivent alors être apportées pour adapter la pompe aux conditions de fonctionnement.

#### III.6.3.1. Différents modes d'adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement

Dans les installations de pompage, il est courant que le débit disponible diffère du débit appelé. Lorsque le débit disponible est plus petit ou plus grand que celui requis, un réglage est nécessaire pour compenser cet écart. Le choix du mode de réglage dépend de l'ampleur de la différence entre les deux débits.

- **Débit disponible > Débit appelé :**

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Rognage :** Le rognage de la roue de la pompe réduit son diamètre extérieur pour ajuster le débit refoulé aux besoins de l'installation. Cette opération maintient la même vitesse de rotation et distance entre les flasques. Un rendement de rognage inférieur à 15 % est considéré efficace.
- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** En augmentant les singularités telles que les diffuseurs ou les rétrécissements brusques, ainsi que les coudes.
- **Diminution de temps de pompage :** Dans le cas où le pompage se ferait depuis un réservoir, le temps de fonctionnement de la station serait maintenant tel que :

$$T_{pompage} = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} T_{i_{pompage}} \dots\dots\dots (III.25)$$

Avec :

$T_{i_{pompage}}$  : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

$T_{pompage}$  : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

- **Réglage quantitatif (Vannage)** : c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.
- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

• **Débit disponible < Débit appelé :**

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

**III.6.3.2. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement**

La courbe caractéristique de la conduite est définie par l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H_t (m) \dots\dots\dots (III.24)$$

Avec :

$H_c$  : Caractéristique de la conduite ;

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

$\Delta H_t$ : Perte de charge totale de la conduite (m) ; calculé par la formule (III.2) et (III.8).

➤ Le tableau suivant représente le calcul des courbes illustrant le point de fonctionnement pour la station de pompage (SP1) :

**Tableau III.11** : Variation de la charge en fonction du débit (pompe station de pompage SP1 et conduite de refoulement).

<b>Q (l/s)</b>	40	50	60	70	80	90	100	110	116	120
<b>Hp (m)</b>	217	217	215	209	199	184	164	141	125	114
<b>Hc (m)</b>	130,18	130,38	130,62	130,91	131,24	131,61	132,03	132,49	132,79	133,00

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

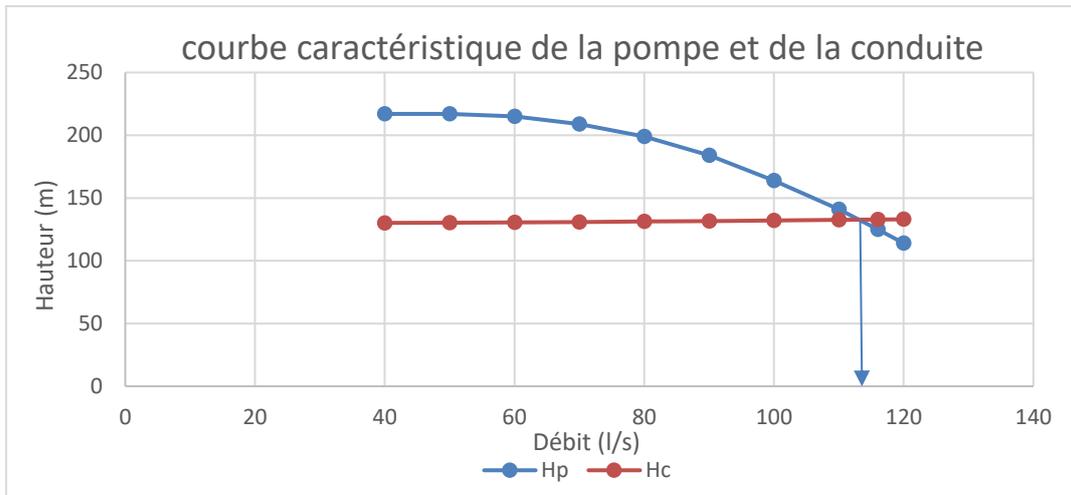


Figure III.5 : Point de fonctionnement de la pompe de SP1.

❖ Si  $Q_{app} \in [0,9 Q_{pf} ; 1,1 Q_{pf}]$  : La pompe est bien adaptée aux conditions de fonctionnement du réseau.

Avec :

$Q_{app}$  : Débit appelé par le réseau (l/s) ;

$Q_{pf}$  : Débit de point fonctionnement (l/s) :

✓ Pour la station de pompage SP1, on a  $Q_{pf} = 114 \times 1 = 114$  (l/s).

$$Q_{app} = 109,72$$
 (l/s).

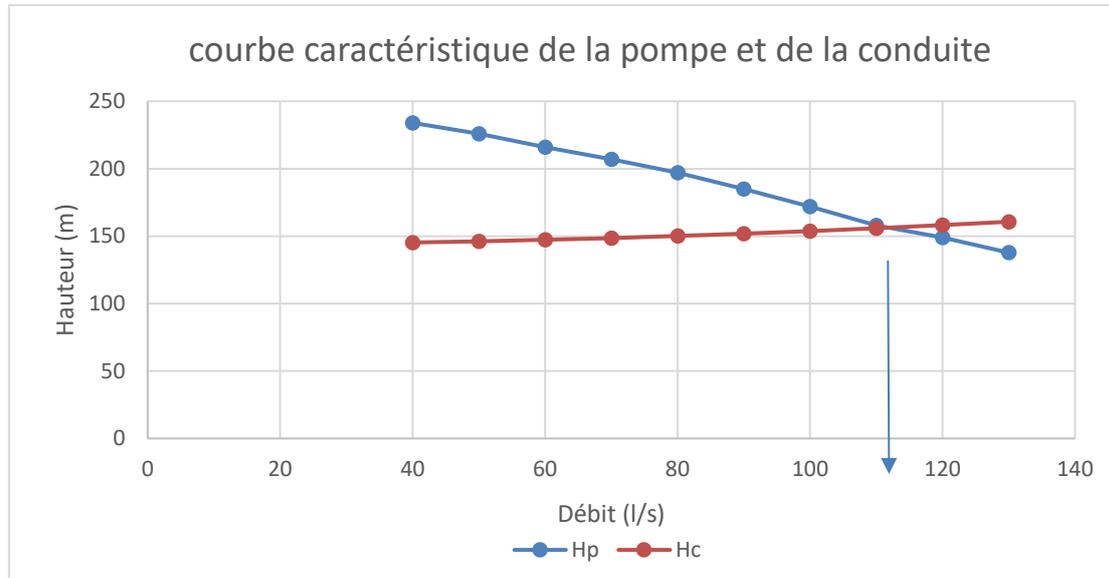
Alors  $109,72 \in [102,6 ; 125,4]$  par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

➤ Le calcul des courbes illustrant du point de fonctionnement pour la station de pompage (SP1), sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12 : Variation de la charge en fonction du débit pour la pompe de SP 2.

Q (l/s)	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Hp (m)	234	226	216	207	197	185	172	158	148,914	137,806
Hc (m)	145,30	146,21	147,32	148,62	150,13	151,85	153,76	155,87	158,19	160,71

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



**Figure III.6 :** Point de fonctionnement de la pompe de SP2.

✓ Pour la station de pompage SP2, on a  $Q_{pf} = 111 \times 1 = 111 \text{ (l/s)}$ .

$$Q_{app} = 109,72 \text{ (l/s)}.$$

Alors  $109,72 \in [99,9 ; 122,1]$  par conséquent aucun réglage est nécessaire.

## III.7. Protection contre le coup de bélier

### III.7.1. Définition

Le coup de bélier est un phénomène transitoire et oscillatoire qui survient dans les conduites en charge suite à une variation brutale du régime hydraulique, comme l'arrêt soudain de la circulation de l'eau. Ce phénomène est caractérisé par une onde de pression se propageant à une vitesse spécifique, pouvant causer des dommages importants aux canalisations.

### III.7.2. Causes de coup de bélier

Le coup de bélier se manifeste dans les adductions gravitaires et les adductions par refoulement. Les causes les plus fréquentes de ce phénomène sont :

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

### III.7.3. Risque dus au coup de bélier

Le coup de bélier, peut avoir des conséquences dangereuses sur l'intégrité des canalisations et de leurs accessoires.

#### III.7.3.1. Risque de surpression

Si la pression totale, incluant la surpression due au coup de bélier, dépasse la pression maximale admissible des tuyaux, il y a un risque de rupture des canalisations et de déboîtement des joints.

#### III.7.3.2. Risque de dépression

Le coup de bélier peut également provoquer l'apparition d'une pression relative négative. Si cette dépression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit alors une poche de cavitation pouvant entraîner l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit interne et la détérioration de la protection de la canalisation.

#### III.7.3.3. Fatigue des conduites

Même avec des amplitudes de surpression et de dépression modérées, les alternances successives entre ces deux régimes de pression peuvent provoquer la fatigue du matériau de la canalisation en régime transitoire.

### III.7.4. Interprétation physique

Pour étudier les phases du coup de bélier, prenons l'exemple de l'arrêt brusque d'un groupe électropompe dans une adduction par refoulement. Quatre phases successives peuvent être identifiées :

- **Phase 1 (Propagation d'une onde de dépression) :**

Une onde de dépression débute au niveau de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse appelée célérité, notée "a". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L, le temps mis par l'onde pour atteindre le réservoir est L/a. Après ce tour de temps, la conduite est en dépression sur toute sa longueur.

- **Phase 2 (Retour de l'eau dans la conduite) :**

En raison de l'élasticité de la conduite, celle-ci retrouve progressivement son diamètre initial. L'eau revient alors dans la conduite et après un autre temps L/a (c'est-à-dire 2L/a depuis le début du phénomène), toute l'eau est redescendue mais est stoppée par le clapet anti-retour de la pompe qui s'est fermé.

- **Phase 3 (Compression de l'eau et dilatation de la conduite) :**

Suite à cet arrêt, la première partie d'eau en contact avec le clapet est comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Après un autre temps L/a (3L/a depuis le début), toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

- **Phase 4 (Retour à l'état initial) :**

Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci reprend son diamètre initial de proche en proche, depuis le réservoir vers la pompe. Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/a (4L/a depuis l'origine). On se retrouve alors dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

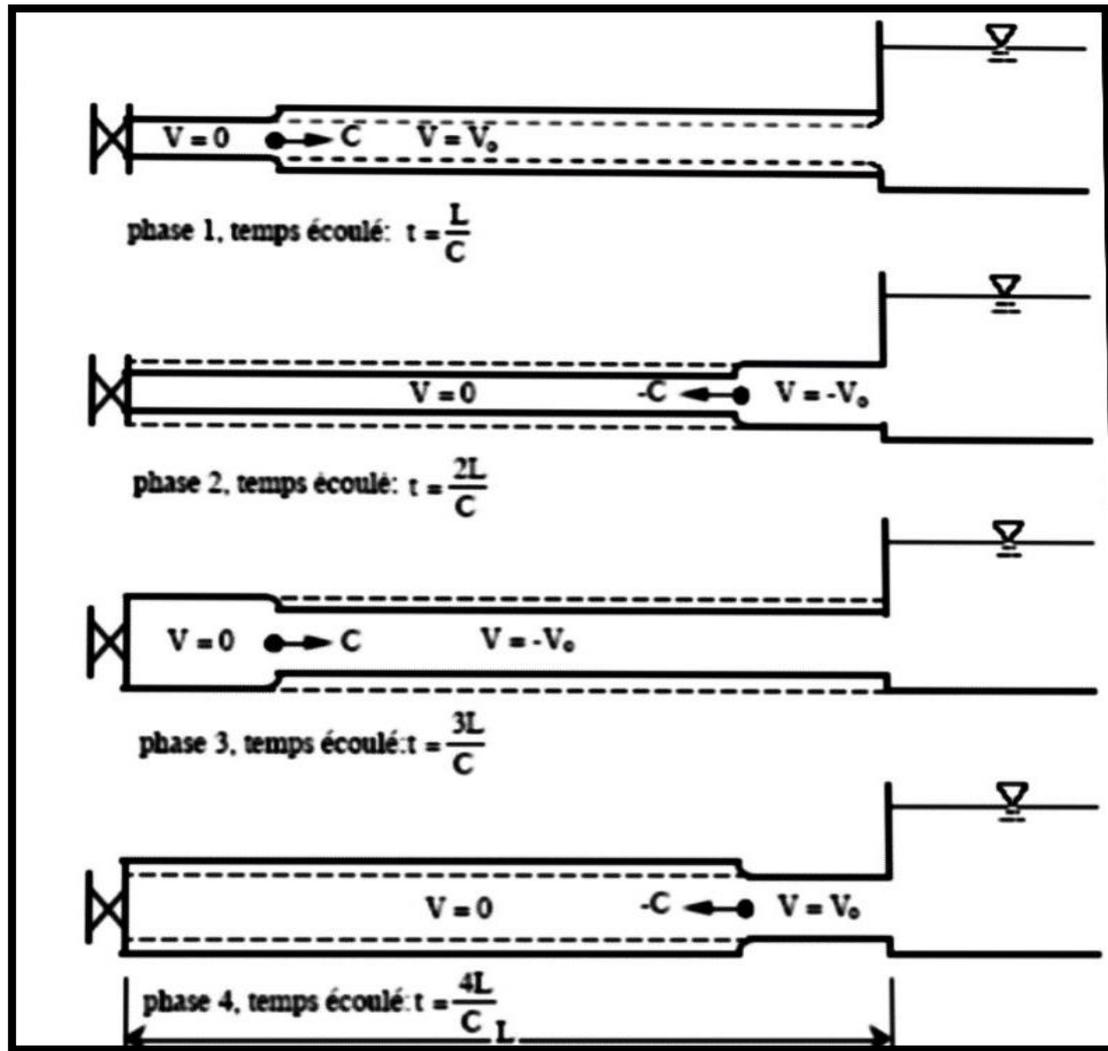


Figure III.7 : Phases de coup de bélier

### III.7.5. Dispositifs de protection contre le coup de bélier

Bien qu'il ne soit pas possible d'éliminer complètement l'effet du coup de bélier, il est possible de le limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations, en mettant en place différents dispositifs de protection :

- **Réservoirs d'air :**

Le réservoir d'air est le moyen de protection le plus simple et le plus efficace contre les surpressions et les dépressions. Il s'agit d'un réservoir métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression dans des proportions bien déterminées. En cas d'arrêt du groupe de pompage, le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant ainsi l'abaissement de pression dû au coup de bélier.

- **Cheminées d'équilibre :**

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Celle-ci joue le même rôle que le réservoir d'air, mais son utilisation est limitée aux faibles hauteurs de refoulement, au-delà desquelles les ouvrages d'art deviennent trop importants.

- **Soupapes de décharge :**

Font intervenir un organe mécanique (généralement un ressort à boudin), qui en exploitation normale obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression excessive, elles libèrent le débit correspondant à la valeur admissible. Alors il y a une perte considérable d'eau pendant le fonctionnement, et il nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort).

- **Volants d'inertie :**

Montés sur l'arbre du groupe électropompe, les volants d'inertie permettent d'allonger le temps d'arrêt du groupe et donc de diminuer les effets du coup de bélier. Cependant, leur utilisation n'est économiquement viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres.

### III.7.6. Calcul la valeur maximale de la surpression et dépression dans les conduites

- Les valeurs maximales de coup de bélier sont données par la relation suivante :

$$b = \mp \frac{c \times V_0}{g} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(III.26)}$$

Avec :

- $C$  : Célérité d'onde (m/s) ;
- $V_0$  : Vitesse dans la conduite de refoulement (m/s) ;
- $g$  : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

- **La célérité d'onde :**

La célérité de l'onde élastique dépend du fluide transporté, des caractéristiques de la conduite et du sol. Lorsque la conduite est rigide, la vitesse correspond à celle du son dans l'eau (~1400 m/s). Cependant, si la déformation de la conduite est prise en compte, cette vitesse diminue.

Pour calculer la célérité de l'onde dans les conduites enterrées, on utilise la formule de la célérité non visible améliorée par Mr SALAH B, qui prend en considération l'effet du sol sur la conduite pour calculer cette vitesse de propagation.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}} \text{ (m/s)} \dots\dots\dots \text{(III.27)}$$

Avec :

- $K$  : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 \times 10^9$  Pa.
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000$  kg/m<sup>3</sup>.
- $E_m$  : Module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 2 \times 10^9$  Pa pour l'acier et  $E_m = 1.7 \times 10^9$  Pa pour la fonte.
- $E_s$  : Module de Young du sol ;  $E_s = 2 \times 10^8$  Pa.
- $v_m$  : Coefficient de poisson du matériau ;  $v_m = 0,3$  pour l'acier et  $v_m = 0,28$  pour la fonte.
- $v_s$  : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;  $v_s = 0,33$ .
- $e_m$  : Epaisseur de la conduite (m) ;
- $a$  : rayon intérieur de la conduite (m) ;

- Pression dans la conduite de refoulement est :

✓ Cas de surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H + b \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(III.28)}$$

✓ Cas de dépression :

$$H_d = H_g + \Delta H - b \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(III.29)}$$

**III.7.6.1. Pour les conduites de refoulement**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.13:** Les valeurs maximales de la surpression et dépression pour les conduites de refoulement.

Tronçons	C (m/s)	b (m)	Hmt (m)	Hs (m)	Hd (m)
SP1 → Tour	426,40	74,76	138,16	212,92	63,4
SP2 → Bifurcation	426,40	74,76	154,95	229,71	80,19
Bifurcation → R. OUEST	426,40	37,29	154,95	192,24	117,66

**III.7.6.2. Pour les conduites gravitaires**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.14:** Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour les conduites gravitaires.

Tronçons	C (m/s)	b (m)	Hg (m)	Hs (m)	Hd (m)
Tour → SP02	426,40	62,16	13,858	84,06	-40,25
RT2 → Bifurcation Ghazaouet	417,26	52,80	1,722	56,25	-49,36
Bifurcation Ghazaouet → piquage réservoir Souani	417,26	37,44	1,599	40,64	-34,24
Piquage réservoir Souani → Bifurcation Maghnia	417,26	35,53	6,39	48,31	-22,75
Bifurcation Maghnia → R.Ouest	424,79	63,02	70,289	140,52	14,48

➤ Nous allons calculer la cote piézométrique de la bifurcation pour évaluer les pressions avec précision.

$$C_{pB.Ghazaouet} = C_{tp_{RT2}} - \Delta H_{t_{RT2-B.Ghazaouet}} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(III.30)}$$

Avec :

$C_{pB.Ghazaouet}$  : Cote piézométrique de la bifurcation Ghazaouet (m) ;

$\Delta H_{t_{RT2-B.Ghazaouet}}$  : Perte de charge totale du tronçon RT2-bifurcation Ghazaouet (m) ;

$C_{tp_{RT2}}$  : Cote de trop plein du réservoir tampon 2 (m) ;

**AN:**  $C_{pB.Ghazaouet} = 598,278(m).$

### III.7.6.3. Analyse des résultats

Pour notre système d'adduction, nous avons des conduites en fonte ductile de classe PN16, ce qui signifie qu'elles peuvent supporter des pressions allant jusqu'à 16 bars (160 mètres).

- **En cas de surpression :** il est important de noter que la conduite de refoulement ne peut pas supporter à la surpression. Afin de prévenir les effets du coup de bélier, il est recommandé d'installer un réservoir d'anti-bélier.
- **En cas de dépression :** il existe un risque de pressions négatives dans la conduite gravitaire. Pour contrer ce phénomène, il est conseillé d'effectuer les manœuvres de la vanne située en aval de la conduite gravitaire de manière lente et progressive. Cela contribuera à atténuer les effets des pressions négatives et à maintenir un fonctionnement efficace du système.

### III.7.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

En fonctionnement normal, la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression. Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale. La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'un diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir. En conséquence, il convient de bien dimensionner le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

#### III.7.7.1. Méthodes de dimensionnement des réservoirs d'air

Les réservoirs anti-bélier ont pour rôle principal d'atténuer les surpressions et dépressions dans les conduites en charge, afin de réduire la fatigue du matériau et d'alimenter la veine liquide après l'arrêt de la pompe. Pour le calcul des réservoirs anti-bélier, les méthodes suivantes sont utilisées :

- **Méthode de Vibert :** Cette méthode graphique simplifiée est adaptée pour les petites installations, mais peut surdimensionner les réservoirs pour les grandes installations. Elle ne prend pas en compte les pertes de charge, la compressibilité de l'eau et l'élasticité de la conduite.
- **Méthode de Bergeron :** C'est la méthode la plus utilisée, car elle fournit de bons résultats pour tous les types d'installations, petites ou grandes.
- **Méthode de Peuch et Meunier :** Cette méthode met en évidence les enveloppes de dépression, permettant de protéger les zones vulnérables.

**III.7.7.2. Méthode de PEUCH et MEUNIER**

En raison des longueurs des tronçons trop grandes dans notre projet, nous devons utiliser cette méthode pour déterminer le volume du réservoir d'air. Cette méthode implique l'utilisation de trois nombres adimensionnels qui sont :

*K* : qui caractérise les pertes de charge ;

*B* : qui caractérise la conduite de refoulement ;

*A* : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Telle que :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots (III.31)$$

$$A = \frac{c \times V_0}{g \times H_0} \dots\dots\dots (III.32)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \times H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{U_0} \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec :

*c* : célérité d'onde de coup de bélier (m/s) ;

*V*<sub>0</sub> : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

*H*<sub>0</sub> : Pression statique absolue ; *H*<sub>0</sub> = *H*<sub>g</sub> + 10 (m)

*H*<sub>abs</sub> : La pression de service absolue ; *H*<sub>abs</sub> = *H*<sub>g</sub> + ∑ Δ*h* + 10 (m)

∑ Δ*h* : les pertes de charge totales (m) ;

*L* : longueur totale de la conduite de refoulement (m) ;

*S* : section de la conduite de refoulement (m) ;

*U*<sub>0</sub> : Volume d'air initial (m<sup>3</sup>) ;

*g* : accélération de pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

La méthode se résume dans les étapes suivantes :

- Calculer la célérité d'onde *C* et la vitesse de l'écoulement en régime permanent *V*<sub>0</sub>.
- Calculer les paramètres *A* et *K*,
- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suite :

**Tableau III.15** : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement.

Z (m)	Z0	Z1	Z2	Z3	Z4
Distance (m)	0	L/4	L/2	3L/4	L
ΔZ (m)	0	Z1-Z0	Z2-Z0	Z3-Z0	Z4-Z0
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	ΔZ0 / H0	ΔZ1 / H0	ΔZ2 / H0	ΔZ3 / H0	ΔZ4/H0
x/L	0	0,25	0,5	0,75	1

Avec :

*Z* : La pression totale,

*X* / *L* : Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

Dans les abaques (**annexe 12**), les courbes de dépression sont en fonction de Pmin/H0 et X/L.

- Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes B au profil en long. Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U<sub>0</sub> par la formule suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \times H_{abs}} \times \frac{L \times S}{B} (m^3) \dots\dots\dots (III.34)$$

- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale Pmin, cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées Pmin / H0.

$$U_{max} = U_0 \times \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{0,83} (m^3) \dots\dots\dots (III.35)$$

- Ce volume est majoré de 20 à 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti-bélier sera donc :

$$U_{réel} = (1,2 \text{ à } 1,3) U_{max} (m^3) \dots\dots\dots (III.36)$$

**III.7.7.3. Vérification du volume des réservoirs d'air**

- Les caractéristiques des conduites de refoulement sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau III.16 :** Caractéristiques des conduites de refoulement.

Tronçons	L (m)	Hg (m)	H <sub>0</sub> (m)	H <sub>abs</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	K	A
SP1 - Tour	2 707,77	129,833	139,833	148,163	1,72	0,06	0,53
SP2 – R OUEST	5 740,70	143,691	153,691	164,949	1,72	0,073	0,49

Nous avons calculé les nombres K et A pour choisir l'abaque de protection contre les dépressions. Donc, on prend l'abaque correspondant à K=0 et A=0,5 pour obtenir la valeur B.

- Les tableaux (III.17) et (III.18) suivants représentent les caractéristiques de profil en long des conduites de refoulement :

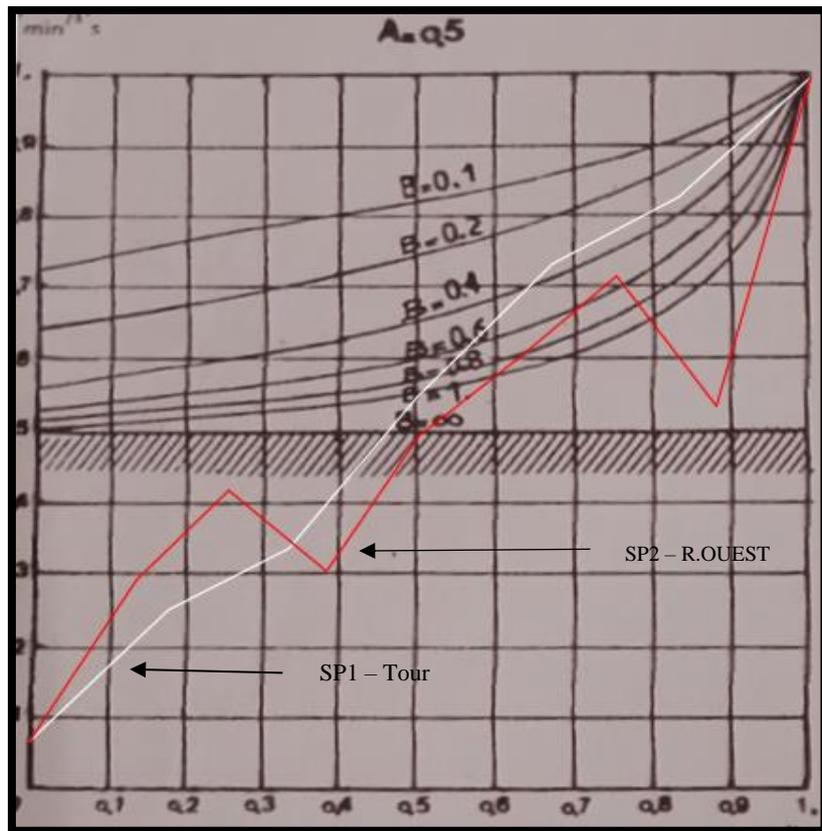
**Tableau III.17 :** Caractéristiques de profil en long de la conduite du SP1 – Tour.

Z (m)	254,89	280,01	291,42	319,91	346,53	360,1	383,37
Distance (m)	0	451,30	902,59	1353,89	1805,18	2256,48	2707,77
ΔZ (m)	0	25,12	36,53	65,02	91,64	105,21	128,48
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,07	0,25	0,33	0,54	0,73	0,82	0,99
x/L	0	0,17	0,33	0,50	0,67	0,83	1,00

Tableau III.18 : Caractéristiques de profil en long de la conduite du SP2 – R.OUEST.

Z (m)	372,31	422,48	424,63	407,82	437,41	454,48	470,84	443,84	513,82
Distance (m)	0	717,59	1435,18	2152,76	2870,35	3587,94	4305,53	5023,11	5740,7
$\Delta Z$ (m)	0	50,17	52,32	35,51	65,1	82,17	98,53	71,53	141,51
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,07	0,39	0,41	0,30	0,49	0,60	0,71	0,53	0,99
x/L	0	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1

➤ Les résultats de ces calculs (de Pmin/H0 et x/L) sont affichés dans la figure ci-dessous :



Figures III.8 : Abaqués de Puech et Meunier pour l'étude de la dépression d'une conduite protégée par réservoir d'air. [PEUCH et MEUNIER 1978]

Après avoir superposé les profils en long des conduites de refoulement SP1-Tour et SP2-ROUEST sur l'abaque de Puech et Meunier, nous extrayons les valeurs de B et calculons le volume comprimé Umax, comme indiqué dans le tableau (III.20).

Tableau III.19 : Les volumes des réservoirs d'air pour SP1 et SP2.

Tronçons	B	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	P <sub>min</sub> (m)	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>réel</sub> (m <sup>3</sup> )
SP1 - Tour	0,2	10,6	111,866	13,384	16,06
SP2 – R OUEST	0,4	10,09	115,268	13,59	16,31

➤ Après la normalisation, les volume de réservoir d'air sont de 16 m<sup>3</sup>.

Les réservoirs d'air actuels dans chaque station sont de 10 m<sup>3</sup>. En les comparant aux réservoirs anti-bélier calculés selon la méthode de PEUCH et MEUNIER, on voit qu'ils ne suffisent pas à protéger contre le coup de bélier. Il faut donc ajouter un réservoir de 6 m<sup>3</sup> à chaque station de pompage pour améliorer la protection contre le phénomène de coup de bélier.

**III.7.8. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier**

Dans les conduites gravitaires, le coup de bélier peut causer des dommages, tout comme dans les conduites en refoulement, mais avec une différence : il débute par une surpression qui laisse place à une dépression. Pour protéger les conduites gravitaires contre ce phénomène, il est essentiel d'étudier la loi de fermeture lente de la vanne sur l'aval de la conduite.

Pour calculer la célérité, on utilise la formule (III.26), puis pour déterminer le temps de retour de l'onde de déformation, on peut appliquer la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{c} (s) \dots\dots\dots (III.32)$$

**Tableau III.20 :** Célérité d'onde et le temps de retour de l'onde de déformation de tronçon d'adduction par refoulement.

Conduite	D (mm)	L (m)	C (m/s)	t <sub>r</sub> (s)
Tour- SP2	700	3 772,36	426,40	17,69
RT2 → Bifurcation Ghazaouet	1400	2 440	417,26	11,70
Bifurcation Ghazaouet → piquage réservoir Souani	1400	4 505	417,26	21,59
Piquage réservoir Souani → Bifurcation Maghnia	1400	19990	417,26	95,81
Bifurcation Maghnia → R.Ouest	800	3820	424,79	17,99

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 celle de temps de retour de l'onde de déformation.

- On calcul la valeur du coup de bélier pour le temp de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2L \times V_0}{g \times T} (m) \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite (m) ;
- V<sub>0</sub> : Vitesse dans la conduite (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;
- T : temps de manœuvre (s) ;

Les résultats de la formule de MICHAUD sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21** : Les valeurs de coups de bélier pour les conduites gravitaires

Tronçons	V <sub>0</sub> (min)	T (min)	b (m)
Tour- SP2	1,43	5	3,67
RT2 → Bifurcation Ghazaouet	1,24	5	2,06
Bifurcation Ghazaouet → piquage réservoir Souani	0,88	5	2,69
Piquage réservoir Souani → Bifurcation Maghnia	0,84	15	3,78
Bifurcation Maghnia → R.Ouest	1,46	5	3,78

### III.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude de diagnostic des réseaux de transfert d'eau de H.Boughrarar et de la station de dessalement de l'eau de mer vers le complexe de stockage OUEST. Après cette analyse, il est apparu que les stations de pompes de SP1 et SP2 sont sous-dimensionnées, ce qui nécessite des travaux de réhabilitation. Ces travaux incluent l'ajout d'une pompe à la première station pour augmenter le débit, le renforcement de la station SP02, et l'augmentation de l'installation des réservoirs d'air pour protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier. Cela implique l'ajout d'un réservoir de 6 m<sup>3</sup> aux deux stations.

En conclusion, l'objectif principal de ce chapitre a été de mettre en place un système d'adduction efficace pour alimenter les réservoirs de stockage à partir d'un réservoir de reprise d'eau traité et garantir un fonctionnement optimal du réseau

**CHAPITRE IV**  
**RESERVOIR DE STOCKAGE**

## Chapitre IV

### Réservoir de stockage

#### IV.1. Introduction

Dans le domaine des systèmes d'alimentation en eau potable, les réservoirs représentant entre 40 et 50 % du coût total de l'installation. Leur fonction principale consiste à faciliter une gestion efficace des ressources en eau en permettant le stockage, la régulation et la distribution stratégique de l'eau aux populations desservies.

Après l'évaluation des besoins de la population en termes de débit d'eau, il faut déterminer les besoins en matière de stockage. Ensuite, vérifier si les réservoirs et les baches d'aspiration existants sont suffisants ou s'il est nécessaire de concevoir un nouveau réservoir, afin de garantir une alimentation adéquate de l'agglomération.

#### IV.2. Rôle des réservoirs

Les réservoirs jouent un rôle important dans la gestion et la distribution de l'eau potable, offrant des avantages techniques et économiques essentiels pour assurer une alimentation fiable et efficace.

##### IV.2.1. Fonction technique

- Rôle d'intermédiaire entre le réseau de distribution et d'adduction, et dans ce cas permet de réguler les débits et les pressions en fonction de la demande.
- Assurance de la continuité de l'alimentation en eau en cas de panne, d'arrêt de la pompe ou d'incident.
- Participation au traitement de l'eau (désinfection).
- Régulation de la pression pour briser la charge dans les réseaux étagés.
- Emmagasinement d'eau pendant les heures de faible consommation et réutiliser pendant les heures de fortes consommations.
- Simplification de l'exploitation et régularité dans le fonctionnement du pompage.
- Joue le rôle de deuxième réservoir dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, car il y a des faibles pressions aux points éloignés.
- Sollicitation régulière des points d'eau et préservation des ouvrages et des nappes ou des gisements aquifères.
- Disponibilité de la réserve d'incendie.

##### IV.2.2. Fonction économique

- Réduction des investissements sur les autres ouvrages du réseau d'alimentation en eau potable.
- Réduction des coûts énergétiques en favorisant le pompage pendant les périodes où l'énergie est moins coûteuse.
- Économies sur les coûts d'investissement sur le réseau de distribution en permettant des canalisations de diamètre plus petit.

### **IV.3. Classification des réservoirs**

Les réservoirs doivent être conçus et réalisés avec des matériaux assurant leur stabilité et leur durabilité, tout en protégeant la qualité de l'eau qu'ils contiennent. Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères :

#### **IV.3.1. Selon le matériau de construction**

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

#### **IV.3.2. Selon la situation des lieux**

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi-enterrés.
- Réservoirs posés sur sol.
- Réservoirs surélevés (château d'eau).

#### **IV.3.3. Selon la forme**

- Réservoirs de section circulaire.
- Réservoirs de section rectangulaire.
- Réservoirs de forme quelconque.

#### **IV.3.4. Selon l'usage**

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.

### **IV.4. Emplacement des réservoirs**

L'emplacement d'un réservoir d'eau dépend de plusieurs facteurs, notamment la topographie du terrain, la nécessité d'assurer une pression suffisante au moment de la pointe de consommation, et la minimisation des coûts d'investissement et d'exploitation.

Pour déterminer l'emplacement optimal, il est essentiel de prendre en compte la perte de charge entre le réservoir et le point le plus éloigné du réseau et la hauteur maximale des immeubles. Ainsi que la simplicité de réalisation du coffrage, l'étanchéité et la disponibilité des terrains à un prix acceptable. Le réservoir doit être placé à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'il dessert, avec une altitude du radier supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Donc, l'emplacement d'un réservoir d'eau doit répondre à des critères techniques, économiques et environnementaux pour garantir une distribution efficace de l'eau potable.

## **IV.5. Les équipements des réservoirs**

Lors de la conception d'un réservoir d'alimentation en eau potable, il est essentiel de prendre en compte les aspects hydrauliques et opérationnels, en prévoyant des équipements facilitant la surveillance des conditions de fonctionnement et les opérations d'entretien régulières. Il est recommandé de regrouper les principaux équipements dans une chambre d'accès bien dimensionnée.

Tous les équipements doivent être facilement accessibles, démontables et manipulables, avec des passerelles, des escaliers et des dispositifs de levage appropriés. La cuve et la tour en béton armé doivent être ventilées et visitables.

### **IV.5.1. Equipement d'intervention**

Les équipements d'intervention dans un système d'alimentation en eau potable comprennent des plans d'urgence, des dispositifs de surveillance, des équipements de maintenance, des vannes et des conduites de contrôle, des compteurs d'eau et des accessoires tels que des robinets d'arrêt. Ils permettent de gérer efficacement les urgences et d'assurer le bon fonctionnement du système.

Des accès aux cuves (trappes pour le personnel et le matériel) sont prévus pour la surveillance, l'entretien et les réparations, tout en étant protégés contre les intrusions.

### **IV.5.2. Equipement hydraulique**

#### **IV.5.2.1. Conduite d'adduction**

S'appelle également la conduite d'arrivée ou la conduite d'alimentation, elle peut être réalisée de plusieurs manières, telles que :

- L'arrivée par surverse est utilisée pour les eaux des champs captant, car cette méthode provoque l'oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- L'arrivée par le fond est utilisée dans le cas contre réservoir.
- L'arrivée par pipe est utilisée pour les grands volumes (réservoirs compartimentés) afin de limiter le nombre d'arrivées à une seule.
- L'arrivée par siphon noyé.
- L'arrivée par le bas.

Ces deux dernières méthodes sont les plus efficaces car elles provoquent un brassage et un renouvellement de l'eau par mélange, en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux. Il est donc préférable de placer l'arrivée opposée à la conduite de départ.

La conduite arrivée doit pouvoir être obturée lorsque l'eau atteint son niveau maximal dans la cuve. L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif d'arrêt du moteur si elle se fait par refoulement.

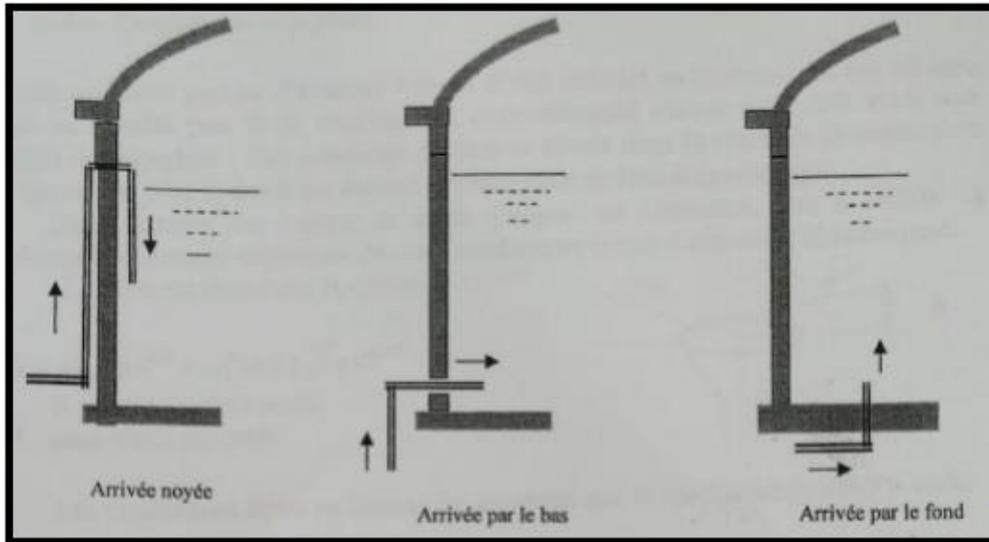


Figure IV.1 : différents points d'arrivée pour la conduite d'adduction. (Source : SALAH,2014)

#### IV.5.2.2. Conduite de distribution

S'appelle aussi la conduite de départ est positionnée de 15 à 20 cm au-dessus du radier de la cuve, à l'opposé de la conduite d'arrivée, afin d'éviter l'entrée de matières en suspension. À l'extrémité de cette conduite se trouve une crépine courbée qui prévient la formation du phénomène de vortex, lequel pourrait entraîner de l'air dans la conduite.

De plus, cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse qui permet une fermeture automatique et rapide en cas de rupture de la conduite, afin d'empêcher la vidange du réservoir. Il est important de maintenir un niveau minimal d'eau de 0,5 m au-dessus de la conduite pour éviter l'entrée d'air dans le réseau. Parmi les différentes méthodes de sortie de l'eau du réservoir, on retrouve :

- FIFO (First-In, First-Out) : la première tranche qui arrive est la première à sortir.
- LIFO (Last-In, First-Out) : la dernière tranche qui arrive au réservoir est la première à sortir.

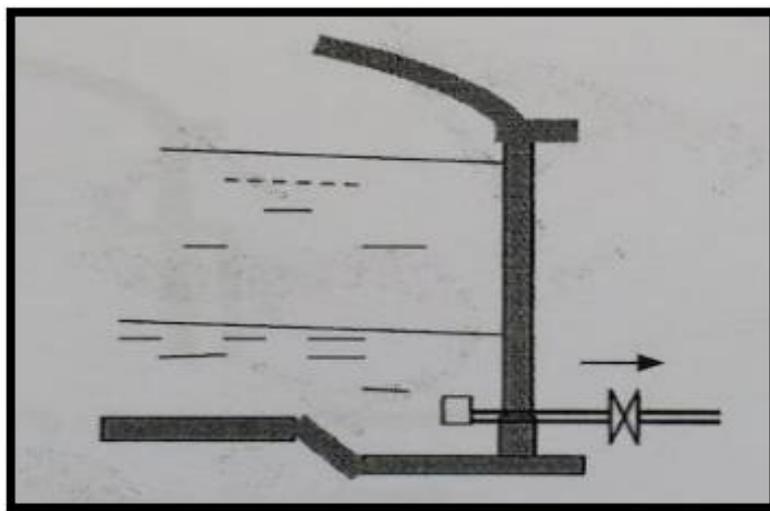


Figure IV.2 : Le point de départ de la conduite de distribution. (Source : SALAH, 2014)

### IV.5.2.3. Conduite de trop-plein

Les conduites de trop-plein sont essentielles pour évacuer l'excès d'eau d'un réservoir en cas de dysfonctionnement d'une pompe, afin d'empêcher le niveau de dépasser sa capacité maximale.

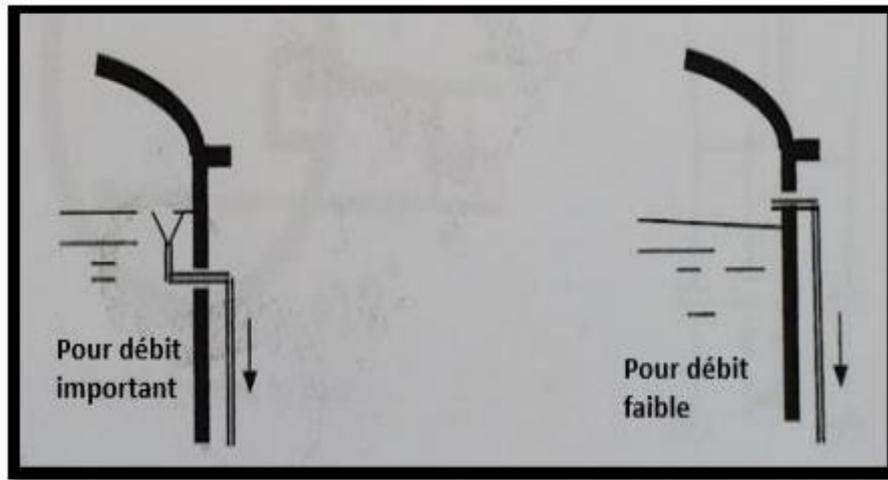


Figure IV.3 : Conduite de trop plain. (Source : SALAH, 2014)

### IV.5.2.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange doit être positionnée au point le plus bas du radier du réservoir et inclinée vers ce point de manière à permettre une vidange complète lors des opérations de nettoyage (se fait une fois tous les 6 mois ou une fois par an), désinfection ou réparation. Elle est connectée généralement à la conduite de trop-plein et munie d'un robinet vanne à son extrémité. Cette configuration assure une évacuation efficace de l'eau et facilite l'entretien du réservoir. Il est important de nettoyer le robinet vanne après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de dépôts de sable qui pourraient gêner son fonctionnement.

Chaque compartiment du réservoir doit être équipé d'une telle conduite, qui se termine généralement par un système simple d'emboîtement en forme de siphon (joint hydraulique) pour empêchant toute intrusion de corps étrangers et assurant un fonctionnement optimal du système. Ces conduites se rejoignent souvent dans une chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique.

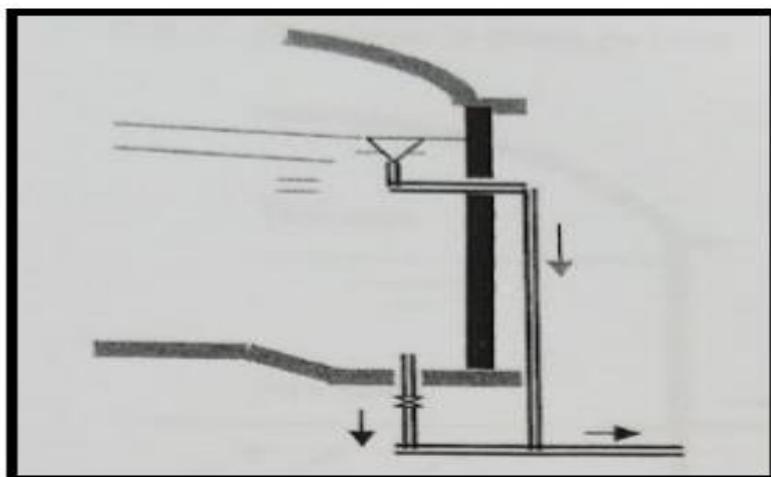


Figure IV.4 : Conduite de vidange et de trop-plein le cas de réservoir sur sol enterré ou semi-enterré. (Source : SALAH, 2014)

#### IV.5.2.5. Conduite de by-pass

Le by-pass est un tronçon de conduite essentiel qui relie la conduite d'adduction à la conduite de distribution dans un réservoir unique non compartiment. Il assure ainsi la continuité de l'alimentation en eau potable pendant les opérations d'entretien et de nettoyage du réservoir. En permettant le passage direct de l'eau vers le réseau de distribution, sans passer par le réservoir, le by-pass garantit une disponibilité constante de l'eau pour les usagers.

Le fonctionnement de by-pass est le suivant :

- Réservoir en fonctionnement : 1 et 3 sont ouverts le 2 est fermé.
- Réservoir isolé : 1 et 3 sont fermés le 2 est ouvert.

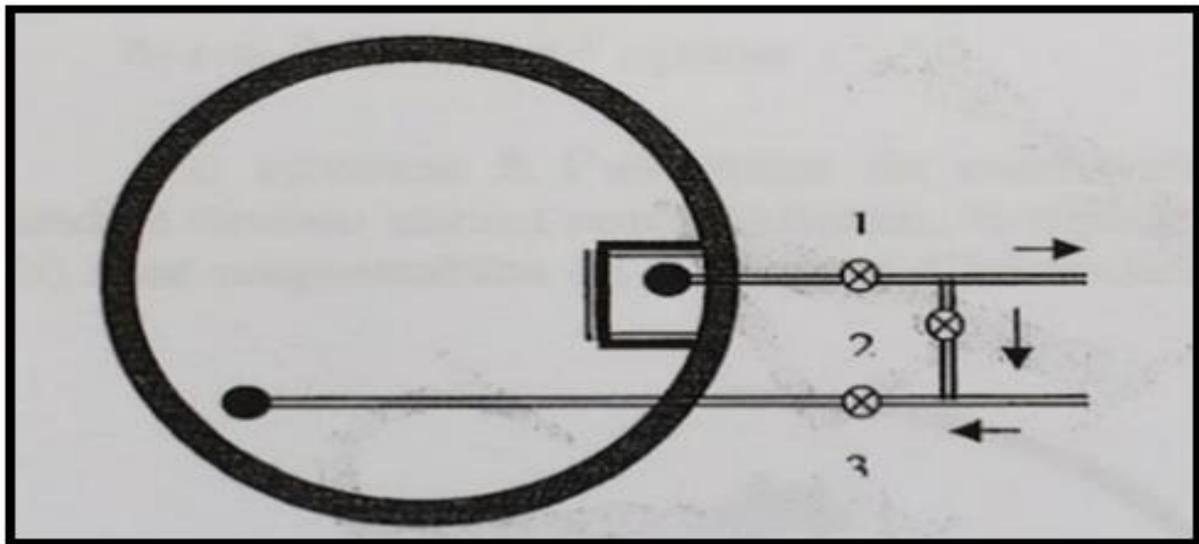


Figure IV.5 : Système de by-pass. (Source : SALAH, 2014)

#### IV.5.2.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour maintenir une réserve d'eau destinée à la lutte contre les incendies, deux systèmes principaux sont utilisés :

- **Système à deux prises** : Ce système est rarement utilisé en raison de la présence d'une tranche d'eau morte, ce qui compromet le renouvellement adéquat de la réserve de sécurité.
- **Système à siphon** : Dans ce système, le siphon se vide lorsque le niveau de la réserve est atteint et la distribution s'arrête, grâce à un évent, préservant ainsi la réserve d'eau. Cela permet un renouvellement constant de la réserve tout en la maintenant disponible en permanence. En cas d'incendie, il suffit d'ouvrir les vannes appropriées pour utiliser la réserve.

Ces configurations spéciales de tuyauterie sont élaborées pour arrêter le flux d'eau dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint, garantissant ainsi sa disponibilité et sa conservation pour une utilisation en situation d'urgence.

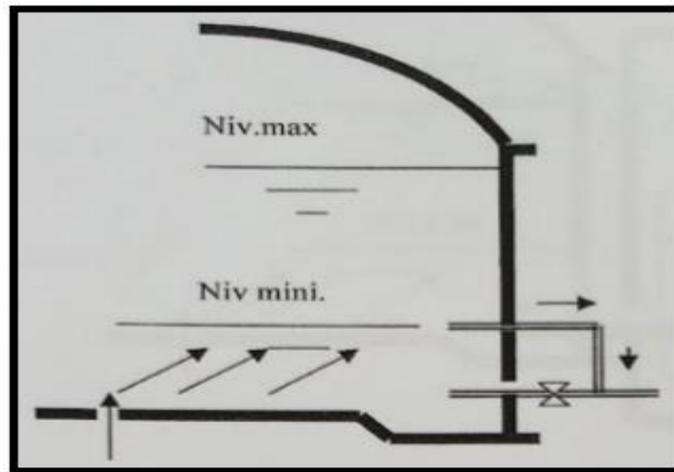


Figure IV.6 : Système d'incendie à deux prises. (Source : SALAH, 2014)

### IV.6. Etat des réservoirs existants

Il est essentiel de vérifier l'état physique des composants du réseau d'adduction de H.Boughrara qui alimente le nouveau pôle urbain, en particulier les bâches d'aspiration SP1 et SP2 d'une capacité de  $2000 \text{ m}^3$ , la cheminée d'équilibre de  $80 \text{ m}^3$  et le complexe de stockage de  $2*5000 \text{ m}^3$ .



Figure IV.7 : Les réservoirs R-OUEST de  $2*5000 \text{ m}^3$



Figure IV.8 : Conduites de départ et de vidange + trop plein dans la chambre des vannes de R.OUEST



Figure IV.9 : Conduite de trop-plein pour R.OUEST.



Figure IV.10 : cheminée d'équilibre

- Le tableau suivant présente les diamètres nominaux (DN) des réservoirs de stockage :

Tableau IV.1 : Conduites et leurs DN des réservoirs de stockage existants.

Conduites	D'arrivé	Vidange	Trop plain	Départ
DN	700	300	600	700

Après notre visite du réseau d'adduction, nous avons constaté que les réservoirs de stockages ainsi que les bâches d'aspiration et la cheminée d'équilibre sont en bon état, mais ils nécessitent des travaux d'entretien.

#### IV.7. Quelques recommandation sur les réservoirs

Voici les recommandations pour notre complexe de stockage :

- Nettoyer les chambres des vannes.
- Les conduites de distribution, de trop-plein et de vidage doivent être remplacées par de nouveaux tuyaux en PEHD résistants à la corrosion.
- L'installation d'un système de matérialisation de la réserve d'incendie.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs doivent être vidés, nettoyés et désinfectés.

## IV.8. Analyse de la capacité des réservoirs

On effectue ce calcul pour assurer la régulation du débit et de la pression, la sécurité en cas d'incendie ou de demandes exceptionnelles, ainsi que la garantie d'une distribution constante d'eau. Le calcul de la capacité d'un réservoir d'eau change selon le type et l'utilisation du réservoir, on distingue :

- La capacité du réservoir d'alimentation.
- Le cas d'une adduction gravitaire à débit limité constant.
- Le cas du réservoir tampon.
- Le cas de brise charge.
- Le cas d'une bache d'aspiration.

### IV.8.1. Cas du réservoir tampon

Dans les systèmes d'eau potable, les réservoirs tampons sont habituellement présents dans les adductions mixtes, où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire. Ce dernier remplit plusieurs fonctions, notamment :

- Prévenir les faibles pressions et par conséquent la cavitation aux points culminants.
  - Éviter la formation de poches d'air et la coupure de l'écoulement liquide.
  - En cas d'arrêt brusque de la pompe, empêcher une forte dépression au point le plus élevé, l'implosion de la conduite et l'aspiration des articulations.
- Dans notre réseau d'adduction, il y a une cheminée d'équilibre de 80 m<sup>3</sup> qui agit comme un réservoir tampon. Donc, nous devons vérifier sa capacité en utilisant la loi du réservoir tampon :

$$V = \frac{Q_{tr}}{2} \times t \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

$V$  : Volume du réservoir tampon (m<sup>3</sup>) ;

$Q_{tr}$  : Débit transite ;

$t$  : Temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire ;

**A.N** :  $V = 79,265 \text{ m}^3$ , Alors le volume de réservoir existant est satisfaisant.

### IV.8.2. Cas de la bache d'aspiration

#### IV.8.2.1. Calcul du débit d'apport ( $Q_{app}$ )

Après avoir extrait l'eau de la source, elle est ensuite dirigée vers les réservoirs de réception (reprise). L'apport d'eau de la source vers les réservoirs se fait sur une période de 20 heures, donc le débit sera calculé comme suit :

$$Q_{app} = \frac{Q_{maxj}}{T} (m^3/h) \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

$T$  : Le temps de fonctionnement de la station de pompage ;  $T = 20 \text{ h}$ .

$Q_{app}$  : Débit entrant dans le réservoir projeté (m<sup>3</sup>/j) ;

### IV.8.2.2. Analyse la capacité de la bêche d'aspiration

L'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bêche de reprise (d'aspiration), située à un niveau plus élevé que celui de l'axe des pompes afin de se mettre à l'abri d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation. Dans ce cas, la bêche d'aspiration joue un rôle transitoire, son dimensionnement étant basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, généralement estimé à un quart d'heure (15 minutes).

Le volume de la bêche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bêche} = \frac{Q_{maxj} \times t}{T} = Q_{app} \times t \text{ (m}^3\text{)} \dots \dots \dots \text{(IV.3)}$$

Avec :

$t$  : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ;  $t=0,25h$ .

Dans le réseau d'adduction de la station de traitement vers les complexes de stockage, on trouve deux stations de pompage identiques. Par conséquent, l'analyse de la capacité de la bêche d'aspiration est la même pour les deux stations. Alors les différents volumes de la bêche en fonction de l'horizon, ainsi que le bilan, sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2** : bilan de la capacité de la bêche d'aspiration.

Horizons	Actuel 2024	Moyen terme 2038	Long terme 2054
<b>Q<sub>maxj</sub> des communes (m<sup>3</sup>/j)</b>	35103,531	41959,693	51548,346
<b>Q<sub>maxj</sub> de la zone d'étude (m<sup>3</sup>/j)</b>	2658,253	5394,427	6445,337
<b>Q<sub>maxj</sub> total (m<sup>3</sup>/j)</b>	37761,784	47354,120	57993,683
<b>Q<sub>app</sub> (m<sup>3</sup>/h)</b>	1888,089	2367,706	2899,684
<b>V bêche (m<sup>3</sup>)</b>	472,022	591,927	724,921
<b>V inc (m<sup>3</sup>)</b>	120	120	120
<b>Besoins en stockage (m<sup>3</sup>)</b>	592,022	711,927	844,921
<b>Capacité disponible (m<sup>3</sup>)</b>	2000	2000	2000
<b>Surplus (m<sup>3</sup>)</b>	1407,978	1288,073	1155,079
<b>Déficit (m<sup>3</sup>)</b>	-	-	-

Selon le tableau (IV.1), nous pouvons conclure que la capacité de la bêche d'aspiration est suffisante à long terme pour toutes les communes qui sont concernées, ainsi que pour notre zone d'étude.

### IV.8.3. Le cas du réservoir d'alimentation

#### IV.8.3.1.les méthodes de calcul

Pour bien dimensionner un réservoir de stockage, il faut tenir compte des variations de débit à l'entrée et à la sortie, liées au fonctionnement des ouvrages en amont et aux fluctuations de la demande, surtout aux heures de forte consommation. Il est également nécessaire de prévoir une réserve pour la lutte contre les incendies, afin de répondre aux conditions les plus exigeantes. Donc deux méthodes peuvent être appliquées :

- **Méthode graphique :** «La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.» (Salah.B, 2014, p.57)

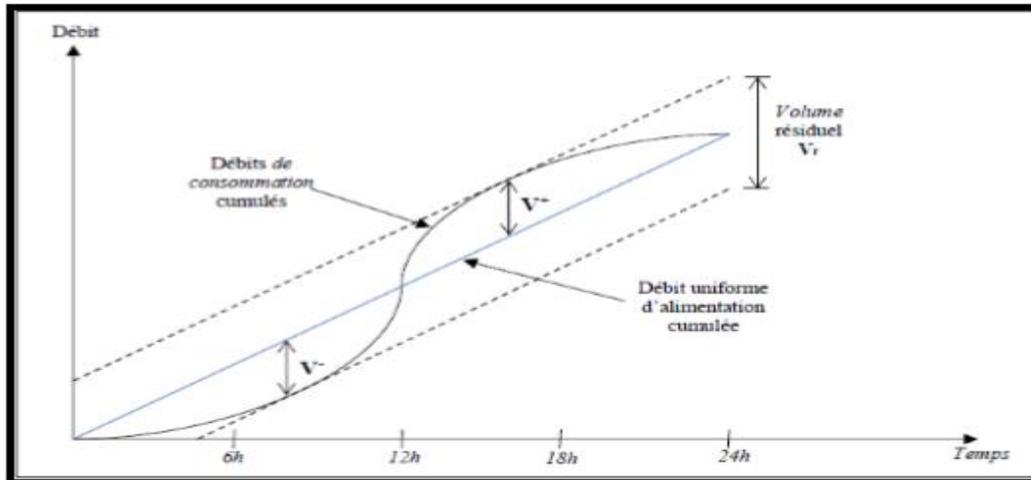


Figure IV.11 : Détermination graphique de la capacité (Source : SALAH, 2014)

La courbe de débit uniforme d'alimentation cumulé est le débit d'apport.

$$V_r = \Delta V_1 + \Delta V_2(m^3) \dots \dots \dots (IV.4)$$

- **Méthode analytique :** cette méthode de dimensionnement est tenue compte des débits d'apport et des débits de départ. Elle calcule, pour chaque heure de la journée le niveau d'eau restant dans le réservoir en considérant un régime d'adduction caractérisé par un débit constant et un régime de consommation caractérisé par un débit variable en fonction de la consommation des habitants.

Le volume utile calculer par :

$$V_r = \frac{a \times Q_{maxj}}{100} (m^3) \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

$V_r$  : Capacité résiduelle (volume utile) ( $m^3$ ) ;

$a$  : Représente le maximum des restes de  $Q_{maxj}$  (volume maximal qui devant être stocker) (%)

$Q_{maxj}$  : Consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ) ;

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume utile :

$$V_T = V_r + V_{inc}(m^3) \dots \dots \dots (IV.6)$$

Avec :

$V_T$ : Capacité totale du réservoir ( $m^3$ ) ;

$V_{inc}$  : Volume d'incendie estimé à [80 – 120] ( $m^3$ ) ;

### IV.8.3.2. Analyse la capacité du stockage

Dans notre zone d'étude, il existe un complexe de stockage de 2\*5000 m<sup>3</sup> qui approvisionne plusieurs agglomérations avec un nombre d'habitants similaire, comme indiqué dans le deuxième chapitre. Il est donc essentiel de vérifier si la capacité disponible est adéquate pour un régime de consommation de 10 001 à 50 000 habitants (voir annexe 06).

On a choisi d'arrêter le pompage de 17h à 21h à cause du prix de l'électricité le plus élevé pendant cette période de la journée. Ensuite, on estime la quantité de volume nécessaire pour les réservoirs par la méthode analytique :

**Tableau IV.3:** Détermination de la capacité du stockage nécessaire.

Heure	Refoulement d'eau en%	Consommation horaire %	Arrive d'eau au réservoir %	Départ d'eau du réservoir %	Reste dans le réservoir %
0-1	5	1,5	3,5		-10,5
1-2	5	1,5	3,5		-7
2-3	5	1,5	3,5		-3,5
3-4	5	1,5	3,5		0
4-5	5	2,5	2,5		2,5
5-6	5	3,5	1,5		4
6-7	5	4,5	0,5		4,5
7-8	5	5,5		0,5	4
8-9	5	6,25		1,25	2,75
9-10	5	6,25		1,25	1,5
10-11	5	6,25		1,25	0,25
11-12	5	6,25		1,25	-1
12-13	5	5	0	0	-1
13-14	5	5	0	0	-1
14-15	5	5,5		0,5	-1,5
15-16	5	6		1	-2,5
16-17	5	6		1	-3,5
17-18	0	5,5		5,5	-9
18-19	0	5		5	-14
19-20	0	4,5		4,5	-18,5
20-21	0	4		4	-22,5
21-22	5	3	2		-20,5
22-23	5	2	3		-17,5
23-24	5	1,5	3,5		-14
<b>Total</b>	100	100			

D'après le tableau (IV.2) le maximum des restes dans le réservoir :

$$a (\%) = |-22,5| + |4,5| = 27\%$$

### IV.8.3.3. Bilan de capacité de stockage

Le tableau (IV.2) nous indique un résidu maximum de 27 %, sans prendre en compte la réserve d'incendie. Par conséquent, le volume du réservoir est calculé à l'aide des formules IV.5 et IV.6, en prenant en compte les communes alimentées par ce réservoir, tel que Chébikia, Nedroma et Maghnia ouest.

Les résultats sans résumer dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4 : Bilan de capacité de stockage.**

Horizons	Actuel 2024	Moyen terme 2038	Long terme 2054
<b>Q<sub>moy,j</sub> zones alimenter par le réservoir (m<sup>3</sup>/j)</b>	15850,332	18665,756	22556,098
<b>K<sub>max j</sub></b>	1,2	1,2	1,2
<b>Q<sub>max,j</sub> zones alimenter par le réservoir (m<sup>3</sup>/j)</b>	19020,399	22398,907	27067,317
<b>Q<sub>max,j</sub> de notre zone (m<sup>3</sup>/j)</b>	2658,253	5394,427	6445,337
<b>Q<sub>max j</sub> totale (m<sup>3</sup>/j)</b>	21678,652	27793,334	33512,654
<b>a (%)</b>	27	27	27
<b>V<sub>u</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	5853,236	7504,200	9048,417
<b>V<sub>inc</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	120	120	120
<b>Besoins en stockage (m<sup>3</sup>)</b>	5973,236	7624,200	9168,417
<b>Capacité disponible (m<sup>3</sup>)</b>	10000	10000	10000
<b>Surplus (m<sup>3</sup>)</b>	4026,764	2375,800	831,583
<b>Déficit (m<sup>3</sup>)</b>	-	-	-

Selon le tableau (IV.3), on constate qu'il n'y a pas un déficit, alors les réservoirs existants ont une capacité adéquate et sont proches du nouveau pôle urbain. Donc, il n'est pas nécessaire de construire un nouveau réservoir.

## IV.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini le rôle et les caractéristiques des réservoirs en général. Nous avons également examiné et analysé en détail les réservoirs de stockage et d'alimentation déjà en service dans notre zone d'étude.

Après avoir étudié précisément les besoins en eau potable et les ressources disponibles pour notre zone urbaine, nous avons calculé les volumes de stockage nécessaires pour répondre aux besoins futurs jusqu'à l'horizon 2054. Les calculs ont montré que les réservoirs semi-enterrés déjà en service à proximité du pôle urbain sont suffisants pour répondre aux besoins actuels et futurs, jusqu'à l'horizon 2054. Leur capacité de stockage est adaptée et leur emplacement stratégique permet une distribution optimale de l'eau potable sur l'ensemble de la zone desservie.

En conclusion, l'analyse approfondie des réservoirs existants et le dimensionnement précis des volumes de stockage nécessaires ont permis de confirmer que les infrastructures en place sont en adéquation avec les besoins futurs de la population, et ce jusqu'en 2054 inclus. Cela garantit une alimentation en eau potable pérenne et de qualité pour les années à venir.

**CHAPITRE V**  
**CONCEPTION DU RESEAU DE**  
**DISTRIBUTION**

## Chapitre V

### Conception du réseau de distribution

#### V.1.Introduction

L'eau est distribuée aux citoyens par un réseau de canalisations souterraines, généralement situé sous les voies publiques, ces canalisations sont connectées aux branchements des immeubles. Le réseau de distribution est composé de conduites et d'organes hydrauliques interconnectés. Son objectif est d'acheminer l'eau vers les différents consommateurs de manière adéquate, en termes de quantité et de qualité, tout en garantissant des débits appropriés et des pressions suffisantes aux différents points de distribution.

Les diamètres des canalisations doivent être déterminé pour permettre un débit maximal à la pression requise, en tenant compte des besoins futurs à l'horizon 2054 (domestiques, d'arrosage, d'incendie, industriels ou agricoles).

Le réseau peut prendre différentes formes, maillées ou ramifiées, en fonction de la taille de l'agglomération desservie. Dans notre zone d'étude, la distribution d'eau sera réalisée à partir d'un réservoir de  $2*5000 \text{ m}^3$ , avec une côte de radier de 520 m.

#### V.2. Conception d'un réseau

Pour concevoir un réseau de distribution d'eau efficace, il est nécessaire de tenir compte de plusieurs facteurs clés qui peuvent influencer sa conception et son fonctionnement, tels que :

- L'emplacement des quartiers des et des gros consommateurs.
- Les reliefs et la présence des routes et d'obstacles naturels.
- La nécessité d'assurer un service flexible et fiable.
- L'existence d'autres réseaux.

#### V.3. Topologie du réseau

La topologie d'un réseau de distribution d'eau est déterminée par la disposition des nœuds (abonnés) et des conduites, dont dépendent les facteurs de la conception d'un réseau. On distingue quatre types de réseaux :

##### V.3.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié, constitué d'une conduite principale et de conduites secondaires branchées tout au long de la conduite principale, présente une structure arborescente.

Ce type de réseau, généralement adapté aux agglomérations de faible densité comme les zones rurales et bien qu'il offre l'avantage d'être économique en termes de coûts de construction et le calcul soit simple, ce réseau comporte le risque qu'une défaillance sur la conduite principale entraîne une interruption de service pour l'ensemble de la population desservie en aval.

### V.3.2. Réseau maillé

Contrairement au réseau ramifié, le réseau maillé, est composé de tronçons disposés en boucles fermées, offrant une distribution plus uniforme des débits et des pressions, ainsi qu'une meilleure sécurité en cas de panne. Une simple manipulation de vanne permet d'isoler une section endommagée sans interrompre l'alimentation des abonnés en aval. Bien que sa mise en place soit plus coûteuse et nécessite une planification plus complexe, ce type de réseau est couramment utilisé dans les zones urbaines à forte densité.

### V.3.3. Réseau mixte (combiné)

Un réseau de distribution d'eau est qualifié de mixte ou combiné lorsqu'il associe une partie maillée et une partie ramifiée. Cette configuration permet de tirer parti des avantages de chaque type de réseau en fonction de la configuration du site et des zones de pression.

Généralement, le centre-ville est desservi par un réseau maillé, tandis que les quartiers périphériques sont alimentés par des ramifications issues de ces mailles, c'est ce qui crée un réseau combiné.

### V.3.4. Réseau étagé

Lorsque la topographie d'une agglomération présente des différences de niveau importantes, la distribution de l'eau à partir d'un réservoir unique peut engendrer des pressions excessives aux points bas du réseau, ne respectant pas les normes en vigueur. Pour remédier à ce problème, un réseau étagé peut être mis en place, constitué de sous-réseaux indépendants desservis chacun par un réservoir intermédiaire alimenté par le réservoir principal.

Cette configuration permet de réguler la pression dans chaque zone, évitant ainsi le recours à des vannes de réduction de pression.

- Dans une perspective technico-économique visant à optimiser l'utilisation de l'infrastructure et à garantir une distribution efficace de l'eau, un réseau maillé est choisi pour notre agglomération, en tenant compte des spécificités de la zone d'étude.

## V.4. Choix du type de matériaux des conduites

Lors du choix du matériau des conduites d'un réseau de distribution d'eau, plusieurs paramètres techniques et économiques doivent être pris en compte, tels que :

- Le diamètre.
- La pression de service à supporter.
- Les conditions de pose.
- Le prix et la disponibilité sur le marché.
- La durée de vie.

### V.4.1. Conduites métalliques

#### V.4.1.1. Conduites en fonte

Les tuyaux en fonte sont en réalité de l'acier entouré d'une couche de charbon. Ils offrent de nombreux avantages, mais également de nombreux inconvénients.

- **Avantages :**

- Une bonne résistance aux contraintes du fluide.
- Une bonne résistance aux chocs et aux charges compressibles.
- Les conduites ont une longueur allant de 6 à 16 mètres, ce qui permet de réduire le nombre de joints et de minimiser les risques de fuites.
- Facilité l'installation.
- La durée de vie est d'environ 30 ans.

- **Inconvénients :**

- Les tuyaux en fonte sont extrêmement lourds
- Il existe un risque de déformation des conduites lors de leur transport et un coût très élevé lors de leur installation.
- Leur résistance au cisaillement est médiocre.

#### V.4.1.2. Conduites en acier

L'acier est constitué principalement de fer et de carbone, qui représente entre 0,1% et 1,5%. Les tuyaux en acier peuvent être obtenus par différents procédés de mise en forme et de soudage, en fonction du diamètre.

- **Avantages :**

- Pas besoin de pièces spéciales comme les tuyaux en fonte.
- Il est démontable et soudables.
- Bonne étanchéité.
- Peuvent supporter des pressions élevées.
- Disponibles sur le marché.
- Plus légers que les tuyaux en fonte.
- Élasticité permettant de s'adapter aux reliefs accidentés.
- Longueurs courantes de 6 à 16 mètres selon les diamètres.

- **Inconvénients :**

- L'acier est plus lourd que les matières plastiques.
- Exposition à la corrosion qui nécessite une protection à la fois à l'extérieur et à l'intérieur.
- Une durée de vie estimée à 20 ans.

### V.4.2. Conduites en béton

Des tuyaux précontraints avec des raccords spécifiques conformément aux instructions sont utilisés pour assurer l'étanchéité de la section circulaire. Lorsque le tuyau est introduit dans le manchon, il est important de prendre soin du centrage (il est recommandé d'utiliser des socles en béton et des dispositifs de guidage).

Il est essentiel d'éviter à tout prix un tassement inégal pour les tuyaux qui se suivent lors du remblayage. Après avoir effectué l'essai d'étanchéité des raccords, il est conseillé de fixer les tuyaux assemblés avec du béton.

### V.4.3. Conduites en plastiques (thermoplastique)

#### V.4.3.1. Conduites en PVC

Le PVC provient de l'éthylène, est une poudre blanche, atteint son point de fusion à une température de 150°C et se ramollit à une température de 75°C.

- **Avantages :**

- Les tubes en PVC ont une légèreté de 5 à 8 fois supérieure à celle des tubes traditionnels en acier et la fonte.
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) permet de réduire considérablement les pertes de charges par rapport à d'autres matériaux.
- Une légère rugosité qui perdure au fil du temps.
- Une résistance chimique satisfaisante à la solution saline, acide et oxydable.
- Grâce à son inertie chimique, le PVC ne s'entarte ni ne se corrode rapidement.
- Installation de canalisation aisée.
- Les tuyaux sont de longueur de 4 à 6m.

- **Inconvénients :**

- Le risque de rupture.
- Une pression nominale inférieure à 20 m.

#### V.4.3.2. Conduites en PEHD

Le polyéthylène est issu des hydrocarbures, résultant de l'association de nombreuses molécules simples d'éthylène selon une réaction de polymérisation. Cette réaction a lieu dans un réacteur chimique sous pression et température contrôlées, en présence de catalyseurs. Cela donne naissance à des mélanges solides appelés résines de base ou polymères.

- **Avantages :**

- Bonne résistance à la corrosion, aux microorganismes, à l'entartage et mouvements de terrain.
- Disponibilité sur le marché
- Facilité de pose grâce à la flexibilité, possibilité d'enroulement en couronne
- Fiabilité des branchements, réduction des risques de fuite
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (faible coefficient de rugosité)
- Durée de vie théorique de 50 ans à 20°C

- **Inconvénient :**

- Nécessite une grande technicité pour la jonction des tuyaux.

➤ Parmi ces différents types des conduites, nous choisirons le polyéthylène haute densité (PEHD) en PN 10, en raison de ses avantages.

## V.5. Principe de tracé d'un réseau

Le tracé d'un réseau de distribution d'eau potable doit prendre en compte de nombreux paramètres techniques, économiques et environnementaux afin d'optimiser une distribution fiable et durable de l'eau aux consommateurs. On distingue :

- Détermination du sens principal d'écoulement pour tracer les conduites principales.
- Les conduites principales doivent être parallèles entre elles et situées sur les côtes les plus élevées pour assurer une bonne répartition de l'eau.
- Raccordement des conduites maîtresses par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles) et alimenter l'intérieur des quartiers, dans notre cas il y'a 9 mailles.
- Prise en compte de la configuration de la ville, de la disposition des rues, du relief et de l'emplacement des grands consommateurs.
- Minimisation des passages difficiles (traversées de routes, ravines...), évitement des pentes trop fortes et des zones rocheuses.
- Préférence pour les zones accessibles le long des chemins existants.
- Considération des problématiques de propriété des terrains et d'autorisations.

## V.6. Paramètres des réseaux

Chaque réseau hydraulique se caractérise par des paramètres afin de garantir l'efficacité et la fiabilité tels que :

### V.6.1. Débit

Dans la conception des réseaux de distribution d'eau potable et pour dimensionner des conduites convenables, il est essentiel de prendre en compte les principes clés suivants :

- Une estimation précise des besoins en eau de l'agglomération à alimenter.
- Le calcul hydraulique des canalisations basé sur le débit de pointe horaire.
- La vérification de la capacité du réseau à fournir le débit d'incendie requis de 17 l/s au point le plus défavorable.

### V.6.2. Choix des diamètres

Pour déterminer les diamètres appropriés pour les conduites de distribution d'eau, il est nécessaire de se référer aux catalogues pour obtenir les diamètres normalisés et commerciaux. Dans les tronçons avec bouche d'incendie, le diamètre minimal est de 80, 100 ou 150 mm.

### V.6.3. La vitesse

Dans les tronçons avec bouches d'incendie, la vitesse d'eau doit être comprise entre 0,5 et 1,5 m/s, les vitesses inférieures favorisant les dépôts solides et les vitesses excessives pouvant causer des fuites, des coups de bélier, des cavitations et du bruit.

### V.6.4. La pression

Dans la conception des réseaux de distribution d'eau potable et pour dimensionner les conduites supportables, il est essentiel de prendre en compte les principes clés suivants :

- Une estimation précise des besoins en eau de l'agglomération à alimenter.
- Le calcul hydraulique des canalisations basé sur le débit de pointe horaire.
- La vérification de la capacité du réseau à fournir le débit d'incendie requis de 17 l/s au point le plus défavorable.

## V.7. Détermination des débits du réseau

Pour le calcul du dimensionnement du réseau de distribution d'eau, il est nécessaire de considérer les hypothèses les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible. Les canalisations doivent être dimensionnées de manière à garantir une pression suffisante pour les habitations élevées, tout en minimisant les coûts.

La détermination des débits s'effectue de la manière suivante : on commence par calculer la longueur de chaque tronçon du réseau, puis on détermine le débit spécifique en prenant en compte les débits en cours de route. Ensuite, on évalue les débits nodaux pendant les heures de pointe et de pointe plus incendie.

### V.7.1. Débit de pointe

Le débit de pointe est exprimé dans la formule suivante :

$$Q_p = Q_{\max h} = \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \text{ (l/s)} \dots \dots \dots \text{ (V.1)}$$

Avec :

$Q_{\max h}$  : Débit consommé (débit maximale horaire) (l/s) ;

$Q_{ri}$  : est le débit en route pour le tronçon i (l/s) ;

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

$$\text{AN : } Q_p = \sum Q_{ri} = Q_{\max h} = 406,862 \text{ (m}^3/\text{h)} = \mathbf{113,017 \text{ (l/s)}}$$

### V.7.2. Débit spécifique

Pour le calcul du débit spécifique dans un réseau de distribution d'eau potable, on admet l'hypothèse que la consommation maximale horaire est répartie régulièrement sur la longueur du réseau. Cette définition du débit spécifique est valable quel que soit le type de réseau, maillé ou ramifié...

Le débit spécifique se calcule comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_{\max h}}{\sum L_i} \text{ ( l/s/ml ) } \dots \dots \dots \text{ (V.2)}$$

Avec :

$\sum L_i$  : Somme des longueurs du réseau en (ml) ;

$$\text{AN : } q_{sp} = \mathbf{0,0102 \text{ (l/s/ml)}}.$$

### V.7.3. Débit en route pour chaque tronçon

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

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

### V.7.4. Débits nodaux

Les débits aux nœuds désignent les débits concentrés à chaque nœud qui alimentent la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite. Ils sont calculés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = \frac{\sum Q_{ri}}{2} + Q_{conc} \text{ (l/s)} \dots \dots \dots \text{ (V.4)}$$

V.7.4.1. Cas de pointe

Le tableau suivant récapitule le calcul de débits au cas de pointe :

Tableau V.1 : Calcul les débits nodaux du réseau projeté cas de pointe.

Nœuds	Tronçons	Li (m)	Qri (l/s)	Qni (l/s)
1	1--2	298,700	3,058	4,119
	1--3	505,900	5,179	
2	1--2	298,700	3,058	4,739
	2--3	150,100	1,537	
	2--5	477,000	4,884	
3	1--3	505,900	5,179	5,423
	2--3	150,100	1,537	
	3--4	403,400	4,130	
4	3--4	403,400	4,130	5,698
	4--5	129,100	1,322	
	4--7	580,500	5,943	
5	2--5	477,000	4,884	5,639
	4--5	129,100	1,322	
	5--6	495,400	5,072	
6	5--6	495,400	5,072	6,212
	6--7	392,000	4,013	
	6--9	326,100	3,339	
7	4--7	580,500	5,943	6,108
	6--7	392,000	4,013	
	7--8	220,600	2,259	
8	7--8	220,600	2,259	5,550
	8--9	543,300	5,562	
	8--12	320,200	3,278	
9	6--9	326,100	3,339	6,116
	8--9	543,300	5,562	
	9--10	325,300	3,330	
10	9--10	325,300	3,330	6,708
	10--11	188,000	1,925	
	10--16	797,100	8,161	
11	10--11	188,000	1,925	6,357
	11--12	376,300	3,853	
	11--14	677,500	6,936	
12	8--12	320,200	3,278	6,737
	11--12	376,300	3,853	
	12--13	619,500	6,343	
13	12--13	619,500	6,343	8,663
	13--14	282,300	2,890	
	13--17	790,500	8,093	
14	11--14	677,500	6,936	5,803
	13--14	282,300	2,890	
	14--15	173,800	1,779	
15	14-15	173,800	1,779	3,970
	15-16	208,200	2,132	
	15--17	393,500	4,029	
16	10--16	797,100	8,161	12,131
	15--16	208,200	2,132	

Suite tableau V.1 : Calcul les débits nodaux du réseau projeté cas de pointe.

Nœuds	Tronçons	Li (m)	Qri (l/s)	Qni (l/s)
	16-17	1364,500	13,970	
17	13--17	790,500	8,093	13,046
	15-17	393,500	4,029	
	16--17	1364,500	13,970	
$\Sigma Q_{ri} = \Sigma Q_n = Q_{maxh} = 113,017 \text{ (l/s)}$				

#### V.7.4.2. Cas de pointe plus incendie

Il est important de s'assurer que le débit d'incendie fourni par le réservoir (17 l/s) soit situé au point le plus défavorable, dans notre cas c'est le nœud le plus élevé et éloigné qui est le nœud n07.

Donc :  $Q_{n07} = 6,108 + 17 = 23,108 \text{ l/s}$

### V.8. Dimensionnement du réseau

#### V.8.1. Répartition arbitraire des débits

Une fois que les débits aux nœuds ont été calculés, il est possible de réaliser des répartitions arbitraires des débits afin de déterminer les diamètres de chaque tronçon. Cette répartition est effectuée selon les principes de la méthode de Hardy Cross, qui repose sur deux lois :

- 1ère loi (loi des nœuds) : La somme des débits entrants au nœuds est égale à la somme des débits sortants (équation de continuité  $\Sigma Q = 0$ ).
- 2ème loi (loi des mailles) : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge doit être nulle ( $\Sigma \Delta H = 0$ ). Pratiquement elle doit être inférieure à 0.5m

#### V.8.2. Modélisation hydraulique

La modélisation hydraulique implique la simulation du comportement d'un fluide dans un système d'écoulement pour obtenir une vision précise du réseau. Suite à l'évolution des mathématiques appliquées et de l'informatique, divers logiciels ont été développés pour répondre aux besoins des ingénieurs en hydraulique, permettant de réaliser des simulations complexes de manière efficace. Parmi les logiciels populaires tels que WATERCAD, PICCOLO et PORTEAU, EPANET est choisi pour ses capacités de simulation rapide. Car il est possible d'anticiper les dysfonctionnements et de mieux comprendre le comportement du réseau d'eau potable, ce qui constitue une étape importante dans sa conception.

##### V.8.2.1. Les facteurs de modélisation

- **Les nœuds de demande :**

Ils sont les points du réseau où les arcs se rencontrent, ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent aussi de ne pas avoir un débit. Les résultats calculés aux nœuds de demande à chacun intervalle de temps d'une simulation sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique).
- Débit entrant et sortant.
- Pression statique et dynamique.

- **Les tuyaux :**

EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout moment, car ils sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. L'eau s'écoule de la partie où la charge hydraulique est la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle où la charge hydraulique est la plus faible. Les valeurs obtenues pour les conduits comprennent :

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

La perte de charge correspond à la charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau. Elle est calculée par l'une de ces trois formules :

- Formule de Hazen-Williams.
- Formule de Darcy-Weisbach. (C'est la loi que nous utiliserons dans la simulation)
- Formule de Chezy-Manning.

### V.8.2.2. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression, permettant une meilleure compréhension de l'écoulement dans les systèmes de distribution, et peut être utilisé pour différents types d'applications tels que :

- Le dimensionnement de réseaux : calculer le débit, la vitesse, les pertes de charge dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs...
- La régulation des pressions.
- La modélisation de pompes et vannes.
- Le calcul de l'énergie consommée et des coûts.
- La détection des zones de fonctionnement déficitaire.
- L'amélioration de la gestion des équipements.

### V.8.2.3. Les étapes d'utilisation d'EPANET

Les étapes classiques d'utilisation d'EPANET :

- 01. Compréhension le dessin du réseau :** Consiste à l'importation du tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sous forme DXF et convertir par EPACAD à un fichier compatible avec EPANET.
- 02.** Choisir et de définir l'unité de calcul puis introduire les données de base.
- 03. Saisie des propriétés des éléments.**

- Au niveau des nœuds

- L'altitude des nœuds par rapport à un plan de référence (habituellement le niveau de la mer).
- La demande en eau (débit en route prélevé sur le réseau).

- Au niveau des arcs

- Les nœuds initiaux et final, le diamètre, la longueur et le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

- Au niveau des réservoirs

- L'altitude du radier.
- Le diamètre.
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

04. La description du fonctionnement du système.

05. La sélection des options de simulation.

06. Lancement des calculs et la visualisation des résultats.

**V.8.3. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET :**

**V.8.3.1. Cas de pointe :**

Après avoir effectué la Répartition arbitraire et saisi les données dans EPANET, nous procédons à la simulation et les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.2 :** Etat des nœuds du réseau maillé en cas de pointe.

Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Nœud n1	486,15	4,12	519,13	32,99
Nœud n3	440,33	5,42	517,89	77,56
Nœud n2	456,17	4,74	517,22	61,05
Nœud n4	431,72	5,7	514,9	83,18
Nœud n5	441,12	5,64	515,18	74,06
Nœud n6	430,48	6,21	510,66	80,18
Nœud n7	431,81	6,11	511,1	79,29
Nœud n12	410,08	6,74	507,3	97,22
Nœud n11	409,44	6,36	501,85	92,41
Nœud n14	401,21	5,8	495,07	93,85
Nœud n10	409,65	6,71	507,04	97,4
Nœud n13	399,68	8,66	497,02	97,34
Nœud n16	399,93	12,13	497,53	97,59
Nœud n8	427,88	5,55	509,49	81,61
Nœud n17	401,93	13,05	487,02	85,09
Nœud n15	400,34	3,97	493,7	93,36
Nœud n9	418,58	6,12	507,99	89,41
Resvr R1	520	-113,02	520	0

**Tableau V.3 :** caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe.

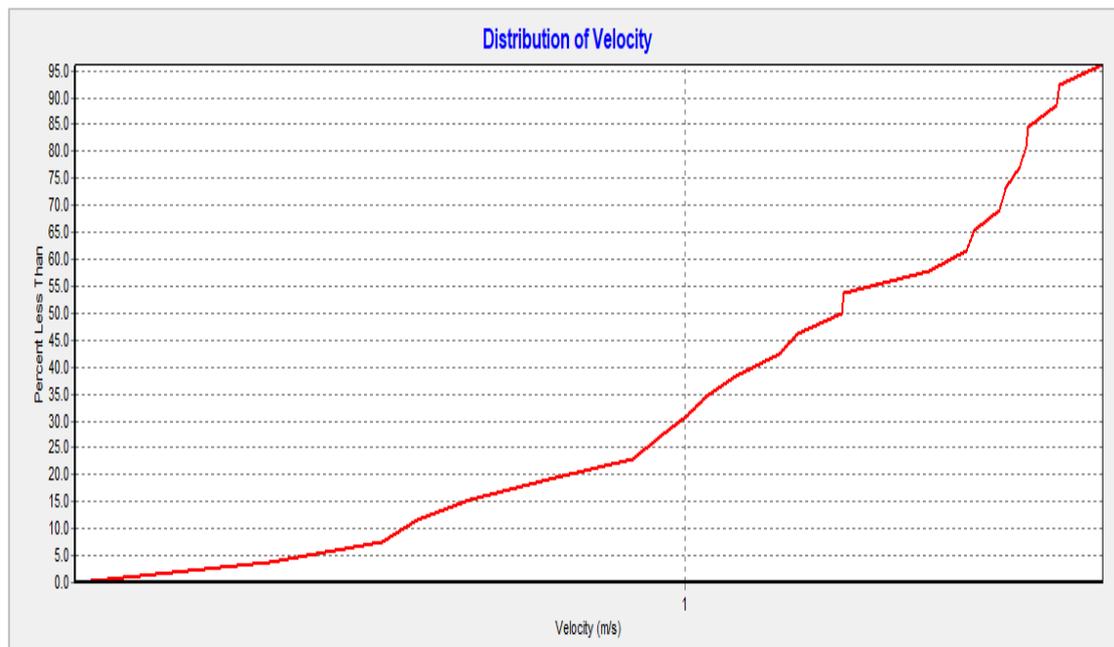
Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	Perte de charge m
Tr2	505,9	277,6	56,94	0,94	0,06255	5,66
Tr1	298,7	220,4	51,96	1,36	0,06926	9,77
Tr3	150,1	123,4	-9,07	0,76	0,09177	3,60
Tr5	403,4	198,2	42,44	1,38	0,07271	15,71
Tr6	129,1	176,2	-15,85	0,65	0,07685	1,34
Tr4	477	246,8	56,3	1,18	0,06584	9,89
Tr8	495,4	176,2	34,81	1,43	0,07685	24,71
Tr9	392	123,4	4,22	0,35	0,09177	2,04

Suite tableau V.3 : caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe.

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	Perte de charge m
Tr18	677,5	96,8	7,44	1,01	0,10458	41,98
Tr19	619,5	110,2	13,87	1,45	0,09743	65,00
Tr16	797,1	141	22,3	1,43	0,08571	55,47
Tr20	282,3	66	2,17	0,63	0,13100	12,65
Tr13	320,2	176,2	29,73	1,22	0,07685	11,65
Tr21	790,5	66	3,04	0,89	0,13100	69,53
Tr25	1364,5	96,8	-6,43	0,87	0,10458	63,16
Tr23	208,2	66	3,74	1,09	0,13100	27,72
Tr22	173,8	79,2	-3,81	0,77	0,11731	8,64
Tr12	543,3	123,4	6,99	0,58	0,09177	7,75
Tr10	326,1	176,2	32,82	1,35	0,07685	14,46
Tr15	188	66	4,68	1,37	0,13100	39,19
Tr17	376,3	96,8	-9,12	1,24	0,10458	35,04
Tr24	393,5	66	3,57	1,04	0,13100	47,73
Tr11	220,6	198,6	42,27	1,36	0,07264	8,43
Tr7	580,5	220,4	52,59	1,38	0,06926	19,45
Tr14	325,3	220,4	33,69	0,88	0,06926	4,47
TrR1-01	178,28	312,8	113,02	1,47	0,05946	4,11

**Remarque :** Les débits ayant une valeur négative sont causés par le tracé sur EPANET.

Les résultats des vitesses aux tronçons pour le cas de pointe sont présentés dans la figure suivante :



**Figure V.1 :** Courbe de distribution des vitesses cas de pointe.

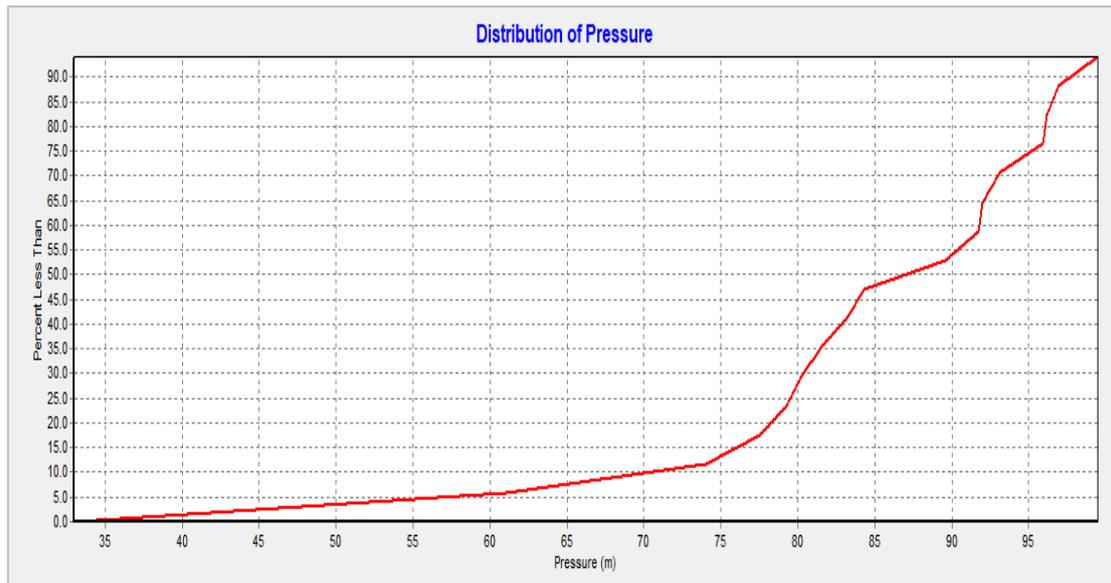


Figure V.2 : Courbe de distribution des pressions cas de pointe

**V.8.3.2. Cas de pointe + incendie :**

En cas de pointe + d'incendie, on ajoute un débit de 17 l/s au nœud 07 (point défavorable), puis on procède à la simulation. Après la simulation, les vitesses diminuent et les pressions augmentent, ce qui nécessite des ajustements de diamètre sur certains tronçons pour maintenir les vitesses dans les normes.

➤ Les résultats sont présentés dans les tableaux V.4 et V.5.

Tableau V.4 : Etat des nœuds du réseau maillé en cas de pointe + incendie.

Nœuds	Altitude (m)	Débit (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Nœud n1	486,15	4,12	519,37	33,23
Nœud n3	440,33	5,42	518,02	77,69
Nœud n2	456,17	4,74	517,65	61,48
Nœud n4	431,72	5,7	515,81	84,09
Nœud n5	441,12	5,64	516,01	74,89
Nœud n6	430,48	6,21	513,13	82,65
Nœud n7	431,81	23,11	511,68	79,87
Nœud n12	410,08	6,74	508,55	98,46
Nœud n11	409,44	6,36	502,75	93,31
Nœud n14	401,21	5,8	495,91	94,7
Nœud n10	409,65	6,71	507,41	97,76
Nœud n13	399,68	8,66	498,04	98,37
Nœud n16	399,93	12,13	498,05	98,11
Nœud n8	427,88	5,55	510,8	82,92
Nœud n17	401,93	13,05	487,73	85,8
Nœud n15	400,34	3,97	494,45	94,11
Nœud n9	418,58	6,12	510,14	91,56
Resvr R1	520	-130,02	520	0

**Tableau V.5 :** caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe + incendie.

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	Perte de charge (m)
Tr2	505,9	277,6	59,61	0,98	0,06255	6,21
Tr1	298,7	246,8	66,29	1,39	0,06584	8,59
Tr3	150,1	123,4	-6,55	0,55	0,09177	1,88
Tr5	403,4	220,4	47,63	1,25	0,06926	11,09
Tr6	129,1	176,2	-13,13	0,54	0,07685	0,92
Tr4	477	277,6	68,11	1,13	0,06255	7,64
Tr8	495,4	220,4	49,34	1,29	0,06926	14,61
Tr9	392	123,4	-8,21	0,69	0,09177	7,71
Tr18	677,5	96,8	7,47	1,02	0,10458	42,32
Tr20	619,5	110,2	14,03	1,47	0,09743	66,51
Tr16	797,1	141	22,11	1,42	0,08571	54,52
Tr21	282,3	66	2,28	0,67	0,13100	13,97
Tr13	320,2	176,2	30,19	1,24	0,07685	12,01
Tr22	790,5	66	3,09	0,9	0,13100	71,83
Tr26	1364,5	96,8	-6,37	0,87	0,10458	61,98
Tr24	208,2	66	3,61	1,05	0,13100	25,82
Tr23	173,8	79,2	-3,95	0,8	0,11731	9,29
Tr12	543,3	123,4	4,42	0,37	0,09177	3,10
Tr10	326,1	176,2	34,92	1,43	0,07685	16,37
Tr15	188	66	4,4	1,29	0,13100	34,64
Tr17	376,3	96,8	-9,42	1,28	0,10458	37,38
Tr25	393,5	66	3,59	1,05	0,13100	48,27
Tr11	220,6	220,4	40,16	1,05	0,06926	4,31
Tr7	580,5	220,4	55,06	1,44	0,06926	21,32
Tr14	325,3	176,2	33,22	1,36	0,07685	14,78
TrR1-01	178,28	352,6	130,02	1,33	0,05658	2,85

**Remarque :** Les diamètres soulignés sont ceux que nous avons ajustés pour maintenir les vitesses dans les normes requises.

- Les résultats des vitesses aux tronçons pour le cas de pointe + incendie sont présentés dans la figure suivante :

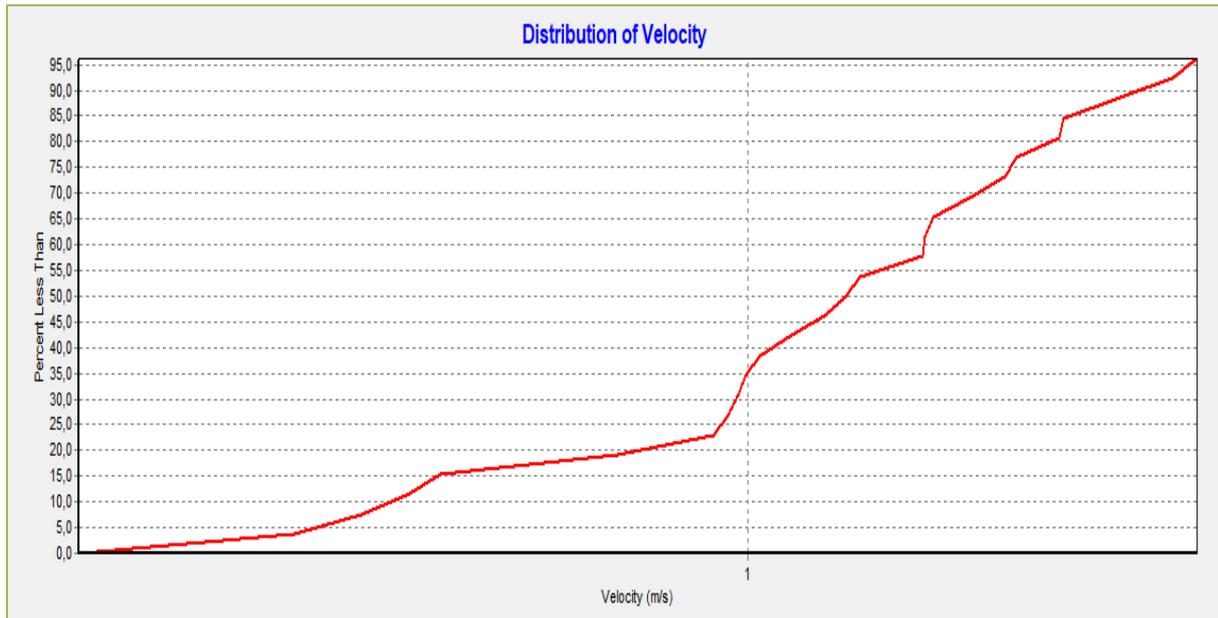


Figure V.3 : Courbe de distribution des vitesses (cas de pointe plus incendie)

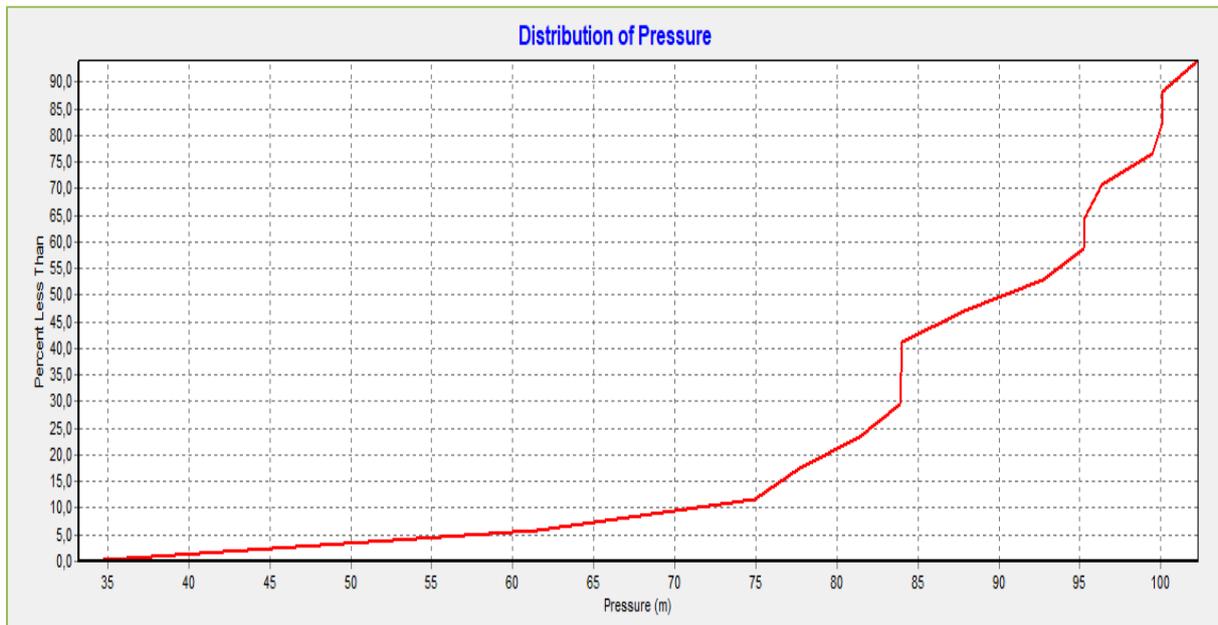
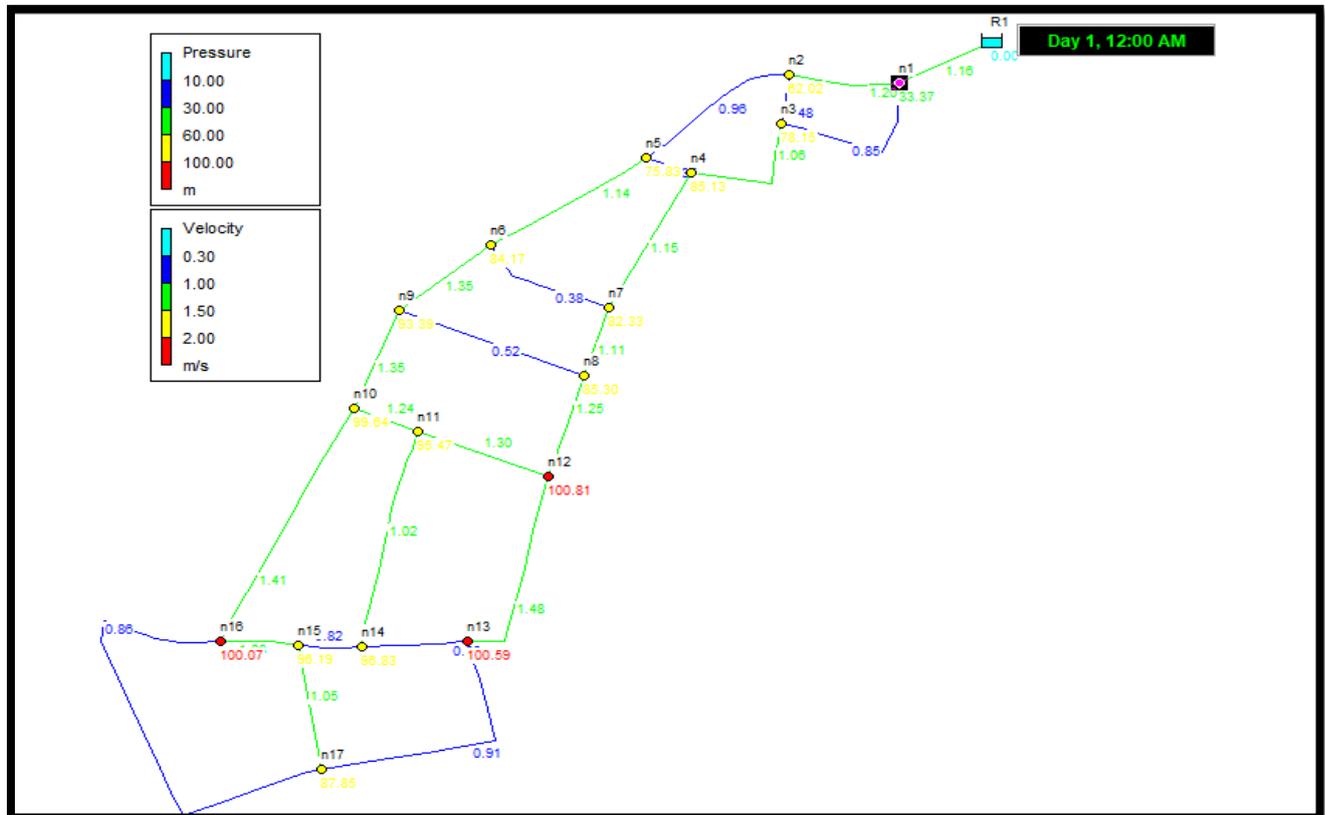


Figure V.4 : Courbe de distribution des pressions (cas de pointe plus incendie)

- Lors de la modification des diamètres de certains tronçons pour optimiser les vitesses en cas de pointe plus incendie, il a été nécessaire de vérifier la simulation dans le cas de pointe en tenant compte de ces nouveaux diamètres. Nous avons constaté que les pressions augmentent tandis que les vitesses diminuent, bien que de manière légère, comme l'illustre la figure (V.5). Par conséquent, il est préférable de finaliser le dimensionnement en utilisant les diamètres adaptés aux conditions de pointe plus incendie.



**Figure V.5:** État des pressions et vitesses dans le réseau avec les nouveaux diamètres modifiés (Cas de pointe).

#### V.8.4. Interprétation des résultats :

Après avoir effectué la simulation pour les deux cas de pointe et pointe plus incendie et d'après les figures (V.3) et (V.4), nous observons que :

- Les vitesses observées sont entre 0,5 à 1,5 m/s sur l'ensemble du réseau.
- Les pressions sont comprises entre 3 bars et 10 bars, avec 95% des nœuds présentant une pression supérieure à 6 bars, ce qui ne correspond pas aux normes en vigueur.

La meilleure solution pour corriger ce problème consiste à utiliser des régulateurs de pression pour réguler et diminuer la pression afin de la mettre en conformité avec les normes de 1 bar à 6 bars. Nous avons installé deux régulateurs de pression :

- Un régulateur de pression de  $\varnothing$  280, sur le tronçon 01, régulé sur une pression de 2 bars.
- Un régulateur de pression de  $\varnothing$  315 avec une pression de 3,6 bars, sur le tronçon 02.

Nous avons choisi ces deux pressions pour maintenir les vitesses dans les normes. Après la simulation, nous avons obtenu des pressions entre 2 et 5,9 bars.

Les résultats des pressions pour le cas de pointe et de pointe plus incendie, après l'ajout des régulateurs de pression, sont présentés successivement dans les tableaux suivants :

**Tableau V.6 :** Pressions avec les régulateurs de pression le cas de point.

Nœuds	Ct (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Nœud n1	486,15	519,52	33,37
Nœud n3	440,33	476,33	36
Nœud n2	456,17	476,17	20
Nœud n4	431,72	474,78	43,06
Nœud n5	441,12	474,9	33,77
Nœud n6	430,48	472,59	42,11
Nœud n7	431,81	472,07	40,26
Nœud n12	410,08	468,82	58,74
Nœud n11	409,44	462,84	53,4
Nœud n14	401,21	455,97	54,76
Nœud n10	409,65	467,22	57,57
Nœud n13	399,68	458,2	58,52
Nœud n16	399,93	457,93	58
Nœud n8	427,88	471,11	43,23
Nœud n17	401,93	447,72	45,78
Nœud n15	400,34	454,46	54,12
Nœud n9	418,58	469,9	51,32
Resvr R1	520	520	0

**Tableau V.7 :** pressions avec les régulateurs de pression (cas de point plus incendie)

Nœuds	Ct (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Nœud n1	486,15	519,37	33,23
Nœud n3	440,33	476,33	36
Nœud n2	456,17	476,17	20
Nœud n4	431,72	474,24	42,52
Nœud n5	441,12	474,48	33,35
Nœud n6	430,48	471,6	41,11
Nœud n7	431,81	470,1	38,28
Nœud n12	410,08	466,88	56,8
Nœud n11	409,44	462,68	53,24
Nœud n14	401,21	453,34	52,12
Nœud n10	409,65	465,99	56,34
Nœud n13	399,68	459,1	59,43
Nœud n16	399,93	456,45	56,51
Nœud n8	427,88	469,21	41,33
Nœud n17	401,93	446,43	44,49
Nœud n15	400,34	452,25	51,91
Nœud n9	418,58	468,63	50,05
Resvr R1	520	520	0

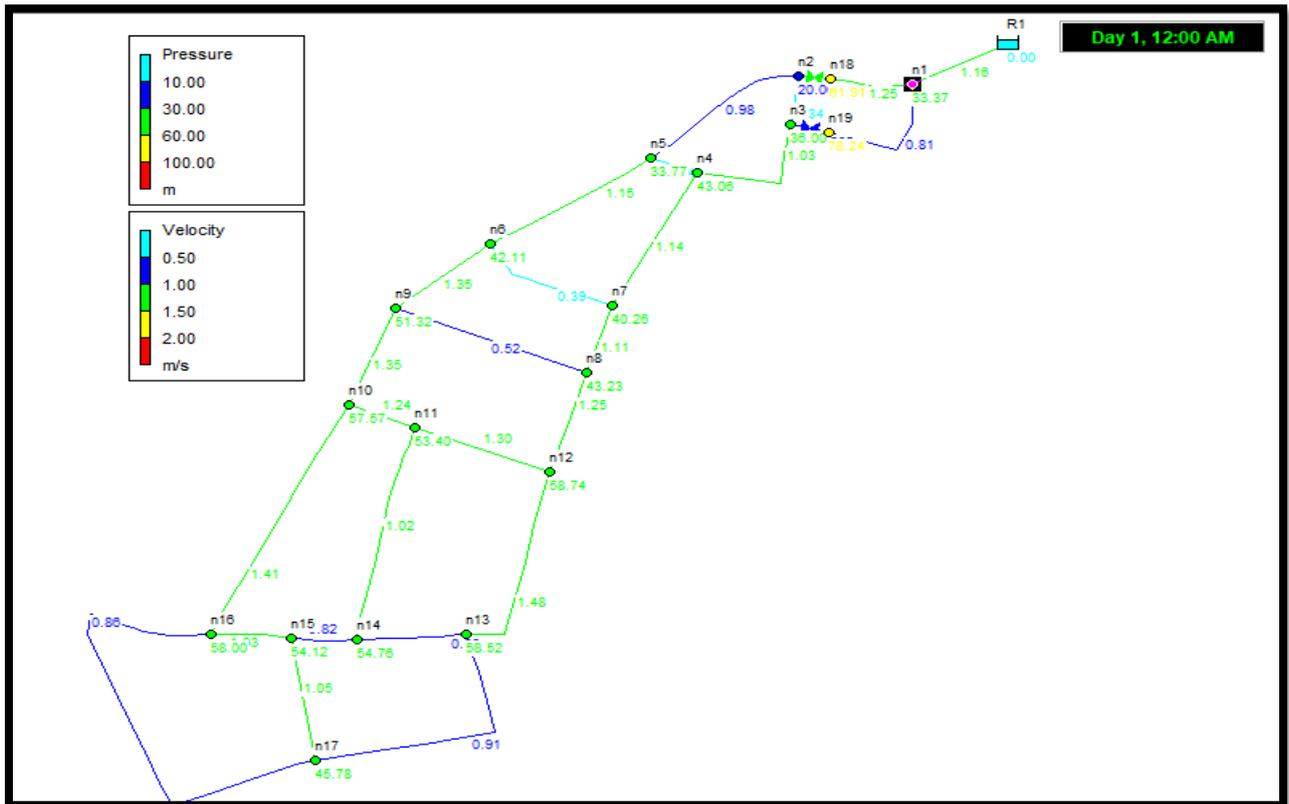


Figure V.6 : Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau avec les régulateurs de pression (cas de pointe)

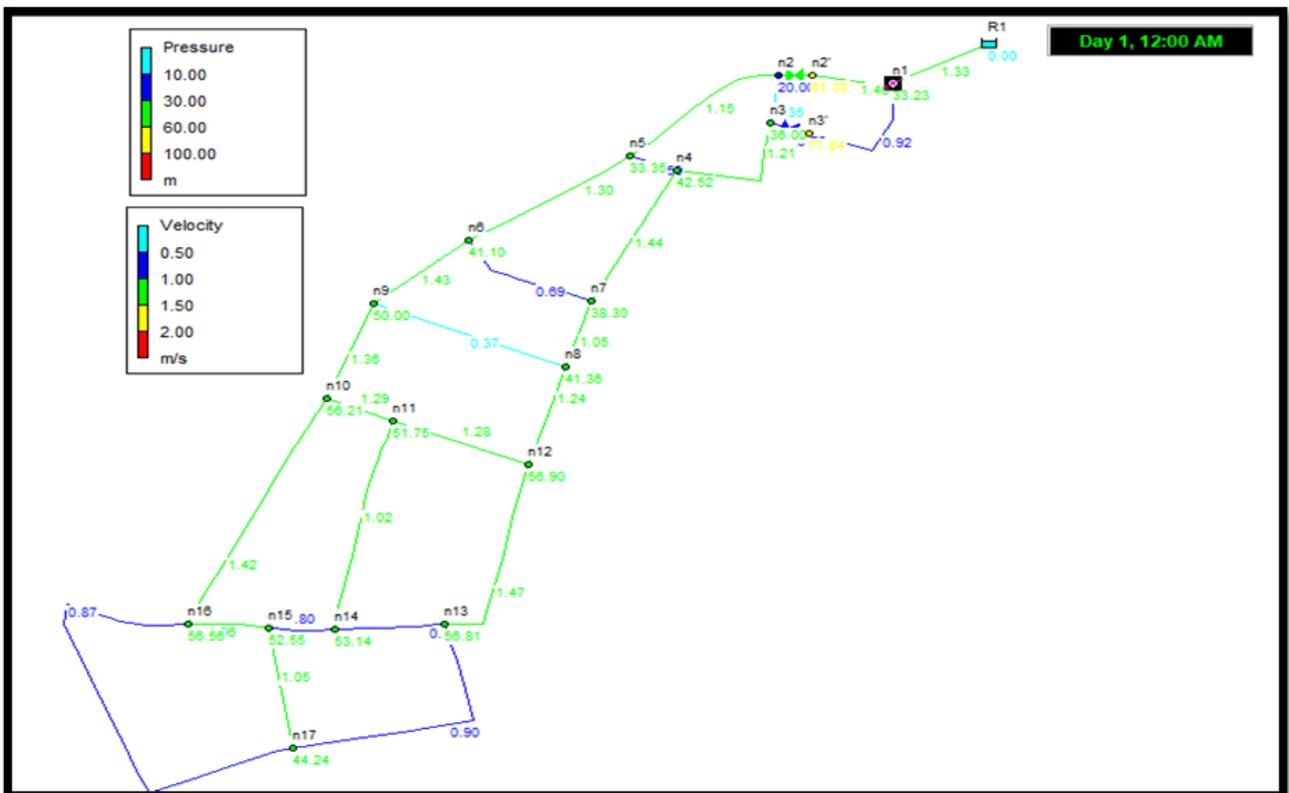


Figure V.7 : Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau avec les régulateurs de pression (Cas de pointe plus incendie)

**V.9. Conclusion :**

Au cours de ce chapitre, nous avons réalisé une série de tâches essentielle, qui commence par l'exploitation des données et les informations recueillies lors des chapitres précédents afin de construire une fondation solide pour créer un réseau de distribution d'eau et permettre de fournir une alimentation adéquate aux consommateurs, en respectant les paramètres de pression et de vitesse.

Les simulations effectuées avec EPANET ont confirmé la fiabilité du réseau, même à long terme, avec des vitesses et pressions conformes aux normes.

**CHAPITRE VI**  
**POSE DE CANALISATION ET**  
**ACCESSOIRES**

## Chapitre VI

### Pose de canalisation et accessoires

#### VI.1. Introduction

Il n'existe pas un système d'alimentation en eau potable sans la présence de canalisations et d'accessoires. Les canalisations permettent de transporter un débit souhaité tout en résistant aux contraintes telles que la surpression, la dépression, le poids de l'eau et du sol. Elle peut être réalisée de différentes manières en fonction du lieu et des obstacles rencontrés.

Afin de garantir une installation réussie, il est important de définir les étapes nécessaires à la pose des canalisations, de discuter des critères de sélection appropriés pour celles-ci, et d'examiner les différents accessoires intégrés au réseau.

#### VI.2. Pose de canalisation

##### VI.2.1. Principe de pose des canalisations

La pose des canalisations d'eau est un processus complexe qui requiert une attention particulière afin d'assurer un fonctionnement fiable et efficace du réseau. Les objectifs principaux de cette pose sont de réduire les contraintes exercées sur les canalisations.

Les principaux éléments à prendre en compte lors de la pose de canalisations sont :

- **Pente : (cas d'adduction)**

- Les canalisations doivent être posées avec une légère pente ( $> 2/1000$ ) pour créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air.
- Eviter les profils horizontaux avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m est adopté pour permettre un écoulement naturel des eaux et éviter les cantonnements d'air.

- **Distance aux éléments durs :**

Les canalisations doivent être éloignées de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

- **Protection des canalisations :**

Dans certains cas, il peut être nécessaire de protéger les conduites contre les dommages mécaniques, chimiques ou environnementaux.

- **Normes et réglementations :**

- La pose de canalisation doit se conformer aux normes techniques et aux réglementations en vigueur dans la région.
- Assurer que la conduite reste toujours pleine c'est-à-dire le profil piézométrique au-dessus de profil en long.

### VI.2.2. Différents types de pose de canalisation

Lors de la pose d'une conduite de distribution d'eau potable, le choix de la méthode d'installation dépend de la topographie du terrain, les contraintes environnementales, les exigences en termes de pression et de débit, ainsi que les aspects économiques et temporels du projet. Il est primordial de respecter les normes et les réglementations en vigueur pour garantir la sécurité et la durabilité du réseau de canalisations.

Les principaux types de pose de canalisation sont les suivants :

#### VI.2.2.1. Pose de canalisation en tranchée ouverte

Les conduites sont généralement installées en tranchée ouverte, ce qui implique une série de précautions pour garantir une pose efficace et durable. Cependant, il peut y avoir des exceptions en fonction des caractéristiques du terrain et des régions.

- **Pose de canalisation dans un terrain ordinaire**

La canalisation est installée dans une tranchée dont la largeur minimale varie de 60 cm à 1,5 m selon les spécifications. Le fond de la tranchée est systématiquement recouvert d'un lit de sable ou de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm, soigneusement nivelé pour assurer un support adéquat.

Avant la pose, un tri des conduites est effectué pour écarter celles présentant des dommages tels que des chocs ou des fissures. Les conduites sont descendues, soit à bras pour les petits diamètres, soit à l'aide d'engins spéciaux pour les gros diamètres. En cas de soudage des joints, cela est idéalement effectué au fond de la tranchée, en calant la canalisation avec des butées de terre ou des tronçons de madriers en bois.

Après avoir réussi le test de pression et d'étanchéité, on procède au remblaiement par couches successives de 20 à 30 cm. Ces couches doivent être exemptes de pierres, bien arrosées et correctement compactées et on termine le remblaiement en utilisant des engins appropriés.

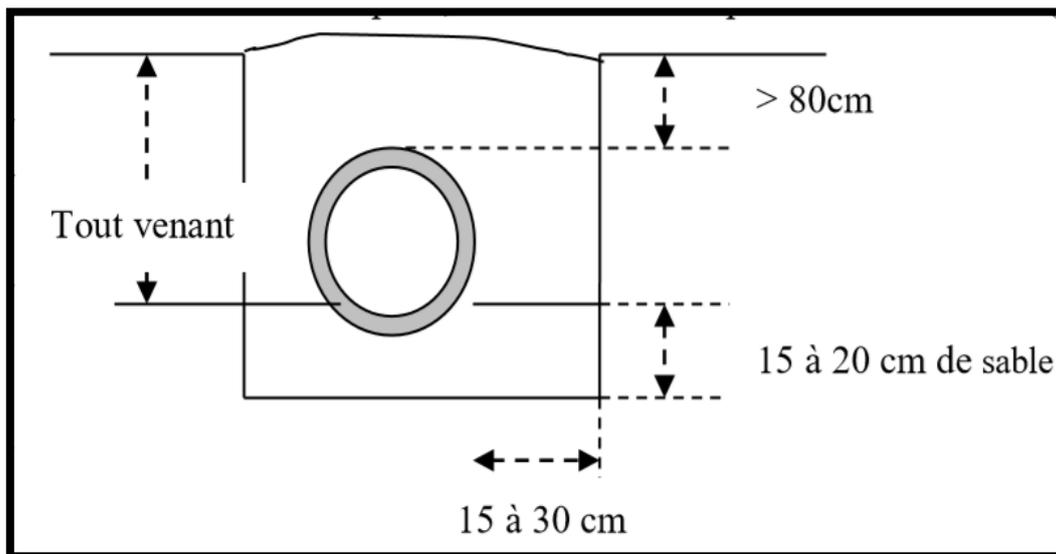


Figure VI.1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire. (Source : SALAH, 2014)

### VI.2.2.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

- **Pose de canalisation dans un terrain peu consistant**

Afin d'assurer la stabilité de la canalisation et éviter tout déplacement ultérieur, il est conseillé de la placer sur une base en béton, avec un lit de sable entre les deux. La décision d'opter pour une base en béton continue ou discontinue dépend du type de sol.

Lorsque des tasseaux soutiennent la canalisation, il est essentiel de les positionner près des joints et de les renforcer avec des pieux enfoncés à une profondeur adéquate pour contrer les mouvements causés par des facteurs environnementaux tels que le glissement du terrain ou la topographie accidentée.

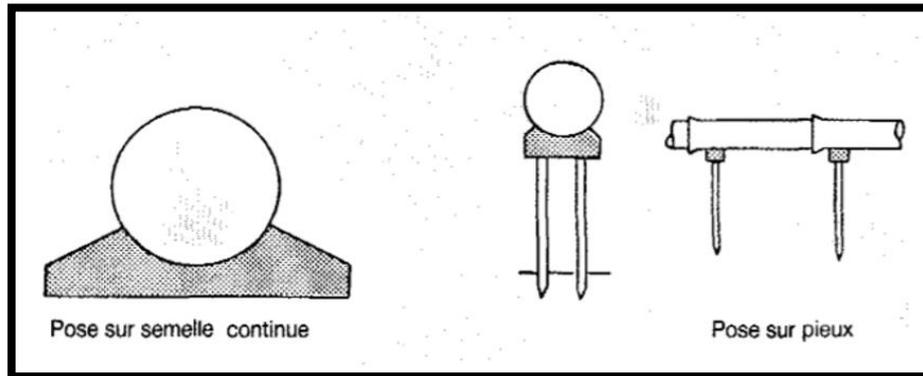


Figure VI.2 : Pose de canalisations dans un terrain peu consistant.  
(Source : Source : DUPONT, A, 1979)

- **Pose de canalisation dans un terrain marécageux**

Il est essentiel de prévoir un drainage efficace. Pour cela, il est recommandé de créer une tranchée couverte d'un lit de gravier de gros calibre, servant de couche drainante, suivi d'un lit en béton armé qui supporte la conduite.

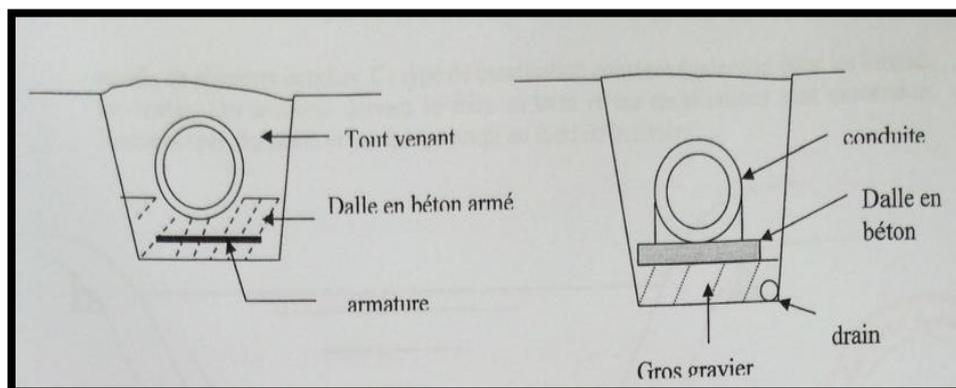


Figure VI.3 : Pose de canalisations dans un terrain marécageux. (Source : SALAH, 2014)

### VI.2.2.3. Pose de canalisation sans ouverture de tranchée

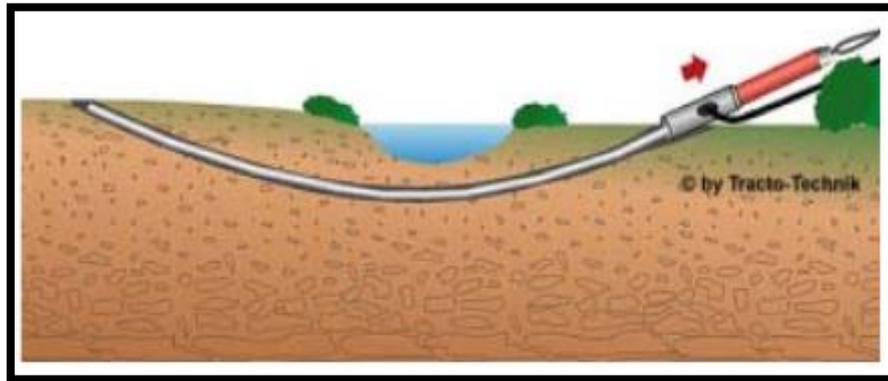
Les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont devenues courantes, initialement conçues pour franchir des obstacles tels que les voies ferrées ou les cours d'eau, avec des avantages comprenant moins de perturbations pour les riverains et une sécurité accrue, réduisant ainsi les coûts.

L'usage différencie les techniques de fonçage pour les diamètres de 800 mm et plus, des techniques de forage pour les diamètres inférieurs.

- **Pose par fonçage**

La pose de canalisation par fonçage consiste à pousser un fourreau perforant à l'aide de vérins, en s'appuyant sur un ancrage transversal. Un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau. Lorsque la conduite à mettre en place est suffisamment robuste, elle peut être utilisée directement sans fourreau en disposant à son extrémité une trousse coupante.

Pour de longues distances, afin de réduire la résistance au frottement, le forage est réalisé par sections avec des stations intermédiaires et une lubrification à la bentonite sur la circonférence extérieure du tuyau foncé.

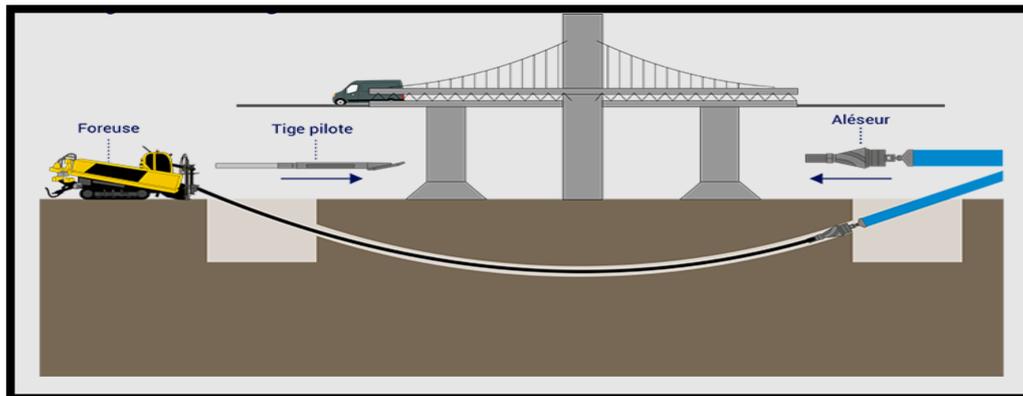


**FigureVI.4** : Pose de canalisation par fonçage.

(Source : <https://images.app.goo.gl/4EPWKjg5reyRHGG7>,2024)

- **Pose par forage dirigé**

La pose d'une canalisation par forage dirigé se fait en deux étapes. D'abord, on fore un trou pilote pour guider le forage. Ensuite, on utilise une tête de forage pour tracer un chemin et tirer les tuyaux. Il est essentiel de maintenir la stabilité de la conduite pendant le processus.



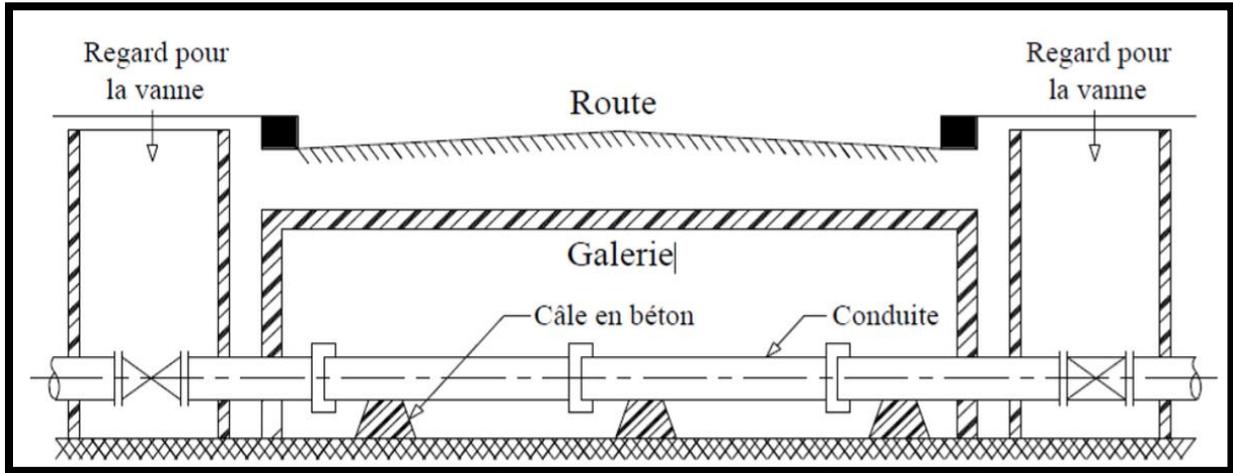
**FigureVI.5** : pose de canalisation par forage dirigé.

(Source : <https://images.app.goo.gl/pyQykGRHmPbvMu57> ,2024)

#### VI.2.2.4. Pose de canalisation en galerie

Pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans les galeries, des canaux sont prévus afin de les déverser dans les égouts voisins. Les conduites de grand diamètre sont soutenues par des madriers en bois de chêne afin de prévenir tout déplacement. Les canalisations de plus petit diamètre reposent sur des tasseaux en béton ou sont placées dans un fourreau de diamètre supérieur.

Les robinets vannes sont stratégiquement positionnés des deux côtés de la route pour un contrôle efficace du flux. La pose des conduites en galerie offre l'avantage de faciliter la surveillance et de prévenir les tassements du sol en cas de fuite, tout en évitant d'endommager la chaussée.

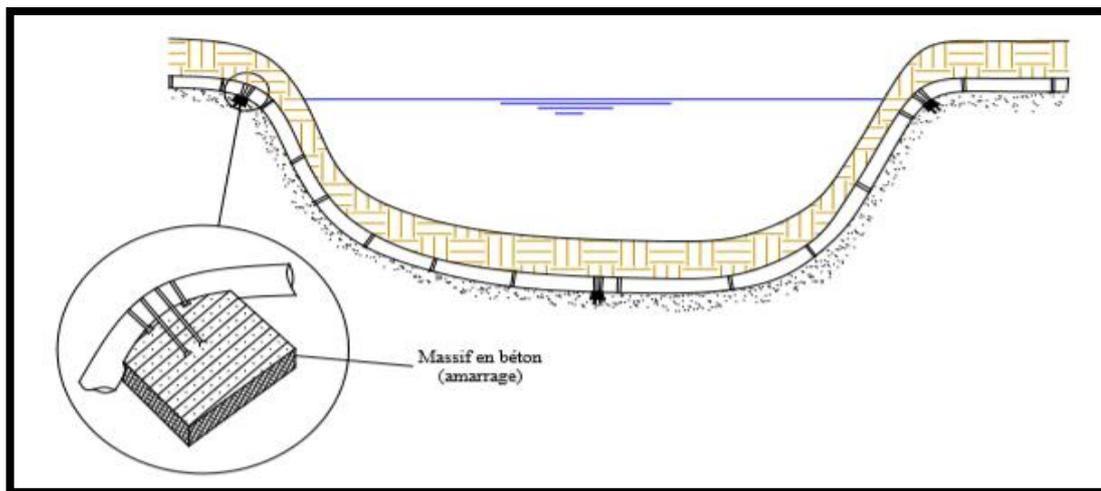


FigureVI.6 : Pose de canalisation en galerie. (Source : SALAH, 2014)

#### VI.2.2.5. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière nécessite des travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction, et il existe deux types :

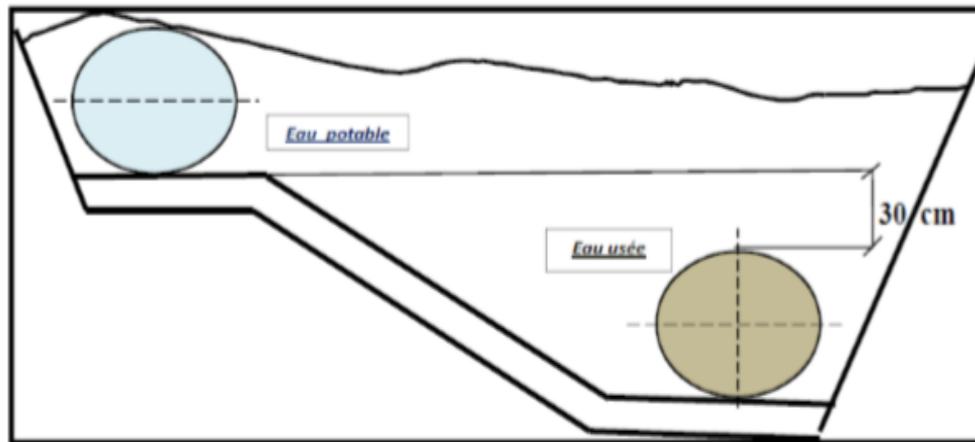
- **L'existence d'un pont-route** peut servir de support pour la canalisation, qui sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas, la canalisation peut suivre le lit de la rivière, posée sur des ouvrages spéciaux tels que des tasseaux, et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs dus à la navigation.
- **Pour la traversée par le fond**, on opte pour des canalisations en acier et en polyéthylène du fait de leur élasticité. Les joints type soudés sont maintenus par des butées de béton posées de part et d'autre des joints. Le revêtement des conduites en acier est fait à base d'un antirouille en plusieurs couches.



FigureVI.7 : Pose de canalisation à la traversée d'une rivière  
(source : BENNIA Hicham, 2015)

### VI.2.2.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

La conduite de distribution est souvent associée à la conduite d'assainissement. Donc, il est important de poser les tuyaux d'eau potable au-dessus des tuyaux d'eau usée pour éviter les problèmes de contamination et de défaillance du système.



**Figure VI.8 :** Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée)

- Notre projet de système d'alimentation en eau potable comprend plusieurs types de pose de canalisation. Par exemple, pour le réseau d'adduction, nous devons traverser une rivière dans le tronçon de Tour-SP2. Concernant le réseau de distribution, nous opterons pour la pose de canalisation dans un terrain ordinaire. De plus, nous envisageons d'utiliser une des techniques de pose de canalisation sans ouverture de tranchée, ainsi que la pose à proximité d'une conduite d'assainissement pour la construction du réseau de distribution de la zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia.

### VI.2.3. Exécution des travaux

Avant de débiter les travaux de pose, il est primordial de réaliser les opérations de piquetage pour délimiter le tracé et le profil en long de la canalisation, ainsi que pour indiquer la position de tous les ouvrages enterrés. La création de la tranchée est influencée par des facteurs tels que l'environnement, le type de joint et de diamètre, la nature du sol et la profondeur de pose.

#### VI.2.3.1. Décapage de la couche végétale

L'étape initiale des travaux de pose de canalisation consiste au décapage de la terre végétale. Cette phase requiert l'élimination de la couche superficielle du sol, incluant les composants végétaux et organiques.

#### VI.2.3.2. Excavation des tranchées

L'excavation est effectuée mécaniquement de l'aval vers l'amont à l'aide d'une pelle mécanique, avec une profondeur minimale de 0,6 m. Les tranchées sont creusées par segments successifs, en débutant par les points les plus élevés pour garantir l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

Après l'ouverture de la tranchée, il est essentiel de stabiliser les parois par talutage ou blindage, d'éliminer les matériaux de grosse granulométrie du fond de fouille et de compacter le sol si nécessaire.

### VI.2.3.3. Aménagement de lit de sable

Avant de mettre en place les conduites, il faut effectuer les tâches suivantes :

- Enlever les grosses pierres des déblais sur les côtés de la tranchée pour éviter leur chute accidentelle sur la canalisation.
- Nivelier avec précision le fond de la fouille pour maintenir une pression constante entre les points de changement de pente.
- Créer une couche de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur.

### VI.2.3.4. La mise en place des canalisations

La pose des conduites comprend plusieurs étapes importantes :

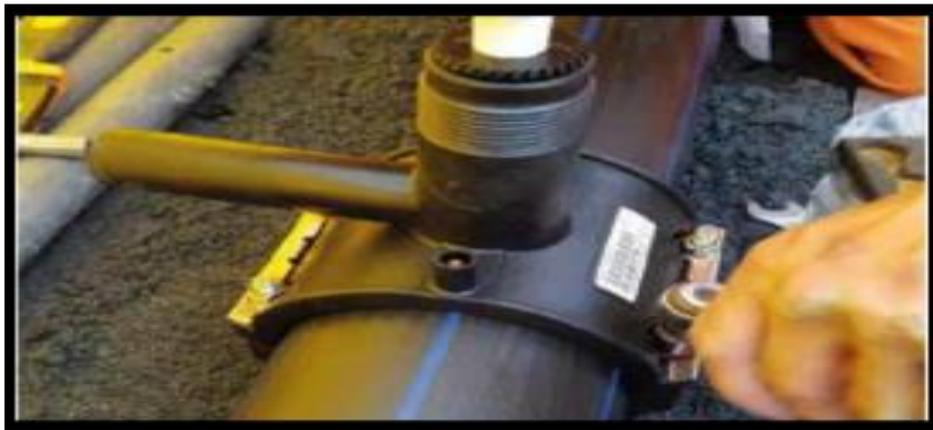
- Les éléments sont placés de l'aval vers l'amont, en veillant à l'alignement des tuyaux.
- Chaque segment doit être déposé avec soin dans la tranchée, en respectant l'alignement de l'élément précédent.
- Les tuyaux sont installés avec une pente uniforme entre les regards.
- Avant la pose, il est important de nettoyer le fond des tranchées.
- Le soutien peut être permanent par un remblai partiel ou temporaire avec des cales.
- Les extrémités des tuyaux non accessibles sont temporairement bouchées à la fin de chaque journée de travail pour éviter les intrusions de débris.

### VI.2.3.5. Assemblage des canalisations

- **Les techniques d'assemblage des conduites :**

Les techniques de connexion des canalisations en PEHD sont divisées en trois catégories :

- **Raccordement mécanique :** Utilisé pour les réseaux nouveaux et les réparations, ce type de connexion est adapté pour les tubes de diamètre inférieur ou égal à 63 mm.



**Figure VI.9 :** Le raccordement mécanique. (Source : guide de pose des canalisations, STRPE)

- **Électro soudage :** Cette technique est fiable et permet de raccorder des tubes de diamètres égaux ou différents. Elle est utilisée pour les réseaux nouveaux et les réparations, couvrant un éventail de diamètres de 20 mm à 1200 mm.



**Figure VI.10** : Le raccordement électro soudable. (Source : guide de pose des canalisations, STRPE)

- **Soudage bout à bout** : Cette méthode consiste à fusionner les extrémités de deux tubes à l'aide d'une plaque chauffante. Elle est typiquement employée dans les nouveaux réseaux à partir du diamètre de 200 mm.



**Figure VI.11** : Le raccordement par soudage bout à bout. (Guide de pose des canalisations, STRPE)

- **Conditions de soudage :**

Le soudage bout à bout est une technique efficace qui nécessite une adaptation précise des conditions de soudure. Les paramètres contrôlables et modifiables par le soudeur incluent la température du miroir chauffant, la pression appliquée sur les tubes pendant chaque étape et la durée des différentes étapes de soudage (la préparation, le chauffage, Retrait du miroir, soudage et le refroidissement).

#### **VI.2.3.6. Construction des regards**

Les regards servent d'abri à certains accessoires de l'adduction, comme les ventouses et les vannes de sectionnement et de vidange. Ils ont généralement une forme carrée, avec des dimensions variables selon les conduites. La profondeur et l'épaisseur peuvent varier d'un regard à l'autre. Les étapes pour la construction d'un regard en béton armé comprennent :

01. Le réglage du fond.
02. La couche de propreté.
03. Le ferrailage et le bétonnage du radier.
04. Le ferrailage des parois.
05. Le coffrage et le bétonnage.
06. Le décoffrage
07. Le ferrailage, le coffrage, le bétonnage, et le décoffrage de la dalle.



**FigureVI.12 :** Construction d'un regard

#### **VI.2.3.7. Epreuve de joints et de la canalisation**

Pour garantir une sécurité optimale, on teste la pression et l'étanchéité des conduites et des joints avant le remblaiement. On utilise une pompe pour remplir les canalisations d'eau à 1,5 fois la pression de service. Le remplissage se fait lentement pour laisser l'air s'échapper par les ventouses. Après 48 heures de pression, on vérifie que la perte d'eau ne dépasse pas 2%.

#### **VI.2.3.8. Enrobage**

Pour assurer une protection optimale des conduites, il est nécessaire de mettre en place un grillage avertisseur bleu après la première couche de remblais de 20 cm au-dessus de la génératrice supérieure extérieure.

#### **VI.2.3.9. Remblayage supérieur**

Après la pose des canalisations dans les tranchées, le remblayage est effectué en utilisant des matériaux d'excavation sans pierres grossières. Il est réalisé en plusieurs couches successives, qui sont régulièrement compactées jusqu'à atteindre la hauteur de l'axe de la canalisation. L'épaisseur du remblai varie selon les régions, généralement autour d'un mètre dans les régions tempérées et de 1,25 à 1,50 mètre dans les régions à climat rigoureux. Cette étape permet de stabiliser la conduite et de former une base solide appelée l'appui.

#### **VI.2.3.10. Nettoyage et désinfection des conduites**

Pour nettoyer et désinfecter les conduites, il est recommandé de suivre une procédure précise :

1. Effectuer un rinçage initial.
2. Vidanger les conduites.
3. Remplir avec un désinfectant à base d'acide passif et laissez agir pendant au moins 6 heures.
4. Faire un rinçage supplémentaire avec au moins deux fois le volume du tronçon concerné.
5. Éliminer le désinfectant conformément à la réglementation en vigueur.

Il est également essentiel de réaliser une analyse bactériologique afin de vérifier l'efficacité de la désinfection. Le désinfectant utilisé doit respecter les normes de santé, être déclaré et enregistré auprès des autorités de contrôle.

### VI.2.4. Stabilisation des conduites

Les conduites, constituées d'une série de tuyaux assemblés à l'aide de joints, requièrent une disposition spécifique pour garantir leur stabilité et leur résistance aux pressions de l'eau.

Afin de prévenir les déboîtements des joints, notamment dans les parties coudées, les branchements et les pièces coniques, des butées en béton sont érigées. Leur poids s'oppose au déboîtement, et ces structures peuvent être nécessaires même pour des conduites munies de joints soudés ou à brides. De plus, des dispositifs d'amarrage en fer peuvent être ajoutés pour renforcer la sécurité. Les joints et pièces sont également protégés par une membrane synthétique.

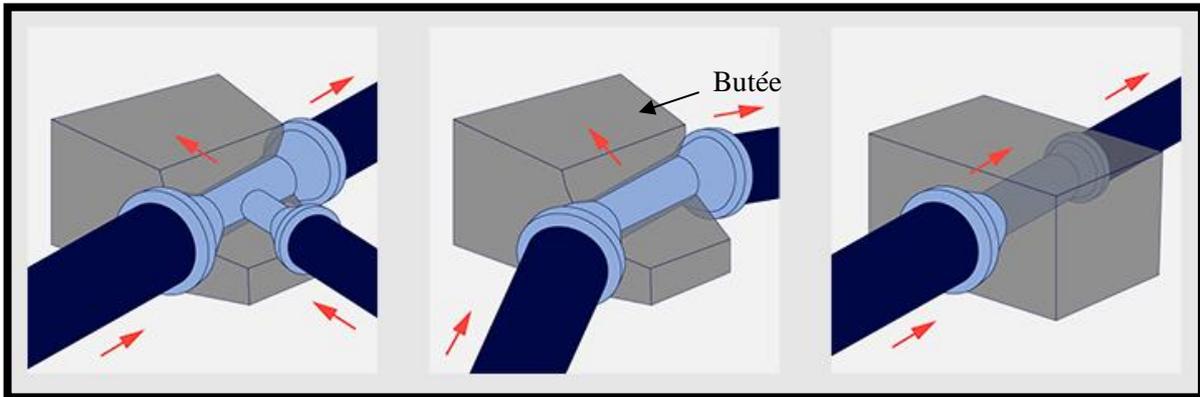


Figure VI.13 : Schéma des différents types des butées.

(Source : <https://search.app.goo.gl/wZXN39r> , 2024)

## VI.3. Les accessoires et pièces spéciales en AEP

Les accessoires et les pièces installés dans un réseau d'alimentation en eau potable (AEP) jouent un rôle important. On distingue plusieurs fonctions essentielles :

- Assurer un fonctionnement optimal en permettant un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits pour garantir un approvisionnement fiable en eau potable.
- Protéger les canalisations contre les dommages et les perturbations.
- Utiliser des dispositifs pour purger, vidanger, changer la direction ou le diamètre des conduites.
- Soutirer les débits nécessaires et isoler les canalisations en cas de besoin.

### VI.3.1. Les accessoires

Voici les accessoires utilisés dans notre système d'AEP :

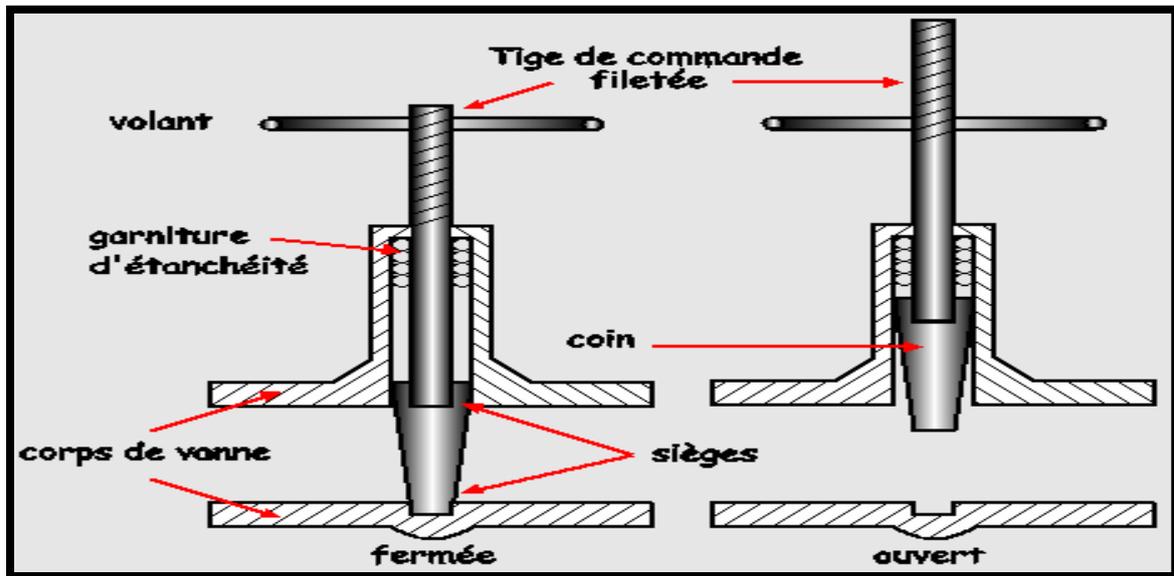
#### VI.3.1.1. Robinet-vanne (vanne de sectionnement)

Les vannes, éléments essentiels du réseau, sont installées à chaque intersection pour isoler des parties spécifiques sans interrompre l'alimentation générale. Elles permettent de réguler les débits de manière progressive, facilitant ainsi l'exploitation et la maintenance des réseaux de transfert.

Les vannes de diamètre égal ou supérieur à 250 mm sont de type papillon et disposent d'un by-pass pour une remise en eau graduelle.

- **Les vannes à opercule**

Sont également connus sous le nom de vannes à passage direct. Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Une lame (opercule) descend pour bloquer le flux, les rendant étanches et robustes. Ils sont caractérisés par un encombrement plus important que les vannes papillon, nécessitant l'installation de by-pass à partir d'un certain diamètre pour équilibrer les pressions lors de la manœuvre en position fermée.



FigureVI.14 : Vanne à opercule.

(Source : <https://search.app.goo.gl/2HQLxFS>, 2024)

- **Vannes papillon**

Elles utilisent généralement au niveau des conduites de sortie des réservoirs d'eau. Leur fonctionnement est basé sur un disque obturateur appelé papillon, traversé par un axe déporté qui l'entraîne en rotation. Les vannes papillon présentent plusieurs avantages, notamment encombrement et poids réduits, manœuvre et montage simples, peu de zones de rétention, possibilité de réglage de débit et différentes configurations possibles.



FigureVI.15 : Vanne papillon.

(Source : <https://search.app.goo.gl/95t4Nxs>, 2024)

- **Les robinets de décharge**

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

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

- **Vannes d'altitude**

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

### VI.3.1.2. Les clapets anti retour

Les clapets anti-retours contrôlent le flux dans une seule direction, souvent installés dans les stations de pompage, entre les pompes et les robinets, ainsi que sur les canalisations. Ils s'ouvrent automatiquement pour éviter le reflux, agissant comme une porte silencieuse.

### VI.3.1.3. Ventouse

Les ventouses évacuent l'air accumulé après le dégazage de l'oxygène en le purgeant aux points les plus élevés, et elles sont placées dans des regards visitables. Leur fonctionnement repose sur une bille qui régule le flux d'eau et d'air. Les ventouses automatiques (ventouse triple fonction) jouent trois rôles : chasser l'air des points les plus hauts, admettre de l'air lors de la vidange et dégazer à faible débit en fonctionnement normal.



Figure VI.16 : Ventouse.

(Source : <https://search.app.goo.gl/WxgVcpR>, 2024)

### VI.3.1.3. Bouches et poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont positionnés en fonction des débits d'incendie, avec des prises latérales de 65mm et une prise frontale de 100mm si nécessaire. Leur diamètre standard est de 80, 100 ou 150mm, alimentés par des conduites de même taille pour garantir un débit minimal. Pour éviter le gel, les poteaux doivent rester vides. La superficie desservie par chaque poteau dépend du débit nécessaire pour lutter contre l'incendie.

### VI.3.2. Organes de mesure

#### VI.3.2.1. Mesure de débit

Les appareils de mesure de débit les plus couramment utilisés dans les installations hydrauliques sont les débitmètres à organes déprimogènes (le diaphragme, la venturi et la tuyère). Ces appareils exploitent la loi de Bernoulli pour mesurer la vitesse du fluide et convertir cette vitesse en débit volumique. Ils sont installés à des emplacements appropriés dans le réseau de distribution pour évaluer l'efficacité du réseau et contrôler la consommation en eau.

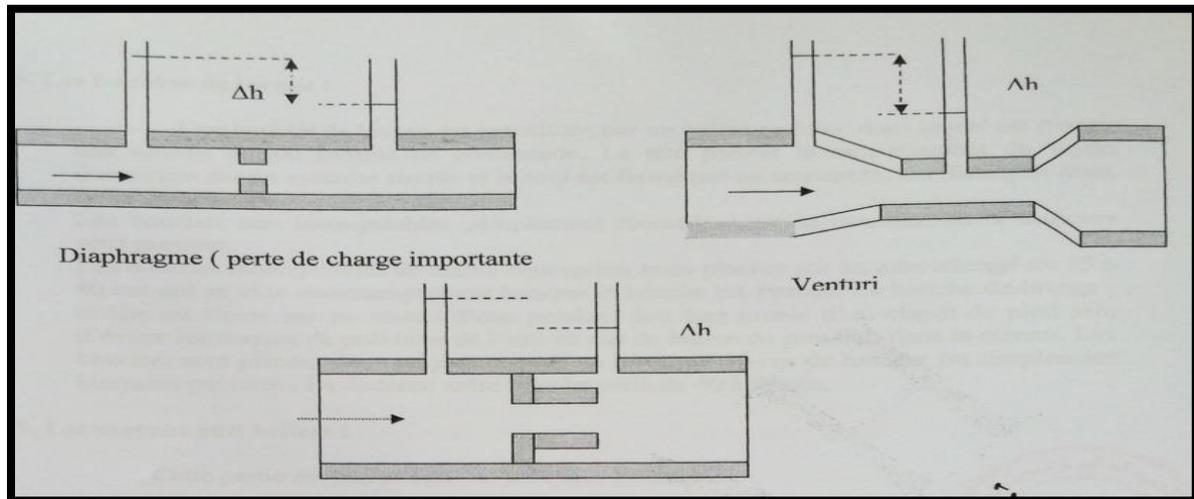


Figure VI.17 : Débitmètres à organes déprimogènes. (Source : SALAH, 2014)

- **Les débitmètres à ultrason** : utilisent des ondes sonores pour mesurer la vitesse du fluide et calculer le débit. Ces méthodes permettent de quantifier la quantité d'eau circulant dans le réseau et de détecter tout problème de débit anormal.

#### VI.3.2.2. Mesure de pression

La pression est mesurée par des manomètres :

- **Les manomètres à aiguille** : transmettent le mouvement à l'aiguille par un secteur denté, un levier ou une membrane, ce qui facilite l'étalonnage mais peut entraîner une usure rapide de la denture si le manomètre est soumis à des vibrations.
- **Les manomètres à soufflet** : utilisent un élément élastique en forme de soufflet qui se déforme sous l'effet de la pression. Ils présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel mais sont sensibles aux vibrations et au surchauffage.

### VI.3.3. Les pièces spéciales de raccordement

#### VI.3.3.1. Les cônes

Les cônes servent à relier des conduites de différents diamètres dans notre réseau. On les trouve à l'entrée et à la sortie des pompes, facilitant la connexion entre les conduites de divers diamètres pour assurer une circulation fluide de l'eau. Existe plusieurs types tels que :

- Les cônes à deux emboîtements.
- Les cônes à deux brides.
- Les cônes à emboîtement et bride.

### VI.3.3.2. Croix de jonction

Les croix de jonction sont utilisées pour croiser des canalisations de sens perpendiculaire dans le réseau maillé et ramifié. Elles peuvent avoir des manchons de diamètres différents et être à brides complètes ou à manchons et à brides, assurant une connexion sécurisée et efficace entre les canalisations.

### VI.3.3.3. Les manchons

On a des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements, à emboitement et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse, à emboitement et bride. On les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (robinet-vannes, au niveau de certains joints)

### VI.3.3.4. Les coudes

Les coudes sont des accessoires essentiels dans les réseaux maillés et ramifiés, où la conduite change de direction. Ils permettent une transition fluide entre les sections de conduite et sont maintenus par des massifs de butée convenablement dimensionnés. On distingue deux types de coudes : les coudes à deux emboîtements et les coudes à un emboîtement et bout lisse.

### VI.3.3.5. Les tés

Les tés sont utilisés pour prélever un débit d'une canalisation ou pour introduire un débit additionnel dans les réseaux maillés, ramifiés et les canalisations d'adduction. Ils sont également rencontrés lors de piquages. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides, permettant une connexion sécurisée et efficace entre les canalisations.



FigureVI.18 : Différents pièces spéciales de raccordement.

(Source : <https://search.app.goo.gl/3ME8eWy> , 2024)

## VI.4. Conclusion

D'après ce chapitre, on peut conclure que la pose des canalisations et l'installation des accessoires sont des étapes essentielles pour assurer le bon fonctionnement et la durabilité d'un réseau d'alimentation en eau potable à long terme. Il est important de respecter les normes et les techniques appropriées, en prenant en compte le terrain et les obstacles à franchir pour la planification des travaux et le choix des accessoires adaptés.

**CHAPITRE VII**  
**ORGANISATION DU CHANTIER,**  
**PROTECTION ET SECURITE DE**  
**TRAVAIL**

## **Chapitre VII**

### **Organisation du chantier, protection et sécurité de travail**

#### **VII.1. Introduction**

Dans ce chapitre, nous allons examiner le devis quantitatif et estimatif de notre projet pour évaluer précisément son coût. Cette analyse implique de déterminer les quantités nécessaires pour chaque opération, puis de multiplier le volume des travaux par le prix unitaire correspondant. En parallèle, nous discuterons de l'importance de la protection et de la sécurité au travail pour garantir le bon déroulement des activités. Cette planification détaillée et l'estimation budgétaire approfondie sont essentielles pour la réussite du projet et de réduire les risques.

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

L'organisation d'un chantier est un élément clé pour la réussite d'un projet de construction. Elle consiste à prévoir et coordonner l'ensemble des ressources nécessaires en moyens humains, matériels et matériaux, afin de garantir la qualité, la rapidité et l'économie des travaux. L'objectif est de définir l'ordre d'exécution des tâches par zone, d'anticiper les travaux préliminaires indispensables et de mettre en place un rythme de travail optimal, tout en garantissant la conformité aux plans, le respect des délais et la maîtrise des coûts.

#### **VII.3. Les engins de terrassement**

Pour garantir un meilleur rendement et une rentabilité accrue des travaux de construction d'un système d'alimentation en eau potable, il est essentiel de choisir judicieusement les engins mécaniques. Chaque opération, requiert l'utilisation d'engins spécifiques adaptés à la taille du projet, aux conditions du terrain et aux exigences du chantier. Ainsi, il est primordial de respecter les normes de sécurité des travailleurs et de protection de l'environnement lors de l'utilisation de ces machines sur le chantier.

##### **VII.3.1. Pour le décapage de la terre végétale**

Il y a deux catégories d'engins pour le décapage de la terre végétale. On utilise la niveleuse pour décapier les terrains faciles à décapier, tandis que le bulldozer est utilisé pour les terrains difficiles.

###### **VII.3.1.1. Niveleuse**

La niveleuse est un engin polyvalent équipé d'une lame mobile qui peut pivoter horizontalement et verticalement, être abaissée ou relevée, déplacée latéralement et inclinée pour changer l'angle d'attaque. Cet engin est idéal pour des travaux de précision, tels que le décapage de terre végétale, le nivellement, le creusement de fossés, l'entretien des routes, le creusement de canaux...

### VII.3.1.2. Bulldozer

Le bulldozer est monté sur un tracteur à chenilles ou à pneus, est équipé d'une lame horizontale perpendiculaire à l'axe longitudinal du tracteur. Cette lame fonctionne de la même manière qu'une niveleuse.

Le bulldozer permet d'effectuer des tâches telles que le décapage, le terrassement, le défrichage, le déboisement, le refoulement de terre et de roches désagrégées, ainsi que la construction de remblais et le creusement de fossés. Ces performances dépendent de celles du tracteur, avec des volumes de refoulement pouvant varier de 1 à 3 mètres cubes et des largeurs de lame allant de 2,30 à 4,50m.

Les bulldozers et les niveleuses peuvent être équipés de différentes formes de lames.



FigureVII.1 : Bulldozer à chenilles

(Source : <https://www.shantui-global.com/product/bulldozer.htm>, 2024)

### VII.3.2. Pour l'excavation des tranchées

Cette opération nécessite l'utilisation d'une **pelle hydraulique** équipée de retro (godet est disposé l'ouverture vers le bas), qui est très utilisée pour les travaux d'A.E.P., d'assainissement, de barrages ou d'aménagements hydroagricoles.

Les pelles sont des engins de terrassement polyvalents adaptés à tous les terrains, même les plus durs. Elles peuvent porter divers équipements pour accomplir des travaux variés, tels que :

- Le travail en butée par godet normal.
- La fouille et la tranchée par godet rétro.
- Le décapage et le nivelage par godet niveleur.
- Le terrassement en fouille et le déchargement de matériaux par benne preneuse.



FigureVII.2 : Pelle hydraulique équipée de retro.

(Source : <https://search.app.goo.gl/sFmR7ee>, 2024)

### VII.3.3. Pour le remblaiement des tranchées

Après avoir installé la conduite, on utilise la chargeuse pour remblayer les tranchées. Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise plutôt le rétro-chargeur.

- **Les chargeuses** : sur pneus ou sur chenilles sont des engins polyvalents, équipées d'un godet relevable au moyen de bras latéraux articulés. Utilisés aussi pour le chargement, l'excavation et le nivellement de matériaux. Leur puissance varie de 60 à 800 CV, avec une capacité de 3 à 7 m<sup>3</sup> adaptée à celle des camions.
- **Les chargeuses-pelleteuses** : combinent les fonctions de chargement et de petites pelles rétro, les rendant particulièrement bien adaptées aux travaux hydrauliques.



FigureVII.3 : chargeuse-pelleteuse.

(Source : <https://search.app.goo.gl/HCbN8cT>, 2024)

### VII.3.4. Pour le compactage

Le compactage consiste à tasser les remblais des surfaces étroites. Pour effectuer cette opération, on utilise un compacteur à rouleaux lisses.

- Les compacteurs peuvent être équipés de différents accessoires pour effectuer une variété des travaux, tels que le compactage des remblais sur les surfaces (comme les fouilles des semelles), l'excavation en butte de matériaux tendres, l'épandage et le nivellement de matériaux routiers.



FigureVII.4 : compacteur à rouleaux lisses.

(Source : <https://search.app.goo.gl/8eNtu2B>, 2024)

## VII.4. Calcul du volume des travaux de pose de canalisation

### VII.4.1. Volume du décapage de la couche végétale

Le volume de décapage est calculé par la formule suivante :

$$V_{d\acute{e}c} = b \times H_v \times L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.1)}$$

Avec :

$V_{d\acute{e}c}$  : Volume de la couche végétale ( $m^3$ ) ;

$b$  : Largeur de la couche végétale (largeur de la tranchée) (m) ;

$H_v$  : Profondeur de la couche végétale (On prend  $H_v=10$  cm) ;

$L$  : Longueur de la couche végétale (longueur de la tranchée) (m) ;

### VII.4.2. Volume du déblai des tranchées

- **Largeur de la tranchée :**

Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant un espace de 0,30 m de chaque côté pour faciliter les travaux. Chaque fois qu'il y a un changement de diamètre, les dimensions de la tranchée changent également. La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$b = D_{ext} + (2 * 0.3) \dots\dots\dots \text{(VII.2)}$$

Avec :

$b$  : largeur de la tranchée (m) ;

$D_{ext}$  : diamètre de la conduite (m) ;

➤ La largeur est de minimum 0,70 m pour les petits diamètres et plus grande pour les diamètres supérieurs à 150 mm.

- **La profondeur de la tranchée :**

La profondeur varie de 0,8 m à 1,5 m afin de protéger la conduite contre les risques d'écrasement dus aux surcharges, aux fluctuations de température et contre le gel. Cette profondeur peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$H_{tr} = D_{ext} + e + H \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII.3)}$$

Avec :

$H_{tr}$  : la profondeur de la tranchée (m) ;

$e$  : épaisseur de lit de la pose (couche de sable) ; [15 à 20cm]

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

$D_{ext}$  : diamètre de la conduite (mm) ;

On prend  $e=20$ cm et  $H=100$ cm.

- **Volume du déblai**

Les volumes excavés pour chaque type de diamètre seront calculés par la formule suivante :

$$V_d = b \times H_{tr} \times L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.4)}$$

Avec :

$V_d$ : volume de déblai (m<sup>3</sup>) ;

$L$  : la longueur de la tranche (m) ;

$H_{tr}$ : la profondeur de la tranchée (m) ;

$b$  : largeur de la tranchée (m) ;

#### VII.4.3. Volume occupé par le lit de sable

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

$$V_{LS} = b \times L \times e \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.5)}$$

Avec :

$V_{LS}$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

$e$  : épaisseur de la couche de sable (m) ;

$L$  : longueur totale de la tranchée (m) ;

$b$  : largeur de la tranchée (m) ;

#### VII.4.4. Volume occupé par la conduite

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

$$V_c = \frac{\pi \times D_{ext}^2}{4} \times L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.6)}$$

Avec :

$V_c$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>) ;

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

$L$  : longueur totale de la tranchée (m) ;

#### VII.4.5. Volume du remblai de protection

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

$$V_r = V_d - (V_c + V_{LS}) \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.7)}$$

Les différents volumes des travaux sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.1** : Tableau des volumes des travaux.

Tronçons	Dext (mm)	L (m)	b (m)	Htr (m)	Vc (m <sup>3</sup> )	Vdec (m <sup>3</sup> )	Vd (m <sup>3</sup> )	Vls (m <sup>3</sup> )	Vr (m <sup>3</sup> )
Tr2	315	505,9	0,915	1,515	39,405	46,290	701,291	92,580	569,306
Tr1	280	298,7	0,88	1,48	18,383	26,286	389,027	52,571	318,072
Tr3	125	150,1	0,71	1,31	1,426	10,657	139,608	21,314	116,868
Tr5	250	403,4	0,85	1,45	19,792	34,289	497,191	68,578	408,821
Tr6	180	129,1	0,8	1,4	4,054	10,328	144,592	20,656	119,882
Tr4	315	477	0,915	1,515	37,154	43,646	661,229	87,291	536,784
Tr8	280	495,4	0,85	1,45	24,306	42,109	610,581	84,218	502,057
Tr9	125	392	0,74	1,34	6,031	29,008	388,707	58,016	324,660
Tr18	90	677,5	0,69	1,29	4,308	46,748	603,043	93,495	505,240
Tr20	140	619,5	0,74	1,34	9,532	45,843	614,296	91,686	513,079
Tr16	160	797,1	0,76	1,36	16,019	60,580	823,883	121,159	686,705
Tr21	75	282,3	0,675	1,275	1,247	19,055	242,954	38,111	203,597
Tr13	200	320,2	0,8	1,4	10,054	25,616	358,624	51,232	297,338
Tr22	75	790,5	0,675	1,275	3,491	53,359	680,324	106,718	570,116
Tr26	110	1364,5	0,71	1,31	12,961	96,880	1269,121	193,759	1062,402
Tr24	75	208,2	0,675	1,275	0,919	14,054	179,182	28,107	150,156
Tr23	90	173,8	0,69	1,29	1,105	11,992	154,699	23,984	129,610
Tr12	140	543,3	0,74	1,34	8,359	40,204	538,736	80,408	449,969
Tr10	200	326,1	0,8	1,4	10,240	26,088	365,232	52,176	302,816
Tr15	75	188	0,675	1,275	0,830	12,690	161,798	25,380	135,587
Tr17	110	376,3	0,71	1,31	3,574	26,717	349,997	53,435	292,988
Tr25	75	393,5	0,675	1,275	1,738	26,561	338,656	53,123	283,796
Tr11	225	220,6	0,85	1,45	10,823	18,751	271,890	37,502	223,564
Tr7	280	580,5	0,85	1,45	28,481	49,343	715,466	98,685	588,300
Tr14	225	325,3	0,8	1,4	10,214	26,024	364,336	52,048	302,074
TrR1-01	400	178,28	1	1,6	22,392	17,828	285,248	35,656	227,200
Somme						<b>860,944</b>	<b>11849,711</b>	<b>1721,887</b>	<b>9820,987</b>

**VII.5. Evaluation des travaux**

L'objectif de cette évaluation est de déterminer les quantités de toutes les opérations réalisées sur le terrain pour la réalisation du projet, puis de les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin de déterminer le coût global du projet.

**VII.5.1. Devis estimatif et quantitatif**

Le tableau suivant montre le devis estimatif de l'établissement du réseau d'alimentation en eau potable de notre projet :

**Tableau VII.2 : devis quantitatif et estimatif.**

<b>DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF</b>				
<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant totale (DA)</b>
<b>Terrassement</b>				
<b>Décapage de la couche végétale</b>	m <sup>3</sup>	860,944	250	215235,9
<b>Déblai des tranchées</b>	m <sup>3</sup>	11849,711	480	5687861,138
<b>Lit de sable 20 cm</b>	m <sup>3</sup>	1721,887	1300	2238453,36
<b>Remblaiement de la tranche</b>	m <sup>3</sup>	9820,987	400	3928394,745
<b>Conduites de distribution en PEHD PN10</b>				
<b>Ø75</b>	<b>mm</b>	1862,5	844,03	1572005,875
<b>Ø 90</b>		851,3	1203,66	1024675,758
<b>Ø 110</b>		1890,9	1763,2	3334034,88
<b>Ø 140</b>		1554,8	2813,53	4374476,444
<b>Ø 160</b>		797,1	3606,94	2875091,874
<b>Ø 200</b>		1100,7	5576,82	6138405,774
<b>Ø 250</b>		1699,9	8501,43	14451580,86
<b>Ø 280</b>		298,7	10602,46	3166954,802
<b>Ø 315</b>		982,9	13338,45	13110362,51
<b>Ø 400</b>		178,28	21260,99	3790409,297
<b>Les accessoires</b>	<b>Unité</b>	–	3486970	3486970
<b>Le pompage</b>				
<b>Pompes</b>	<b>Unité</b>	4	7521000	30084000
<b>Réservoir anti bélier de 6 m<sup>3</sup></b>	<b>Unité</b>	2	3364200	6728400

**VII.5.2. Devis global**

Le tableau (VII.3) présente le devis global des travaux relatifs au projet de système d'alimentation en eau potable de notre nouveau pôle urbain situé dans la zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia, wilaya de Tlemcen.

**Tableau VII.3 : Devis estimatif global**

<b>Nature des charges</b>	<b>Charges en DA</b>
Terrassement	12069945,1
Conduites	53837998,07
Stations de pompage	36812400
<b>Totale HT</b>	102720343,2
<b>TVA 19%</b>	19516865,2
<b>TOTALE TTC</b>	122237208

**Devis en lettres :**

**Cent vingt-deux millions, deux cent trente-sept mille, deux cent huit Dinars Algériens.**

**VII.6. Planification des travaux**

Avant de commencer les travaux sur le chantier, il est essentiel d'établir une planification rigoureuse. Cette planification consiste en une étude théorique visant à déterminer la meilleure façon d'utiliser la main-d'œuvre et les ressources disponibles. Elle comprend plusieurs éléments clés, tels que :

- L'installation des postes de travail.
- L'analyse des tâches.
- Le chronométrage et la définition des objectifs et des attributions.

L'objectif principal de cette planification est de garantir que tous les travaux seront réalisés dans un ordre approprié, sans retard et de manière économique. De plus, elle permet d'établir clairement les tâches à accomplir ainsi que leur durée, assurant ainsi une gestion efficace du chantier et une utilisation optimale des ressources.

**VII.6.1. Méthode du réseau (CPM)**

Il existe plusieurs méthodes de planification, et les travaux suivants seront organisés selon la méthode du réseau (CPM). Cette approche repose sur une représentation graphique où les nœuds et les flèches symbolisent respectivement les tâches et les relations entre celles-ci. Le flux qui traverse ces éléments représente le temps nécessaire à l'exécution des tâches. Les sommets, qu'ils soient nœuds ou flèches, correspondent à des étapes ou des événements clés du projet. La méthode du réseau a été développée en 1958 par des chercheurs américains et est largement utilisée pour optimiser la gestion des projets.

Nous avons utilisé la méthode des nœuds est le calcul se fait à l'aide de la grille suivante :

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- $T_r$ : Temps de réalisation ;
- $DCP$  : date de commencement au plus tôt ;
- $DCPP$  : date de commencement au plus tard ;
- $DFP$  : date de finition au plus tôt ;
- $DFPP$  : date de finition au plus tard ;
- $MT$  : marge totale ;

✓ Les formules utilisées pour le calcul de chemin direct sont :

$$DCP_1 = 0..... (VII.8)$$

$$DFP_j = DCP_i + T_r..... (VII.9)$$

$$DCP_j = DFP_i ..... (VII.10)$$

✓ Les formules utilisées pour le calcul de chemin indirect sont :

$$DFPP_j = DCPPI ..... (VII.11)$$

$$DCPP_j = DFPP_j - T_r ..... (VII.12)$$

**VII.6.2. Définitions des tâches et leurs durées :**

Les tâches de réalisation du réseau distribution et la réhabilitation des stations de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VII.4 :** Temps de réalisation des opérations du réseau de distribution.

<b>Notation</b>	<b>Opération</b>	<b>Durée (j)</b>
A	Préparation du chantier	15
B	Décapage de la couche végétale	29
C	Exécution des tranchées et des fouilles	39
D	Pose du lit de sable	23
E	Pose des conduits en tranchée	28
F	Montage et raccordement des conduites	20
G	Essais d'étanchéités pour les conduites et les joints	15
H	Remblayage des tranchées	18
I	Nivellement et compactage	13

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VII.5.

**Tableau VII.5 :** Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau distribution.

<b>Opérations</b>	<b>Précède</b>	<b>Succède</b>
A	---	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E, F
E	D	G
F	D	G
G	F	H
H	G	I
I	H	---

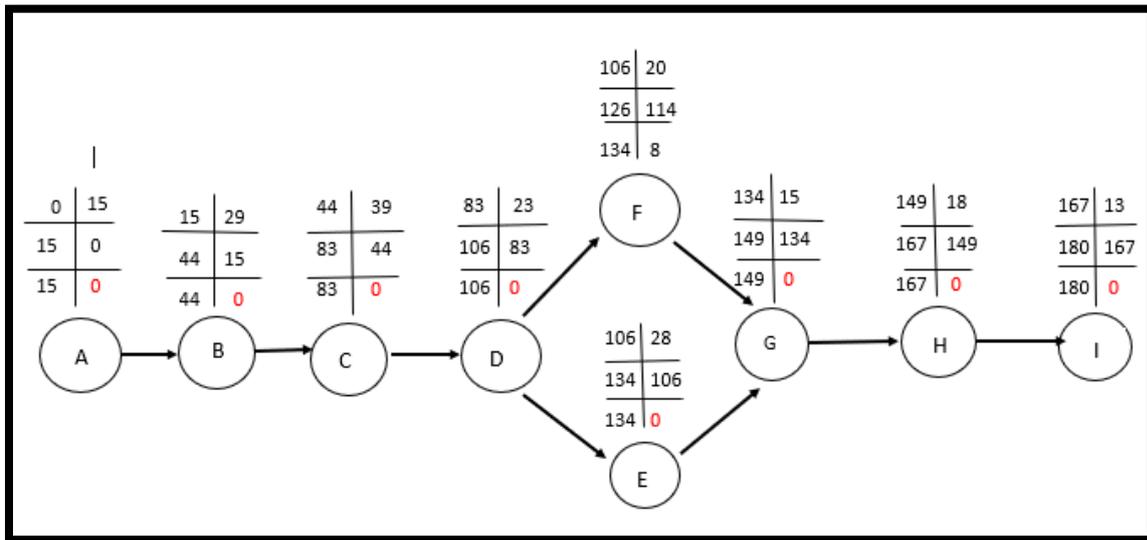
**VII.6.3. Détermination du chemin critique**

Chemin critique est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle. Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MT = DCPPI - DCP = DFPP - DFP = 0 ..... (VII.13)$$

$$\sum T_r = DTP ..... (VII.14)$$

Le réseau à nœud est représenté dans la (figure VII.5) où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.



FigureVII.5 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution.

Le chemin critique : A-B-C-D-E-G-H-I C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP), donc la durée totale de pose de canalisation du projet est de 180 jours.

### VII.7. Définition de protection et sécurité du travail

La sécurité au travail est un élément essentiel dans tout projet ou travail, visant à minimiser les accidents. Ces incidents peuvent avoir des conséquences graves sur les aspects financiers, de la production et humains. Les différentes phases des travaux à sécuriser comprennent l'excavation, les forages et le génie civil. Il est essentiel que les stations de pompage, ouvrages clés, soient conçues avec des mesures de protection pour prévenir les risques pour les opérateurs. Les ingénieurs en hydraulique ont pour mission de veiller à la sécurité des travailleurs à chaque étape du projet.

#### VII.7.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Les accidents de travail sont souvent causés par des conditions et des actions dangereuses. Les enquêtes après les accidents montrent qu'il n'y a pas de hasard ou de fatalité, mais plutôt une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident. Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteurs classés en deux catégories distinctes :

**VII.7.1.1. Facteurs matériels**

Sont des conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail. Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent de plusieurs éléments :

- **La profession en général et le poste de travail en particulier.**
- **La nature et la forme des matériaux mis en œuvre :** Les caractéristiques des matériaux utilisés peuvent affecter la sécurité.
- **Les outils et machines utilisés :** L'implantation, l'entretien, et l'utilisation des outils et machines, tels que l'outillage, les engins et machines de travail.
- **L'exécution du travail :** Des difficultés particulières lors de l'exécution du travail, comme des tâches complexes.
- **Le lieu de travail :** L'éclairage, les conditions climatiques...
- **Les conditions d'hygiène et de sécurité :** La ventilation, la protection, les installations mécaniques et électriques.

**VII.7.1.2. Facteurs humains**

Les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent souvent l'intervention de psychologues avertis. Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficiles à prévoir, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment selon les circonstances ou selon son humeur personnelle. Les actions dangereuses peuvent être attribuées à plusieurs facteurs humains :

- **Manque de contrôle et négligence :** Les travailleurs, agents de maîtrise, et responsables peuvent manquer de contrôle et de vigilance, entraînant des actions dangereuses.
- **Fatigue des travailleurs :** La fatigue peut être un facteur de risque majeur, entraînant des erreurs ou des actions imprudentes.
- **Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux :** Peut entraîner des actions dangereuses, comme des mouvements imprudents ou des erreurs de manipulation.
- **Erreurs de jugement ou de raisonnement :** Les erreurs de jugement ou de raisonnement peuvent également entraîner des actions dangereuses.
- **Suivre un rythme de travail inadapté :** Peut entraîner des actions dangereuses, comme des hâtes ou des manquements à la sécurité.

**VII.7.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents****VII.7.2.1. Partenaires de prévention****• Partenaires de prévention au sein de l'entreprise**

- Les employeurs, qui ont la responsabilité légale d'assurer la sécurité de leurs employés.
- Les travailleurs eux-mêmes, qui doivent respecter les consignes de sécurité.
- Les représentants du personnel (délégués syndicaux...).
- Les services de santé au travail, qui conseillent sur la prévention des risques.

- **Partenaires de prévention en dehors de l'entreprise.**

- Les organismes de contrôle comme l'inspection du travail.
- Les pouvoirs publics, qui définissent les réglementations en matière de sécurité.
- Les organismes de formation et de recherche sur la prévention des risques.
- Les associations et organisations professionnelles impliquées dans la sécurité.
- Certains organismes agréés par le ministère du travail
- Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle

En résumé, la prévention des risques dans les systèmes hydrauliques nécessite la mobilisation de nombreux partenaires, à la fois au sein de l'entreprise et en dehors. Une approche globale et coordonnée est essentielle pour assurer la sécurité des travailleurs.

### VII.7.2.2. Prévention individuelle

Pour mieux se protéger contre les dangers lors de travail, l'utilisation d'équipements de protection individuelle (EPI) est indispensable.

- **Différents Types d'EPI**

- Protection des yeux : Lunettes de protection contre les projections et éclats.
- Protection de la tête : Casques de sécurité contre les chutes d'objets.
- Protection auditive : Bouchons d'oreille ou casques anti-bruit.
- Protection des mains : Gants de protection contre les coupures, brûlures, produits chimiques.
- Protection des pieds : Chaussures de sécurité antidérapantes et à embout renforcé.
- Protection des voies respiratoires : Masques contre les poussières et produits chimiques.
- Vêtements de travail : Protégeant des intempéries, du froid, du feu...
- Protection contre les chutes de hauteur : Harnais, longes, points d'ancrage.



FigureVII.6 : Equipements de protection individuelle (EPI).

- **Réglementation et Mise en Œuvre des EPI :**

Selon le Code du travail, les EPI sont des "dispositifs ou moyens destinés à être portés ou tenus par une personne en vue de la protéger contre un ou plusieurs risques", leur utilisation doit être définie suite à l'évaluation des risques dans l'entreprise. L'employeur a l'obligation de fournir les EPI adaptés et de former les travailleurs à leur utilisation. De leur côté, les salariés doivent respecter les consignes d'utilisation pour assurer leur propre sécurité.

### **VII.7.2.3. Prévention collective**

- **Équipements de Protection Collective :**

La priorité doit être donnée aux équipements de protection collective qui assurent la sécurité de l'ensemble des salariés présents sur le chantier. Parmi les principaux dispositifs :

- Les garde-corps pour prévenir les chutes de hauteur
- Les filets de protection antichute autour des zones de vide
- Le balisage des zones dangereuses (filets, panneaux, barrières)
- Les tapis antidérapants pour éviter les glissades
- Les extincteurs mobiles en cas d'incendie

- **Formation et Information des Travailleurs**

Sont essentielles pour assurer la sécurité sur les chantiers. Le Code du travail oblige à délivrer une autorisation de conduite pour les engins de chantier. Les consignes de sécurité spécifiques au chantier doivent être précisées aux conducteurs et travailleurs.

## **VII.8. Conclusion**

Ce chapitre examine en détail l'organisation du chantier, mettant l'accent sur l'utilisation des engins, le calcul des volumes de travaux et la détermination des coûts du projet. Il accorde une attention particulière à la protection et à la sécurité des opérations, abordant la prévention des accidents et la gestion des risques pour éviter les actions dangereuses.

Une estimation des coûts et du temps a été réalisée pour divers aspects, tels que les travaux de terrassement, la pose de canalisations et la réhabilitation des deux stations de pompage, menant ainsi à un devis total du projet de 122 237 208 DA et une durée de 180 jours.

En conclusion, ce chapitre souligne l'importance d'une planification bien structurée pour permettre l'exécution simultanée de diverses tâches et optimiser les délais de réalisation.

# **CONCLUSION GENERALE**

## Conclusion générale

Ce projet a permis d'analyser et de concevoir un système d'alimentation en eau potable pour le nouveau pôle urbain situé au Nord-Ouest de la commune de Maghnia, dans la wilaya de Tlemcen. Il se divise en deux parties principales : le diagnostic du réseau d'adduction et des ouvrages de stockage, ainsi que le dimensionnement du réseau de distribution.

L'estimation des besoins en eau a été une étape essentielle de notre étude. Nous avons projeté une population de 26 847 habitants à l'horizon 2054, avec des besoins journaliers estimés à 6 445,337 m<sup>3</sup>/j. Cette évaluation a confirmé que les ressources en eau disponibles, notamment celles provenant du barrage Hammam Boughrara et du réservoir-tampon n°2, qui fait partie du réseau de la station de dessalement de l'eau de mer de Souk Tleta, sont suffisantes pour satisfaire les besoins de ce pôle urbain ainsi que ceux de la commune de Maghnia et des communes de Hammam Boughrara, Nedroma et Chbékia.

Dans un premier temps, nous avons réalisé un diagnostic approfondi du réseau d'adduction et des ouvrages de stockage existants. Cette analyse a révélé que les infrastructures sont en bon état physique et hydraulique, et qu'elles sont adéquates pour répondre aux besoins des communes jusqu'en 2054. Nous avons également identifié la nécessité d'ajouter une pompe à la première station et deux pompes, ainsi qu'une de secours à la deuxième station, pour garantir le débit et la hauteur manométrique requis. De plus, une étude sur le risque de coup de bélier a montré que les réservoirs anti-bélier de 10 m<sup>3</sup> existants étaient insuffisants, ce qui a conduit à l'ajout de deux réservoirs de 6 m<sup>3</sup> à chaque station.

Ensuite, nous avons procédé au dimensionnement du réseau de distribution. Nous avons opté pour un réseau maillé alimenté par un complexe de stockage de 2 x 5 000 m<sup>3</sup> et des conduites en PEHD PN 10. Nous avons constaté que les pressions dans le réseau de distribution étaient élevées en raison de la topographie accidentée de la région. Pour remédier à cette situation, nous avons installé des régulateurs de pression réglés à 2 et 3,6 bars, afin d'assurer une alimentation en eau stable et sécurisée.

Enfin, l'organisation du chantier, ainsi que la protection et la sécurité des travaux, ont été des aspects essentiels de ce projet. Un devis estimatif et quantitatif a été élaboré pour le nouveau pôle urbain, s'élevant à 122 237 208 DA, avec une durée totale de pose des canalisations du réseau d'adduction et du réseau de distribution estimée à 180 jours. Cette approche garantit une gestion efficace des ressources financières tout en assurant la sécurité et la qualité des travaux sur le chantier.

En conclusion, ce projet représente une avancée significative vers l'amélioration de l'alimentation en eau potable dans la zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia, tout en répondant aux besoins futurs de la population.

## **Références bibliographiques**

# Références bibliographiques

## Ouvrages généraux

- Plan de l'occupation des sols (POS) de la zone Nord-Ouest de la commune de Maghnia W.Tlemcen (URBAT Tlemcen).
- PNE Plan National de l'Eau de 2010.
- A. DUPONT. « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977,
- M. MEUNIER. « LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D'EAU SOUS PRESSION », Edition Dunod paris 1950,
- B. SALAH. « Polycopie d'alimentation en eau potable », Edition ENSH, 2014.
- MOKRANE Whiba, Khodjet Kesba, Omar. « Polycopie Système de pompage, les pompes hydrauliques », Edition ENSH, 2022
- BENLAOUKLI. B. « Organisation de chantier, planification des travaux les M.M.O », Edition ENSH, 2004.
- HUGUES.G. « Techniques d'ingénieur », édition 2009 C5 195.

## Mémoires de fin d'études :

- MESSAOUDI, Y.(2023). « ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU POS 15 ET 16 DE LA COMMUNE DE BERROUAGHIA (W.MEDEA) ». Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.
- BENTAHAR, M.(2011). « TRANSFERT DES EAUX DE LA STATION DE DESSALEMENT DE SOUK TLETA EN VUE DE L'ALIMENTATION DE LA ZONE NORD-OUEST DE LA WILAYA DE TLEMCEN ». Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.
- BENNIA, H.(2015). « Renforcement en eau potable de la ville de Sidi Bel Abbes à partir de la station de dessalement « Honaine » (Tlemcen)». Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.

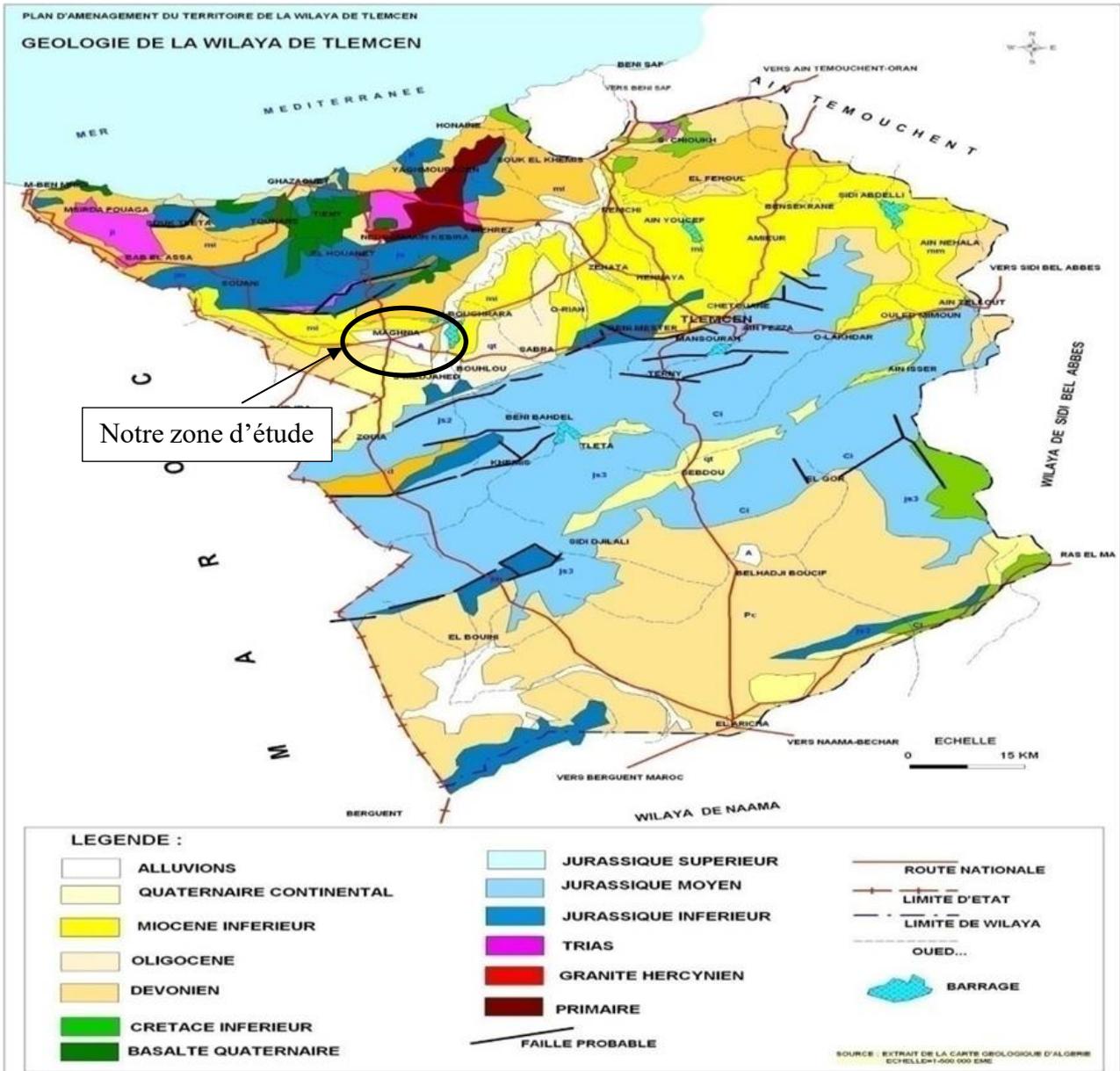
## SITE :

- Prix de conduite en PEHD PN 10 : [https://algerie.prix-construction.info/espaces\\_urbains/Reseaux\\_divers/Distribution\\_d\\_eau/Eau\\_potable/Tube\\_en\\_polyethylene.html](https://algerie.prix-construction.info/espaces_urbains/Reseaux_divers/Distribution_d_eau/Eau_potable/Tube_en_polyethylene.html) , consulter 10/8/2024
- Googleearth : <https://earth.google.com> , consulter 30/04/2024.
- Catalogue des conduites en PEHD : <https://www.soudureplastique.ma/tableau-generale-des-tubes-de-pe-en-12201-et-son-rigidite-annulaire-sn/#> , consulter 20/07/2024.
- Openstreetmap : <https://www.openstreetmap.org> , consulter 30/04/2024.
- Wikipedia : <https://en.wikipedia.org/wiki/Tlemcen.fr>
- Topographic map : <https://fr-fr.topographic-map.com/> , consulter 30/04/2024.
- Weatherspark : <https://weatherspark.com/> , consulter 18/05/2024.
- Researchgate : <https://www.researchgate.net/>

# **ANNEXE**

# Annexe

## Annexe 01 : Géologie Générale de la Région de Maghnia



(Source : URBAT)

**Annexe 02 : Les caractéristiques du barrage de Hammam Bouhrara.**

<u>Désignation</u>	<u>Donnée</u>		
Code du Barrage	BG1604		
<u>Durée de construction</u>	<u>1994-1998</u>		
<u>Date de la mise en eau</u>	<u>11 novembre 1998</u>		
<u>Les cordonné Lambert</u>	X (km)	Y (km)	Z (m)
	102,92	185,20	295
<u>Largeur de la digue à la base</u>	<u>320 m</u>		
<u>Hauteur de la digue</u>	<u>74 m</u>		
<u>Niveau de la crête de la digue</u>	<u>311,50 NGA</u>		
<u>Longueur en crête</u>	<u>1 100 m</u>		
<u>Largeur en crête</u>	<u>10 m</u>		
<u>Cote min d'exploitation de la retenue</u>	<u>272,50 NGA</u>		
<u>Volume min d'exploitation du barrage</u>	<u>6,296 Million m<sup>3</sup></u>		
<u>Cote niveau haut</u>	<u>305,00 NGA</u>		
<u>Capacité de la retenue au niveau haut</u>	<u>177 Million m<sup>3</sup></u>		
<u>Capacité de la retenue au niveau haut après levée en 2004</u>	<u>175,5 Million m<sup>3</sup></u>		
<u>Capacité de la retenue au niveau haut après levée en 2019</u>	<u>161 Million m<sup>3</sup></u>		

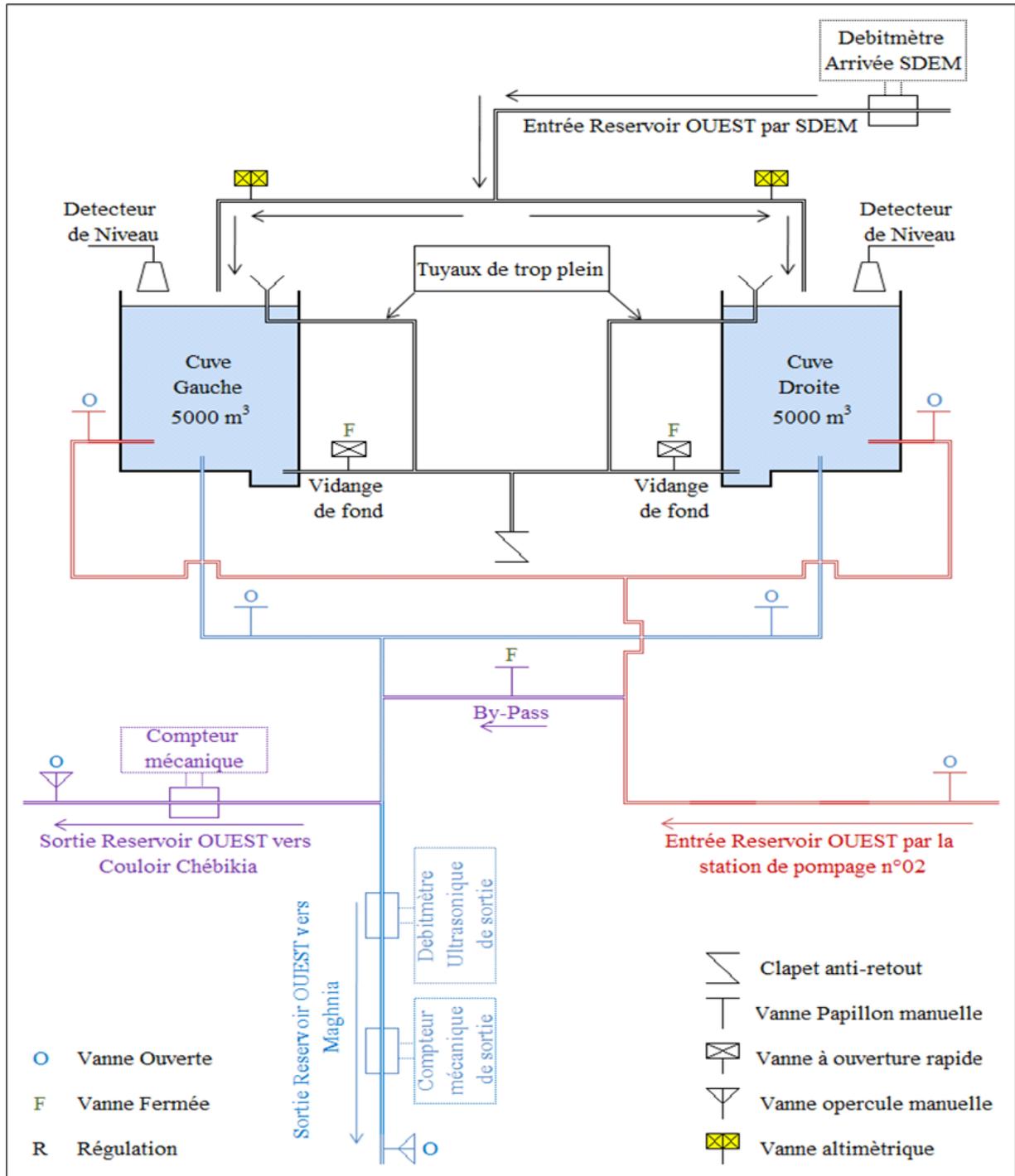
(Site internet de l'agence nationale des barrages et transfert)

**Annexe 03 : Processus de traitement de l'eau à la station Hammam Boughrara.**

<b>N°</b>	<b>Etape de Traitement</b>	<b>Site</b>	<b>But de l'étape</b>	<b>Equipement affilié</b>
01	Pré filtration	Installation d'Entrée	Elimination des matières grossières	Tamis Rotatif
02	Coagulation	Bassin de Coagulation	Favoriser la formation de micro floes	Mélangeurs rapides et pompes doseuses d'injection de chlorure ferrique
03	Floculation	Bassin de Floculation	Formation des floes de grande taille pour la décantation	Mélangeurs lents et pompes doseuses d'injection de polymère
04	Décantation	Bassin de Décantation	Elimination du phosphate et des métaux lourds	Plaques lamellaires, racleurs et pompes d'extraction de boue
05	Nitrification	Bassin de Nitrification	Réduction de l'excès d'ammonium	Bactéries avec blocs biodeck et surpresseurs d'aération
06	Filtration sur Sable	Filtres à Sable	Elimination des 5 à 10% des particules en suspension restantes	Sable de diamètre 0,70 à 1,20 mm
07	Récupération de filtrat	Bâche d'eau	Récupération de filtrat pour le lavage à contre-courant des filtres	Surpresseurs et pompes de lavage
08	Filtration sur Charbon Actif Granulé	Filtres à Charbon	Amélioration des propriétés organoleptiques	Charbon actif granulé taille 1 mm
09	Désinfection	Salle des Réactifs	Désinfection d'eau traitée	Pompes doseuse d'Injection d'hypochlorite de sodium

(Source : Station de traitement H.Boughrara ,2024)

**Annexe 04 : Schématisation du réservoir OUEST Maghnia.**



(Source : Station de traitement H.boughrara, 2024)

**Annexe 05 : Dotation pour les équipements selon le polycopie de L.KADDI.**

ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU . 1.

OBJET	EN LITRES		OBSERVATIONS
Alimentation et besoins domestiques.....	60 à 100	Par habitant et par jour	Valeurs moyennes (1).
Alimentation, besoins domestiques et arrosage du jardin familial. . . .	100 à 150	Par habitant et par jour	Valeurs moyennes (le jardin correspond généralement à plusieurs personnes)
Alimentation, besoins domestiques, arrosage et services publics. . . .	150 à 200	Petite ville ou groupe important de logements par habitant et par jour	Sans industries ni installations particulières telles que les fontaines, etc...
	200 à 250	Grande agglomération	Compris petites industries et toutes installations publiques.
	300 à 500	Grande ville	
Arrosage jardins et pelouses	6	Par mètre carré	Régions sèches (+ 50%) Régions humides (-50 %)
Lavage des cours	1,5 à 5	Par mètre carré	Suivant revêtement.
Baignoire	200	Par personne pour un bain	Compris le rinçage de l'appareil
Douche	25	Par personne pour une douche	Compris le rinçage de l'appareil
W.-C. à réservoir de chasse.	10 à 12	Par opération de chasse	
Lavabo	10	Par personne et par jour	Pour toilettes seulement
Bidet - pédiluve	6	Par personne et par jour	
EVIER	30	Par personne et par jour	Pour cuisine et besoins domestiques.
Nettoyage des marchés et champs de foire	5	Par mètre carré	Dans le cas de nettoyage mécanisé, voir le débit des engins utilisés
Nettoyage caniveaux,	25	Par mètre de caniveaux	
Lavoir public	1200	Par place et par jour	
Lavage de voiture automobile	100 à 150	Par voiture	Si portique de lavage, voir débit de l'appareil.

(1). Ces valeurs sont des moyennes. Elles ne peuvent donc pas servir pour un petit nombre d'habitants (ex: pavillon) sans une étude sérieuse.

## ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU . 2 .

OBJET	EN LITRES		OBSERVATIONS
Hôpitaux	300 à 400	Par lit et par jour (1)	Compris toutes les personnes et services.
Casernes	50	Par personne et par jour	Lavage des cours et matériel non compris.
Hôtels (par chambre)	70 230	Sans bain Avec bain	Compris restaurant
Écoles : Internat Demi-pension Externat	50 20 10	Par élève et par jour	Pour les écoles techniques, il faut majorer ces chiffres.
Bureaux	15	Par employé et par jour	
Cantines : 1 repas 2 repas 3 repas	10 20 25	Par rationnaire et par jour	1 repas = repas de midi 2 repas = repas de midi et du soir.
Restaurants : 1 repas 2 repas 3 repas	20 35 45	Par personne et par jour	Pour les restaurants de luxe, on pourra majorer les chiffres.
Bétail : Cheval Bovidé Mouton	50 50 5	Par animal et par jour	Pour les jeunes animaux, on adoptera 50% de ces chiffres
Arrosage cultures maraîchères.	25	Par mètre carré et par jour	
Laiterie - Beurrerie - Fromagerie	5	Par litre de lait traité	Ces chiffres ne sont donnés qu'à titre indicatif : on adoptera de préférence les chiffres donnés par les utilisateurs (2)
sucrerie	100	Par kilo de sucre fabriqué	
garage	15	Par employé et par jour	
Abattoirs petit bétail	200	Par tête de bétail	
Abattoirs gros bétail	500		

(1). Pour les cliniques ou petits établissements, minorer ce chiffre.

(2). Les besoins industriels doivent être étudiés d'après les indications des utilisateurs.

**Annexe 06 : La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.**

Heures	Nombre d'habitants				Agglomération Rurale
	< à 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> à 1000000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1,5	3.3	3.7	1
Total	100	100	100	100	100

**Annexe 07** : : Besoins domestique journalière des communes alimentées par la barrage de H.Bougrara pour différents horizons.

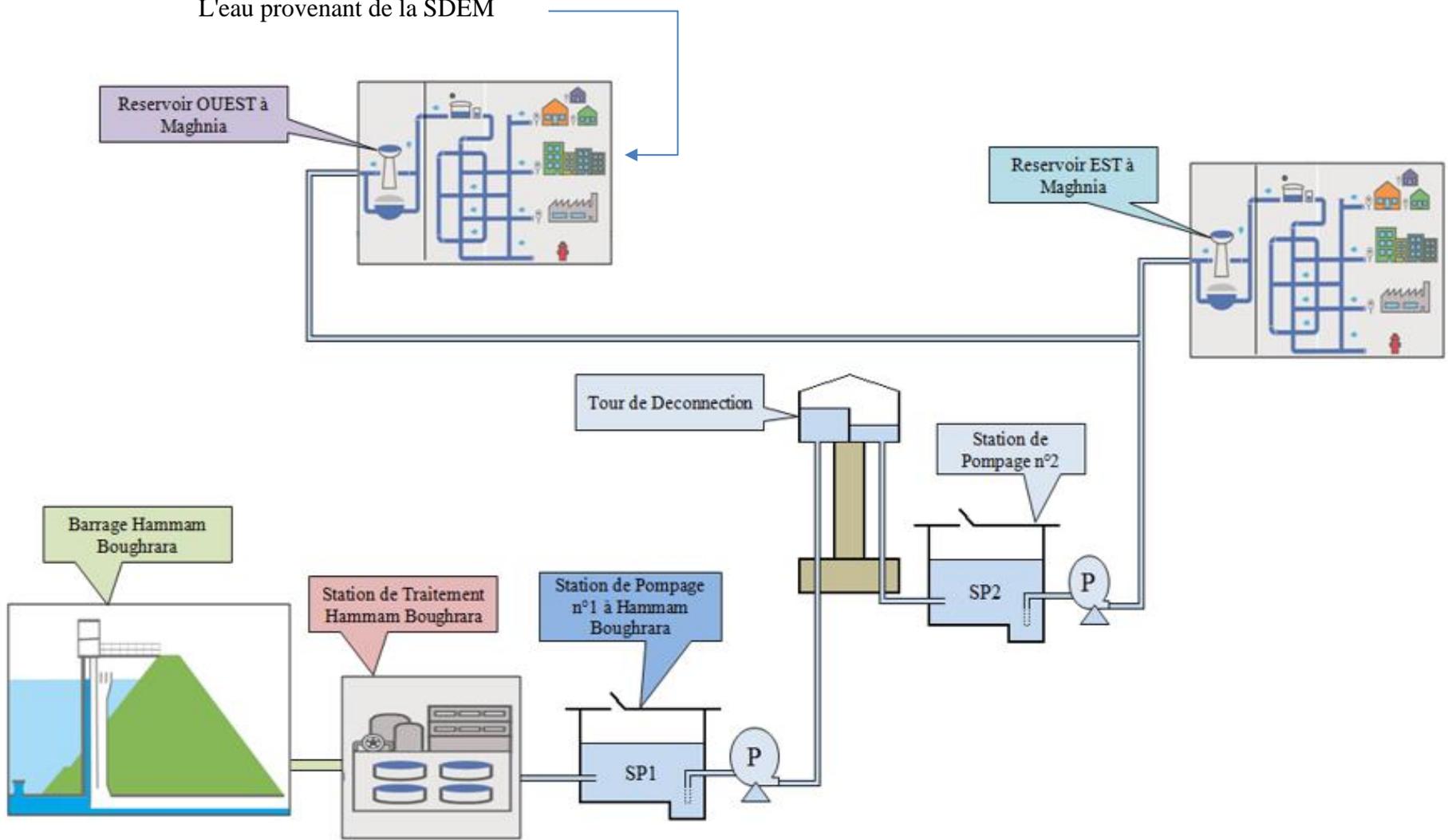
Commune	$\tau$ (%)	Nombre d'habitants pour l'horizon				dot (l/j/hab)	Qmoy j (m <sup>3</sup> /j)			$\Theta 1$ (%)	$\Theta 2$ (%)	$\Theta 3$ (%)	Kf	Qmoy j totale (m <sup>3</sup> /j)		
		2020	2024	2038	2054		2024	2038	2054					2024	2038	2054
<b>Nedroma</b>	0,9	32498	33684	38185	44071	150	5052,6	5727,8	6610,7	15%	5%	10%	1,2	7882,0	8935,4	10312,7
<b>Chbékia</b>	0,4	9043	9189	9717	10358	150	1378,4	1457,6	1553,7	15%	5%	10%	1,2	2150,2	2273,8	2423,8
<b>Maghnia est</b>	1,5	34317	36423	44864	56932	150	5463,5	6729,6	8539,8	15%	5%	10%	1,2	8523,0	10498,2	13322,1
<b>maghnia ouest</b>	1,5	30128	31977	39388	49982	150	4796,5	5908,1	7497,3	15%	5%	10%	1,2	7482,6	9216,7	11695,8
<b>H.Bougrara</b>	1,1	12849	13424	15646	18638	150	2013,6	2346,8	2795,8	15%	5%	10%	1,2	3141,2	3661,1	4361,4
La somme													29252,9	34966,4	42957,0	

(Source : BENTAHAR Mohammed,2011)

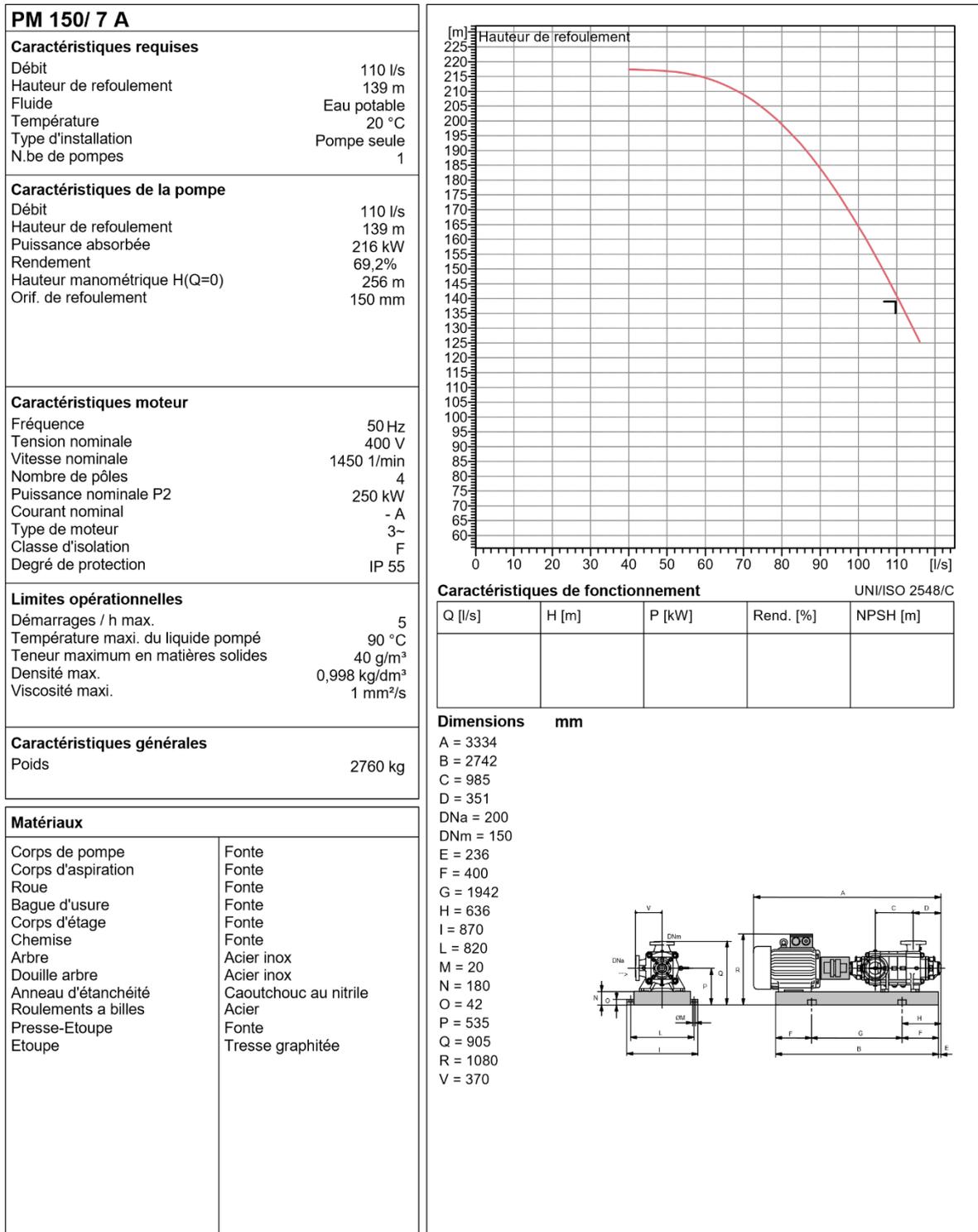
- $\Theta 1$  : le coefficient de proportionnalité de services publics.
- $\Theta 2$  : le coefficient de proportionnalité de commerçants.
- $\Theta 3$  : le coefficient de proportionnalité du secteur industriel.

**Annexe 08 : Shéma de réseau d'adduction existant du H.Bouhrrar.**

L'eau provenant de la SDEM

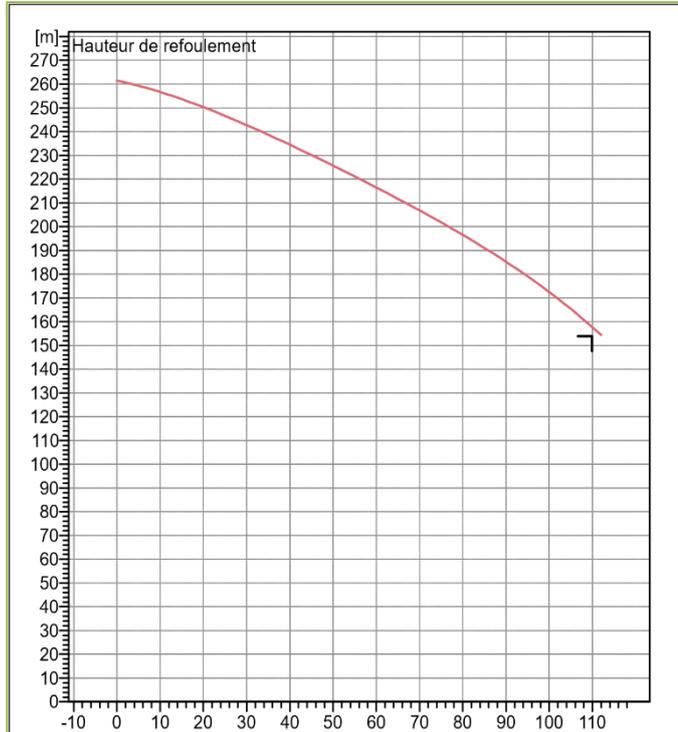


## Annexe 09 : Caractéristiques du groupe électropompe ajouté du SP1 ainsi que sa courbe caractéristique



## Annexe 10 : Caractéristiques du groupe électropompe du SP2 ainsi que sa courbe caractéristique

PM 125/ 2 A	
Caractéristiques requises	
Débit	110 l/s
Hauteur de refoulement	154 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	111 l/s
Hauteur de refoulement	156 m
Puissance absorbée	239 kW
Rendement	70,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	261 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques de moteur	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400V
Vitesse nominale Nombre de pôles	2950 1/min
Puissance nominale P2	250 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90°C
Teneur maximum en matières solides Densité max.	40 g/m <sup>3</sup> 0,998 kg/dm <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
Caractéristiques générales	
Poids	2020 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



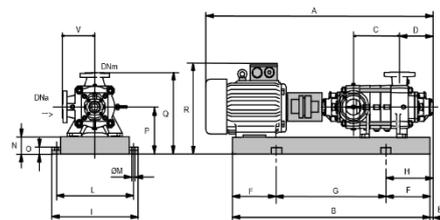
### Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

### Dimensions mm

A = 2512  
 B = 1980  
 C = 245  
 D = 337  
 DNa = 150  
 DNm = 125  
 E = 181  
 F = 350  
 G = 1280  
 H = 531  
 I = 870  
 L = 820  
 M = 22  
 N = 180  
 O = 50  
 P = 535  
 Q = 855  
 R = 1080  
 V = 320



**Annexe 11 : Abaques de Puech et Meunier pour l'étude de la dépression d'une conduite protégée par réservoir d'air. [PEUCH et MEUNIER 1978]**

