



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Diagnostic et réhabilitation du système d'approvisionnement en  
eau potable de la ville de Dahmouni (W. TIARET)**

**Présenté par :**  
MEKHLLOUFI Amel

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Président
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
NACER Tarek	M.C.B	Examineur
DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examineur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promotrice

**Session septembre 2024**

# *Remerciements*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire de fin d'études.*

- ✓ *Tout d'abord, je remercie Allah pour m'avoir accordé la force et la persévérance nécessaires tout au long de ce parcours.*
- ✓ *Je souhaite également exprimer ma reconnaissance à mon encadrante Mme MOKRANE Wahiba, pour ses conseils avisés, son soutien constant et sa patience tout au long de la rédaction de ce mémoire. Son accompagnement a été essentiel à l'aboutissement de ce travail.*
- ✓ *Un grand merci aux professeurs de l'ENSH pour leurs enseignements enrichissants et leur disponibilité, qui ont grandement contribué à l'acquisition de connaissances précieuses pour ce mémoire.*
- ✓ *Je remercie aussi les ingénieurs de la DRE (monsieur BOUZEKRI et monsieur MAKHLOUFI) et de l'ADE pour leur collaboration et leur aide précieuse, ainsi que pour les informations et données fournies, qui ont été déterminantes pour la réalisation de cette étude.*

*Merci à chacun d'entre vous pour votre contribution et votre soutien, sans lesquels ce mémoire n'aurait pas été possible.*

# Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes chers parents, dont l'amour inconditionnel, le soutien constant et les sacrifices ont constitué les piliers essentiels de mon succès. À mes sœurs Hadjer et Imen, ainsi qu'à mon petit frère Zakaria, pour leur encouragement et leur présence bienveillante tout au long de ce parcours.

Un merci tout particulier à mon cher oncle Belkacem, dont le soutien indéfectible durant ces cinq années. À mes tantes et mes oncles, pour leur affection sincère et leur soutien moral constant.

Je suis également profondément reconnaissant envers mes amies Amina, Chiraz, Farah et Kawther, dont l'amitié, la compréhension et les encouragements ont été des sources inestimables de réconfort et de motivation.

Enfin, je dédie ce travail à tous mes camarades de classe, avec qui j'ai partagé des moments d'apprentissage et de camaraderie enrichissants. Votre présence et votre soutien ont grandement contribué à cette expérience.

Merci à chacun d'entre vous pour votre amour, votre soutien et votre amitié.

## ملخص :

تهدف الدراسة إلى تلبية احتياجات مدينة دحموني في ولاية تيارت من المياه الصالحة للشرب. لذا، تم تشخيص النظام الحالي وإعادة تأهيله، بالإضافة إلى تقييم الوضع الراهن لشبكة التوزيع، نظام الإمداد، ومرافق التخزين، مع مراجعة الموارد المائية المتوفرة والمشاكل التي تواجهها. بناءً على هذا التشخيص، نقترح دمج مورد جديد يتمثل في المياه المحلاة، وتصميم شبكة توزيع جديدة، مع الحفاظ على بعض الهياكل التي نعتبرها فعالة. الهدف من هذه العملية هو ضمان الإمداد الأمثل للمياه، من حيث المعايير الهيدروليكية، من أجل تلبية احتياجات المستهلكين بشكل فعال.

## الكلمات المفتاحية:

مياه محلاة - مورد جديد - تشخيص

## Résumé :

Notre étude contribue à répondre aux besoins en eau potable de la ville de Dahmouni, dans la wilaya de Tiaret. Elle consiste en un diagnostic et une réhabilitation du système actuel. Nous avons évalué l'état actuel du réseau de distribution, de l'adduction et des ouvrages de stockage, tout en analysant les ressources en eau disponibles et les problèmes rencontrés. En conséquence, nous recommandons l'intégration d'une nouvelle ressource, à partir d'un piquage sur une conduite de transfert d'eau dessalée, ainsi que la conception d'un nouveau réseau pour 2054, tout en gardant certaines structures jugées fonctionnelles. Cette démarche a pour but d'assurer un approvisionnement optimal en eau, en termes de paramètres hydrauliques, afin de répondre efficacement aux besoins des consommateurs.

## Mots clés :

Diagnostic du système - nouvelle ressource - Conduite d'eau dessalée

## Abstract:

This study focuses on evaluating the drinking water supply network in the commune of Dahmouni, located in Tiaret. For this, we studied the current state of the distribution network, the transportation system, and the storage facilities, while examining the available water resources and related issues. Based on this evaluation, we recommend adding new resources, such as desalination, and designing a new network for 2054. This plan aims to ensure a reliable water supply that effectively meets the needs of the community.

**Keywords:** Drinking water supply network, Evaluation, Desalination, New water resources.

# Table des Matières

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
1.1.Introductio.....	03
1.2. Situation géographique.....	03
1.3. Situation hydrogéologie.....	04
1.4. Situation topographie .....	05
1.5. Situation Géologique.....	05
1.6. Situation climatologique.....	06
1.6.1. Climat.....	06
1.6.2. Pluviométrie.....	06
1.6.3. Températures.....	07
1.6.4. L'humidité relative.....	07
1.6.5. Les vents.....	08
1.7. Situation démographique.....	08
1.8. Situation hydraulique.....	08
1.8.1. Les réservoirs.....	08
1.8.2. Ressources en eau.....	08
1.8.3. Transfert à partir de la station de dessalement .....	09
1.9.Conclusion .....	10
Chapitre II : Evaluation des besoins futurs	
II.1.Introduction.....	12
II.2. Estimation de la population future.....	12
II.3. Evaluation des débits.....	12
II.3.1. La consommation moyenne journalière.....	12
II.3.2. Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie actuelle et future.....	13
II.3.3. Récapitulation des besoins en eau.....	15
II.3.4. Récapitulation des besoins en eau à différents horizons.....	16
II.4. Evaluation de la consommation journalière maximale.....	16
II.5. Evaluation de la consommation journalière minimale.....	17
II.6. Etude de la variation des débits horaires.....	18
II.6.1. Débit moyen horaire.....	18
II.6.2. Débit maximum horaire.....	18
II.6.3. Débit minimum horaire.....	19
II.7. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	20
II.8. Bilan Ressources-besoins.....	24
II.9. Conclusion.....	25
Chapitre III : Diagnostic hydraulique du système d'alimentation en eau potable	
III.1. Introduction.....	27
III.2. Diagnostic physique.....	27
III.2.1. Diagnostic des ressources en eau.....	27
III.2.2. Diagnostic des ouvrages de stockage.....	32

---

III.2.3. Diagnostic de l'adduction.....	37
III.2.4. Diagnostic du réseau de distribution.....	37
III.3. Diagnostic hydraulique.....	38
III.3.1. Diagnostic hydraulique d'adduction existante.....	38
III.3.2 Diagnostic hydraulique du réseau existant.....	40
III.3.2.1 Calcul des débits de dimensionnement à l'horizon 2024.....	40
III.3.2.2 Calcul des débits de dimensionnement à l'horizon 2054.....	57
III.4. Conclusion.....	74

Chapitre IV : Etude de stockage

IV.1. Introduction.....	76
IV.2. Rôle des réservoirs.....	76
IV.3. Classification des réservoirs.....	77
IV.4. Choix du type de réservoir.....	78
IV.5. Emplacement des réservoirs.....	78
IV.6. Équipements du réservoir.....	78
IV.7. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	79
IV.8. Principe de fonctionnement.....	80
IV.9. Calcul de la capacité des réservoirs.....	80
IV.9.1. Réservoir tampon.....	80
IV.9.2. Réservoir d'alimentation.....	81
IV.9. Conclusion.....	83

Chapitre V : Etude du réseau de distribution

V.1. Introduction.....	85
V.2. Types de réseaux de distribution.....	85
V.2.1. Réseau ramifié.....	85
V.2.2. Réseau maillé.....	85
V.2.3. Réseau mixte.....	85
V.2.4. Réseau étagé .....	86
V.3. Conception du réseau de distribution.....	86
V.4. Choix du type de matériaux.....	86
V.5. Choix du type de réseau projeté.....	87
V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	87
V.7. Détermination des débits du réseau de distribution.....	87
V.8. Détermination des paramètres hydrauliques du réseau.....	90
V.9. Conclusion.....	98

Chapitre VI : Etude de l'adduction

VI.1. Introduction.....	100
VI.2. Généralité sur l'adduction.....	100
VI.2.1. Classification des adductions.....	100
VI.2.2. Choix du tracé.....	100
VI.2.3. Choix des matériaux de canalisation.....	101
VI.3. Etude de l'adduction.....	102
VI.3.1. Etude de l'adduction par refoulement.....	102
VI.3.2. Etude de l'adduction gravitaire.....	115

---

VI.3.2.1. Détermination du diamètre avantageux.....115  
VI.4. Conclusion.....117

Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

VI.1. Introduction.....119  
VII.2. Généralités.....119  
VII.3. Type de pose de canalisations.....119  
VII.3.1. Pose de canalisations dans un terrain ordinaire.....119  
VII.3.2. Pose de canalisations en galerie.....120  
VII.4. Les accessoires .....1 21  
VII.4.1. Robinets vannes.....121  
VII.4.2. Clapet.....1 21  
VII.4.3. Les ventouses.....12 2  
VII.4.4. Bouches et poteaux d'incendie.....122  
VII.4.5. Les régulateurs de pression.....123  
VII.5. Branchements.....12 3  
VII.6. Les pièces spéciales.....124  
VII.6.1. Les cônes.....124  
VII.6.2. Les croix de jonction.....124  
VII.6.3. Les croix de jonction et d'incendie.....124  
VII.6.4. Les manchons.....1 24  
VII.6.5. Les coudes.....125  
VII.6.6. Les tés.....125  
VII.7. Les mesures de débit et de pression.....125  
VII.7.1. Mesure de débit.....125  
VII.7.2. Mesure de la pression.....125  
VII.8. Protection anti bélier.....126  
VI.9. Conclusion.....132

Chapitre VIII : organisation du chantier

VIII.1 Introduction.....134  
VIII.2 Organisation d'un chantier.....134  
VIII.3. Réalisation du réseau d'AEP.....134  
VII.4. Implantation des tracés des tranchées sur le terrain.....134  
VII.4.1. Matérialisation.....134  
VII.4.2. Nivellement.....135  
VIII.5. Calcul des volumes des travaux du réseau de distribution.....135  
VII.5.1. Volume du déblai du réseau.....135  
VIII.5.2. Volume du lit de sable.....136  
VIII.5.3. Volume de la conduite.....137  
VIII.5.4. Volume de remblai.....138  
VIII.6. Devis estimatif.....139  
VIII.7. Planification des travaux.....140  
VIII.8 Conclusion.....141  
Conclusion générale.....142

---

# LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau I.1 : Valeurs moyennes mensuelles des précipitations (2008-2018).....	06
Tableau I.2 : Valeurs moyennes mensuelles des températures (2008-2018).....	06
Tableau I.3 : Humidité relative en pourcentage (2008-2018).....	07
Tableau I.4 : Caractéristique des forages.....	08
Tableau I.5 : Analyse de l'eau distribué dans la ville de Dahmouni.....	08

## Chapitre II : Evaluation des besoins futurs

Tableau II.1 : Répartition de la population pour différents horizons.....	12
Tableau II.2 : Les besoins domestiques.....	13
Tableau II.3 : Les besoins scolaires.....	13
Tableau II.4 : Les besoins sanitaires.....	14
Tableau II.5 : Les besoins socioculturels.....	14
Tableau II.6 : Les besoins administratifs.....	14
Tableau II.7 : Les besoins commerciaux.....	15
Tableau II.8 : Récapitulatif de la consommation moyenne totale.....	15
Tableau II.9 : Taux d'augmentation global.....	16
Tableau II.10 : Les débits d'équipement pour les différents horizons.....	16
Tableau II.11 : Récapitulation des besoins en eau à différents horizons.....	16
Tableau II.12 : Consommations maximales journalières aux différents horizons.....	17
Tableau II.13 : Débits minimaux journaliers actuels et futurs.....	18
Tableau II.14 : Variation de $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitant.....	18
Tableau II.15 : Variation de $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitant.....	19
Tableau II.16 : Les consommations maximales, minimales, et horaires.....	19
Tableau II.17 : Variation des débits horaires (2024).....	20
Tableau II.18 : Variation des débits horaires (2054).....	22
Tableau II.19 : Production des ressources disponibles.....	24
Tableau II.20 : Bilan Ressources-Besoins à différents horizons.....	24

## Chapitre III : Diagnostic hydraulique du système d'alimentation en eau potable

Tableau III.1 : Les Coordonnées des forages.....	27
Tableau III.2 : Equipement présents dans les forages de Dahmouni.....	32
Tableau III.3 : Caractéristiques des adductions actuelles.....	37
Tableau III.4 : Linéaire du réseau existant selon le diamètre et matériaux Dahmouni.....	37
Tableau III.5 : Vérification hydraulique des adductions existantes.....	40
Tableau III.6 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel 2024.....	42
Tableau III.7 : Charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2024).....	46
Tableau III.8 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe) l'horizon 2024.....	49
Tableau III.9 : Charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe + incendie à l'horizon (2024).....	52



Tableau III.10 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe +incendie) l'horizon 2024.....	54
Tableau III.11 : Calcul des débits nodaux en 2054 : cas de pointe.....	58
Tableau III.12 : Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe à l'horizon (2054).....	62
Tableau III.13 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau en cas de pointe) l'horizon 2054.....	64
Tableau III.14 : Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe + incendie à l'horizon (2054).....	68
Tableau III.15 : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau en cas de pointe+ incendie) l'horizon 2054.....	70

#### **Chapitre IV : Etude de stockage**

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du stockage.....	82
Tableau IV.2 : Résultat de calcul.....	82

#### **Chapitre V : Etude du réseau de distribution**

Tableau V.1 : Calcul des débits nodaux en 2054 (cas de point).....	88
Tableau V.2 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons cas de pointe.....	90
Tableau V.3 : Résultats de la charge et de la pression des nœuds (cas de pointe).....	91
Tableau V.4 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons cas de pointe+ incendie.....	94
Tableau V.5 : Résultats de la charge et de la pression des nœuds cas de pointe + incendie.....	95

#### **Chapitre VI : Etude de l'adduction**

Tableau VI.1 : Caractéristiques des adductions.....	106
Tableau VI.2 : Calcul de la hauteur manométrique total de l'adduction Forage benaadaa2 - RV 500m <sup>3</sup> .....	106
Tableau VI.3 : Calcul de la hauteur manométrique total de l'adduction Forage boudjra1 - RV 2*1000m <sup>3</sup> .....	106
Tableau VI.4 : Puissance absorbée par la pompe de l'adduction Forage benaadaa2 - RV 500m <sup>3</sup> .....	107
Tableau VI.5 : Puissance absorbée par la pompe de l'adduction Forage boudjra1 - RV 2*1000m <sup>3</sup> .....	107
Tableau VI.6 : Calcul des frais d'exploitation de l'adduction Forage benaadaa2 - RV 500m <sup>3</sup> .....	107
Tableau VI.7 : Calcul des frais d'exploitation de l'adduction Forage boudjra1 - RV 2*1000m <sup>3</sup> .....	108
Tableau VI.8 : Calcul des frais d'investissement de l'adduction Forage benaadaa2 - RV 500m <sup>3</sup> .....	108
Tableau VI.9 : Calcul des frais d'investissement de l'adduction Forage boudjra1 - RV 2*1000m <sup>3</sup> .....	108
Tableau VI.10 : Cout total de l'adduction Forage benaadaa2 - RV 500m <sup>3</sup> .....	109
Tableau VI.11 : Cout total de l'adduction Forage boudjra1 - RV 2*1000m <sup>3</sup> .....	109
Tableau VI.12 : Différentes variantes de pompes.....	111
Tableau VI.13 : Différentes variantes de pompes.....	112
Tableau VI.14 : Calcul de la courbe caractéristique de la conduite.....	113
Tableau VI.15 : Calcul de la courbe caractéristique de la conduite.....	114

Tableau VI.16 : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau.....	116
---	-----

### **Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires**

Tableau VII.1 : Valeurs du coup de bélier.....	127
Tableau VII.2 : Caractéristiques de la conduite d'adduction.....	127
Tableau VII.3 : Calcul de la célérité de l'onde.....	129
Tableau VII.4 : Calcul du volume du réservoir d'air anti bélier.....	129
Tableau VII.5 : Le volume du réservoir d'air anti bélier.....	130
Tableau VII.6 : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement.....	131
Tableau VII.7 : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement.....	132

### **Chapitre VIII : organisation du chantier**

Tableau VIII.1 : Calcul du volume du déblai du réseau.....	136
Tableau VIII.2 : Le calcul du volume du lit de sable.....	137
Tableau VIII.3 : Le calcul du volume des conduites.....	138
Tableau VIII.4 : Coût des travaux du réseau de distribution et d'adduction.....	139
Tableau VIII.5 : Temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction.....	140
Tableau VIII.6 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.....	140

# LISTE DES FIGURES

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

Figure I.1 : Situation géographique de de Dahmouni la W. TIARET.....	03
Figure I.2 : Carte topographique Dahmouni, altitude, relief (Openstreetmap).....	04
Figure I.3: Classification sismique de Dahmouni Tiaret (DRE Tiaret).....	05
Figure I.4 : Station de dessalement de Cap Blanc à Oran.....	09

## Chapitre II : Evaluation des besoins futurs

Figure II.1 : Graphique de la consommation journalière en 2024.....	21
Figure II.2 : Courbe de la consommation cumulée 2024.....	21
Figure II.3 : Graphique de la consommation journalière en 2054.....	23
Figure II.4 : Courbe de la consommation cumulée 2054.....	23

## Chapitre III : Diagnostic hydraulique du système d'alimentation en eau potable

Figure III.1 : Forage Benaadda 3(juillet 2024).....	28
Figure III.2 : Forage Benaadda 2(juillet 2024).....	29
Figure III.3 : Forage Dahmouni (juillet2024).....	30
Figure III.4 : Vue d'extérieur du forage boudjra2(juillet 2024).....	31
Figure III.5 : Réservoir semi-enterré de capacité de 2*1000 m <sup>3</sup> (juillet 2024).....	33
Figure III.6 : Vue de l'intérieur De la chambre des vannes du réservoir (juillet 2024).....	33
Figure III.7 : Réservoirs 2*250 (juillet 2024).....	34
Figure III.8 : Réservoir 300 m <sup>3</sup> (juillet2024).....	34
Figure III.9 : Vanne du réservoir 500 m <sup>3</sup> (juillet2024).....	35
Figure III.10 : Conduite de vidange cassée (juillet 2024).....	36
Figure III.11 : Vue de l'extérieur du réservoir 500m <sup>3</sup> .....	36
Figure III.12 : Répartition linéaire du réseau existant en fonction des matériaux.....	38
Figure III.13 : Distribution des pressions dans le réseau existant (cas de pointe l'horizon 2024).....	48
Figure III.14 : Distribution des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe l'horizon 2024).....	51
Figure III.15 : Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau existant Cas de pointe l'horizon 2024.....	51
Figure III.16 : Distribution des pressions dans le réseau existant (cas de pointe+ incendie l'horizon 2024).....	54
Figure III.17 : Distribution des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe+ incendie l'horizon 2024).....	56
Figure III.18 : Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau existant Cas de pointe + incendie l'horizon 2024.....	57
Figure III.19 : Distribution des pressions dans le réseau cas de pointe 2054.....	64
Figure III.20 : Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe 2054.....	66
Figure III.21 : Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau Cas de pointe l'horizon 2054.....	67
Figure III.22 : Distribution des pressions dans le réseau cas de pointe + incendie à l'horizon 2054.....	70
Figure III.23 : Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe+ incendie à l'horizon 2054.....	73

Figure III.24 : Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau Cas de pointe+ incendie l'horizon 2054.....	73
--	----

### **Chapitre V : Etude du réseau de distribution**

Figure V.1 : Distribution des pressions dans le réseau projeté cas de pointe.....	92
Figure V.2 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté cas de pointe.....	92
Figure V.3 : Résultats de simulation de réseau projeté cas de pointe.....	93
Figure V.4 : Distribution des pressions dans le réseau projeté cas de pointe + incendie.....	96
Figure V.5 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté cas de pointe + incendie.....	96
Figure V.6 : Résultats de simulation de réseau projeté cas de pointe+ incendie.....	97

### **Chapitre VI : Etude de l'adduction**

Figure VI.1 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissements.....	109
Figure VI.2 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissements.....	110
Figure VI.3 : Présente les courbes caractéristiques de cette pompe.....	111
Figure VI.4 : Présente les courbes caractéristiques de cette pompe.....	112
Figure VI.5 : Point de fonctionnement de la pompe.....	113
Figure VI.6 : Point de fonctionnement de la pompe.....	114

### **Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires**

Figure VII.1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.....	120
Figure VII.2 : Traversée d'une route par une conduite en galerie.....	120
Figure VII.3 : Clapet anti retour.....	122
Figure VII.4 : Bouche et poteau d'incendie.....	123

### **Chapitre VIII : organisation du chantier**

Figure VIII.1 : Réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et de distribution.....	141
---	-----

## Liste des planches :

- Planche réseau existant
- Planche réseau projeté
- Planche réseau d'adductions
- Planche profile en long de l'adduction forage d'Dahmouni vers RV 500m<sup>3</sup>

## Introduction générale

L'eau potable est un bien précieux et vital, essentiel non seulement à la survie quotidienne mais aussi au développement socio-économique des communautés.

L'efficacité et la fiabilité des réseaux d'alimentation en eau potable jouent un rôle crucial dans la garantie de l'accès à cette ressource indispensable. Cependant, les infrastructures vieillissantes, les conditions climatiques changeantes peuvent affecter la performance de ces réseaux et menacer leur capacité à fournir une eau de qualité en quantité suffisante. Face à ces défis, le diagnostic et la réhabilitation des réseaux d'alimentation en eau potable deviennent des préoccupations majeures pour les gestionnaires d'eau, les ingénieurs et les décideurs. Le diagnostic vise à identifier les défaillances et les points de vulnérabilité au sein du réseau, tandis que la réhabilitation cherche à restaurer ou améliorer les performances du système afin d'assurer sa durabilité et son efficacité à long terme.

Notre étude se concentrera sur le réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de l'agglomération de Dahmouni, située dans la wilaya de Tiaret, qui fait face à des défis majeurs en matière d'approvisionnement en eau. Dans ce contexte, il devient crucial de développer des systèmes performants pour l'adduction, le stockage et la distribution de l'eau afin de répondre efficacement à la demande.

L'objectif principal est de concevoir un système capable de garantir un approvisionnement en eau pour l'agglomération jusqu'à l'horizon 2054.

Pour atteindre cet objectif, nous avons structuré notre étude en huit chapitres principaux :

- Présentation de la zone d'étude
- Estimation des besoins en eau
- Diagnostic hydraulique du système d'alimentation en eau potable
- Étude du stockage
- Étude du réseau de distribution
- Étude de l'adduction
- Pose canalisations et accessoires
- Organisation du chantier

En fin, nous achèverons notre travail par une conclusion générale.

# **Chapitre I**

## **Présentation de la zone d'étude**

### I.1.Introduction :

Ce chapitre a pour but de comprendre la situation de la zone d'étude en termes de géographie, topographie, géologie, climat et hydrogéologie. Nous devons identifier les particularités de la commune de Dahmouni la wilaya de Tiaret, ce qui nous aidera à élaborer notre projet.

### I.2. Situation géographique :

La commune de Dahmouni est située au Nord du chef-lieu wilaya de Tiaret. Elle occupe une superficie de 16 425 ha

Elle se limite comme suit :

- Au Nord ; par la commune de Ouled Lili et Sidi Hosni.
- A l'Est ; par la Commune de Sebaine.
- Au Sud ; par la Commune d'AinBouчекif.
- A l'Ouest ; par la commune de Tiaret.



**Figure I.1** : Situation géographique de de Dahmouni la W. TIARET



### I.3. Situation hydrogéologie :

La région de Dahmouni est caractérisée par des conditions hydrogéologiques qui reflètent les spécificités des zones arides et semi-arides du pays.

#### 1.Ressources Superficielles :

On note l'existence de nombreux cours d'eaux qui traversent la zone tel que : oued cherita- oued el hamra- oued bourahma-oued Zeldja -oued Hallouf -oued Bougueroudj et oued tiguiguest.

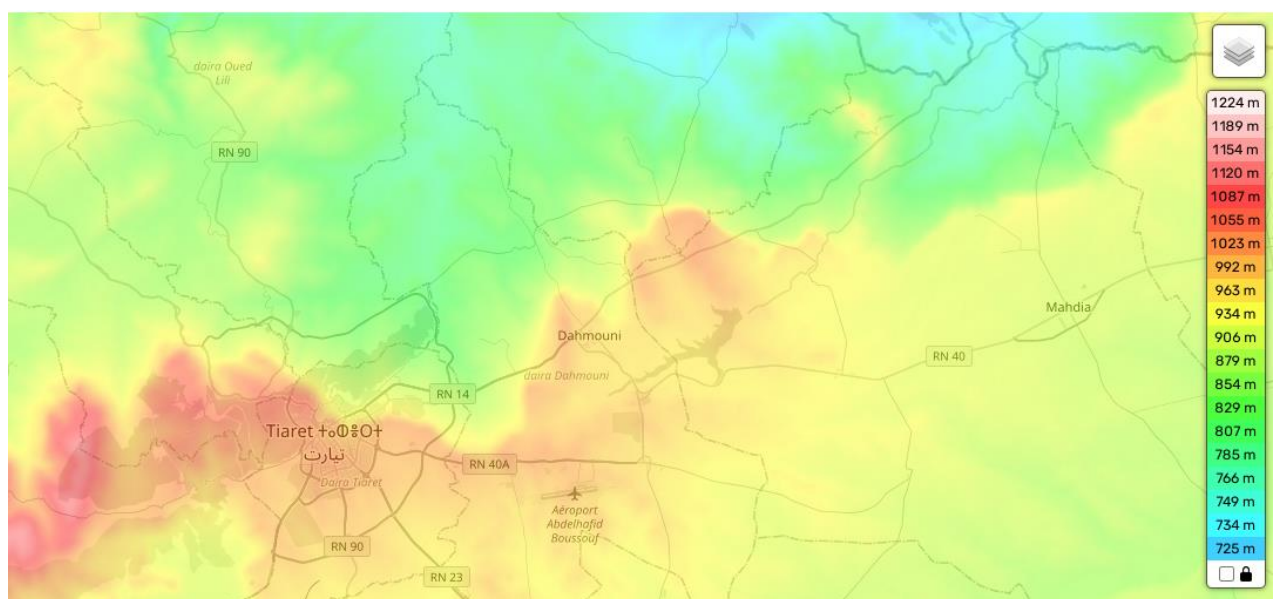
L'ensemble des cours d'eaux se dirigent vers l'oued Nahr Ouassel. Ce dernier est actuellement régularisé par le barrage Dahmouni, qui est destiné à l'irrigation.

#### 2.Ressources Souterraines :

La nappe phréatique de Dahmouni, est une ressource souterraine importante dont la profondeur varie. Elle est alimentée principalement par les précipitations. Cette nappe fournit de l'eau pour l'irrigation agricole et les besoins domestiques locaux.

### I.4. Situation topographie :

L'étude de la topographie est très importante pour planifier le réseau dans la ville de Dahmouni. Le relief de la ville est très marqué, avec des altitudes qui varient de 888 mètres à 1185 mètres et des pentes moyennes.



**Figure I.2 :** Carte topographique Dahmouni, altitude, relief (Openstreetmap).

### I.5. Situation Géologique :

Le plateau du Sersou a la quelle s'inscrit la commune de Dahmouni correspond à un vaste synclinal par des dépôts du crétacé et du tertiaire.

En effet, la région dans laquelle s'inscrit notre aire d'étude est marquée par du miocène supérieure.

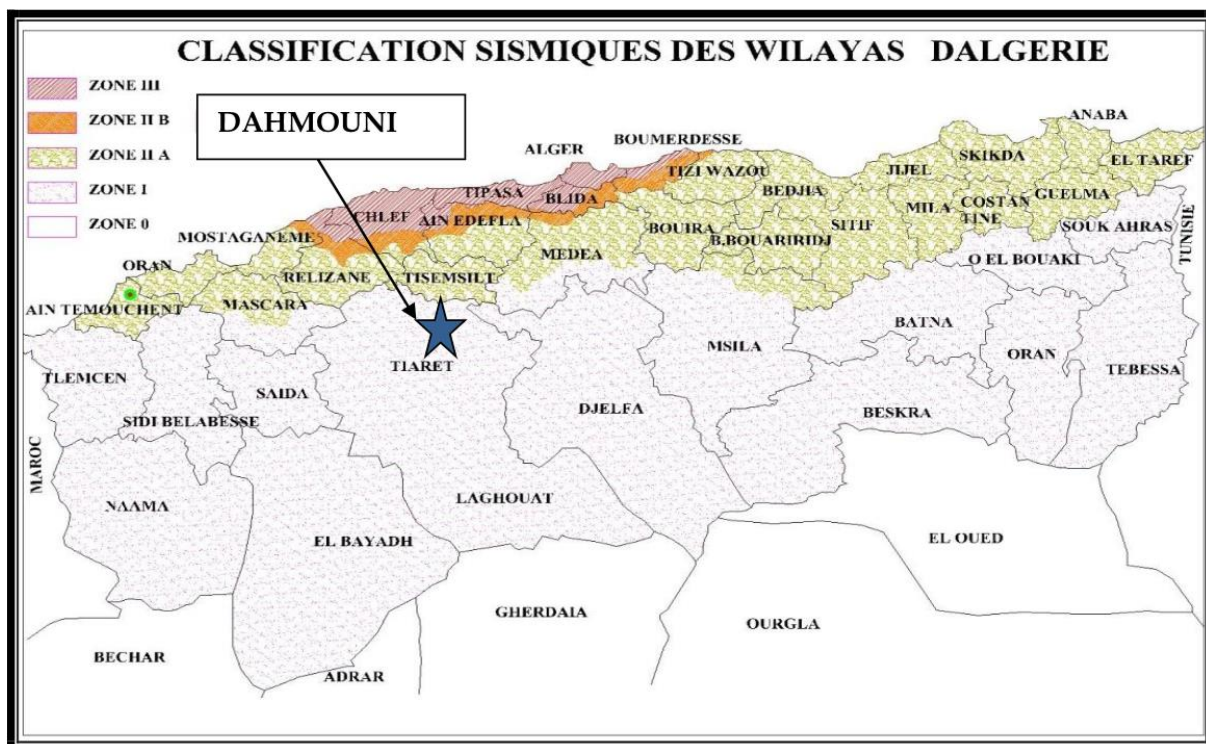
Les principales formations géologiques sont généralement composées de calcaires blanchâtres parfois marneux, de grès micacés, de marnes et d'argiles grisâtres plastiques

Ainsi, le territoire de la commune est composé par des unités stratigraphiques suivant :

- Marnes grès fonces
- Argiles
- Gré quartzeux
- Calcaire marneux

### La Sismicité :

Les règles parasismiques algériennes (R.P.A 99 version 2003) classent la commune de Dahmouni dans la zone de faible sismicité.



**Figure I.3 :** Classification sismique de Dahmouni Tiaret (DRE Tiaret)

## I.6. Situation climatologique :

### I.6.1. Climat :

La région présente un climat continental caractérisé par des étés chauds et des hivers froids et humides. Le climat y est principalement aride à semi-aride, marqué par une période sèche s'étendant de juin à octobre.

#### I.6.1. Pluviométrie :

La pluviométrie varie considérablement d'une année à l'autre, avec des précipitations souvent irrégulières et parfois torrentielles.

**Tableau I.1** : Valeurs moyennes mensuelles des précipitations (2008-2018)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P(mm)	20	35	50	67	62	60	55	50	43	10	5	7

Source (DRE TIARET)

#### I.6.2. Températures :

La température moyenne mensuelle est estimée à 15.8 °C. les températures moyennes extrêmes enregistrées sont de 5.4°C et 32.2°C mesurées respectivement en janvier et en juillet

Le tableau ci-dessous présente les températures sur une période d'observation de 10 ans.

**Tableau I.2** : Valeurs moyennes mensuelles des températures (2008-2018)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Tmax(°C)	27.7	21.7	16	12.8	12.1	12.8	15.3	17.7	21	27.5	32.2	31.1
Tmin(°C)	17.4	13	8.7	6.8	5.4	6	7.2	9.3	11.8	17.2	21.2	20.2
Tmoy(°C)	21.7	16.7	11.9	9.2	8.3	9	10.8	13	15.9	22	26.3	25.1

Source (DRE TIARET)

Le mois du juillet est le mois le plus chaud suivi respectivement des mois d'Aout et de Juin.

Par contre les mois de Janvier et de Décembre s'avèrent être les mois les plus froids.

**I.6.3. L'humidité relative :**

Le taux d'humidité relative moyen varie mensuellement entre 70% et 83% de novembre à mars, et entre 40% et 63% d'avril à octobre.

**Tableau I.3 : Humidité relative en pourcentage (2008-2018)**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Max %	80.7	85.7	89.4	91.1	98.7	91.3	87.7	86.7	85.3	76.5	66.7	73.3
Min %	34.7	43.7	53.4	58.6	55	54.4	45.7	42.9	41.9	33.3	26.2	29.5
Moy %	58.7	66.5	73.3	77.4	74.7	75.6	68.9	67.2	65.4	55.4	45.7	50.9

Source (DRE TIARET)

Du tableau nous remarquons que les importants taux d'humidités relative se situent aux moins de Novembre, Décembre, Janvier et Février correspondent aux mois les plus pluvieux.

Les mois de Juin, Juillet et Aout ont par contre les plus faibles taux d'humidité ils correspondent donc à la période estivale chaude et sèche.

**I.6.4. Les vents :**

Les vents dominants soufflent principalement de l'ouest au nord-ouest d'octobre à mai, puis de l'est au sud-est de juin à septembre, avec une fréquence dépassant souvent les 13 %. La vitesse moyenne mensuelle du vent fluctue entre 2 m/s et 3,5 m/s.

**I.7. Situation démographique :**

D'après le recensement de 2008, la commune de Dahmouni comptait 15 100 habitants. Selon la Direction des Ressources en Eau (DRE) de Dahmouni, le taux de croissance démographique est de 2 % et actuellement est estimé par 20729 habitants.

**I.8. Situation hydraulique :****I.8.1. Les réservoirs :**

Le réseau de distribution de la commune de Dahmouni est alimenté par quatre réservoirs semis enterrés :

- Réservoir de capacité 2×1000 m<sup>3</sup>(CR= 1011m).
- Réservoir de capacité 500 m<sup>3</sup> (CR= 985m).

- Réservoir de capacité 300 m<sup>3</sup> (CR= 974m).
- Réservoir de capacité 2×250 m<sup>3</sup> (CR= 974 m).

### I.8.2. Ressources en eau :

**Tableau I.4 : Caractéristique des forages**

Nom de forage	Q <sub>exp</sub> (L/S)	Niveau statique	Niveau dynamique
<b>Benaadda 1</b>	10	Artésien	65.5
<b>Benaadda 2</b>	8	Artésien	33.6
<b>Benaadda 3</b>	12	Artésien	54.8
<b>Boudjra 1</b>	6	12.40	51
<b>Boudjra 2</b>	6	9	27
<b>Dahmouni</b>	13	12.5	33.6

Source (ADE TIARET 2024)

- **Qualité de l'eau souterraine**

**Tableau I.5 : Analyse de l'eau distribué dans la ville de Dahmouni**

Substances	Unité	L'échantillon	Normes
<b>PH</b>	-	7.72	6,5 – 8,5
<b>Turbidité</b>	NTU	0.78	5
<b>Température</b>	Co	11.3	25
<b>Nitrite</b>	mg/l	0.02	0.1
<b>Chlorure</b>	mg/l	106.5	500
<b>Nitrate</b>	mg/l	22.01	50
<b>Matière Organique</b>	mg/l	0.56	3
<b>Conductivité</b>	µs/cm	660	2800
<b>Bicarbonate</b>	mg/l	171	600
<b>Sulfate</b>	mg/l	67.2	400
<b>Calcium</b>	mg/l	95.7	200
<b>Ammonium</b>	mg/l	0.02	0,5
<b>Dureté TH</b>	mg/l	48,1	50
<b>Titre alcalin complet</b>	f°	17.1	60

Source : ADE Tiaret

Selon le tableau ci-dessus, l'eau analysée présente une bonne qualité physico-chimique.

**I.8.3. Transfert à partir de la station de dessalement :**

Le projet de construction de la station de dessalement d'eau de mer de Cap Blanc, qui est actuellement en cours de réalisation, aura une capacité de 300.000 m<sup>3</sup> par jour. Située à l'ouest de la wilaya d'Oran, cette station est un projet stratégique destiné à garantir l'approvisionnement en eau potable pour la wilaya d'Oran et à renforcer les ressources hydriques dans d'autres wilayas de l'Ouest, telles que Mascara, Relizane, Tiaret et Tissemsilt.

L'eau dessalée provenant de la station sera stockée dans un réservoir de 10.000 m<sup>3</sup> situé dans la wilaya de Tiaret. Une conduite gravitaire en acier de 1.500 mm de diamètre, partant de ce réservoir, distribuera l'eau aux communes de Dahmouni, Aïn Dzarit, Sebaine, Mahdia et Hamadia. Le raccordement se fera sur cette conduite d'adduction vers les réservoirs de Dahmouni (2 × 1000 m<sup>3</sup>).



**Figure I.4 :** Station de dessalement de Cap Blanc à Oran

**I.8.Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présenté les caractéristiques de la commune de Dahmouni. Cette région se distingue par des pentes très faibles et une zone de faible sismicité. Le climat est chaud en été et froid en hiver. L'alimentation en eau potable de la commune est assurée, actuellement, à partir de 6 forages.

# **Chapitre II**

## **Evaluation des besoins futurs**



## II.1. Introduction :

Pour évaluer la quantité d'eau potable nécessaire à la satisfaction des besoins de consommation de notre agglomération, nous essayons à travers ce chapitre de faire l'estimation de ces besoins en tenant compte des divers types de consommateurs présents, ainsi que de la ressource disponible.

## II.2. Estimation de la population future :

Les systèmes d'approvisionnement en eau potable sont conçus pour répondre aux besoins à long terme, ce qui nécessite une estimation de la croissance démographique future sur une période de 30 ans.

Pour cela, nous appliquons un taux d'accroissement de 2% (DRE Tiaret), en utilisant la formule des intérêts composés suivante :

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

Avec :

- $P_n$  : la population à l'horizon de calcul.
- $P_0$  : Population à l'année de référence.
- $\tau$  : Taux d'accroissement de la population en %
- $n$  : Nombre d'années séparant les deux horizons

D'après les résultats du dernier recensement général de la population et de l'habitat de 2008, la population la ville principale de Dahmouni compte environ 15100 habitants.

**Tableau II.1** : Répartition de la population pour différents horizons

Année	2008	2024	2034	2044	2054
Population	15100	20729	25269	30803	37548

## II.3. Evaluation des débits :

### II.3.1. La consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \quad (m^3/j)$$

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

$N_i$  : nombre de consommateurs, exprimé en habitants.

Dot : dotation journalière en l/j/cons.

### II.3.2. Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie actuelle et future :

#### a) Besoins domestiques :

Tenant compte du nombre d'habitants et de la ressource disponible à l'horizon actuel et celui du futur, nous optons pour une dotation domestique de 150 l/j/hab pour l'année 2024, et à 200 l/j/hab pour l'année 2054.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.2** : Les besoins domestiques

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )
2024	20729	150	3109.35
2054	37548	200	7509.6

Source : DRE Tiaret

#### b) Besoins des équipements :

L'estimation des besoins en eau des équipements est établie, en se basant sur la nature de ces derniers et la dotation qui leur est attribuée (Source : DRE TIARET).

#### c) Besoins scolaires :

Les besoins scolaires comprennent les quantités d'eau requises par les écoles primaires, secondaires, publiques ou privées, ainsi que les centres de formation, et autres établissements similaires. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.3** : Les besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )
5 écoles primaires	Elève	650	10	6.5
3 CEM	Elève	600	10	6
2 Lycées	Elève	500	15	7.5
2 Crèches	Elevé	80	10	0.8
<b>Total</b>				<b>20.8</b>

**d) Besoins sanitaires :**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.4 :** Les besoins sanitaires.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2 Polycliniques	Lit	90	15	1.35
Salle de soin	Malade	25	15	0.375
<b>Total</b>				<b>1.725</b>

**e) Besoins socioculturels :**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.5 :** Les besoins socioculturels.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
3 mosquées	fidèle	1200	15	18
Ecole coranique	fidèle	80	10	0.8
Stade	Joueur	30	20	0.6
Maison de jeune	personne	30	15	0.45
<b>Totale</b>				<b>19.85</b>

**f) Besoins administratifs :**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.6 :** Les besoins administratifs.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
APC	Employé	40	10	0.4
PTT	Employé	15	10	0.15
Gendarmerie	Agent	40	15	0.6
La police	Agent	30	15	0.45
La protection civile	Agent	30	15	0.45
<b>Totale</b>				<b>2.05</b>

g) **Besoins commerciaux :**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.7 :** Les besoins commerciaux.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Douches	Douches	2	2000	4
Abattoir	Abattoir	1	3000	3
Marchés	Marché	1	3000	3
<b>Totale</b>				<b>10</b>

Source : DRE TIARET

### II.3.3. Récapitulation des besoins en eau :

Le tableau suivant représentés les besoins d'équipement :

**Tableau II.8 :** récapitulatif de la consommation moyenne totale

Désignation	Consommation moy (m <sup>3</sup> /j)
Besoins scolaires	20.8
Besoins administratifs	2.05
Besoins sanitaires	1.725
Besoins socioculturels	19.85
Besoins commerciaux	10
Total	<b>54.425</b>

Nous avons déjà estimé les besoins en eau domestiques à différents horizons. Pour les besoins des équipements publics, nous prévoyons un taux d'augmentation global pour tous les secteurs:

**Tableau II.9** : taux d'augmentation global

Horizon	taux de croissance
2034 (court terme)	10%
2044 (moyen terme)	20%
2054 (long terme)	30%

Source : DRE TIARET

Nous calculons les débits nécessaires pour les équipements aux différents horizons :

**Tableau II.10** : les débits d'équipement pour les différents horizons

Horizon	taux de croissance	Qéqui futur (m <sup>3</sup> /j)
2034 (court terme)	10%	59.868
2044 (moyen terme)	20%	65.31
2054 (long terme)	30%	70.753

#### II.3.4. Récapitulation des besoins en eau à différents horizons :

Le tableau ci-dessous présente les besoins moyens totaux en eau de la ville de Dahmouni :

**Tableau II.11** : Récapitulation des besoins en eau à différents horizons.

Horizon	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins d'équipements de base (m <sup>3</sup> /j)	Consommation moyenne journalière totale (m <sup>3</sup> /j)
2024	3109.35	54.425	3163.775
2034	3790.35	59.868	3850.218
2044	5544.54	65.31	5609.85
2054	7509.6	70.753	7580.353

#### II.4. Evaluation de la consommation journalière maximale :

Le débit maximum journalier correspond au pic de consommation quotidienne, évalué en multipliant le débit moyen journalier par un coefficient d'irrégularité  $K_{max, j}$ .

La consommation journalière maximale est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{max, j} = K_{max, j} * Q_{moy, j \text{ tot}} [m^3/j]$$

Avec :

$Q_{\text{moy}, j \text{ tot}}$  : débit moyen journalier.

$K_{\text{max}, j}$  : Coefficient d'irrégularité journalier maximal.

$K_{\text{max}, j} \in [1, 1-1, 3]$  ; On prend  $K_{\text{max}, j} = 1, 2$

Ce coefficient nous permet de quantifier de combien de fois le débit maximum journalier excède le débit moyen journalier.

Les tableaux suivants indiquent les débits maximums journaliers :

**Tableau II.12** : Consommations maximales journalières aux différents horizons

	$Q_{\text{moy}, j} \text{ (m}^3/\text{j)}$	$K_{\text{max}, j}$	$Q_{\text{max}, j} \text{ (m}^3/\text{j)}$
2024	3163.775	1.2	3796.53
2034	3850.218	1.2	4620.26
2044	5609.85	1.2	6731.82
2054	7580.353	1.2	9096.42

## II.5. Evaluation de la consommation journalière minimale

Le débit minimum journalier correspond à la journée où la consommation est la plus basse. Ce débit est utilisé pour détecter les fuites et vérifier les pressions dans le réseau de distribution.

La consommation journalière minimale est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{\text{min}, j} = K_{\text{min}, j} * Q_{\text{moy}, j \text{ tot}} \text{ [m}^3/\text{j]}$$

Avec :

$K_{\text{min}, j}$  : Coefficient d'irrégularité journalier minimal ;

$K_{\text{min}, j} \in [0, 7-0, 9]$

On prend  $K_{\text{min}, j} = 0.8$

Tableau II.13 : Débits minimaux journaliers actuels et futurs

	$Q_{moyj}(m^3/j)$	$K_{minj}$	$Q_{minj}(m^3/j)$
2024	3163.775	0.8	2531.02
2034	3850.218	0.8	3080.17
2044	5609.85	0.8	4487.88
2054	7580.353	0.8	6064.28

## II.6. Etude de la variation des débits horaires :

### II.6.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire représente le volume d'eau moyen consommé en une heure. Il est défini par la relation suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad (m^3/h)$$

### II.6.2. Débit maximum horaire :

C'est le débit qui correspond à l'heure de la journée où la consommation est à son pic.

$$Q_{max h} = K_{max h} \times Q_{moy h}$$

Avec :

$K_{max, h}$  : Le coefficient d'irrégularité de la consommation horaire maximale est calculé selon la formule suivante :

$$K_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

$\alpha_{max}$  : Le coefficient prend en considération le développement industriel ainsi que les habitudes de la population. Sa valeur varie généralement de 1.2 à 1.4.

On prend  $\alpha_{max} = 1.3$

$\beta_{max}$  : Le coefficient est étroitement lié à l'augmentation de la population.

Tableau II.14 : Variation de  $\beta_{max}$  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

$\beta_{max} = 1.25$  pour 2024

$\beta_{\max} = 1,13$  pour l'horizon 2054

### II.6.3. Débit minimum horaire :

C'est le débit qui correspond à l'heure de la journée où la consommation est la plus basse. Ce débit permet de détecter les zones de dépôt dans la canalisation ainsi que les fuites éventuelles dans le réservoir.

$$Q_{\min h} = K_{\min h} \times Q_{\text{moy } h}$$

$K_{\min h}$  : Le coefficient d'irrégularité de la consommation horaire minimale est calculé selon la formule suivante :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min}$$

$\alpha_{\min}$  : Le coefficient, qui prend en considération l'impact du développement industriel, du retard de consommation et des habitudes de la population, fluctue entre 0.4 et 0.6.

On prend  $\alpha_{\min} = 0.5$

$\beta_{\min}$  : Le coefficient est étroitement lié à l'augmentation de la population.

**Tableau II.15** : Variation de  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitant.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

$\beta_{\min} = 0,5$  pour 2024

$\beta_{\min} = 0,63$  pour l'horizon 2054

Les valeurs évaluées des débits horaires sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.16** : Les consommations maximales, minimales, et horaires

	$Q_{\text{moy } h}$ $m^3/h$	$K_{\max h}$	$Q_{\max h}$ $m^3/h$	$K_{\min h}$	$Q_{\min h}$ $m^3/h$
2024	158.19	1,625	257.06	0,25	39.55
2054	379.02	1,469	556.78	0,315	119.39



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

Le débit horaire d'une agglomération est directement proportionnel à l'importance et au nombre de ses habitants. Le tableau ci-dessous illustre la répartition horaire du débit maximal journalier en fonction du nombre d'habitants au cours de la journée.

**Tableau II.17 : Variation des débits horaires (2024)**

Heure	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max j} = 3796.53 \text{ m}^3/j$			
H	%	$\text{m}^3/h$	%	$\text{m}^3/h$
0-1	1,5	56,94795	1,5	56,94795
1-2	1,5	56,94795	3	113,8959
2-3	1,5	56,94795	4,5	170,84385
3-4	1,5	56,94795	6	227,7918
4-5	2,5	94,91325	8,5	322,70505
5-6	3,5	132,87855	12	455,5836
6-7	4,5	170,84385	16,5	626,42745
7-8	5,5	208,80915	22	835,2366
8-9	6,25	237,28313	28,25	1072,5197
9-10	6,25	237,28313	34,5	1309,8029
10-11	6,25	237,28313	40,75	1547,086
11-12	6,25	237,28313	47	1784,3691
12-13	5	189,8265	52	1974,1956
13-14	5	189,8265	57	2164,0221
14-15	5,5	208,80915	62,5	2372,8313
15-16	6	227,7918	68,5	2600,6231
16-17	6	227,7918	74,5	2828,4149
17-18	5,5	208,80915	80	3037,224
18-19	5	189,8265	85	3227,0505
19-20	4,5	170,84385	89,5	3397,8944
20-21	4	151,8612	93,5	3549,7556
21-22	3	113,8959	96,5	3663,6515
22-23	2	75,9306	98,5	3739,5821
23-24	1,5	56,94795	100	3796,53

À partir de ce tableau, nous constatons que :

$$Q_{\max h} = 237,283 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{\min h} = 56,948 \text{ m}^3/h$$

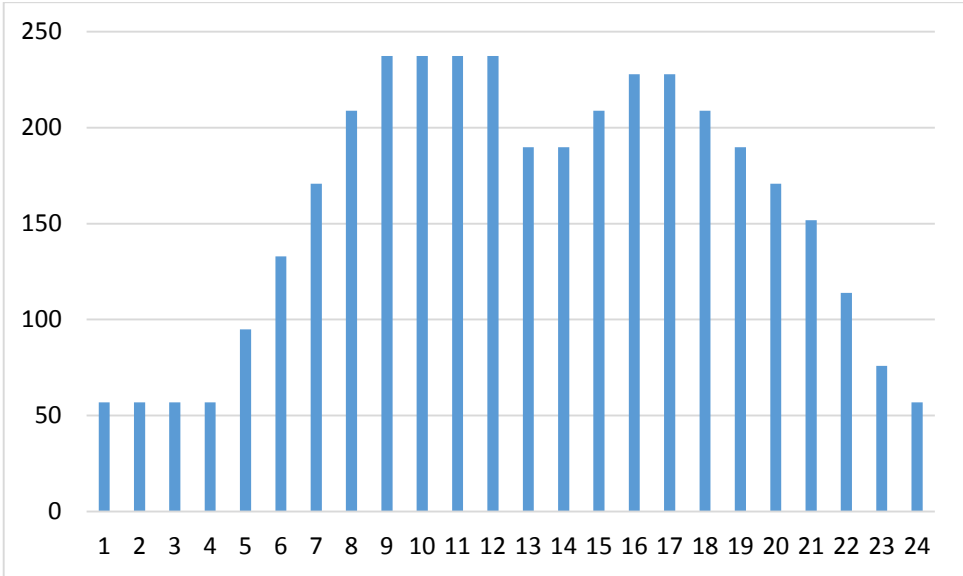


Figure II.1 : Graphique de la consommation journalière en 2024

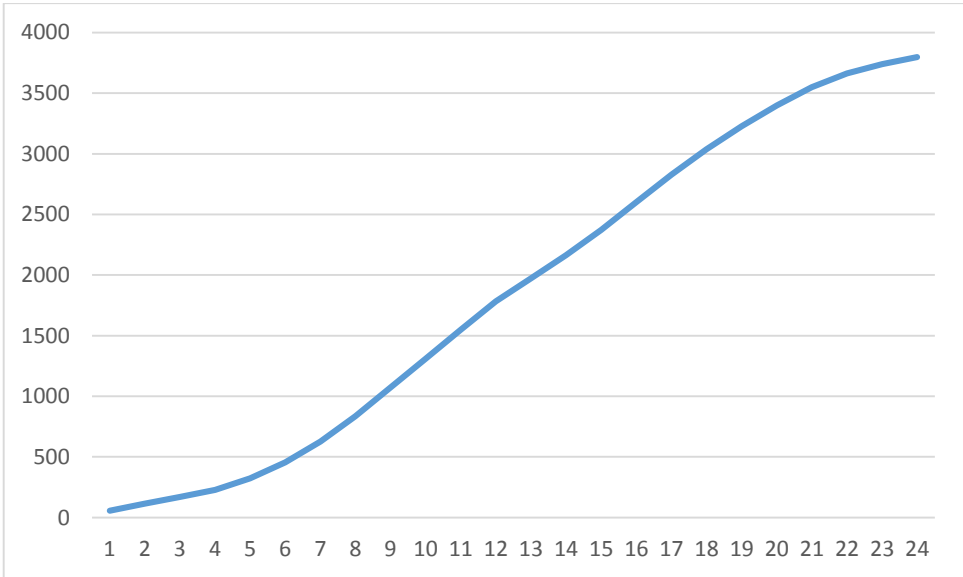


Figure II.2 : Courbe de la consommation cumulée 2024

Tableau II.18 : Variation des débits horaires (2054)

Heure	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max j} = 9096.42m^3/j$			
h	%	$m^3/h$	%	$m^3/h$
0-1	1,5	136,4463	1,5	136,4463
1-2	1,5	136,4463	3	272,8926
2-3	1,5	136,4463	4,5	409,3389
3-4	1,5	136,4463	6	545,7852
4-5	2,5	227,4105	8,5	773,1957
5-6	3,5	318,3747	12	1091,5704
6-7	4,5	409,3389	16,5	1500,9093
7-8	5,5	500,3031	22	2001,2124
8-9	6,25	568,52625	28,25	2569,7387
9-10	6,25	568,52625	34,5	3138,2649
10-11	6,25	568,52625	40,75	3706,7912
11-12	6,25	568,52625	47	4275,3174
12-13	5	454,821	52	4730,1384
13-14	5	454,821	57	5184,9594
14-15	5,5	500,3031	62,5	5685,2625
15-16	6	545,7852	68,5	6231,0477
16-17	6	545,7852	74,5	6776,8329
17-18	5,5	500,3031	80	7277,136
18-19	5	454,821	85	7731,957
19-20	4,5	409,3389	89,5	8141,2959
20-21	4	363,8568	93,5	8505,1527
21-22	3	272,8926	96,5	8778,0453
22-23	2	181,9284	98,5	8959,9737
23-24	1,5	136,4463	100	9096,42

À partir de ce tableau, nous constatons que :

$$Q_{\max h} = 568,526 m^3/h$$

$$Q_{\min h} = 136,446 m^3/h$$

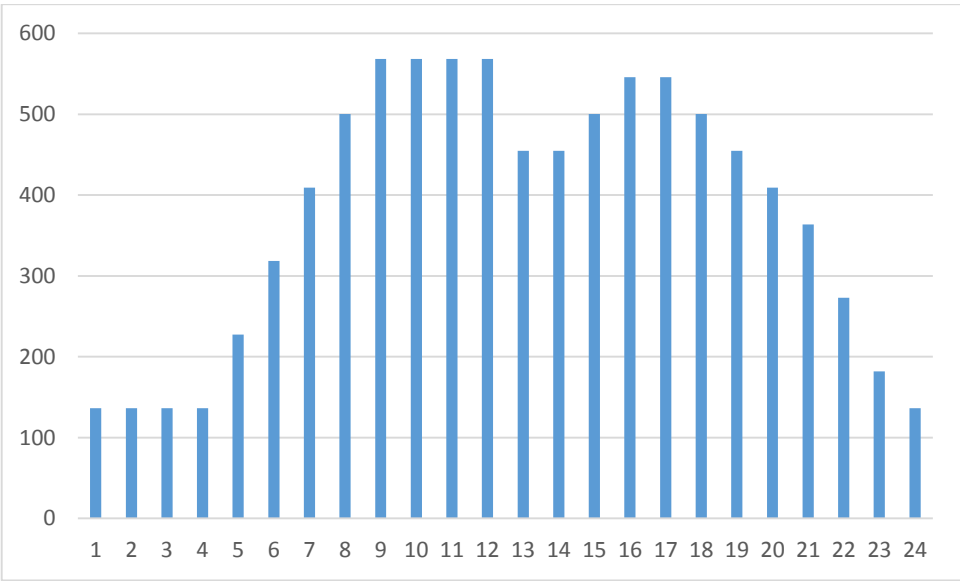


Figure II.3 : Graphique de la consommation journalière en 2054

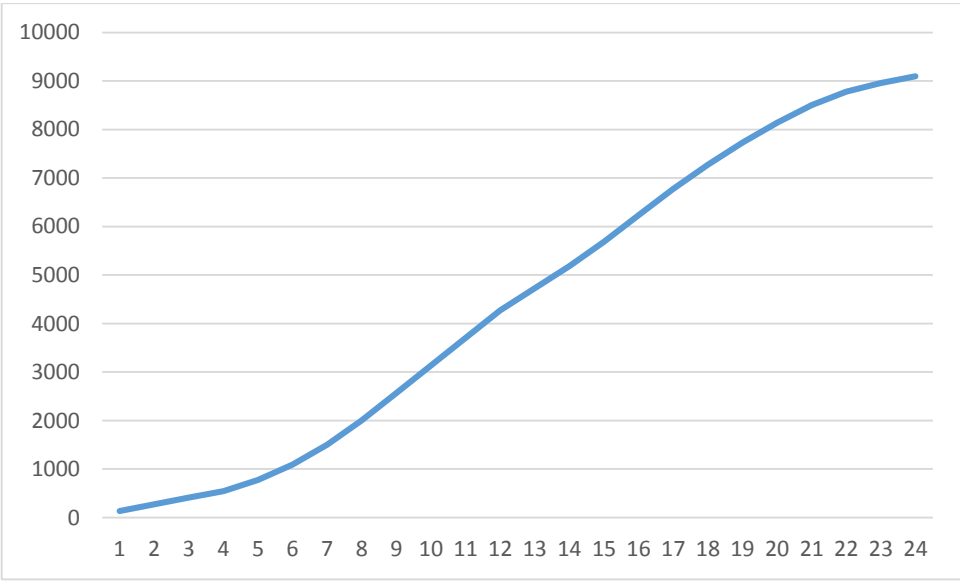


Figure II.4 : Courbe de la consommation cumulée 2054

## II.8. Bilan Ressources-besoins :

Après avoir calculé la consommation maximale journalière, nous vérifions si les ressources disponibles dans notre région d'étude sont suffisantes, en supposant que les débits des forages restent constants.

**Tableau II.19 : Production des ressources disponibles**

Ressources	Q <sub>exp</sub> (l/s)	Q <sub>exp</sub> (m <sup>3</sup> /j )	Total m <sup>3</sup> /j
Benaadda 1	10	864	4752
Benaadda 2	8	691.2	
Benaadda 3	12	1036.8	
Boudjra 1	6	518.4	
Boudjra 2	6	518.4	
Dahmouni	13	1123.2	

Le tableau ci-dessous présente une comparaison entre les besoins de la ville de et la production disponible.

**Tableau II.20 : Bilan Ressources-Besoins à différents horizons**

Horizon	2024	2034	2044	2054
Besoins journalier m <sup>3</sup> /j	3796.53	4620.26	6731.82	9096.42
Production m <sup>3</sup> /j	4752	4752	4752	4752
Bilan m <sup>3</sup> /j	995.47	131.74	-1979.82	-4344.42
Bilan l/s	11.52	0.15	-22.91	-50.28

D'après le tableau de bilan entre ressources et besoins, nous en déduisons :

À l'horizon actuel, les ressources disponibles sont adéquates, mais un déficit est prévu à partir de 2044.

Il est nécessaire d'explorer de nouvelles sources pour répondre aux besoins de la population à partir de 2044.

Pour ce faire, nous envisageons d'utiliser des eaux de la station de dessalement se situant le plus proche de notre zone d'étude.

**II.9. Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les débits nécessaires pour continuer notre étude. Nous avons calculé tous les débits journaliers, tant les maximums que les minimums, pour l'horizon prévu en 2054. À partir de ces calculs, nous avons pu déterminer les débits horaires moyens, maximums et minimums nécessaires.

Suite à la comparaison entre ressources et besoins, nous avons constaté que les ressources actuelles ne seront pas suffisantes à l'horizon de notre étude, ce qui nous amène à envisager la recherche d'une nouvelle source d'eau.

# **Chapitre III**

## **Diagnostic hydraulique du système d'alimentation en eau potable**

### III.1. Introduction :

Ce chapitre vise à évaluer l'état actuel et les performances du système d'eau potable de la ville de Dahmouni. Il comprend l'identification des problèmes potentiels. Cette analyse permettra de dresser un état des lieux, de détecter les éventuelles problèmes, et de définir un programme pluriannuel de travaux pour améliorer la gestion du système.

### III.2. Diagnostic physique :

Le diagnostic physique d'un système d'AEP en hydraulique implique des enquêtes sur le terrain pour évaluer l'état des points d'alimentation en eau, des ouvrages de stockage, des infrastructures de pompage, des conduites d'adduction, des réseaux de distribution, et des équipements associés. L'objectif est de détecter les problèmes et points critiques afin de concevoir une approche technico-économique optimisée, garantissant ainsi une distribution efficace de l'eau potable aux consommateurs.

#### III.2.1. Diagnostic des ressources en eau :

Le chef-lieu de Dahmouni est approvisionné par six forages dont les coordonnées sont précisées dans le Tableau (III.1).

**Tableau III.1 : Les Coordonnées des forages**

Désignation	Coordonnées du forage (m)		
	X	Y	Z
Benaadda 1	391.75	237.25	955
Benaadda 2	392.65	236.40	937
Benaadda 3	392.10	236.85	950
Boudjra 1	395.45	227.05	990
Boudjra 2	395.20	226.10	979
Dahmouni	391.47	236.13	961

**Source : ADE Dahmouni (TIARET)**



➤ Les photos des forages :

**Forage Benaadda 3 :**

Le forage est situé au Sud-Est du réservoir de 2 x 1000 m<sup>3</sup>, à plus de 4,7 km de distance. L'eau extraite par la pompe du forage est acheminée directement vers ce réservoir de 2 x 1000 m<sup>3</sup> à travers une conduite en PEHD de Ø160. La production quotidienne d'eau du forage est estimée à 12 l/s.



**Figure III.1 :** Forage Benaadda 3(juillet 2024)

**Forage Benaadda 1 :**

Le forage se trouve au Sud-Est du réservoir de 2 x 1000 m<sup>3</sup>, à une distance supérieure à 4,5 km. L'eau pompée est directement dirigée vers ce réservoir de 2 x 1000 m<sup>3</sup> par une conduite en PEHD de Ø160. Le débit quotidien du forage est estimé à 10 l/s.

**Forage Benaadda 2 :**

Le forage a été réalisé au Sud-Est du réservoir de 500 m<sup>3</sup>. L'eau extraite est transportée vers ce réservoir par une conduite en PEHD de Ø160 et d'une longueur de 3281,5 mètres, ainsi que vers les réservoirs de 250 m<sup>3</sup> et 300 m<sup>3</sup> par une autre conduite en PEHD de Ø160, à une distance de plus de 4 km. La production du forage est estimée à 8 L/s.



**Figure III.2 :** Forage Benaadda 2(juillet 2024)

**Forage Boudjra 1 :**

Le forage est situé à 2 km à l'Est du réservoir de 2 x 1000 m<sup>3</sup>. L'eau extraite est acheminée directement vers ce réservoir par une conduite en PEHD de Ø160. La production quotidienne du forage est évaluée à 6 l/s.

**Forage Dahmouni :**

Le forage a été installé au sud du réservoir de 500 m<sup>3</sup>. L'eau extraite est acheminée vers ce réservoir à l'aide d'une conduite en PEHD de Ø160, longue de 1127 mètres. Le débit de production du forage est estimé à 13 L/s.



**Figure III.3 :** Forage Dahmouni (juillet2024)

**Forage Boudjra 2 :**

Le forage a été installé au nord-est du réservoir de 500 m<sup>3</sup>, à une distance de 987 mètres. L'eau aspirée par la pompe est envoyée directement vers ce réservoir de 500 m<sup>3</sup> via une conduite en PEHD de Ø90. Le débit de production du forage est estimé à 6 L/s.



**Figure III.4 :** Vue d'extérieur du forage boudjra2(juillet 2024)

Les constats tirés des photos du forage sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau III.2 :** Equipement présents dans les forages de Dahmouni

Equipement des forages	benaadd a1	benaadd a2	benaadd a3	boudjra 1	boudjra 2	Dahmouni
Electrosonde de niveau	×	×	×	×	×	×
Manomètre	×	×	×	×	×	×
Clapet anti retour	×	×	×	×	×	×
Soupape de décharge	×	—	×	—	×	—
Vanne de réglage	×	×	×	×	×	×
Compteur	×	×	×	×	×	×
Débitmètre	×	×	×	×	×	×
Appareillage de javellisation	—	—	—	—	—	—
Anti bélier	×	—	×	—	×	—
Ventouse	×	×	×	×	×	×
appareillage de commande	×	×	×	×	×	×

### III.2.2. Diagnostic des ouvrages de stockage :

La commune de Dahmouni, dispose de six réservoirs semi-enterrés d'une capacité totale de 3300 m<sup>3</sup>. Ces réservoirs garantissent l'approvisionnement en eau de tous les habitants de la commune.

#### Le réservoir 2\*1000 m<sup>3</sup> :

Le réservoir de 2 x 1000 m<sup>3</sup>, situé au Nord-Ouest de l'agglomération, est un réservoir circulaire en béton armé, en bon état général. Son alimentation est assurée par trois conduites en PEHD de 160 mm provenant des forages Benaada 1 et 3 ainsi que Boudjra 1.



**Figure III.5 :** Réservoir semi-enterré de capacité de  $2*1000 \text{ m}^3$  (juillet 2024)



**Figure III.6 :** Vue de l'intérieur De la chambre des vannes du réservoir (juillet 2024)

Le diagnostic visuel révèle que :

- La chambre des vannes du réservoir est en mauvais état.
- L'installation souffre d'un manque d'entretien.
- La chambre nécessite un nettoyage.

Suite à ce diagnostic, il est recommandé de :

- Réparer la chambre des vannes.

- Mettre en place un entretien régulier de l'installation.
- Nettoyer la chambre des vannes.

**Les réservoirs 2\*250 m<sup>3</sup> et 300 m<sup>3</sup> :**

Ces réservoirs, installés en ville depuis l'époque coloniale, sont en très mauvais état et fortement dégradés. Ils sont désormais obsolètes et ne parviennent plus à maintenir la pression nécessaire.



**Figure III.7** : Réservoirs 2\*250 (juillet 2024)



**Figure III.8** : Réservoir 300 m<sup>3</sup>(juillet2024)

Le diagnostic visuel permet de faire les constats suivants :

- Les réservoirs sont en état général dégradé.
- La chambre des vannes du réservoir est dans un état critique.
- L'entretien de l'installation est insuffisant.
- Le réservoir souffre de fuites, indiquant des problèmes d'étanchéité.
- Les armatures du réservoir de 300 m<sup>3</sup> sont dans un état dégradé.

#### **Réservoir 500 m<sup>3</sup> :**

Le réservoir de 500 m<sup>3</sup>, situé au sud-est de l'agglomération, est un réservoir circulaire en béton armé. Il est alimenté par trois forages : les forages Benaadda 2, Boudjra 1 et le forage de Dahmouni.



**Figure III.9** : vanne du réservoir 500 m<sup>3</sup>(Juillet2024)





**Figure III.10** : Conduite de vidange cassée (juillet 2024)



**Figure III.11** : vue de l'extérieur du réservoir 500m<sup>3</sup>

Le diagnostic visuel permet de faire les constats suivants :

- Le réservoir est en mauvais état.
- La chambre des vannes est très abîmée.
- L'entretien de l'installation est insuffisant.
- Le réservoir a des fuites, ce qui indique des problèmes d'étanchéité.

Suite à ce diagnostic, il est recommandé de :

- Réparer la chambre des vannes.
- Mettre en place un entretien régulier de l'installation.
- Nettoyer la chambre des vannes.

## III.2.3. Diagnostic de l'adduction :

Les caractéristiques des adductions actuelles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III.3 :** Caractéristiques des adductions actuelles

N° adduction	Nom du forage	Réservoir Capacité (m <sup>3</sup> )	Linéaire (m)	Diamètre (m)	HMT de la pompe	matériau	Etat de la conduite
1	Benaadda1	2*1000	4500	160	170	PEHD	Bon
2	Benaadda2	500 2*250 300	3281,5 4000	160	80	PEHD	Mauvais
3	Benaadda3	2*1000	4700	160	187	PEHD	Bon
4	Boudjra1	2*1000	2000	160	72	PEHD	Mauvais
5	Boudjra2	500	987	90	60	PEHD	Bon
6	Dahmouni	500	1127	160	85	PEHD	Bon

Source : ADE Dahmouni

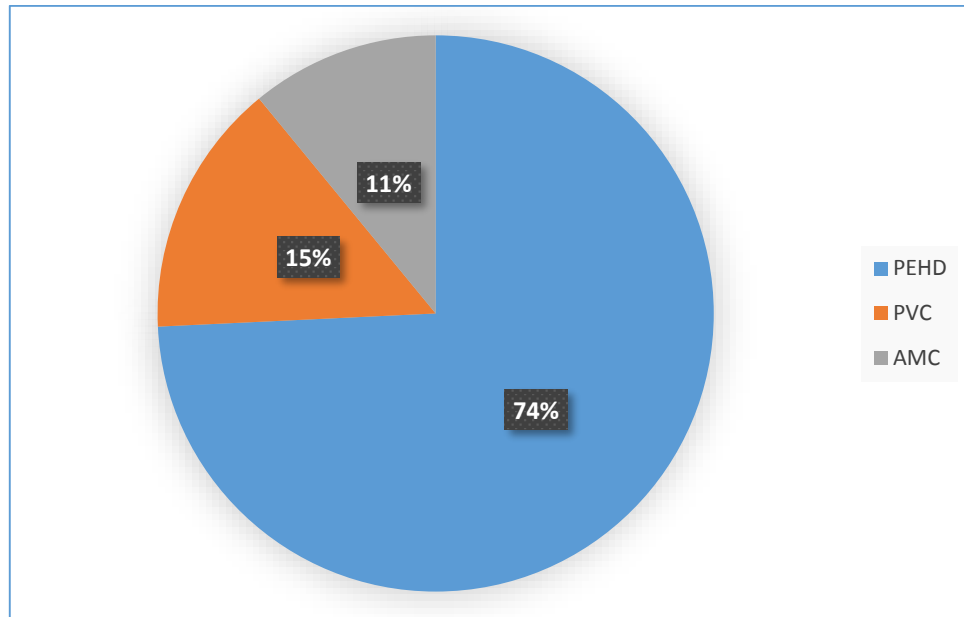
## III.2.4. Diagnostic du réseau de distribution :

Le réseau de distribution de Dahmouni est un réseau dégradé, constitué de conduites de divers diamètres et matériaux.

**Tableau III.4 :** Linéaire du réseau existant selon le diamètre et matériaux Dahmouni

Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Somme de longueur (m)
AMC	200	1758,78	1758,78
PVC	90	1274,08	2378,15
	160	672,07	
	200	432	
PEHD	63	113,4	11926,13
	90	4784,75	
	110	1873,18	
	160	2741,6	
	200	493,2	
	300	1920	
TOTAL			16063,06

Source : DRE Dahmouni



**Figure III.12 :** Répartition linéaire du réseau existant en fonction des matériaux.

#### Etat actuel du réseau de distribution :

Le réseau d'eau de la ville de Dahmouni est de type ramifié et comporte quelques mailles. Les diamètres des conduites varient entre DN 63 mm et DN 300 mm.

La répartition des matériaux dans le réseau est la suivante : 15 % des conduites sont en PVC, 74 % en PEHD, et 11 % en amiante-ciment. Certaines conduites en amiante-ciment, installées à la fin des années 70 et au début des années 80, posent désormais problème, car l'utilisation de l'amiante est interdite en raison de ses effets cancérogènes. Le réseau comprend également des conduites en PVC, posées avant les années 2000, qui sont en mauvais état, ainsi que des conduites en PEHD installées depuis 2017, dont certaines sont en bon état.

### III.3. Diagnostic hydraulique :

#### III.3.1. Diagnostic hydraulique d'adduction existante :

Dans cette partie, nous calculons les vitesses et les HMT pour chaque adduction en utilisant les formules suivantes :

##### a) Calcul la vitesse :

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \dots \dots \dots (III.1)$$

**Q** : le débit ( $m^3/s$ )

**V** : la vitesse d'écoulement (m/s)

**S** : section de la conduite ( $m^2$ )

**D** : le diamètre de la conduite (m)

b) **Calcul HMT :**

$$HMT = Hg + \Delta H \dots\dots\dots(III.2)$$

**HMT** : hauteur manométrique totale ( m)

**Hg** : hauteur géométrique ( m)

**$\Delta H$**  : la perte de charge totale (m)

c) **Calcul Hg :**

$$Hg = C_{tp} - C_{ND} \dots\dots\dots(III.3)$$

**$C_{tp}$**  : la cote de trop-plein de château d'eau au bien réservoir (m)

**$C_{ND}$**  : la cote du niveau dynamique du forage (m)

d) **Perte charge linéaire :**

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \dots\dots\dots(III.4)$$

Pour calculer le coefficient de frottement, nous utilisons la formule de Nikuradse :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln(\frac{\epsilon}{D}))^{-2} \dots\dots\dots(III.5)$$

**$\lambda$**  : coefficient de frottement

**L** : longueur de conduite ( m)

**$\epsilon$**  : la rugosité relatif (mm)

e) **Perte charge singulière :**

Les pertes de charge locales totales dite perte de charge singulière est estimée, dans le cas d'une adduction, de 5 à 10 % de la perte de charge linéaire. Nous avons, alors :

$$\Delta H = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sin} \dots\dots\dots(III.6)$$

D'où :

$$\Delta H = (1,05 \div 1,1) \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \dots\dots\dots(III.7)$$

**Remarque :**

Nous considérons que la perte de charge singulière est estimée à 10% de la perte de charge linéaire

Les résultats des calculs pour le réseau d'adduction existant sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.5 :** vérification hydraulique des adductions existantes

adduction	forage	L(m)	D(mm)	$\Lambda$	DH(m)	Hg(m)	HMT(m)	V(m/s)
1	Benaadda1	4500	160	0.011	11.75	125.5	137.25	0.64
2	Benaadda2	3281,5	160	0.011	5.48	85.6	91.08	0.51
3	Benaadda3	4700	160	0.011	17.67	119.8	149.61	0.77
4	Boudjra1	2000	160	0.011	1.88	76	77.88	0.38
5	Boudjra2	987	90	0.013	16.44	37	53.45	1.19
6	Dahmouni	1127	160	0.011	4.97	61.6	66.57	0.65

### III.3.2 Diagnostic hydraulique du réseau existant :

#### III.3.2.1 Calcul des débits de dimensionnement à l'horizon 2024 :

##### a) Débit de pointe :

$$Q_p = q_{sp} \cdot \Sigma L_i \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

- **Q<sub>p</sub>** : débit de pointe (l/s)
- **q<sub>sp</sub>** : débit spécifique (l/s/m).
- **ΣL<sub>i</sub>** : la somme des longueurs des tronçons assurant la distribution en route (m)

Avec :

$$Q_p = 237,283 \text{ m}^3/\text{h} = 65.912 \text{ l/s}$$

**b) Débit spécifique :**

Le débit spécifique est le débit qui traverse un mètre de conduite par seconde, défini comme le rapport entre le débit route et la somme des longueurs des tronçons où il y a une distribution en route.

$$q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

- $Q_r$  : le débit global en route (l/s).

$\sum L_i = 16063.06$  m ;

**$Q_{sp} = 0.004103$  l/s/ml**

**c) Calcul du Débit en route pour chaque tronçon :**

Nous utilisons la formule suivante :

$$Q_{ri} = q_{sp} * L_i \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

- $q_{sp}$ : Débit spécifique en l/s/m
- $L_i$  : longueur de tronçon de l'ordre  $i$ .

**d) Calcul des Débits aux nœuds :**

Les débits nodaux représentent les débits concentrés à chaque nœud qui alimentent la population répartie le long de la moitié du tronçon de conduite partagé par ces nœuds. Ils sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

- $Q_{ni}$  : débit au nœud de l'ordre  $i$  considéré ;
- $\sum Q_r$  : somme des débits en route des tronçons reliés au nœud  $i$ .
- $\sum Q_{conc}$  : totalité des débits concentrés au nœud considéré

➤ **Cas de pointe :**

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des débits dans les routes et aux nœuds de notre réseau :

**Tableau III.6 :** Calcul des débits nodaux du réseau actuel 2024 cas de point.

nœud	Trançons	Longueur	Qsp	Qr	Qn
N1	p1	528,2	0,004103	2,1672046	1,8875
	P47	391,9	0,004103	1,6079657	
N2	P1	528,2	0,004103	2,1672046	1,7953
	P2	259,2	0,004103	1,0634976	
	P36	87,72	0,004103	0,3599152	
N3	P2	259,2	0,004103	1,0634976	3,1525
	P3	366,9	0,004103	1,5053907	
	P6	703,3	0,004103	2,8856399	
	P7	207,3	0,004103	0,8505519	
N4	P3	366,9	0,004103	1,5053907	1,0764
	P4	157,8	0,004103	0,6474534	
N5	P4	157,8	0,004103	0,6474534	0,6989
	P5	182,9	0,004103	0,7504387	
N6	P5	182,9	0,004103	0,7504387	0,3752
N7	P6	703,3	0,004103	2,8856399	1,4428
N8	P8	160,7	0,004103	0,6593521	1,8968
	P9	556,6	0,004103	2,2837298	
	P7	207,3	0,004103	0,8505519	
N9	P8	160,7	0,004103	0,6593521	0,3296

Tableau III.6 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel 2024 cas de point (suite).

Nœud	Trancons	Longueur	Qsp	Qr	Qn
N10	P9	556,6	0,004103	2,2837298	1,6678
	P10	107,4	0,004103	0,4406622	
	P11	149	0,004103	0,611347	
N11	P10	107,4	0,004103	0,4406622	0,2203
N12	P11	149	0,004103	0,611347	0,7132
	P77	140,2	0,004103	0,5752406	
	P12	58,48	0,004103	0,2399434	
N13	P12	58,48	0,004103	0,2399434	0,2085
	P13	43,17	0,004103	0,1771265	
N14	P74	61,64	0,004103	0,2529089	1,3417
	P15	237	0,004103	0,972411	
	P14	312,2	0,004103	1,2809566	
	P13	43,17	0,004103	0,1771265	
N15	P14	312,2	0,004103	1,2809566	0,6404
N16	P15	237	0,004103	0,972411	0,8056
	P16	155,7	0,004103	0,6388371	
N17	P16	155,7	0,004103	0,6388371	2,6831
	P17	111,2	0,004103	0,4562536	
	P23	707	0,004103	2,900821	
	P22	334	0,004103	1,370402	
N18	P17	111,2	0,004103	0,4562536	1,4596
	P18	317,3	0,004103	1,3018819	
	P20	283	0,004103	1,161149	
N19	P18	317,3	0,004103	1,3018819	0,8429
	P26	56,93	0,004103	0,2335838	
	P19	36,67	0,004103	0,150457	
N20	P19	36,67	0,004103	0,150457	0,7619
	P21	51,74	0,004103	0,2122892	
	P20	283	0,004103	1,161149	
N21	P22	334	0,004103	1,370402	2,2417
	P23	707	0,004103	2,900821	
	P21	51,74	0,004103	0,2122892	
N22	P24	324,6	0,004103	1,3318338	0,6659
N23	P24	324,6	0,004103	1,3318338	0,9389
	P25	133,1	0,004103	0,5461093	
N24	P25	133,1	0,004103	0,5461093	1,1285
	P26	56,93	0,004103	0,2335838	
	P27	360,1	0,004103	1,4774903	
N25	P27	360,1	0,004103	1,4774903	0,7387
N26	P34	356,3	0,004103	1,4618989	1,3256
	P28	289,9	0,004103	1,1894597	



Tableau III.6 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel 2024 cas de point (suite).

Nœud	Trancons	Longeur	Qsp	Qr	Qn
N27	P28	289,9	0,004103	1,1894597	2,0311
	P77	140,2	0,004103	0,5752406	
	P29	246,2	0,004103	1,0101586	
	P33	313,8	0,004103	1,2875214	
N28	P29	246,2	0,004103	1,0101586	0,7377
	P30	113,4	0,004103	0,4652802	
N29	P30	113,4	0,004103	0,4652802	0,47615
	P31	118,7	0,004103	0,4870261	
N30	P31	118,7	0,004103	0,4870261	0,744
	P32	244	0,004103	1,001132	
N31	P32	244	0,004103	1,001132	1,506
	P33	313,8	0,004103	1,2875214	
	P35	176,3	0,004103	0,7233589	
N32	P34	356,3	0,004103	1,4618989	1,531
	P35	176,3	0,004103	0,7233589	
	P68	213,7	0,004103	0,8768111	
N33	P36	87,72	0,004103	0,3599152	0,4123
	P37	34,12	0,004103	0,1399944	
	P38	79,15	0,004103	0,3247525	
N34	P37	34,12	0,004103	0,1399944	0,0699
N35	P38	79,15	0,004103	0,3247525	0,4708
	P39	108	0,004103	0,443124	
	P40	42,36	0,004103	0,1738031	
N36	P39	108	0,004103	0,443124	0,2215
N37	P40	42,36	0,004103	0,1738031	0,3213
	P41	78,64	0,004103	0,3226599	
	P42	35,64	0,004103	0,1462309	
N38	P41	78,64	0,004103	0,3226599	0,1613
N39	P42	35,64	0,004103	0,1462309	0,2831
	P43	46,14	0,004103	0,1893124	
	P44	56,24	0,004103	0,2307527	
P40	P43	46,14	0,004103	0,1893124	0,0946
P41	P44	56,24	0,004103	0,2307527	0,3334
	P45	43,86	0,004103	0,1799576	
	P46	62,46	0,004103	0,2562734	
N42	P45	43,86	0,004103	0,1799576	0,0899
N43	P46	62,46	0,004103	0,2562734	0,1281
N44	P47	391,9	0,004103	1,6079657	0,9832
	P48	87,39	0,004103	0,3585612	
N45	P48	87,39	0,004103	0,3585612	0,7083
	P49	213,1	0,004103	0,8743493	
	P50	44,8	0,004103	0,1838144	
N46	P49	213,1	0,004103	0,8743493	0,4371

Tableau III.6 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel 2024 cas de point (suite).

Nœud	Trancons	Longeur	Qsp	Qr	Qn
N47	P50	44,8	0,004103	0,1838144	0,9246
	P51	114,4	0,004103	0,4693832	
	P54	291,5	0,004103	1,1960245	
N48	P52	106,1	0,004103	0,4353283	0,8532
	P53	195,4	0,004103	0,8017262	
	P51	114,4	0,004103	0,4693832	
N49	P52	106,1	0,004103	0,4353283	0,2176
N50	P53	195,4	0,004103	0,8017262	0,4008
N51	P54	291,5	0,004103	1,1960245	1,248
	P55	72,17	0,004103	0,2961135	
	P58	244,7	0,004103	1,0040041	
N52	P55	72,17	0,004103	0,2961135	1,0661
	P57	168,5	0,004103	0,6913555	
	P56	279	0,004103	1,144737	
N53	P56	279	0,004103	1,144737	0,5723
N54	P57	168,5	0,004103	0,6913555	0,7738
	P61	208,7	0,004103	0,8562961	
N55	P58	244,7	0,004103	1,0040041	1,334
	P59	199,5	0,004103	0,8185485	
	P60	206,1	0,004103	0,8456283	
N56	P59	199,5	0,004103	0,8185485	0,4092
N57	P60	206,1	0,004103	0,8456283	0,4228
N58	P61	208,7	0,004103	0,8562961	0,5959
	P65	31,58	0,004103	0,1295727	
	P62	50,23	0,004103	0,2060937	
N59	P62	50,23	0,004103	0,2060937	0,4606
	P63	118,2	0,004103	0,4849746	
	P64	56,09	0,004103	0,2301373	
N60	P63	118,2	0,004103	0,4849746	0,2424
N61	P64	56,09	0,004103	0,2301373	0,115
N62	P65	31,58	0,004103	0,1295727	0,7608
	P66	54,98	0,004103	0,2255829	
	P67	108,4	0,004103	0,4447652	
	P70	175,9	0,004103	0,7217177	
N63	P66	54,98	0,004103	0,2255829	0,1127
N64	P67	108,4	0,004103	0,4447652	0,2223
N65	P68	213,7	0,004103	0,8768111	0,4384
N66	P69	31,28	0,004103	0,1283418	0,0641
N67	P69	31,28	0,004103	0,1283418	0,9401
	P70	175,9	0,004103	0,7217177	
	P71	251,1	0,004103	1,0302633	
N68	P71	251,1	0,004103	1,0302633	1,461
	P72	461,1	0,004103	1,8918933	

**Tableau III.6** : Calcul des débits nodaux du réseau actuel 2024 cas de point (suite).

Nœud	Trancons	Longueur	Qsp	Qr	Qn
N69	P72	461,1	0,004103	1,8918933	0,9459
N70	P73	1920	0,004103	7,87776	3,93888
N71	P73	1920	0,004103	7,87776	3,93888
N72	P74	61,64	0,004103	0,2529089	0,3951
	P75	72,02	0,004103	0,2954981	
	P76	58,96	0,004103	0,2419129	
N73	P75	72,02	0,004103	0,2954981	0,1477
N74	P76	58,96	0,004103	0,2419129	0,1209

**Résultats de la simulation hydraulique du réseau horizon actuel 2024 :****a Les charges et les pressions :**

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution, calculées avec EPANET, sont présentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.7** : charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2024).

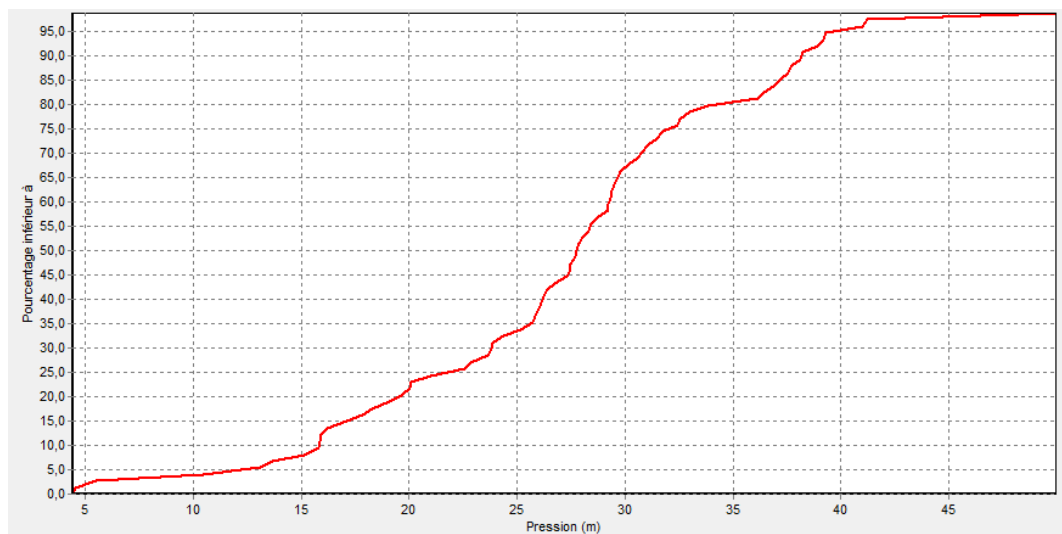
Nœud	Demande L/S	Charge m	Pression m
N1	1,89	1010,77	40,98
N2	1,8	1001,46	27,44
N3	3,15	997,44	20,08
N4	1,08	997,23	28,33
N5	0,7	997,16	25,16
N6	0,38	997,14	29,23
N7	1,44	996,91	31,73
N8	1,9	994,86	23,84
N9	0,33	994,85	22,56
N10	1,67	988,42	25,74
N11	0,22	988,33	23,8
N12	0,71	987,48	26,13
N13	0,21	987,48	26,41
N14	1,34	987,47	27,47
N15	0,64	987,41	28,69
N16	0,81	987,47	26,72
N17	2,68	987,47	27,7
N18	1,46	987,47	27,87
N19	0,84	987,52	28,03

**Tableau III.7 :** charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2024) (suite).

Nœud	Demande L/S	Charge m	Pression m
N20	0,76	987,5	28,41
N21	2,24	987,49	29,37
N22	0,67	987,86	24,36
N23	0,94	987,65	25,84
N24	1,13	987,58	27,76
N25	0,74	987,58	33
N26	1,33	978,99	15,8
N27	2,03	985,45	23,62
N28	0,74	983,23	22,83
N29	0,48	978,7	17,86
N30	0,74	978	16,21
N31	1,51	977,6	15,15
N32	1,53	976,7	13,12
N33	0,41	1001,28	29,52
N34	0,07	1001,28	29,76
N35	0,47	1001,16	29,32
N36	0,22	1001,16	30,81
N37	0,32	1001,13	29,21
N38	0,16	1001,13	30,15
N39	0,28	1001,11	30,59
N40	0,09	1001,11	31,05
N41	0,33	1001,11	31,5
N42	0,09	1001,11	32,53
N43	0,13	1001,11	32,44
N44	0,98	1007,47	33,82
N45	0,71	1006,79	36,15
N46	0,44	1006,77	38,21
N47	0,92	1006,48	36,45
N48	0,85	1006,44	36,87
N49	0,22	1006,44	37,56
N50	0,4	1006,44	38,13
N51	1,25	1004,78	39,28
N52	1,07	1004,48	39,16
N53	0,57	1004,48	41,21
N54	0,77	994,69	29,65
N55	1,33	1004,4	37,72
N56	0,41	1004,39	38,93
N57	0,42	1004,38	37,24
N58	0,6	983,34	17,12
N59	0,46	983,33	19,1
N60	0,24	983,32	19,61

**Tableau III.7 :** charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe à l'horizon (2024) (suite).

Nœud	Demande L/S	Charge m	Pression m
N61	0,12	983,33	20,04
N62	0,76	981,91	15,93
N63	0,11	981,91	15,84
N64	0,22	981,91	18,27
N65	0,44	974,84	4,42
N66	0,06	974,81	4,52
N67	0,94	975,07	5,5
N68	1,46	974,88	10,46
N69	0,95	974,72	13,67
N70	3,94	1013,98	20,98
N71	3,94	1013,95	49,95
N72	0,4	987,46	26,23
N73	0,15	987,45	26
N74	0,12	987,46	27,3



**Figure III.13 :** Distribution des pressions dans le réseau existant (cas de pointe l'horizon 2024)

On observe que :

- 4 % des pressions sont inférieures à 10 m.c.e.
- 96 % des pressions se situent entre 10 et 60 m.c.e.
- 0 % des pressions dépassent 60 m.c.e.

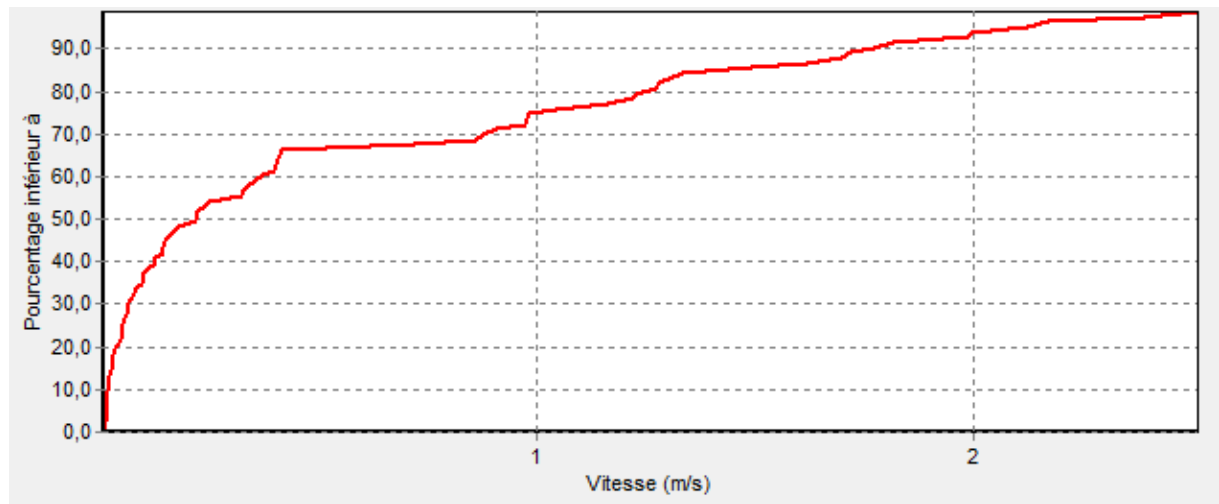
## b Les vitesses et pertes de charges :

**Tableau III.8** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe) l'horizon 2024.

Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P1	200	66,8	2,13	17,62
P2	200	62,41	1,99	15,5
P3	96.8	2,15	0,23	0,59
P4	85.7	1,07	0,17	0,46
P5	79.2	0,38	0,06	0,07
P6	79.2	1,44	0,23	0,76
P7	200	55,67	1,77	12,49
P8	79.2	0,33	0,05	0,06
P9	200	53,44	1,7	11,57
P10	192.3	13,17	0,42	0,85
P11	200	38,61	1,23	6,29
P12	200	3,29	0,1	0,07
P13	153.8	3,09	0,15	0,19
P14	85.7	0,64	0,1	0,19
P15	153.8	0,44	0,02	0,01
P16	141	0,37	0,02	0
P17	141	1,6	0,08	0,06
P18	141	2,61	0,13	0,14
P19	141	4,91	0,24	0,42
P20	79.2	0,45	0,07	0,1
P21	141	3,69	0,18	0,26
P22	79.2	0,35	0,06	0,07
P23	141	1,1	0,05	0,03
P24	192.3	11,16	0,36	0,63
P25	176.2	10,22	0,33	0,54
P26	141	8,35	0,42	1,09
P27	176.2	0,74	0,02	0,01
P28	79.2	9,51	1,5	22,31
P29	79.2	5,79	0,91	9,05
P30	55.4	5,05	1,62	39,9
P31	79.2	4,58	0,72	5,92
P32	96.8	3,83	0,4	1,64
P33	96.8	17,27	1,82	25,03
P34	96.8	8,19	0,86	6,41
P35	141	19,59	0,97	5,1
P36	79.2	2,59	0,41	2,13
P37	79.2	0,07	0,01	0
P38	79.2	2,1	0,33	1,48
P39	79.2	0,22	0,03	0,02

**Tableau III.8** : Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe) l'horizon 2024 (suite).

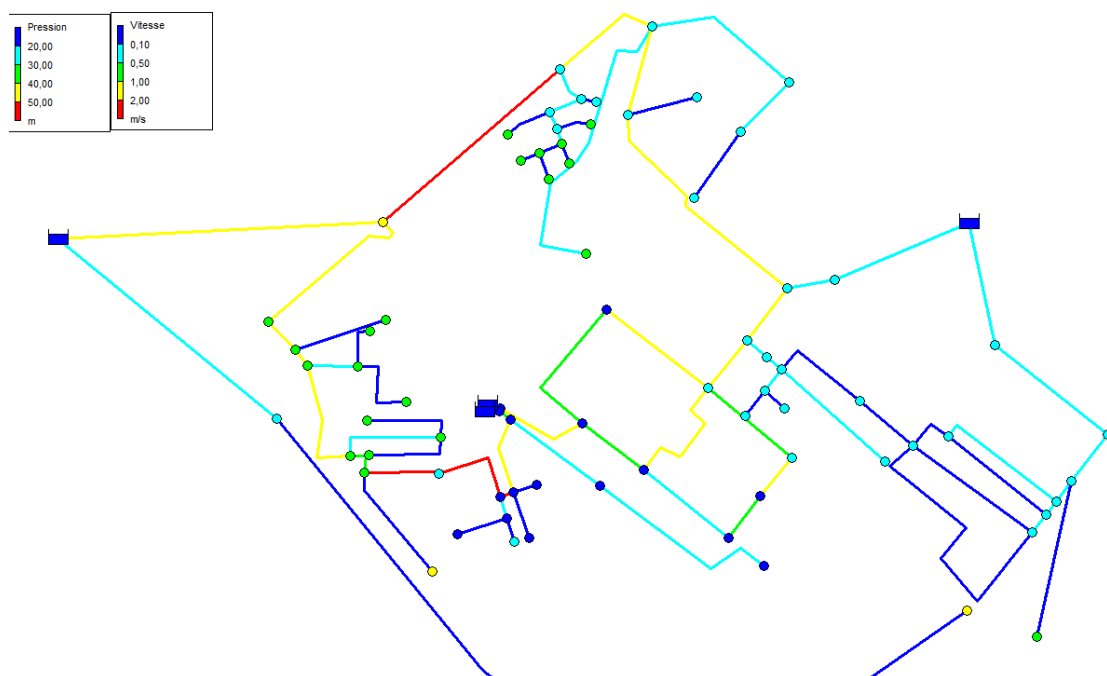
Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P40	79.2	1,41	0,22	0,73
P41	79.2	0,16	0,03	0,01
P42	79.2	0,93	0,15	0,35
P43	79.2	0,09	0,01	0,01
P44	79.2	0,55	0,09	0,14
P45	79.2	0,09	0,01	0,01
P46	79.2	0,13	0,02	0,01
P47	153.8	25,58	1,27	8,42
P48	141	24,59	1,22	7,72
P49	79.2	0,44	0,07	0,1
P50	141	23,45	1,17	7,07
P51	96.8	1,47	0,15	0,3
P52	79.2	0,22	0,03	0,02
P53	96.8	0,4	0,04	0,03
P54	141	21,05	1,05	5,81
P55	141	17,64	0,88	4,21
P56	141	0,57	0,03	0,01
P57	79.2	16	2,52	58,09
P58	79.2	2,17	0,34	1,56
P59	79.2	0,41	0,06	0,09
P60	79.2	0,42	0,07	0,09
P61	85.7	15,23	2,39	54,39
P62	85.7	0,82	0,13	0,28
P63	85.7	0,24	0,04	0,03
P64	85.7	0,12	0,02	0,01
P65	85.7	13,81	2,17	45,36
P66	85.7	0,11	0,02	0,01
P67	85.7	0,22	0,03	0,02
P68	141	26,25	1,31	8,69
P69	96.8	9,37	0,99	8,19
P70	85.7	12,72	2	38,91
P71	96.8	2,41	0,25	0,72
P72	79.2	0,95	0,15	0,36
P73	277.6	3,94	0,06	0,01
P74	79.2	0,66	0,1	0,2
P75	79.2	0,15	0,02	0,01
P76	79.2	0,12	0,02	0,01
P77	141	34,6	1,72	14,44



**Figure III.14 :** Distribution des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe l'horizon 2024)

On observe que :

- 68% des vitesses sont inférieures à 0.5 m/s.
- 18% des vitesses se situent entre 0.5 et 1.5 m/s.
- 13% des vitesses dépassent 1.5 m/s.



**Figure III.15 :** Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau existant  
Cas de pointe l'horizon 2024



➤ **Cas de pointe + incendie :**

Dans ce cas, le calcul est effectué de la même manière que précédemment, mais il est crucial de vérifier que le débit d'incendie fourni par le réservoir (17 l/s) est disponible au point le plus défavorable, c'est-à-dire au nœud n71.

$$Q_{\max h+ \text{inc}} = 65.912 + 17 = 82.912 \text{ l/s}$$

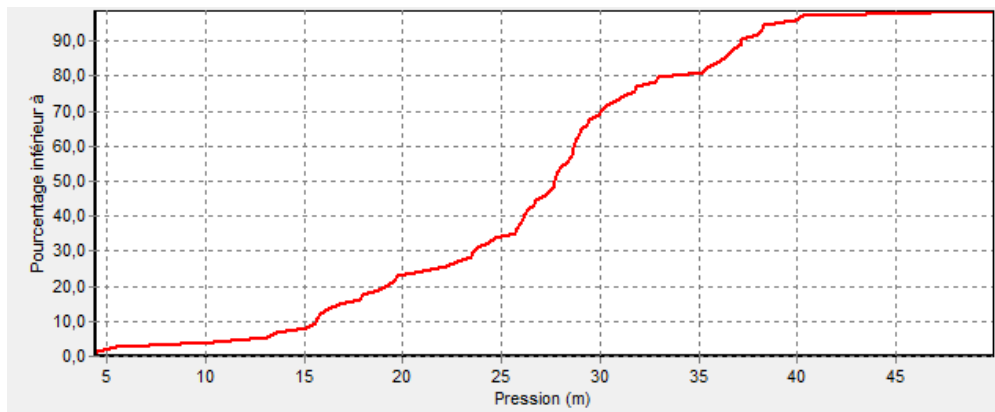
**a) Les charges et les pressions :**

**Tableau III.9 :** charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe + incendie à l'horizon (2024).

Nœud	Demande L/S	Charge m	Pression m
N1	1,89	1010,77	40,98
N2	1,8	1001,46	27,44
N3	3,15	997,44	20,08
N4	1,08	997,23	28,33
N5	0,7	997,16	25,16
N6	0,38	997,14	29,23
N7	1,44	996,91	31,73
N8	1,9	994,86	23,84
N9	0,33	994,85	22,56
N10	1,67	988,42	25,74
N11	0,22	988,33	23,8
N12	0,71	987,48	26,13
N13	0,21	987,48	26,41
N14	1,34	987,47	27,47
N15	0,64	987,41	28,69
N16	0,81	987,47	26,72
N17	2,68	987,47	27,7
N18	1,46	987,47	27,87
N19	0,84	987,52	28,03
N20	0,76	987,5	28,41
N21	2,24	987,49	29,37
N22	0,67	987,86	24,36
N23	0,94	987,65	25,84
N24	1,13	987,58	27,76
N25	0,74	987,58	33
N26	1,33	978,99	15,8
N27	2,03	985,45	23,62
N28	0,74	983,23	22,83
N29	0,48	978,7	17,86
N30	0,74	978	16,21
N31	1,51	977,6	15,15
N32	1,53	976,7	13,12

**Tableau III.9 :** charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe + incendie à l'horizon (2024) (suite).

<b>Nœud</b>	<b>Demande L/S</b>	<b>Charge m</b>	<b>Pression m</b>
N33	0,41	1001,28	29,52
N34	0,07	1001,28	29,76
N35	0,47	1001,16	29,32
N36	0,22	1001,16	30,81
N37	0,32	1001,13	29,21
N38	0,16	1001,13	30,15
N39	0,28	1001,11	30,59
N40	0,09	1001,11	31,05
N41	0,33	1001,11	31,5
N42	0,09	1001,11	32,53
N43	0,13	1001,11	32,44
N44	0,98	1007,47	33,82
N45	0,71	1006,79	36,15
N46	0,44	1006,77	38,21
N47	0,92	1006,48	36,45
N48	0,85	1006,44	36,87
N49	0,22	1006,44	37,56
N50	0,4	1006,44	38,13
N51	1,25	1004,78	39,28
N52	1,07	1004,48	39,16
N53	0,57	1004,48	41,21
N54	0,77	994,69	29,65
N55	1,33	1004,4	37,72
N56	0,41	1004,39	38,93
N57	0,42	1004,38	37,24
N58	0,6	983,34	17,12
N59	0,46	983,33	19,1
N60	0,24	983,32	19,61
N61	0,12	983,33	20,04
N62	0,76	981,91	15,93
N63	0,11	981,91	15,84
N64	0,22	981,91	18,27
N65	0,44	974,84	4,42
N66	0,06	974,81	4,52
N67	0,94	975,07	5,5
N68	1,46	974,88	10,46
N69	0,95	974,72	13,67
N70	3,94	1013,83	20,83
N71	20,94	1013,3	49,3
N72	0,4	987,46	26,23
N73	0,15	987,45	26
N74	0,12	987,46	27,3



**Figure III.16 :** Distribution des pressions dans le réseau existant (cas de pointe+ incendie l'horizon 2024)

On observe que :

- 4 % des pressions sont inférieures à 10 m.c.e.
- 96 % des pressions se situent entre 10 et 60 m.c.e.
- 0 % des pressions dépassent 60 m.c.e.

**c) Les vitesses et pertes de charges :**

**Tableau III.10** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe +incendie) l'horizon 2024 (suite).

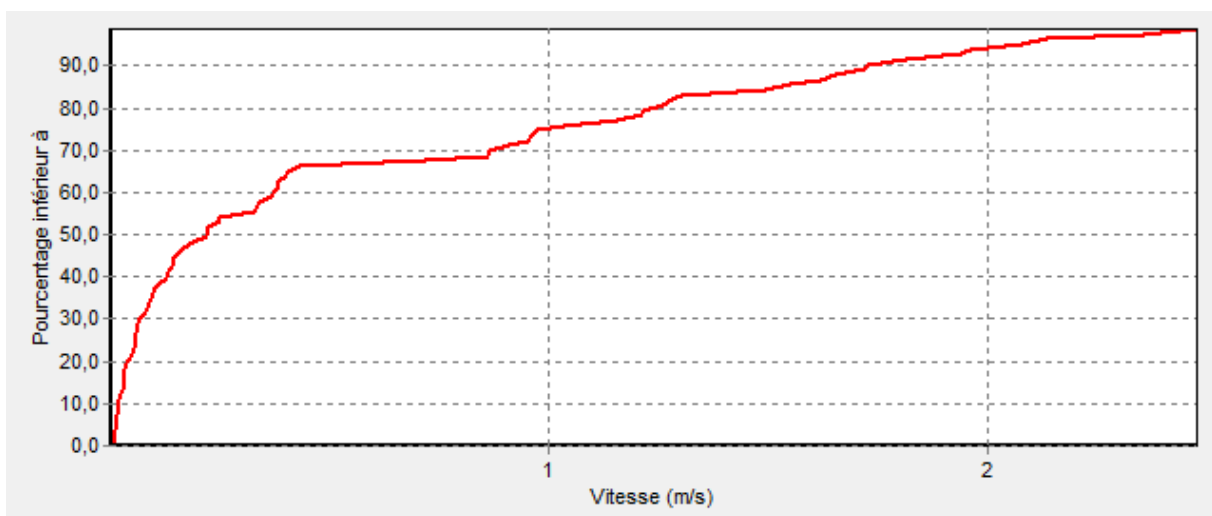
Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P1	200	66,8	2,13	17,62
P2	200	62,41	1,99	15,5
P3	96.8	2,15	0,23	0,59
P4	85.7	1,07	0,17	0,46
P5	79.2	0,38	0,06	0,07
P6	79.2	1,44	0,23	0,76
P7	200	55,67	1,77	12,49
P8	79.2	0,33	0,05	0,06
P9	200	53,44	1,7	11,57
P10	192.3	13,17	0,42	0,85
P11	200	38,61	1,23	6,29
P12	200	3,29	0,1	0,07
P13	153.8	3,09	0,15	0,19
P14	85.7	0,64	0,1	0,19
P15	153.8	0,44	0,02	0,01
P16	141	0,37	0,02	0
P17	141	1,6	0,08	0,06
P18	141	2,61	0,13	0,14
P19	141	4,91	0,24	0,42
P20	79.2	0,45	0,07	0,1

**Tableau III.10** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe +incendie) l'horizon 2024 (suite).

Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P21	141	3,69	0,18	0,26
P22	79.2	0,35	0,06	0,07
P23	141	1,1	0,05	0,03
P24	192.3	11,16	0,36	0,63
P25	176.2	10,22	0,33	0,54
P26	141	8,35	0,42	1,09
P27	176.2	0,74	0,02	0,01
P28	79.2	9,51	1,5	22,31
P29	79.2	5,79	0,91	9,05
P30	55.4	5,05	1,62	39,9
P31	79.2	4,58	0,72	5,92
P32	96.8	3,83	0,4	1,64
P33	96.8	17,27	1,82	25,03
P34	96.8	8,19	0,86	6,41
P35	141	19,59	0,97	5,1
P36	79.2	2,59	0,41	2,13
P37	79.2	0,07	0,01	0
P38	79.2	2,1	0,33	1,48
P39	79.2	0,22	0,03	0,02
P40	79.2	1,41	0,22	0,73
P41	79.2	0,16	0,03	0,01
P42	79.2	0,93	0,15	0,35
P43	79.2	0,09	0,01	0,01
P44	79.2	0,55	0,09	0,14
P45	79.2	0,09	0,01	0,01
P46	79.2	0,13	0,02	0,01
P47	153.8	25,58	1,27	8,42
P48	141	24,59	1,22	7,72
P49	79.2	0,44	0,07	0,1
P50	141	23,45	1,17	7,07
P51	96.8	1,47	0,15	0,3
P52	79.2	0,22	0,03	0,02
P53	96.8	0,4	0,04	0,03
P54	141	21,05	1,05	5,81
P55	141	17,64	0,88	4,21
P56	141	0,57	0,03	0,01
P57	79.2	16	2,52	58,09
P58	79.2	2,17	0,34	1,56
P59	79.2	0,41	0,06	0,09
P60	79.2	0,42	0,07	0,09

**Tableau III.10** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe +incendie) l'horizon 2024 (suite).

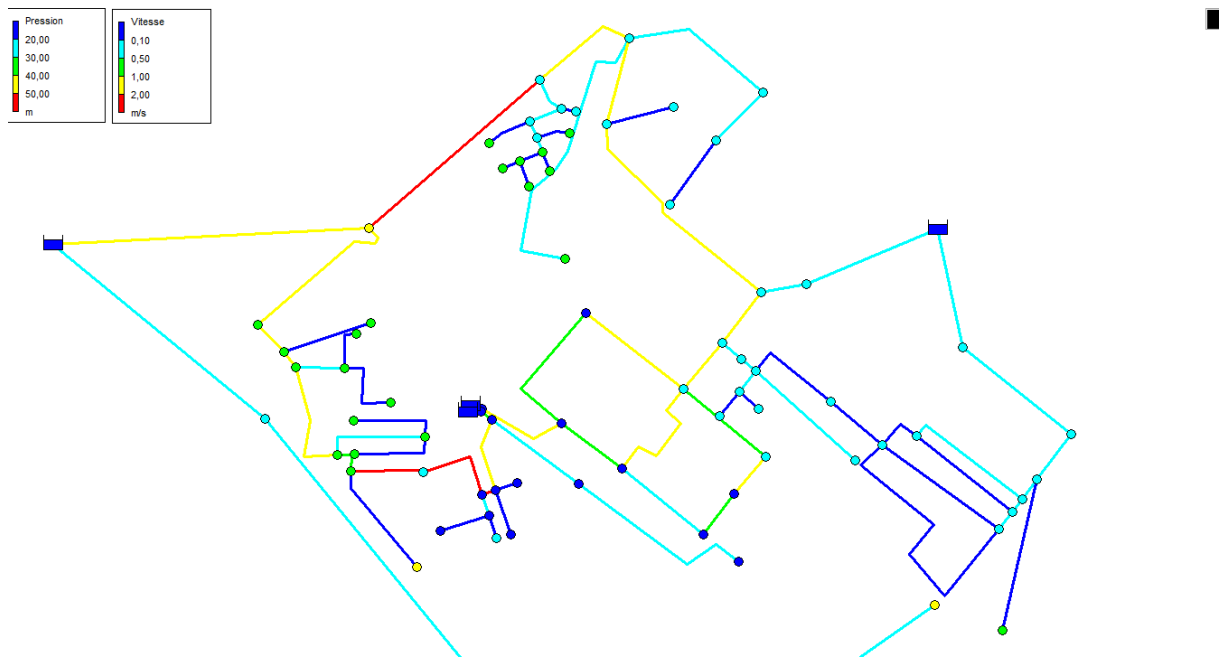
Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P61	85.7	15,23	2,39	54,39
P62	85.7	0,82	0,13	0,28
P63	85.7	0,24	0,04	0,03
P64	85.7	0,12	0,02	0,01
P65	85.7	13,81	2,17	45,36
P66	85.7	0,11	0,02	0,01
P67	85.7	0,22	0,03	0,02
P68	141	26,25	1,31	8,69
P69	96.8	9,37	0,99	8,19
P70	85.7	12,72	2	38,91
P71	96.8	2,41	0,25	0,72
P72	79.2	0,95	0,15	0,36
P73	277.6	20,94	0,3	0,28
P74	79.2	0,66	0,1	0,2
P75	79.2	0,15	0,02	0,01
P76	79.2	0,12	0,02	0,01
P77	141	34,6	1,72	14,44



**Figure III.17** : Distribution des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe+ incendie l'horizon 2024)

On observe que :

- 68% des vitesses sont inférieures à 0.5 m/s.
- 17% des vitesses se situent entre 0.5 et 1.5 m/s.
- 15% des vitesses dépassent 1.5 m/s.



**Figure III.18 :** Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau existant Cas de pointe + incendie l'horizon 2024

#### Remarque :

Pour la majorité des tronçons, la vitesse est faible. Elle est inférieure à 0,5 m/s. Ces faibles vitesses résultent d'un surdimensionnement des diamètres des canalisations. Cela peut entraîner d'importants dépôts à l'intérieur des conduits. La plupart des pressions sont inférieures à 60 m (6 bars), ce qui est considéré comme satisfaisant, car elles restent en dessous des normes maximales.

#### III.3.2.2 Calcul des débits de dimensionnement à l'horizon 2054 :

Le débit de pointe, pour l'horizon future de calcul est :

$$Q_p = 568.526 \text{ m}^3/\text{h} = 157.924 \text{ l/s}$$

Le débit spécifique, pour l'horizon future de calcul est :

$$Q_{sp} = 0.009832 \text{ l/s/ml}$$

Calcul du Débit en route pour chaque tronçon et des débits nodaux à l'horizon future (2054) :

Pour le calcul des débits en route et des débits nodaux à long terme de 2054, nous procédons de la même manière que pour le terme actuel de 2024.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des débits dans les routes et aux nœuds de notre réseau :

➤ **Cas de pointe**

**Tableau III.11 : Calcul des débits nodaux en 2054 : cas de pointe**

Nœud	Traçons	Longueur	Qsp	Qr	Qn
N1	p1	528,2	0,009832	5,1932624	4,5232
	P47	391,9	0,009832	3,8531608	
N2	P1	528,2	0,009832	5,1932624	4,302
	P2	259,2	0,009832	2,5484544	
	P36	87,72	0,009832	0,86246304	
N3	P2	259,2	0,009832	2,5484544	7,55442
	P3	366,9	0,009832	3,6073608	
	P6	703,3	0,009832	6,9148456	
	P7	207,3	0,009832	2,0381736	
N4	P3	366,9	0,009832	3,6073608	2,5794
	P4	157,8	0,009832	1,5514896	
N5	P4	157,8	0,009832	1,5514896	1,6748
	P5	182,9	0,009832	1,7982728	
N6	P5	182,9	0,009832	1,7982728	0,8991
N7	P6	703,3	0,009832	6,9148456	3,45742
N8	P8	160,7	0,009832	1,5800024	4,5453
	P9	556,6	0,009832	5,4724912	
	P7	207,3	0,009832	2,0381736	
N9	P8	160,7	0,009832	1,5800024	0,79
N10	P9	556,6	0,009832	5,4724912	3,9967
	P10	107,4	0,009832	1,0559568	
	P11	149	0,009832	1,464968	
N11	P10	107,4	0,009832	1,0559568	0,5279
N12	P11	149	0,009832	1,464968	1,70919
	P77	140,2	0,009832	1,3784464	
	P12	58,48	0,009832	0,57497536	
N13	P12	58,48	0,009832	0,57497536	0,4997
	P13	43,17	0,009832	0,42444744	
N14	P74	61,64	0,009832	0,60604448	3,2151
	P15	237	0,009832	2,330184	
	P14	312,2	0,009832	3,0695504	
	P13	43,17	0,009832	0,42444744	
N15	P14	312,2	0,009832	3,0695504	1,5347
N16	P15	237	0,009832	2,330184	1,9305
	P16	155,7	0,009832	1,5308424	
N17	P16	155,7	0,009832	1,5308424	6,4296
	P17	111,2	0,009832	1,0933184	
	P23	707	0,009832	6,951224	
	P22	334	0,009832	3,283888	

Tableau III.11 : Calcul des débits nodaux en 2054 : cas de pointe (suite).

Nœud	Traçons	Longueur	Qsp	Qr	Qn
N18	P17	111,2	0,009832	1,0933184	3,4977
	P18	317,3	0,009832	3,1196936	
	P20	283	0,009832	2,782456	
N19	P18	317,3	0,009832	3,1196936	2,01998
	P26	56,93	0,009832	0,55973576	
	P19	36,67	0,009832	0,36053944	
N20	P19	36,67	0,009832	0,36053944	1,82585
	P21	51,74	0,009832	0,50870768	
	P20	283	0,009832	2,782456	
N21	P22	334	0,009832	3,283888	5,3719
	P23	707	0,009832	6,951224	
	P21	51,74	0,009832	0,50870768	
N22	P24	324,6	0,009832	3,1914672	1,5957
N23	P24	324,6	0,009832	3,1914672	2,25
	P25	133,1	0,009832	1,3086392	
N24	P25	133,1	0,009832	1,3086392	2,704439
	P26	56,93	0,009832	0,55973576	
	P27	360,1	0,009832	3,5405032	
N25	P27	360,1	0,009832	3,5405032	1,77025
N26	P34	356,3	0,009832	3,5031416	3,1767
	P28	289,9	0,009832	2,8502968	
N27	P28	289,9	0,009832	2,8502968	4,86733
	P77	140,2	0,009832	1,3784464	
	P29	246,2	0,009832	2,4206384	
	P33	313,8	0,009832	3,0852816	
N28	P29	246,2	0,009832	2,4206384	1,7677
	P30	113,4	0,009832	1,1149488	
N29	P30	113,4	0,009832	1,1149488	1,141
	P31	118,7	0,009832	1,1670584	
N30	P31	118,7	0,009832	1,1670584	1,78303
	P32	244	0,009832	2,399008	
N31	P32	244	0,009832	2,399008	3,60883
	P33	313,8	0,009832	3,0852816	
	P35	176,3	0,009832	1,7333816	
N32	P34	356,3	0,009832	3,5031416	3,6688
	P35	176,3	0,009832	1,7333816	
	P68	213,7	0,009832	2,1010984	
N33	P36	87,72	0,009832	0,86246304	0,98806
	P37	34,12	0,009832	0,33546784	
	P38	79,15	0,009832	0,7782028	
N34	P37	34,12	0,009832	0,33546784	0,16773



Tableau III.11 : Calcul des débits nodaux en 2054 : cas de pointe (suite).

Nœud	Traçons	Longueur	Qsp	Qr	Qn
N35	P38	79,15	0,009832	0,7782028	1,12827
	P39	108	0,009832	1,061856	
	P40	42,36	0,009832	0,41648352	
N36	P39	108	0,009832	1,061856	0,5309
N37	P40	42,36	0,009832	0,41648352	0,77004
	P41	78,64	0,009832	0,77318848	
	P42	35,64	0,009832	0,35041248	
N38	P41	78,64	0,009832	0,77318848	0,38659
N39	P42	35,64	0,009832	0,35041248	0,6785
	P43	46,14	0,009832	0,45364848	
	P44	56,24	0,009832	0,55295168	
P40	P43	46,14	0,009832	0,45364848	0,22682
P41	P44	56,24	0,009832	0,55295168	0,79914
	P45	43,86	0,009832	0,43123152	
	P46	62,46	0,009832	0,61410672	
N42	P45	43,86	0,009832	0,43123152	0,21561
N43	P46	62,46	0,009832	0,61410672	0,30705
N44	P47	391,9	0,009832	3,8531608	2,35618
	P48	87,39	0,009832	0,85921848	
N45	P48	87,39	0,009832	0,85921848	1,69744
	P49	213,1	0,009832	2,0951992	
	P50	44,8	0,009832	0,4404736	
N46	P49	213,1	0,009832	2,0951992	1,04759
N47	P50	44,8	0,009832	0,4404736	2,21564
	P51	114,4	0,009832	1,1247808	
	P54	291,5	0,009832	2,866028	
N48	P52	106,1	0,009832	1,0431752	2,0445
	P53	195,4	0,009832	1,9211728	
	P51	114,4	0,009832	1,1247808	
N49	P52	106,1	0,009832	1,0431752	0,52158
N50	P53	195,4	0,009832	1,9211728	0,9605
N51	P54	291,5	0,009832	2,866028	2,9907
	P55	72,17	0,009832	0,70957544	
	P58	244,7	0,009832	2,4058904	
N52	P55	72,17	0,009832	0,70957544	2,55469
	P57	168,5	0,009832	1,656692	
	P56	279	0,009832	2,743128	
N53	P56	279	0,009832	2,743128	1,3715
N54	P57	168,5	0,009832	1,656692	1,8543
	P61	208,7	0,009832	2,0519384	
N55	P58	244,7	0,009832	2,4058904	3,19687
	P59	199,5	0,009832	1,961484	
	P60	206,1	0,009832	2,0263752	

Tableau III.11 : Calcul des débits nodaux en 2054 : cas de pointe (suite).

Nœud	Traçons	Longueur	Qsp	Qr	Qn
N56	P59	199,5	0,009832	1,961484	0,9807
N57	P60	206,1	0,009832	2,0263752	1,01318
N58	P61	208,7	0,009832	2,0519384	1,42814
	P65	31,58	0,009832	0,31049456	
	P62	50,23	0,009832	0,49386136	
N59	P62	50,23	0,009832	0,49386136	1,10374
	P63	118,2	0,009832	1,1621424	
	P64	56,09	0,009832	0,55147688	
N60	P63	118,2	0,009832	1,1621424	0,581
N61	P64	56,09	0,009832	0,55147688	0,27573
N62	P65	31,58	0,009832	0,31049456	1,82314
	P66	54,98	0,009832	0,54056336	
	P67	108,4	0,009832	1,0657888	
	P70	175,9	0,009832	1,7294488	
N63	P66	54,98	0,009832	0,54056336	0,27028
N64	P67	108,4	0,009832	1,0657888	0,5328
N65	P68	213,7	0,009832	2,1010984	1,0505
N66	P69	31,28	0,009832	0,30754496	0,15377
N67	P69	31,28	0,009832	0,30754496	2,2529
	P70	175,9	0,009832	1,7294488	
	P71	251,1	0,009832	2,4688152	
N68	P71	251,1	0,009832	2,4688152	3,5011
	P72	461,1	0,009832	4,5335352	
N69	P72	461,1	0,009832	4,5335352	2,2667
N70	P73	1920	0,009832	18,87744	9,438
N71	P73	1920	0,009832	18,87744	9,438
N72	P74	61,64	0,009832	0,60604448	0,94691
	P75	72,02	0,009832	0,70810064	
	P76	58,96	0,009832	0,57969472	
N73	P75	72,02	0,009832	0,70810064	0,35405
N74	P76	58,96	0,009832	0,57969472	0,289847

### Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2054 :

#### a Les charges et les pressions :

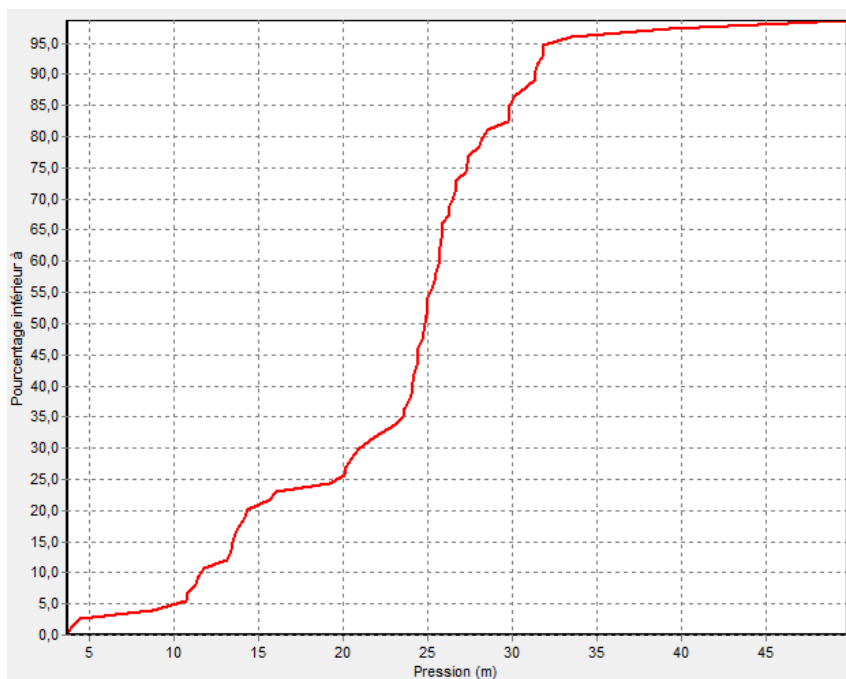
Les charges et les pressions dans le réseau de distribution, calculées avec EPANET, sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12 : charges et pressions dans le réseau en cas de pointe à l'horizon (2054).

Nœud	Demande L/S	Charge m	Pression m
N1	4,52	1009,13	39,34
N2	4,3	997,79	23,77
N3	7,55	993,63	16,27
N4	2,58	992,61	23,71
N5	1,67	992,27	20,28
N6	0,9	992,21	24,3
N7	3,46	991,11	25,93
N8	4,55	991,71	20,7
N9	0,79	991,67	19,39
N10	4	987,6	24,93
N11	0,53	987,68	23,16
N12	1,71	986,06	24,71
N13	0,5	986,02	24,96
N14	3,22	985,96	25,96
N15	1,53	985,69	26,97
N16	1,93	985,9	25,15
N17	6,43	985,89	26,13
N18	3,5	985,91	26,3
N19	2,02	986,05	26,56
N20	1,83	985,99	26,9
N21	5,37	985,94	27,82
N22	1,6	987,41	23,91
N23	2,25	986,57	24,76
N24	2,7	986,29	26,47
N25	1,77	986,28	31,7
N26	3,18	976,89	13,7
N27	4,87	983,62	21,78
N28	1,77	980,77	20,37
N29	1,14	976,55	15,7
N30	1,78	976,06	14,27
N31	3,61	975,94	13,49
N32	3,67	975,36	11,78
N33	0,99	996,9	25,14
N34	0,17	996,9	25,38
N35	1,13	996,34	24,5
N36	0,53	996,32	25,98

**Tableau III.12 :** charges et pressions dans le réseau en cas de pointe à l'horizon (2054)  
(suite).

Nœud	Demande L/S	Charge m	Pression m
N37	0,77	996,19	24,28
N38	0,39	996,19	25,21
N39	0,68	996,13	25,61
N40	0,23	996,13	26,07
N41	0,8	996,1	26,49
N42	0,22	996,1	27,52
N43	0,31	996,09	27,43
N44	2,36	1002,02	28,37
N45	1,7	1000,63	29,99
N46	1,05	1000,54	31,97
N47	2,22	1000,02	29,99
N48	2,04	999,86	30,29
N49	0,52	999,85	30,96
N50	0,96	999,83	31,53
N51	2,99	997,19	31,68
N52	2,55	996,82	31,5
N53	1,37	996,81	33,54
N54	1,85	987,3	22,25
N55	3,2	995,37	28,69
N56	0,98	995,3	29,84
N57	1,01	995,29	28,14
N58	1,43	977,71	11,49
N59	1,1	977,64	13,41
N60	0,58	977,62	13,91
N61	0,28	977,64	14,35
N62	1,82	976,84	10,86
N63	0,27	976,84	10,77
N64	0,53	976,83	13,19
N65	1,05	974,4	3,98
N66	0,15	974	3,71
N67	2,25	974	4,44
N68	3,5	973,14	8,72
N69	2,27	972,36	11,32
N70	9,44	1013,9	20,9
N71	9,44	1013,77	49,77
N72	0,95	985,9	24,68
N73	0,35	985,9	24,44
N74	0,29	985,9	25,74



**Figure III.19 :** Distribution des pressions dans le réseau cas de pointe 2054

On observe que :

- 6 % des pressions sont inférieures à 10 m.c.e.
- 94 % des pressions se situent entre 10 et 60 m.c.e.
- 0 % des pressions dépassent 60 m.c.e.

### **B Les vitesses et pertes de charges :**

Les Vitesses et pertes de charges dans le réseau de distribution, calculées avec EPANET, sont présentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.13** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau en cas de pointe) l'horizon 2054 (suite).

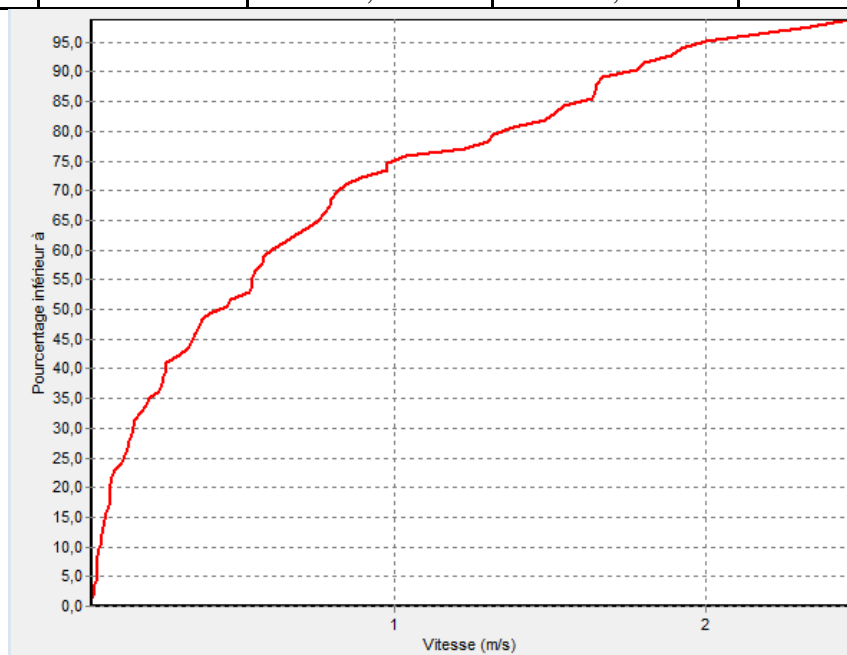
Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P1	200	74,1	2,36	21,45
P2	200	63,6	2,02	16,06
P3	96.8	5,15	0,54	2,79
P4	85.7	2,57	0,4	2,13
P5	79.2	0,9	0,14	0,33
P6	79.2	3,46	0,54	3,58
P7	200	47,44	1,51	9,25
P8	79.2	0,79	0,12	0,27
P9	200	42,1	1,34	7,39
P10	192.3	12,28	0,39	0,75
P11	200	50,39	1,6	10,35

**Tableau III.13** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau en cas de pointe) l'horizon 2054 (suite).

Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P12	200	10,4	0,33	0,57
P13	153.8	9,9	0,49	1,49
P14	85.7	1,53	0,24	0,85
P15	153.8	3,56	0,18	0,24
P16	141	1,63	0,08	0,06
P17	141	2,46	0,12	0,13
P18	141	5,11	0,25	0,45
P19	141	10,38	0,52	1,62
P20	79.2	0,85	0,13	0,3
P21	141	7,71	0,38	0,95
P22	79.2	0,57	0,09	0,15
P23	141	1,77	0,09	0,07
P24	192.3	24,24	0,77	2,57
P25	176.2	21,99	0,7	2,13
P26	141	17,51	0,87	4,16
P27	176.2	1,77	0,06	0,02
P28	79.2	9,72	1,53	23,22
P29	79.2	6,63	1,04	11,57
P30	55.4	4,87	1,56	37,24
P31	79.2	3,72	0,59	4,09
P32	96.8	1,94	0,2	0,49
P33	96.8	17,05	1,79	24,47
P34	96.8	6,54	0,69	4,28
P35	141	15,39	0,77	3,28
P36	79.2	6,2	0,97	10,24
P37	79.2	0,17	0,03	0,01
P38	79.2	5,04	0,79	7,05
P39	79.2	0,53	0,08	0,13
P40	79.2	3,38	0,53	3,44
P41	79.2	0,39	0,06	0,08
P42	79.2	2,23	0,35	1,63
P43	79.2	0,23	0,04	0,03
P44	79.2	1,32	0,21	0,65
P45	79.2	0,22	0,03	0,02
P46	79.2	0,31	0,05	0,05
P47	153.8	38,72	1,93	18,14
P48	141	36,36	1,81	15,83
P49	79.2	1,05	0,16	0,43
P50	141	33,61	1,67	13,7
P51	96.8	3,53	0,37	1,41
P52	79.2	0,52	0,08	0,13
P53	96.8	0,96	0,1	0,14

**Tableau III.13** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau en cas de pointe) l'horizon 2054 (suite)

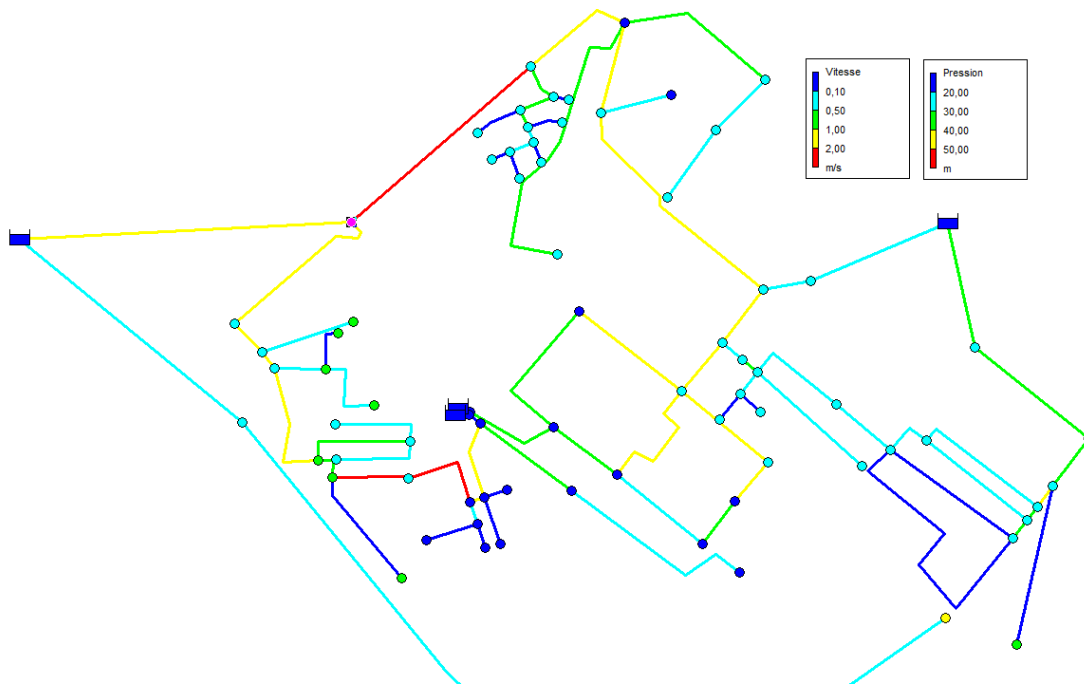
Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P54	141	27,87	1,39	9,71
P55	141	19,69	0,98	5,14
P56	141	1,37	0,07	0,05
P57	79.2	15,76	2,48	56,51
P58	79.2	5,19	0,82	7,43
P59	79.2	0,98	0,15	0,39
P60	79.2	1,01	0,16	0,41
P61	85.7	13,91	2,19	45,96
P62	85.7	1,96	0,31	1,31
P63	85.7	0,58	0,09	0,16
P64	85.7	0,28	0,04	0,04
P65	85.7	10,52	1,65	27,4
P66	85.7	0,27	0,04	0,04
P67	85.7	0,53	0,08	0,14
P68	141	18,26	0,91	4,48
P69	96.8	0,13	0,01	0
P70	85.7	7,9	1,24	16,16
P71	96.8	5,77	0,61	3,41
P72	79.2	2,27	0,36	1,69
P73	277.6	9,44	0,13	0,07
P74	79.2	1,59	0,25	0,9
P75	79.2	0,35	0,06	0,07
P76	79.2	0,29	0,05	0,05
P77	141	38,27	1,9	17,4



**Figure III.20** : Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe 2054

On observe que :

- 59% des vitesses sont inférieures à 0.5 m/s.
- 26% des vitesses se situent entre 0.5 et 1.5 m/s.
- 15% des vitesses dépassent 1.5 m/s.



**Figure III.21:** Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau Cas de pointe l'horizon 2054

➤ **Cas pointe + incendie :**

Dans ce cas, le calcul est effectué de la même manière que précédemment, le débit d'incendie fourni par le réservoir (17 l/s) est disponible au point le plus défavorable, c'est-à-dire au nœud n71.

$$Q_{\text{maxh+ inc}} = 157.924 + 17 = 174.924 \text{ l/s}$$

**A Les charges et les pressions :**

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution, calculées avec EPANET, sont présentées dans le tableau ci-dessous :

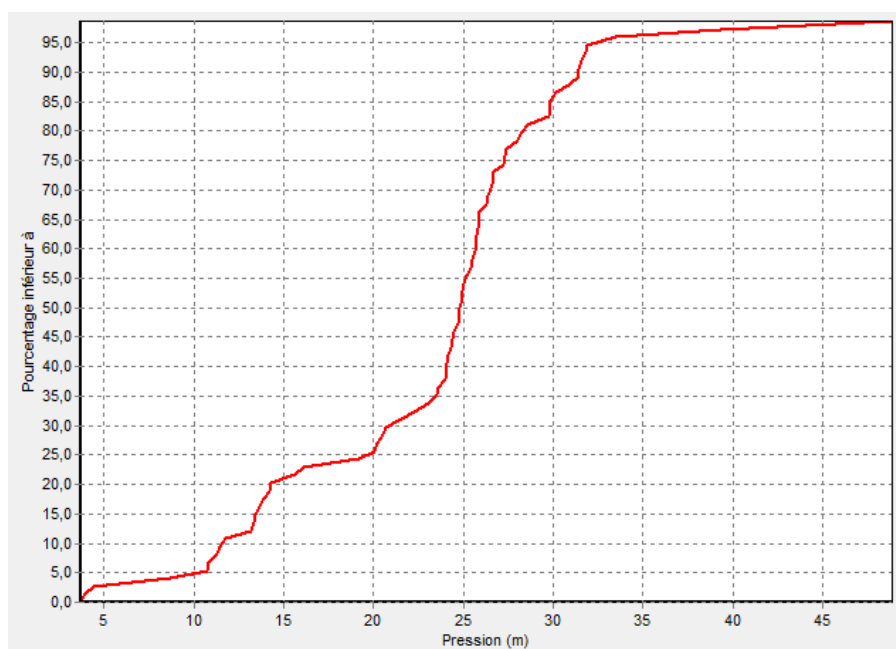


**Tableau III.14** : charges et pressions dans le réseau en cas de pointe + incendie à l'horizon (2054).

Nœud	Demande L/S	Charge m	Pression m
N1	4,52	1009,08	39,29
N2	4,3	997,63	23,6
N3	7,55	993,44	16,08
N4	2,58	992,42	23,52
N5	1,67	992,08	20,08
N6	0,9	992,02	24,1
N7	3,46	990,92	25,74
N8	4,55	991,54	20,52
N9	0,79	991,49	19,21
N10	4	987,47	24,8
N11	0,53	987,58	23,05
N12	1,71	985,81	24,46
N13	0,5	985,77	24,7
N14	3,22	985,68	25,68
N15	1,53	985,41	26,69
N16	1,93	985,57	24,82
N17	6,43	985,47	25,7
N18	3,5	985,49	25,89
N19	2,02	985,82	26,33
N20	1,83	985,64	26,55
N21	5,37	985,51	27,4
N22	1,6	987,47	23,97
N23	2,25	986,72	24,91
N24	2,7	986,47	26,66
N25	1,77	986,47	31,89
N26	3,18	976,8	13,61
N27	4,87	983,41	21,57
N28	1,77	980,6	20,2
N29	1,14	976,47	15,62
N30	1,78	975,99	14,2
N31	3,61	975,88	13,43
N32	3,67	975,32	11,74
N33	0,99	996,73	24,97
N34	0,17	996,73	25,21
N35	1,13	996,17	24,33
N36	0,53	996,15	25,81

**Tableau III.14** : charges et pressions dans le réseau en cas de pointe + incendie à l'horizon (2054) (suite).

Nœud	Demande L/S	Charge m	Pression m
N37	0,77	996,02	24,11
N38	0,39	996,02	25,04
N39	0,68	995,97	25,44
N40	0,23	995,96	25,9
N41	0,8	995,93	26,32
N42	0,22	995,93	27,35
N43	0,31	995,93	27,26
N44	2,36	1001,87	28,22
N45	1,7	1000,5	29,85
N46	1,05	1000,41	31,84
N47	2,22	999,89	29,86
N48	2,04	999,73	30,16
N49	0,52	999,71	30,83
N50	0,96	999,7	31,4
N51	2,99	997,08	31,57
N52	2,55	996,71	31,4
N53	1,37	996,7	33,43
N54	1,85	987,32	22,28
N55	3,2	995,26	28,58
N56	0,98	995,19	29,73
N57	1,01	995,18	28,03
N58	1,43	977,67	11,45
N59	1,1	977,6	13,38
N60	0,58	977,58	13,87
N61	0,28	977,6	14,32
N62	1,82	976,81	10,83
N63	0,27	976,8	10,74
N64	0,53	976,79	13,16
N65	1,05	974,39	3,97
N66	0,15	974	3,71
N67	2,25	974	4,44
N68	3,5	973,14	8,71
N69	2,27	972,36	11,32
N70	9,44	1013,67	20,67
N71	26,44	1012,86	48,86
N72	0,95	985,63	24,4
N73	0,35	985,62	24,16
N74	0,29	985,62	25,46



**Figure III.22 :** Distribution des pressions dans le réseau cas de pointe + incendie à l'horizon 2054

On observe que :

- 5 % des pressions sont inférieures à 10 m.c.e.
- 95 % des pressions se situent entre 10 et 60 m.c.e.
- 0 % des pressions dépassent 60 m.c.e.

#### **B. Les vitesses et pertes de charges :**

Les Vitesses et pertes de charges dans le réseau de distribution, calculées avec EPANET, sont présentées dans le tableau ci-après :

**Tableau III.15** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau en cas de pointe+ incendie) l'horizon 2054

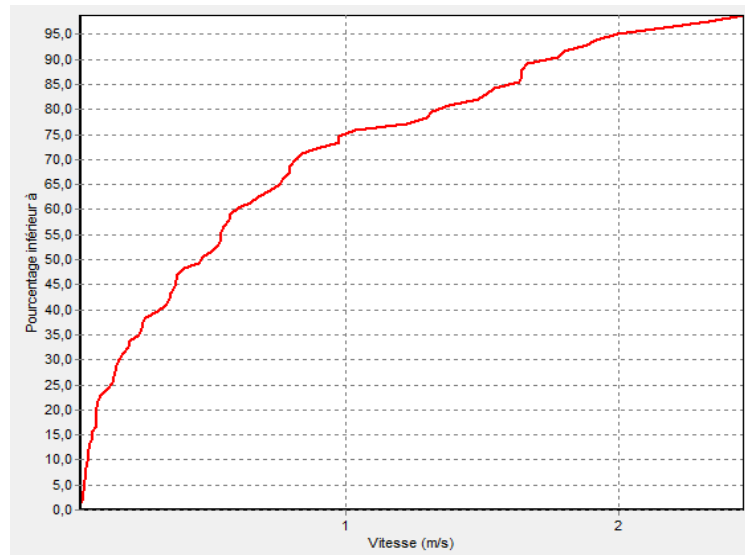
Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P1	200	73,3	2,33	21,68
P2	200	62,8	2	16,15
P3	96.8	5,15	0,54	2,79
P4	85.7	2,57	0,4	2,15
P5	79.2	0,9	0,14	0,33
P6	79.2	3,46	0,54	3,58
P7	200	46,63	1,48	9,19
P8	79.2	0,79	0,12	0,27
P9	200	41,29	1,31	7,31

**Tableau III.15** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau en cas de pointe+ incendie) l'horizon 2054 (suite).

Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P10	192.3	14,36	0,46	1
P11	200	51,65	1,64	11,15
P12	200	12	0,38	0,74
P13	153.8	11,5	0,57	1,98
P14	85.7	1,53	0,24	0,86
P15	153.8	5,16	0,26	0,47
P16	141	3,23	0,26	0,66
P17	141	1,79	0,15	0,23
P18	141	4,13	0,34	1,01
P19	141	9,77	0,8	4,76
P20	79.2	1,16	0,18	0,52
P21	141	6,78	0,55	2,46
P22	79.2	0,54	0,09	0,14
P23	141	0,86	0,07	0,07
P24	192.3	22,64	0,72	2,3
P25	176.2	20,39	0,65	1,86
P26	141	15,91	1,3	11,56
P27	176.2	1,77	0,06	0,02
P28	79.2	9,62	1,51	22,8
P29	79.2	6,58	1,03	11,4
P30	55.4	4,81	1,54	36,48
P31	79.2	3,67	0,58	3,98
P32	96.8	1,89	0,2	0,47
P33	96.8	16,87	1,78	24
P34	96.8	6,45	0,68	4,17
P35	141	15,15	0,75	3,2
P36	79.2	6,2	0,97	10,24
P37	79.2	0,17	0,03	0,01
P38	79.2	5,04	0,79	7,05
P39	79.2	0,53	0,08	0,13
P40	79.2	3,38	0,53	3,44
P41	79.2	0,39	0,06	0,08
P42	79.2	2,23	0,35	1,63
P43	79.2	0,23	0,04	0,02
P44	79.2	1,32	0,21	0,65
P45	79.2	0,22	0,03	0,02
P46	79.2	0,31	0,05	0,05
P47	153.8	38,6	1,92	18,38
P48	141	36,24	1,8	15,73
P49	79.2	1,05	0,16	0,43
P50	141	33,5	1,67	13,61
P51	96.8	3,53	0,37	1,41
P52	79.2	0,52	0,08	0,13

**Tableau III.15** Résultat des différents tronçons (Vitesses et pertes de charges dans le réseau en cas de pointe+ incendie) l'horizon 2054 (suite).

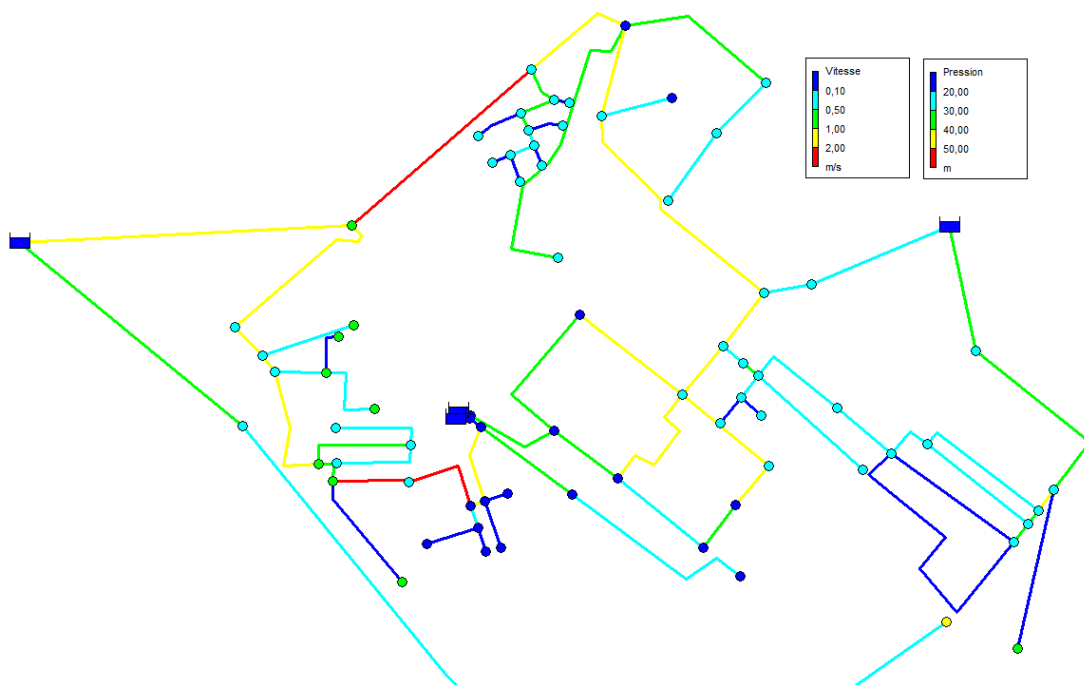
Traçons	Diamètre	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
P53	96.8	0,96	0,1	0,14
P54	141	27,75	1,38	9,63
P55	141	19,57	0,97	5,09
P56	141	1,37	0,07	0,05
P57	79.2	15,65	2,46	55,73
P58	79.2	5,19	0,82	7,43
P59	79.2	0,98	0,15	0,39
P60	79.2	1,01	0,16	0,41
P61	85.7	13,79	2,17	46,25
P62	85.7	1,96	0,31	1,32
P63	85.7	0,58	0,09	0,16
P64	85.7	0,28	0,04	0,04
P65	85.7	10,4	1,64	27,35
P66	85.7	0,27	0,04	0,04
P67	85.7	0,53	0,08	0,14
P68	141	17,93	0,89	4,34
P69	96.8	0,24	0,03	0,01
P70	85.7	7,78	1,22	15,97
P71	96.8	5,77	0,61	3,41
P72	79.2	2,27	0,36	1,69
P73	277.6	26,44	0,37	0,42
P74	79.2	1,59	0,25	0,9
P75	79.2	0,35	0,06	0,07
P76	79.2	0,29	0,05	0,05
P77	141	37,94	1,89	17,12



**Figure III.23 :** Distribution des vitesses dans le réseau cas de pointe+ incendie à l'horizon 2054

On observe que :

- 54% des vitesses sont inférieures à 0.5 m/s.
- 30% des vitesses se situent entre 0.5 et 1.5 m/s.
- 16% des vitesses dépassent 1.5 m/s.



**Figure III.24 :** Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau Cas de pointe+ incendie l'horizon 2054

**Remarque :**

La majorité des vitesses sont faibles, avec près de 60 % des tronçons affichant des vitesses inférieures à 1,5 m/s. Cependant, certaines vitesses dépassent 1,5 m/s.

Les pressions observées sont favorables dans certains nœuds du réseau, tandis que dans d'autres points, elles sont inférieures à 1 bar. Ces faibles pressions, principalement observées au niveau des conduites de distribution, sont attribuables au dénivelé du terrain et aux différences d'altitude. Le surdimensionnement des conduites peut également contribuer à ces variations de pression.

**III.4. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons examiné le fonctionnement hydraulique du système d'approvisionnement en eau potable de Dahmouni et évalué l'état physique des infrastructures de stockage, d'adduction et du réseau de distribution. Les résultats nous offrent des indications claires pour améliorer la performance, la fiabilité et la durabilité du réseau en corrigeant les problèmes identifiés.

# **Chapitre IV**

## **Etude de stockage**



## IV.1. Introduction :

Un réservoir est un contenant hermétique crucial pour fournir de l'eau potable à une agglomération, représentant 40 à 50 % du coût d'un système de distribution d'eau. Ce chapitre se penche sur l'évaluation des besoins en capacité de stockage après avoir déterminé les besoins en débit de la population.

Les réservoirs assurent une réserve d'eau indispensable pour garantir une alimentation continue en cas de panne ou de demande élevée. Nous allons calculer le volume nécessaire pour chaque réservoir afin de garantir une distribution efficace de l'eau et de comparer ces besoins avec le volume existant.

## IV.2. Rôle des réservoirs :

### Rôle Technique des Réservoirs :

- Régulation du Débit et de la Pression :

Les réservoirs équilibrent les flux entre l'adduction et la distribution d'eau potable, assurant une pression constante nécessaire au bon fonctionnement des installations en aval.

- Assurance de la Continuité de l'Approvisionnement :

En cas de défaillance des équipements d'alimentation, comme les pannes d'énergie ou les ruptures de canalisations, les réservoirs fournissent une réserve d'eau essentielle pour maintenir une distribution ininterrompue, même lors de périodes de demande exceptionnelle.

- Simplification de l'Exploitation et Participation au Traitement :

Les réservoirs facilitent la gestion du réseau en permettant l'arrêt des installations pour maintenance sans affecter la distribution. De plus, ils contribuent au traitement de l'eau en assurant une désinfection efficace avant la distribution.

### Rôle Économique des Réservoirs :

- Réduction des Investissements dans le Réseau de Distribution :

Les réservoirs permettent de réduire la taille des canalisations nécessaires et optimisent la conception des infrastructures, entraînant des économies significatives sur les coûts de construction du réseau.

- Diminution des Coûts Énergétiques .

### IV.3. Classification des réservoirs :

Les réservoirs sont catégorisés selon plusieurs critères :

#### 1. Position par rapport au sol :

##### Enterrés ou semi-enterrés :

Ces réservoirs sont souvent choisis pour des sites de traitement d'eau ou des terrains à altitude suffisante pour une distribution gravitaire adéquate.

##### Surélevés :

Utilisés lorsque le terrain plat ne permet pas une pression suffisante pour la distribution d'eau, nécessitant ainsi une structure surélevée.

#### 2. Forme de la cuve :

- Circulaire
- Rectangulaire
- Carrée

#### 3. Matériaux de construction :

- Maçonnerie
- Béton armé
- Béton précontraint
- Métallique

Cette classification permet de choisir le type de réservoir approprié en fonction de la topographie du terrain et des besoins de pression pour une distribution efficace de l'eau.

#### **IV.4. Choix du type de réservoir :**

Le choix du type de réservoir est conditionné par plusieurs éléments essentiels :

- La configuration topographique de la zone desservie.
- Les exigences hydrauliques, comprenant le volume de stockage nécessaire et la pression requise.
- Des considérations économiques liées à l'installation et à l'exploitation du réservoir.
- Les critères de sécurité et de facilité d'utilisation.
- La capacité d'intégration au réseau préexistant.

#### **IV.5. Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement optimal des réservoirs est déterminé par plusieurs considérations stratégiques :

- Proximité maximale de l'agglomération à desservir, généralement aux limites de celle-ci.
- Préférence pour un remplissage gravitaire du réservoir pour des raisons économiques.
- Nécessité que le réservoir soit positionné à un niveau plus élevé que l'agglomération pour assurer une alimentation par gravité du réseau de distribution.
- Implémentation des réservoirs, en cas de multiples installations nécessaires, aux extrémités du réseau ou à proximité des centres de consommation importants.
- Assurer que la cote du radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale requise dans le réseau.
- Sélection de l'emplacement du réservoir afin de garantir une pression suffisante pour satisfaire les besoins en eau des abonnés.

#### **IV.6. Équipements du réservoir :**

Les équipements essentiels d'un réservoir d'alimentation comprennent :

##### **- Conduite d'adduction :**

Positionnée de préférence en siphon noyé ou par le bas, à l'opposé de la conduite de départ pour favoriser le brassage et le renouvellement de l'eau.

**- Conduite de départ :**

Placée à l'opposé de la conduite d'adduction, environ 15 ou 20 centimètres au-dessus du radier pour éviter l'entrée de matières en suspension. Équipée d'une crépine courbée pour prévenir les vortex et d'une vanne à survitesse.

**- Conduite de trop-plein :**

Évacue tout excès d'eau en cas de défaillance d'une pompe. Chaque compartiment du réservoir doit être équipé d'une conduite de trop-plein.

**- Conduite de vidange :**

Facilite la vidange du réservoir lors des opérations de nettoyage ou de réparation, équipée d'un robinet vanne et souvent connectée à la conduite de trop-plein.

Le nettoyage régulier du robinet vanne est crucial pour éviter l'accumulation de dépôts de sable

**- Conduite by-pass :**

Permet de relier la conduite d'adduction à la conduite de départ lorsqu'il est nécessaire d'isoler le réservoir pour l'entretien, assurant ainsi la continuité de l'alimentation du réseau.

Ces équipements garantissent le bon fonctionnement et la maintenance efficace des réservoirs d'alimentation en eau.

**IV.7. Matérialisation de la réserve d'incendie :****1. Système à siphon :**

Ce système utilise un évent pour éviter que le siphon ne se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint, assurant ainsi un renouvellement constant de la réserve tout en la maintenant disponible en permanence.

**2. Système à deux prises :**

Moins courant en raison de la présence d'une tranche d'eau morte, ce système peut compromettre le renouvellement adéquat de la réserve de sécurité.

## IV.8. Principe de fonctionnement :

Les réservoirs remplissent plusieurs fonctions essentielles :

### -Régulation du débit :

Ils assurent la transition entre le régime d'adduction, contrôlé par le pompage et le traitement de l'eau, et le régime de distribution, dicté par la consommation.

### -Régulation de la pression :

Ils maintiennent une pression adéquate et relativement stable à travers tout le réseau, garantissant aux abonnés une pression suffisante.

Les variations de pression dues aux cycles de démarrage et d'arrêt des pompes peuvent être gérées efficacement.

### -Sécurité :

Les réservoirs jouent un rôle crucial dans la sécurité du système en protégeant contre les risques d'incendie et les pics de demande en eau. Ils servent de réserve pour faire face aux imprévus tels que les ruptures, les pannes des pompes, les réparations ou l'expansion du réseau.

## IV.9. Calcul de la capacité des réservoirs :

Le dimensionnement d'un réservoir vise à assurer sa capacité à répondre aux exigences les plus strictes, notamment les demandes de pointe.

Pour les deux types de réservoirs suivants :

### IV.9.1. Réservoir tampon :

Ce réservoir de régulation facilite la transition entre l'écoulement provenant du refoulement de la station de pompage et l'écoulement gravitaire vers le réservoir d'alimentation. Il offre également une réserve de sécurité pour permettre la mise en charge de la conduite gravitaire.

La formule utilisée pour calculer le volume de sécurité  $V$  du réservoir est :

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

$Q_{tr}$  : le débit transit

**t** : le temps de vannage du robinet situé à l'extrémité de la conduite gravitaire.

A ce volume doit être ajouté un volume tampon et un volume correspondant au signal d'alarme.

#### **IV.9.2. Réservoir d'alimentation :**

La capacité de ce réservoir est déterminée en tenant compte des variations de débit à l'entrée et à la sortie, ainsi que des besoins spécifiques comme la lutte contre les incendies

La méthode analytique consiste à déterminer le volume résiduel dans le réservoir à chaque heure de la journée en effectuant les calculs suivants :

$$v = \frac{a(\%) \times Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots(\text{IV.2}) \quad \text{m}^3$$

Où :

$V_r$  : représente la capacité résiduelle,

$a$  : est la fraction horaire du débit maximum journalier (%),

$Q_{\max j}$  : correspond à la consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

Le volume total est obtenu en additionnant le volume résiduel au volume nécessaire pour les interventions contre les incendies :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots(\text{IV.3})$$

Avec :

$V_t$  : capacité totale du réservoir  $\text{m}^3$ .

$V_r$  : capacité résiduelle  $\text{m}^3$ .

$V_{\text{inc}}$  : volume d'incendie estimé à  $120 \text{ m}^3$ .

- **Cas de la ville de Dahmouni :**

Le calcul se fait selon le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du stockage

Heure	Consommation horaire	Q arrivé	Stockage	Départ de distribution	capacité horaire
	%	%	%	%	%
0-1	1,5	5	3,5	-	10
1--2	1,5	5	3,5	-	13,5
2--3	1,5	5	3,5	-	17
3--4	1,5	5	3,5	-	20,5
4--5	2,5	5	2,5	-	23
5--6	3,5	5	1,5	-	24,5
6--7	4,5	5	0,5	-	<b>25</b>
7--8	5,5	5	-	0,5	24,5
8--9	6,25	5	-	1,25	23,25
9--10	6,25	5	-	1,25	22
10--11	6,25	5	-	1,25	20,75
11--12	6,25	5	-	1,25	19,5
12--13	5	5	0	0	19,5
13-14	5	5	0	0	19,5
14-15	5,5	5	-	0,5	19
15-16	6	5	-	1	18
16-17	6	5	-	1	17
17-18	5,5	5	-	0,5	16,5
18-19	5	0	-	5	11,5
19-20	4,5	0	-	4,5	7
20-21	4	0	-	4	3
21-22	3	0	-	3	<b>0</b>
22-23	2	5	3	-	3
23-24	1,5	5	3,5	-	6,5

Tableau IV.2 : résultat de calcul

Paramètre	Qmaxj (m <sup>3</sup> /j)	A (%)	Vu (m <sup>3</sup> )	Vinc (m <sup>3</sup> )	Vt (m <sup>3</sup> )
<b>Résultat</b>	9096.42	25	2274.105	120	2394.105

Après avoir calculé la capacité des réservoirs, nous avons conclu que les réservoirs existants ( $2 \times 250 \text{ m}^3$ ,  $300 \text{ m}^3$ ,  $2 \times 1000 \text{ m}^3$  et  $500 \text{ m}^3$ ), pour une capacité totale de  $3300 \text{ m}^3$ , sont largement suffisants pour répondre aux besoins de la zone et assurer une distribution efficace.

#### **IV.10. Conclusion :**

À la fin de ce chapitre, nous avons évalué la capacité des réservoirs nécessaire à l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, totalisant  $2394.105 \text{ m}^3$ , et cela en utilisant la méthode analytique.

Nous avons conclu que les réservoirs existants de capacité  $3300 \text{ m}^3$  sont largement suffisants pour garantir l'approvisionnement en eau potable de la zone de De Dahmouni et satisfaire les besoins des habitations pour l'horizon de calcul.



# **Chapitre V**

## **Etude du réseau de distribution**

## **V.1. Introduction :**

Le réseau de distribution d'eau est constitué de conduites interconnectées permettant l'approvisionnement, en eau potable, des consommateurs avec le débit et la pression convenables. Après un diagnostic physique et hydraulique du réseau existant de distribution de la ville de Dahmouni, nous proposons de le réhabiliter en remédiant aux anomalies constatées.

## **V.2. Types de réseaux de distribution :**

En fonction de la structure et de l'importance de l'agglomération, on distingue quatre types de réseaux de distribution d'eau : les réseaux ramifiés, les réseaux maillés, les réseaux combinés (ramifiés-maillés) et les réseaux en étages. Ces réseaux sont conçus pour acheminer l'eau des réservoirs aux consommateurs, en assurant un débit adéquat, une pression suffisante en fonction de la hauteur des bâtiments, et une vitesse appropriée. Le choix du type de réseau dépend du relief et de la configuration urbaine de la zone desservie.

### **V.2.1. Réseau ramifié :**

Ce type de réseau est constitué d'une conduite principale et de conduites secondaires (branches) organisées en arborescence. L'eau circule unidirectionnellement des conduites principales vers les secondaires. En cas de panne sur la conduite principale, toute la zone en aval sera privée d'eau. De plus, les conduites secondaires, souvent en impasse, peuvent entraîner une stagnation de l'eau, favorisant la corrosion et la contamination.

### **V.2.2. Réseau maillé :**

Un réseau maillé est formé de tronçons disposés de manière à créer une ou plusieurs boucles fermées. Il permet une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon, car il suffit de manœuvrer les vannes pour isoler les tronçons affectés et maintenir l'alimentation des abonnés en aval. Cependant, ce type de réseau présente une indétermination sur les grandeurs et les signes des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

### **V.2.3. Réseau mixte :**

Ce réseau combine les caractéristiques des réseaux ramifiés et maillés pour alimenter des zones isolées au sein d'une agglomération. Il utilise des mailles pour les zones principales et des ramifications pour des zones plus éloignées.

**V.2.4. Réseau étagé :**

Utilisé dans les régions à topographie complexe, ce réseau se compose de plusieurs sous-réseaux indépendants, chacun desservi par un réservoir intermédiaire. Cela permet de gérer les variations d'altitude et d'éviter des pressions excessives dans les parties inférieures du réseau. Les réservoirs intermédiaires peuvent être alimentés par la même source que le réservoir principal ou par des sources distinctes et peuvent être connectés entre eux.

**V.3. Conception du réseau de distribution :**

Pour concevoir un réseau de distribution, il est crucial de prendre en compte divers facteurs pouvant influencer son efficacité, notamment :

- L'emplacement des grands consommateurs.
- L'emplacement des quartiers.
- L'objectif d'assurer un service à la fois flexible et précis.
- Le relief du terrain.

**V.4. Choix du type de matériaux :**

Le choix du matériau pour les conduites repose sur plusieurs critères essentiels : la pression exercée, l'agressivité des eaux et du sol, le coût, la disponibilité sur le marché, et la compatibilité avec les équipements auxiliaires tels que joints, coudes, et vannes.

Pour notre projet, nous optons pour les conduites en PEHD (polyéthylène haute densité) en raison de leurs nombreux avantages.

Les conduites en PEHD sont actuellement les plus prisées pour les raisons suivantes :

- Excellente résistance à la corrosion interne et externe, ainsi qu'à l'entartrage, grâce à la nature chimiquement inerte du matériau, ce qui prévient la dissolution et l'abrasion des métaux même en cas de déséquilibre dans l'eau.
- Disponibilité sur le marché.
- Facilité d'installation due à leur flexibilité.
- Fiabilité des raccordements réduisant ainsi les risques de fuite et améliorant l'étanchéité du réseau.
- Bonne performance hydraulique avec un coefficient de rugosité très faible.
- Durabilité éprouvée.

### V.5. Choix du type de réseau projeté :

Pour notre projet, nous allons concevoir un réseau de distribution de type maillé, avec quelques ramifications, en tenant compte de la répartition spatiale de l'agglomération ainsi que des extensions à long terme. Cette approche vise à assurer une pression adéquate sur l'ensemble du réseau afin de garantir un approvisionnement en eau potable efficace et sécurisé pour les consommateurs.

### V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Les étapes pour dimensionner le réseau et déterminer les débits sont les suivantes :

1. Évaluer la longueur de chaque tronçon du réseau.
2. Calculer les débits spécifiques et les débits de distribution pour chaque tronçon.
3. Estimer les débits concentrés aux nœuds du réseau.

### V.7. Détermination des débits du réseau de distribution :

En suivant la même procédure du chapitre III, nous déterminons les débits nodaux et les débits en route pour le réseau projeté de l'horizon future (2054).

Sachant que le débit de pointe est :

$$Q_p = 157.924 \text{ l/s}$$

Et que le débit spécifique est :

$$q_{sp} = 0.0137 \text{ l/s/ml} ; \text{ avec: } \Sigma L_i = 11491,35 \text{ m}$$

➤ **Cas de pointe :**

Les tableaux ci-dessous montrent les valeurs des débits en route ainsi que les débits nodaux du réseau.

Tableau V.1 : calcul des débits nodaux en 2054 (cas de point).

nœud	traçons	Longueur	Qsp	Qr	Qn
N1	P1	788	0,0137	10,7956	11,220985
	P8	513	0,0137	7,0281	
	P30	337,1	0,0137	4,61827	
N2	P1	788	0,0137	10,7956	12,75059
	P2	357,9	0,0137	4,90323	
	P9	715,5	0,0137	9,80235	
N3	P2	357,9	0,0137	4,90323	7,09523
	P3	153,2	0,0137	2,09884	
	P11	524,7	0,0137	7,18839	
N4	P3	153,2	0,0137	2,09884	2,311875
	P4	184,3	0,0137	2,52491	
N5	P4	184,3	0,0137	2,52491	2,9318
	P5	243,7	0,0137	3,33869	
N6	P5	243,7	0,0137	3,33869	2,923854
	P6	71,64	0,0137	0,981468	
	P10	111,5	0,0137	1,52755	
N7	P6	71,64	0,0137	0,981468	3,323209
	P7	121	0,0137	1,6577	
	P14	292,5	0,0137	4,00725	
N8	P7	121	0,0137	1,6577	5,105305
	P8	513	0,0137	7,0281	
	P34	111,3	0,0137	1,52481	
N9	P9	715,5	0,0137	9,80235	5,66495
	P10	111,5	0,0137	1,52755	
N10	P11	524,7	0,0137	7,18839	6,91028
	P12	261,3	0,0137	3,57981	
	P18	222,8	0,0137	3,05236	
N11	P12	261,3	0,0137	3,57981	2,75096
	P13	140,3	0,0137	1,92211	
N12	P13	140,3	0,0137	1,92211	4,643615
	P14	292,5	0,0137	4,00725	
	P15	245,1	0,0137	3,35787	
N13	P15	245,1	0,0137	3,35787	2,8065135
	P16	47,51	0,0137	0,650887	
	P25	117,1	0,0137	1,60427	
N14	P16	47,51	0,0137	0,650887	6,3486485
	P17	335,8	0,0137	4,60046	
	P23	543,5	0,0137	7,44595	
N15	P17	335,8	0,0137	4,60046	8,186435
	P18	222,8	0,0137	3,05236	
	P19	636,5	0,0137	8,72005	
N16	P19	636,5	0,0137	8,72005	5,283405
	P20	134,8	0,0137	1,84676	

**Tableau V.1** : calcul des débits nodaux en 2054 (cas de point) (suite).

nœud	traçons	Longueur	Qsp	Qr	Qn
N17	P20	134,8	0,0137	1,84676	4,95803
	P21	361,9	0,0137	4,95803	
N18	P21	361,9	0,0137	4,95803	3,88669
	P22	205,5	0,0137	2,81535	
N19	P22	205,5	0,0137	2,81535	10,072925
	P23	543,5	0,0137	7,44595	
	P31	721,5	0,0137	9,88455	
P20	P24	114,6	0,0137	1,57002	4,75938
	P26	243	0,0137	3,3291	
	P32	337,2	0,0137	4,61964	
N21	P24	114,6	0,0137	1,57002	1,587145
	P25	117,1	0,0137	1,60427	
N22	P26	243	0,0137	3,3291	2,880425
	P27	177,5	0,0137	2,43175	
N23	P27	177,5	0,0137	2,43175	2,05774
	P35	122,9	0,0137	1,68373	
N24	P28	591,6	0,0137	8,10492	5,65673
	P34	111,3	0,0137	1,52481	
	P35	122,9	0,0137	1,68373	
N25	P28	591,6	0,0137	8,10492	13,68082
	P29	762,7	0,0137	10,44899	
	P33	642,9	0,0137	8,80773	
N26	P29	762,7	0,0137	10,44899	7,53363
	P30	337,1	0,0137	4,61827	
N27	P31	721,5	0,0137	9,88455	11,65596
	P32	337,2	0,0137	4,61964	
	P33	642,9	0,0137	8,80773	

➤ **Cas de pointe + incendie :**

Pour ce cas, le calcul est identique à celui du cas de pointe, mais on doit assurer un débit nécessaire de 17 l/s fourni par le réservoir atteint le point le plus défavorable, c'est-à-dire le nœud n27 situé à une cote de terrain de 959 m.

$$Q_{27}=11,65596+17=28,65596 \text{ l/s}$$

### V.8. Détermination des paramètres hydrauliques du réseau :

- **Cas de pointe :**

Les résultats des différents tronçons pour le cas de pointe sont présentés dans les tableaux suivants :

a) **Les vitesses :** Les résultats des vitesses dans les tronçons pour le cas de pointe sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 :** Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons cas de pointe.

Trancons	Longueur m	Diamètre mm	DN mm	Débit L/s	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
P1	788	176,2	200	28,18	1,16	6,2
P2	357,9	96,8	110	11,76	1,6	23,09
P3	153,2	79,2	90	3,22	0,65	5,84
P4	184,3	44	50	0,91	0,6	10,36
P5	243,7	44	50	2,02	1,33	43,11
P6	71,64	96,8	110	6,94	0,94	8,83
P7	121	141	160	18,43	1,18	8,42
P8	513	176,2	200	31,04	1,27	7,4
P9	715,5	79,2	90	3,67	0,74	7,37
P10	111,5	44	50	2	1,31	42,22
P11	524,7	44	50	1,44	0,95	23,51
P12	261,3	44	50	1,88	1,24	37,86
P13	140,3	79,2	90	4,63	0,94	11,21
P14	292,5	79,2	90	8,17	1,66	31,46
P15	245,1	55,4	63	1,11	0,46	4,86
P16	47,51	35,2	40	0,81	0,83	24,27
P17	335,77	44	50	1,84	1,21	36,43
P18	222,83	79,2	90	3,59	0,73	7,08
P19	636,54	79,2	90	4,86	0,99	12,25
P20	134,8	96,8	110	10,15	1,38	17,62
P21	361,9	141	160	13,55	0,87	4,81
P22	205,5	141	160	17,44	1,12	7,61
P23	543,5	141	160	8,99	0,58	2,29
P24	114,6	79,2	90	4,7	0,95	11,51
P25	117,1	55,4	63	3,11	1,29	30,82
P26	243	96,8	110	4,26	0,58	3,67
P27	177,5	141	160	7,14	0,46	1,51
P28	591,6	110,2	125	7,35	0,77	5,23
P29	762,7	277,8	315	74,39	1,23	4,01
P30	337,1	277,6	315	70,44	1,16	3,64

**Tableau V.2 :** Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons cas de pointe (suite).

Trançons	Longueur m	Diamètre mm	DN mm	Débit L/s	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
P31	721,5	176,2	200	36,5	1,5	9,96
P32	337,2	79,2	90	5,2	1,05	13,81
P33	642,9	277,6	315	53,36	0,88	2,19
P34	111,3	96,8	110	7,51	1,02	10,18
P35	122,9	96,8	110	9,2	1,25	14,73
P36	402,02	352,6	400	152,36	1,56	4,71
P37	335	110,2	125	5,07	0,53	3,06

**b) Les pressions :**

Les résultats de la charge et de la pression des nœuds pour le cas de pointe sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3 :** Résultats de la charge et de la pression des nœuds (cas de pointe).

Nœud	Altitude m	Demande L/S	Charge m	Pression m
N1	969,79	11,22	1007,88	38,08
N2	977,18	12,75	1003	25,81
N3	969,06	7,1	994,73	25,66
N4	971,97	2,31	993,84	21,86
N5	967,84	2,93	991,93	24,08
N6	963,56	2,92	1002,43	38,87
N7	963,19	3,32	1003,07	39,87
N8	963,23	5,11	1004,09	40,85
N9	965,19	5,66	997,73	32,53
N10	964,6	6,91	982,4	17,79
N11	961,35	2,75	992,29	30,93
N12	961,84	4,64	993,86	32,02
N13	960,38	2,81	995,05	34,67
N14	959,9	6,35	996,21	36,3
N15	962,27	8,19	983,97	21,7
N16	961,82	5,28	991,77	29,95
N17	959,81	3,4	994,15	34,33
N18	954,5	3,89	995,89	41,38
N19	955,24	10,07	997,45	42,21
N20	961,774	4,76	999,98	38,21
N21	960,83	1,59	998,66	37,82
N22	962,44	2,88	1000,87	38,43
N23	963,54	2,06	1001,14	37,59
N24	964,92	5,66	1002,95	38,03
N25	963,18	13,68	1006,05	42,87



Tableau V.3 : Résultats de la charge et de la pression des nœuds (cas de pointe) (suite).

Nœud	Altitude m	Demande L/S	Charge m	Pression m
N26	973,63	7,53	1009,11	35,47
N27	959,09	11,66	1004,64	45,54

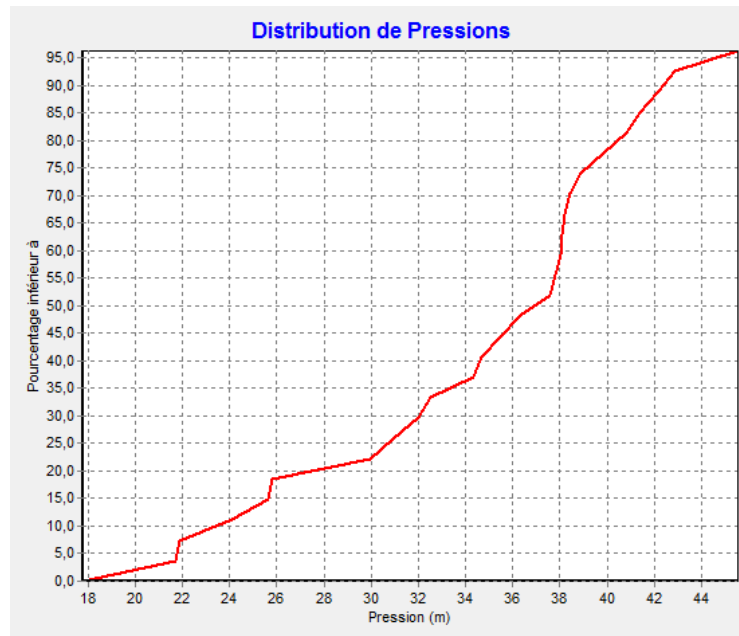


Figure V.1 : Distribution des pressions dans le réseau projeté cas de pointe.

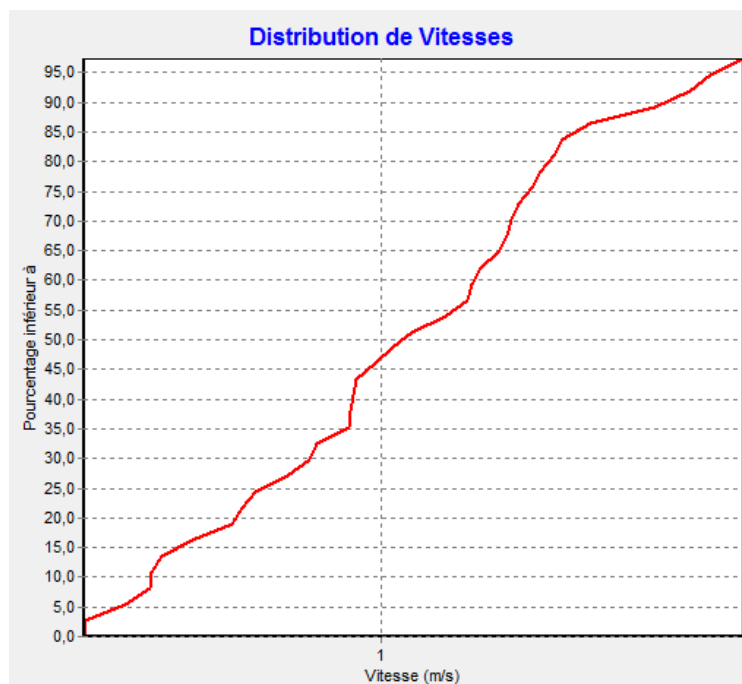


Figure V.2 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté cas de pointe.

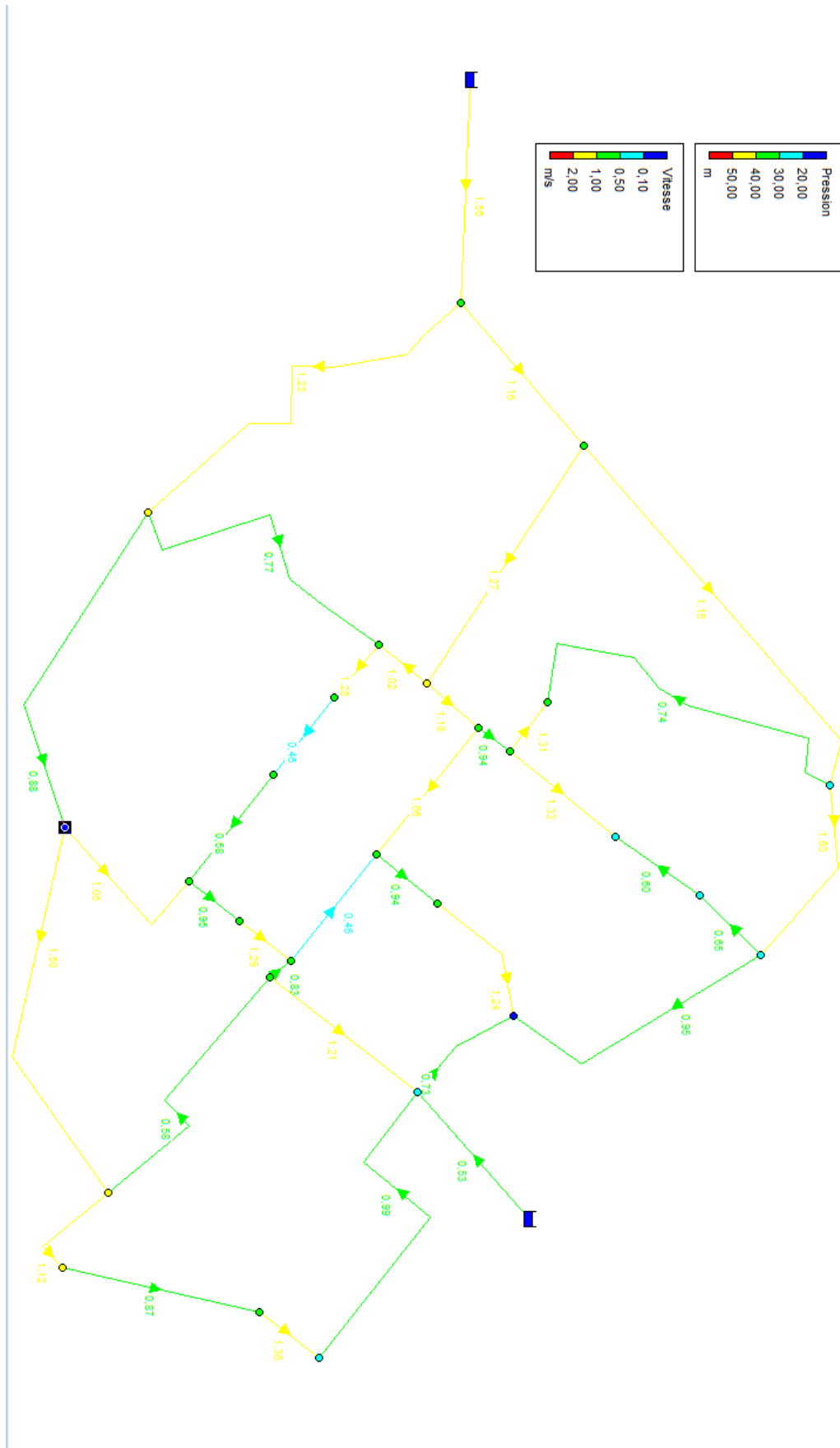


Figure V.3 : Résultats de simulation de réseau projeté cas de pointe.

- **Cas de pointe + incendie :**

a. **Les vitesses :** Les résultats des vitesses dans les tronçons pour le cas de pointe + incendie sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4 :** Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons cas de pointe+ incendie.

Tançons	Longueur m	Diamètre mm	DN mm	Débit L/s	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
P1	788	176,2	200	28,24	1,16	6,22
P2	357,9	96,8	110	11,78	1,6	23,13
P3	153,2	79,2	90	3,24	0,66	5,91
P4	184,3	44	50	0,93	0,61	10,77
P5	243,7	44	50	-2	1,32	42,34
P6	71,64	96,8	110	-6,88	0,93	8,68
P7	121	141	160	-18,53	1,19	8,51
P8	513	176,2	200	-32,39	1,33	8
P9	715,5	79,2	90	3,71	0,75	7,52
P10	111,5	44	50	-1,95	1,29	40,61
P11	524,7	44	50	1,44	0,94	23,31
P12	261,3	44	50	-1,81	1,19	35,2
P13	140,3	79,2	90	-4,56	0,92	10,89
P14	292,5	79,2	90	-8,33	1,69	32,66
P15	245,1	55,4	63	-0,87	0,36	3,14
P16	47,51	35,2	40	-0,58	0,59	13,47
P17	335,77	44	50	1,69	1,11	31,25
P18	222,83	79,2	90	3,67	0,74	7,37
P19	636,54	79,2	90	-4,35	0,88	10,03
P20	134,8	96,8	110	-9,64	1,31	16,03
P21	361,9	141	160	-13,04	0,84	4,49
P22	205,5	141	160	-16,93	1,08	7,21
P23	543,5	141	160	8,62	0,55	2,12
P24	114,6	79,2	90	4,68	0,95	11,44
P25	117,1	55,4	63	3,09	1,28	30,54
P26	243	96,8	110	-4,82	0,65	4,56
P27	177,5	141	160	-7,7	0,49	1,73
P28	591,6	110,2	125	-6,66	0,7	4,38
P29	762,7	277,8	315	-89,24	1,47	5,61
P30	337,1	277,6	315	71,85	1,19	3,78
P31	721,5	176,2	200	35,62	1,46	9,52
P32	337,2	79,2	90	4,63	0,94	11,19
P33	642,9	277,6	315	-68,9	1,14	3,5
P34	111,3	96,8	110	8,75	1,19	13,44
P35	122,9	96,8	110	-9,75	1,33	16,39
P36	402,02	352,6	400	168,62	1,73	5,68
P37	335	110,2	125	5,81	0,61	3,96

**b. Les pressions :**

Les résultats de la charge et de la pression des nœuds pour le cas de pointe + incendie sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5 :** Résultats de la charge et de la pression des nœuds cas de pointe + incendie.

Nœud	Altitude m	Demande L/S	Charge m	Pression m
N1	969,79	11,22	1007,44	37,64
N2	977,18	12,75	1002,54	25,36
N3	969,06	7,1	994,26	25,19
N4	971,97	2,31	993,36	21,38
N5	967,84	2,93	991,37	23,52
N6	963,56	2,92	1001,69	38,13
N7	963,19	3,32	1002,31	39,12
N8	963,23	5,11	1003,34	40,11
N9	965,19	5,66	997,16	31,97
N10	964,6	6,91	982,03	17,42
N11	961,35	2,75	991,23	29,87
N12	961,84	4,64	992,76	30,92
N13	960,38	2,81	993,53	33,14
N14	959,9	6,35	994,17	34,26
N15	962,27	8,19	983,67	21,4
N16	961,82	5,28	990,06	28,23
N17	959,81	3,4	992,22	32,4
N18	954,5	3,89	993,84	39,33
N19	955,24	10,07	995,32	40,07
N20	961,774	4,76	998,42	36,64
N21	960,83	1,59	997,1	36,27
N22	962,44	2,88	999,52	37,08
N23	963,54	2,06	999,83	36,28
N24	964,92	5,66	1001,85	36,92
N25	963,18	13,68	1004,44	41,26
N26	973,63	7,53	1008,72	35,08
N27	959,09	28,66	1002,19	43,09

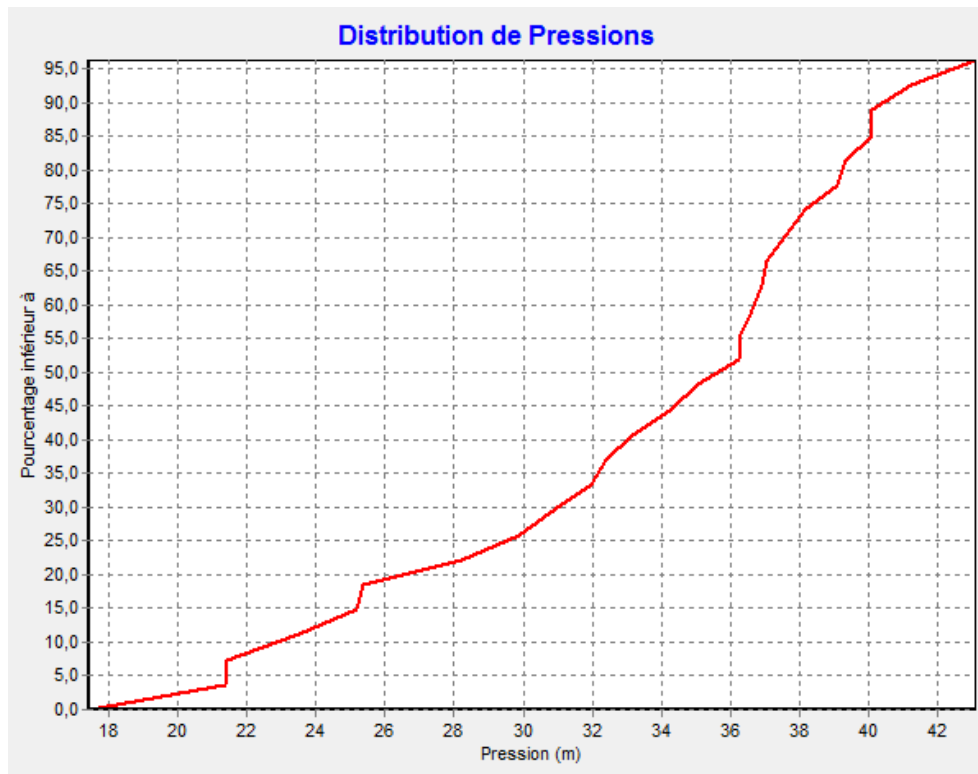


Figure V.4 : Distribution des pressions dans le réseau projeté cas de pointe + incendie.

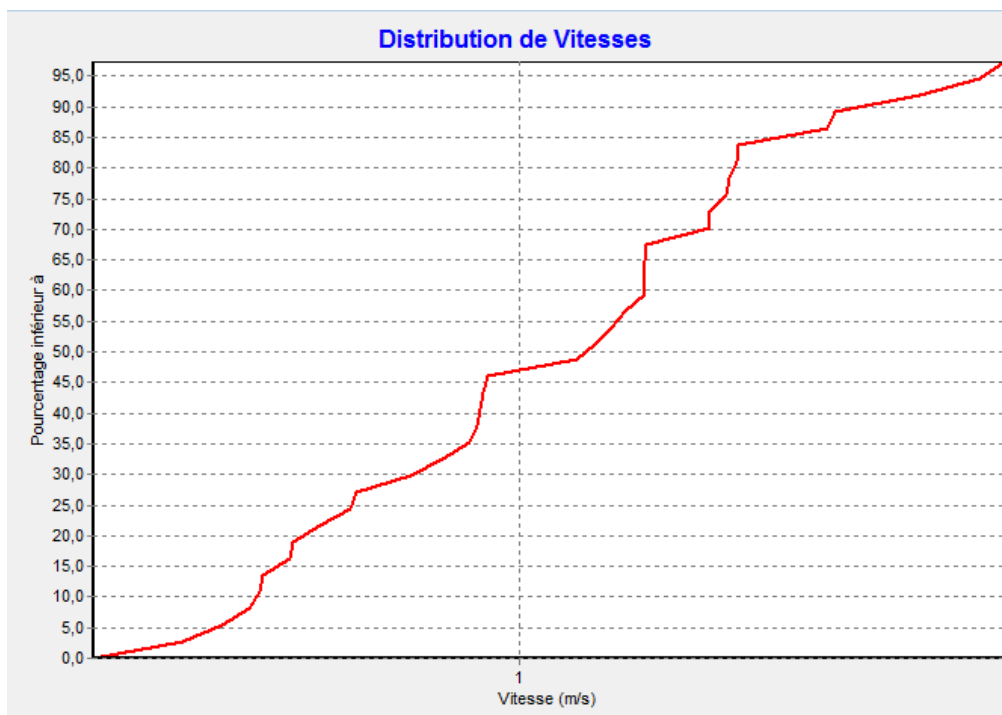


Figure V.5 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté cas de pointe+ incendie.

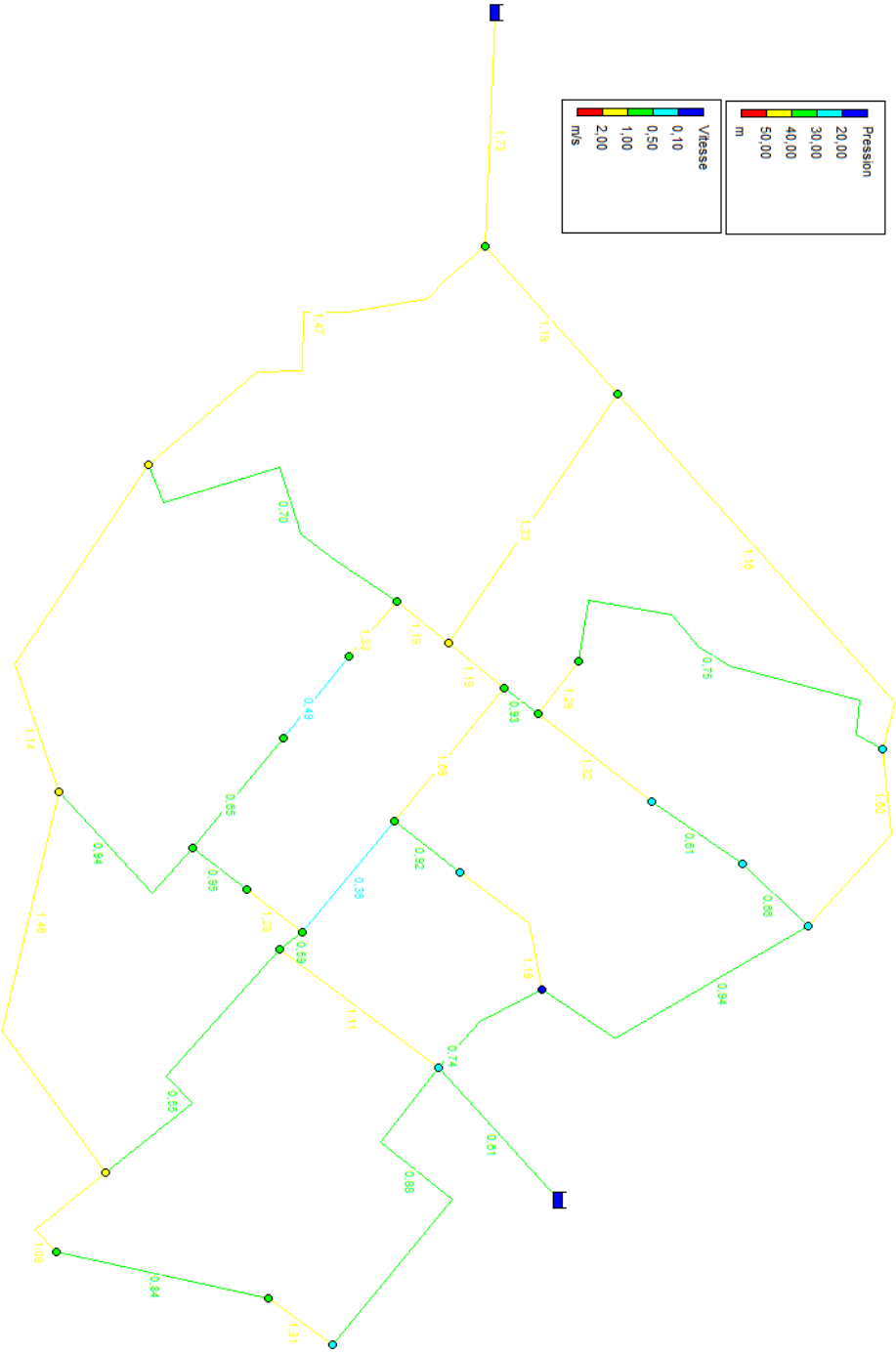


Figure V.6 : Résultats de simulation de réseau projeté cas de pointe+ incendie.

➤ **Interprétation des résultats de simulation :**

• **Cas de pointe :**

- Les pressions sont entièrement satisfaisantes dans le réseau, à 100 %.
- Les vitesses sont également admissibles à 100 % dans le réseau.

• **Cas de pointe + incendie :**

- Les pressions sont entièrement acceptables dans le réseau, à 100 %.
- Dans le cas de pointe avec incendie, on observe une augmentation des vitesses dans les tronçons et une légère diminution des pressions aux nœuds, bien que les valeurs restent conformes aux normes. Cependant, un tronçon présente une vitesse légèrement élevée (1,73 m/s), tandis qu'un autre affiche une vitesse un peu plus basse (0,36 m/s). Donc les vitesses sont admissibles à 94 % dans le réseau.

### **V.9. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons conçu un nouveau réseau en utilisant deux châteaux d'eau existants ( $2 \times 1000\text{m}^3$  et  $500\text{m}^3$ ). Pour améliorer la répartition de la pression, nous avons remplacé les conduites en amiante-ciment et PVC par des conduites en PEHD. Nous avons également modifié les diamètres des tronçons pour créer de nouvelles mailles, assurant ainsi une répartition efficace des vitesses et des pressions.

Les simulations montrent que le réseau projeté maintient des pressions adéquates et des vitesses satisfaisantes, garantissant ainsi un bon fonctionnement du réseau.

# **Chapitre VI**

## **Etude de l'adduction**



## **VI.1. Introduction :**

L'adduction des eaux concerne le transport de l'eau depuis la source jusqu'aux réservoirs de distribution ou entre les réservoirs. Dans ce chapitre, nous examinerons le dimensionnement des conduites pour garantir un approvisionnement fiable en eau potable pour la population de notre zone d'étude.

## **VI.2. Généralité sur l'adduction :**

### **VI.2.1. Classification des adductions :**

Les adductions d'eau se divisent en trois types selon leur mode de fonctionnement :

- Adduction gravitaire :

L'eau est transportée par gravité, en suivant la pente naturelle du terrain, d'une source située en hauteur vers des réservoirs et consommateurs à une altitude plus basse.

- Adduction par refoulement :

L'eau est pompée depuis un captage ou un réservoir en altitude inférieure vers des réservoirs et consommateurs en altitude supérieure, en surmontant les différences de hauteur grâce au pompage.

- Adduction mixte :

Ce système combine les deux méthodes précédentes. L'eau est d'abord pompée, puis continue son trajet par gravité, ou l'inverse. Un réservoir tampon peut être utilisé pour faciliter la transition entre les deux types de conduite.

### **VI.2.2. Choix du tracé :**

- Optez pour un itinéraire aussi direct que possible.
- Évitez autant que possible les contrepentes, car elles peuvent entraîner des accumulations d'air et des cavitations, nécessitant l'installation de ventouses et de dispositifs anti-bélier.
- Éviter la traversée des massifs boisés.
- Pour un relief horizontal, il est important d'adopter un profil en dents de scie pour permettre l'accumulation et l'évacuation de l'air aux points hauts

- Le tracé doit suivre les accotements des routes pour simplifier l'approvisionnement des chantiers, l'acheminement des matériaux, et l'accès aux regards contenant les appareils de robinetterie.

**VI.2.3. Choix des matériaux de canalisation :**

- **Critères Techniques**

- Résistance aux pressions et aux attaques chimiques.
- Adaptabilité au terrain de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien.

- **Critères Économiques :**

- Coût de la fourniture, du transport et de l'installation.
- Disponibilité sur le marché local.

- **Types de Conduites :**

- Fonte
- Acier
- Béton
- Matières thermoplastiques

- **Choix du type de matériaux pour le Projet :**

Pour notre projet, nous avons choisi le PEHD en raison de ses nombreux avantages :

- Résistance à de fortes pressions (> 20 bars).
- Faible rugosité.
- Bonne flexibilité.
- Facilité d'assemblage par soudage.
- Coût compétitif et bonne disponibilité sur le marché.

### VI.3. Etude de l'adduction :

En se basant sur les résultats de calcul et de diagnostic présentés dans le chapitre III, il est nécessaire de redimensionner deux adductions en raison de leur mauvais état.

De plus, selon le bilan ressources-besoins, il y aura une insuffisance de la ressource en eau en 2054, avec un déficit prévu de 51 l/s. Les réservoirs de 250+300 m<sup>3</sup> ne sont plus en service pour l'approvisionnement de la ville.

- **Réseau d'adduction projeté :**

#### a) Piquage sur la conduite provenant de la wilaya de Tiaret :

À partir de 2030, la wilaya de Tiaret recevra de l'eau dessalée pour atténuer le déficit hydrique. Une conduite gravitaire en acier de 1500 mm de diamètre, partant d'un réservoir de 10 000 m<sup>3</sup> situé dans la wilaya, fournira de l'eau à plusieurs communes : Dahmouni, Aïn Dzarit, Sebaine, Mahdia et Hamadia. Le raccordement se fera sur cette conduite d'adduction vers les réservoirs de Dahmouni (2 × 1000 m<sup>3</sup>) avec un diamètre à déterminer, en tenant compte d'une pression de 1.7 bars au point de piquage selon le profil au long.

#### b) Redimensionnement des deux adductions :

Après le diagnostic physique et hydraulique des adductions, il a été constaté qu'il est nécessaire de redimensionner l'adduction 2 (du forage Benaadda 2 vers le réservoir de 500 m<sup>3</sup>) et l'adduction 4 (du forage Boudjra 1 vers le réservoir de 2 x 1000 m<sup>3</sup>) en raison de leur mauvais état.

#### VI.3.1. Etude de l'adduction par refoulement

Pour le dimensionnement de la conduite en cas d'adduction par refoulement, il convient de déterminer le diamètre économique en prenant en compte à la fois les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation, au moyen d'une étude technico-économique.

##### a. Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement :

Les diamètres économiques des conduites de refoulement sont calculés à l'aide des formules suivantes :

##### -Formule de Bresse :

$$D = 1.5\sqrt{Q} \dots \dots \dots (VI.1)$$

**-Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (VI.2)$$

Avec :

**Q** : débit à refouler en (m<sup>3</sup>/s).

**Remarque :**

Les formules citées ci-dessus sont désignés pour les petits projets uniquement, il est recommandé d'utiliser la méthode technico-économique. C'est cette dernière que nous allons adopter

**b. Calcul des pertes de charges :**

Les pertes de charge sont la diminution de pression dans les tuyaux et équipements de distribution d'eau potable. Elles sont causées par la friction de l'eau contre les parois des tuyaux, les changements de direction ou de taille des conduits, et les équipements qui régulent le débit.

$$\Delta H_{\text{totale}} = \Delta H_{\text{linéaire}} + \Delta H_{\text{singulière}} \text{ (m)} \dots \dots \dots (VI.3)$$

**$\Delta H_{\text{linéaire}}$**  : La perte de charge linéaire est due au frottement de l'eau contre les parois des tuyaux. Plus l'eau s'écoule rapidement, plus la perte de pression est grande.

On utilise la formule de Darcy-Weisbach pour calculer cette perte :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_g \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \dots \dots \dots (VI.4)$$

Avec :

**$\Delta H_{lin}$**  : La perte de charge linéaire

**$L_g$**  : la longueur géométrique de la conduite en mètres.

**Q** : le débit en m<sup>3</sup>/s.

**D** : le diamètre optimal en mètres.

**$\lambda$** : le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité de la paroi interne et du régime d'écoulement, est calculé à l'aide de la formule de Nikuradse :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right))^{-2} \dots\dots\dots(\text{VI.5})$$

$\varepsilon = 0,01$  mm pour les conduites en PEHD.

### **$\Delta H$ singulière :**

Nous estimons que les pertes de charge singulières représentent environ 10 % des pertes de charge linéaires.

Alors:

$$\Delta H_{\text{totale}} = 1.1 \times \Delta H_{\text{lin}} \dots\dots\dots(\text{VI.6})$$

### **c. Calcul de la hauteur manométrique totale :**

Elle est estimée de la manière suivante :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_{\text{total}} + \Delta H_{\text{asp}} \dots\dots\dots(\text{VI.7}) \quad (\text{m})$$

**Avec :**

**$H_g$  :** hauteur géométrique (m).

**$\Delta H_{\text{total}}$  :** les pertes de charge totales (m).

**$\Delta H_{\text{asp}}$  :** les pertes de charge par aspiration, généralement considérées comme négligeables.

### **d. Calcul de la puissance absorbée par la pompe :**

La puissance absorbée se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$P_{\text{abs}} = \frac{\rho \times g \times Q \times \text{HMT}}{1000 \times \eta} \dots\dots\dots(\text{VI.8}) \quad [\text{Kw}]$$

**$\eta$  :** rendement de la pompe en (%) ( $\eta = 80\%$ )

**$Q$  :** débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

**$\rho$  :** masse volumique de l'eau (kg/ m<sup>3</sup>)

**e. Calcul de l'énergie consommée par la pompe :**

L'énergie utilisée sur une année est :

$$E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (VI.9) \quad [Kwh]$$

**P** : puissance de la pompe en kW

**t** : temps de pompage par jour en heures ; dans notre cas, t = 20 heures

**f. Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont déterminés par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e \dots \dots \dots (VI.10)$$

**E** : énergie consommée par la pompe en (Kwh)

**e** : prix unitaire d'un Kwh 4.4 DA

**g. Frais d'investissement :**

Les frais d'investissement sont déterminés par la formule suivante :

$$F_{inv} = \text{Prix total} + F_{am} \dots \dots \dots (VI.11)$$

Les frais d'amortissement sont déterminés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_t * A \dots \dots \dots (VI.12)$$

**P<sub>t</sub>** : prix de la conduite en DA

**A** : amortissement annuel, calculé à l'aide de la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots (VI.13)$$

**i** : Taux d'annuité annuel, i = 8%

**n** : nombre d'années d'amortissement, n = 30ans

## ➤ Redimensionnement des tronçons de l'adduction :

Tableau VI.1 : caractéristiques des adductions

L'adduction	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Longueur (m)	Hg (m)
Forage benaadaa2 – RV 500m <sup>3</sup>	0.008	3281,5	85.6
Forage boudjra1- RV 2*1000m <sup>3</sup>	0.006	2000	76

## 1. Calcul du diamètre :

Tableau VI.2 : Calcul de la hauteur manométrique total de l'adduction Forage benaadaa2 – RV 500m<sup>3</sup>.

DN(mm)	D <sub>int</sub> (mm)	V(m/s)	$\Lambda$	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg(m)	HMT(m)
90	73.6	1.8804	0.01292	103.8119	114.1931	85.6	199.7931
110	90	1.2575	0.01243	36.5285	40.1814	85.6	125.7814
125	102.2	0.9752	0.01213	18.8790	20.7669	85.6	106.3669
160	130.8	0.5954	0.01158	5.2486	5.7734	85.6	91.3734
200	163.6	0.3806	0.01112	1.6465	1.8111	85.6	87.4111
250	204.6	0.2433	0.01068	0.5169	0.5686	85.6	86.1686

Tableau IV.3 : Calcul de la hauteur manométrique total de l'adduction Forage boudjra1 – RV 2\*1000m<sup>3</sup>.

DN(mm)	D <sub>int</sub> (mm)	V(m/s)	$\Lambda$	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg(m)	HMT(m)
90	73.6	1.4103	0.01292	35.5899	39.1489	76	115.1489
110	90	0.9431	0.01243	12.5231	13.7754	76	89.7754
125	102.2	0.7314	0.01213	6.4723	7.1196	76	83.1195
160	130.8	0.4465	0.01158	1.7994	1.9793	76	77.9793
200	163.6	0.2854	0.01112	0.5644	0.6209	76	76.6209
250	204.6	0.1825	0.01068	0.1772	0.1949	76	76.1949

**Tableau VI.4 :** Puissance absorbée par la pompe de l'adduction Forage benaadaa2 – RV  
500m<sup>3</sup>

DN(mm)	D <sub>int</sub> (mm)	HMT(m)	G (m/s <sup>2</sup> )	Q(m <sup>3</sup> /s)	η(%)	Pabs(Kw)
90	73.6	199.7931	9.81	0.008	80	19.5997
110	90	125.7814	9.81	0.008	80	12.3392
125	102.2	106.3669	9.81	0.008	80	10.4346
160	130.8	91.3734	9.81	0.008	80	8.9637
200	163.6	87.4111	9.81	0.008	80	8.5750
250	204.6	86.1686	9.81	0.008	80	8.4531

**Tableau VI.5 :** Puissance absorbée par la pompe de l'adduction Forage boudjra1 – RV  
2\*1000m<sup>3</sup>.

DN(mm)	D <sub>int</sub> (mm)	HMT(m)	G(m/s <sup>2</sup> )	Q(m <sup>3</sup> /s)	η(%)	Pabs (Kw)
90	73.6	115.1489	9.81	0.006	80	8.4721
110	90	89.7754	9.81	0.006	80	6.6052
125	102.2	83.1195	9.81	0.006	80	6.1155
160	130.8	77.9793	9.81	0.006	80	5.7373
200	163.6	76.6209	9.81	0.006	80	5.6374
250	204.6	76.1949	9.81	0.006	80	5.6060

**Tableau VI.6 :** Calcul des frais d'exploitation de l'adduction Forage benaadaa2 – RV 500m<sup>3</sup>

DN(mm)	D <sub>int</sub> (mm)	t(Heures)	Pabs(K w)	E(kWh)	Fex(DA)
90	73.6	20	19.5997	143077,81	629542,36
110	90	20	12.3392	90076,16	396335,1
125	102.2	20	10.4346	76172,58	335159,35
160	130.8	20	8.9637	65435,01	287914,04
200	163.6	20	8.5750	62597,5	275429
250	204.6	20	8.4531	61707,63	271513,57



**Tableau VI.7 :** Calcul des frais d'exploitation de l'adduction Forage boudjra1 – RV  
2\*1000m<sup>3</sup>.

DN(mm)	D <sub>int</sub> (mm)	t (Heures)	Pabs (K w)	E (kWh)	Fex (DA)
90	73.6	20	8.4721	61846,33	272123,85
110	90	20	6.6052	48217,96	212159,02
125	102.2	20	6.1155	44643,15	196429,86
160	130.8	20	5.7373	41882,29	184282,08
200	163.6	20	5.6374	41153.02	182393.29
250	204.6	20	5.6060	40923.8	180064.72

**Tableau VI.8 :** Calcul des frais d'investissement de l'adduction Forage benaadaa2 – RV  
500m<sup>3</sup>

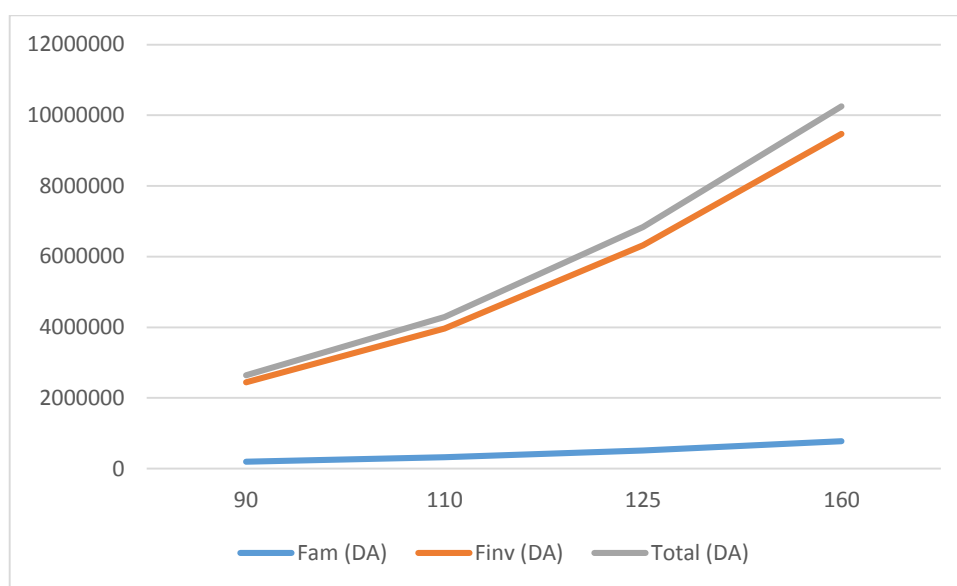
DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Prix ML (DA)	L (m)	Prix total	A (%)	Fam (DA)	Finv (DA)
90	73.6	580	3281.5	1903270	8.9	169391.03	2072661
110	90	875	3281.5	2871312,5	8.9	255546,81	3126859,3
125	102.2	1120	3281.5	3675280	8.9	327099,92	4002379,9
160	130.8	1820	3281.5	5972330	8.9	531537,37	6503867,4
200	163.6	2900	3281.5	9516350	8.9	846955.15	1036605.15
250	204.6	4350	3281.5	14274525	8.9	1270432.73	15544957.73

**Tableau VI.9 :** Calcul des frais d'investissement de l'adduction Forage boudjra1 – RV  
2\*1000m<sup>3</sup>.

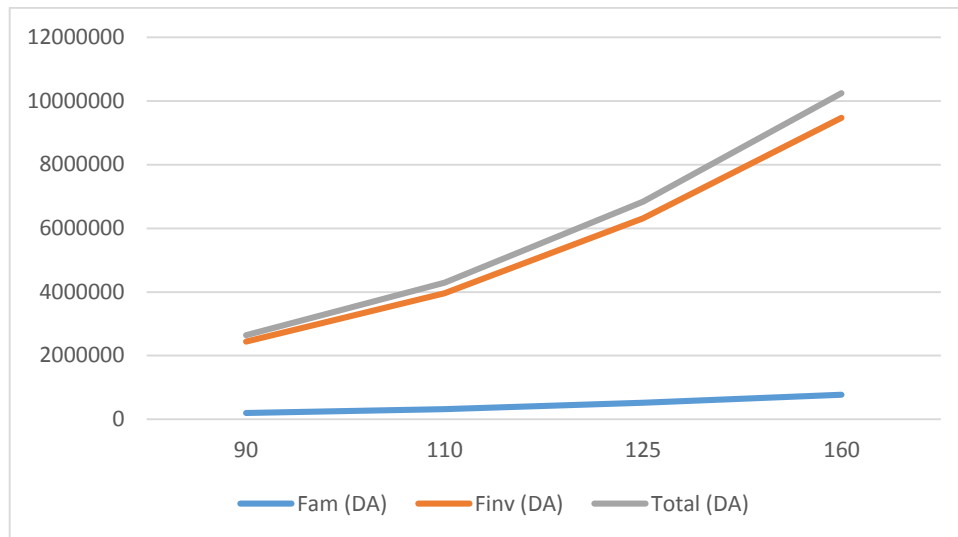
DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Prix ML (DA)	L (m)	Prix total	A (%)	Fam (DA)	Finv (DA)
90	73.6	580	2000	1160000	8.9	103240	1263240
110	90	875	2000	1750000	8.9	155750	1905750
125	102.2	1120	2000	2240000	8.9	199360	2439360
160	130.8	1820	2000	3640000	8.9	323960	3963960
200	163.6	2900	2000	5800000	8.9	516200	6316200
250	204.6	4350	2000	8700000	8.9	774300	9474300

**Tableau VI.10** : Cout total de l'adduction Forage benaadaa2 – RV 500m<sup>3</sup>

DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Fam (DA)	Finv (DA)	Total (DA)
90	73.6	169391,03	2072661	2242052
110	90	255546,81	3126859,3	3382406,1
125	102.2	327099,92	4002379,9	4329479,8
160	130.8	531537,37	6503867,4	7035404,8
200	163.6	846955.15	1036605.15	1883560.3
250	204.6	1270432.73	15544957.73	16815390.46

**Figure VI.1** : Bilan des frais d'exploitation et d'investissements**Tableau VI.11** : Cout total de l'adduction Forage boudjra1 – RV 2\*1000m<sup>3</sup>.

DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Fam (DA)	Finv (DA)	Total (DA)
90	73.6	103240	1263240	1366480
110	90	155750	1905750	2061500
125	102.2	199360	2439360	2638720
160	130.8	323960	3963960	4287920
200	163.6	516200	6316200	6832400
250	204.6	774300	9474300	10248600



**Figure VI.2 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissements**

Le diamètre économique est celui qui minimise le total des frais tout en respectant une vitesse admissible.

Pour l'adduction Forage benaadaa2 – RV 500m<sup>3</sup>

On choisit un diamètre économique de 110 mm, ce qui entraîne un coût de 3 382 406,1 DA, avec une vitesse de 1.2575 m/s.

Pour l'adduction Forage boudjra1 – RV 2\*1000m<sup>3</sup>

On choisit un diamètre économique de 90 mm, ce qui entraîne un coût de 1 366 480 DA, avec une vitesse de 1.4103 m/s.

## 2. Choix du type de pompe :

L'étude de pompage nous permet de choisir la pompe adéquate pour notre système d'adduction, garantissant le débit nécessaire et la hauteur manométrique désirée.

Chaque forage sera équipé d'une pompe immergée, et nous utiliserons le logiciel Caprari pour sélectionner la pompe en fonction des critères suivants :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Meilleur rendement
- Puissance absorbée minimale
- Vitesse de rotation la plus élevée
- NPSH requis minimal

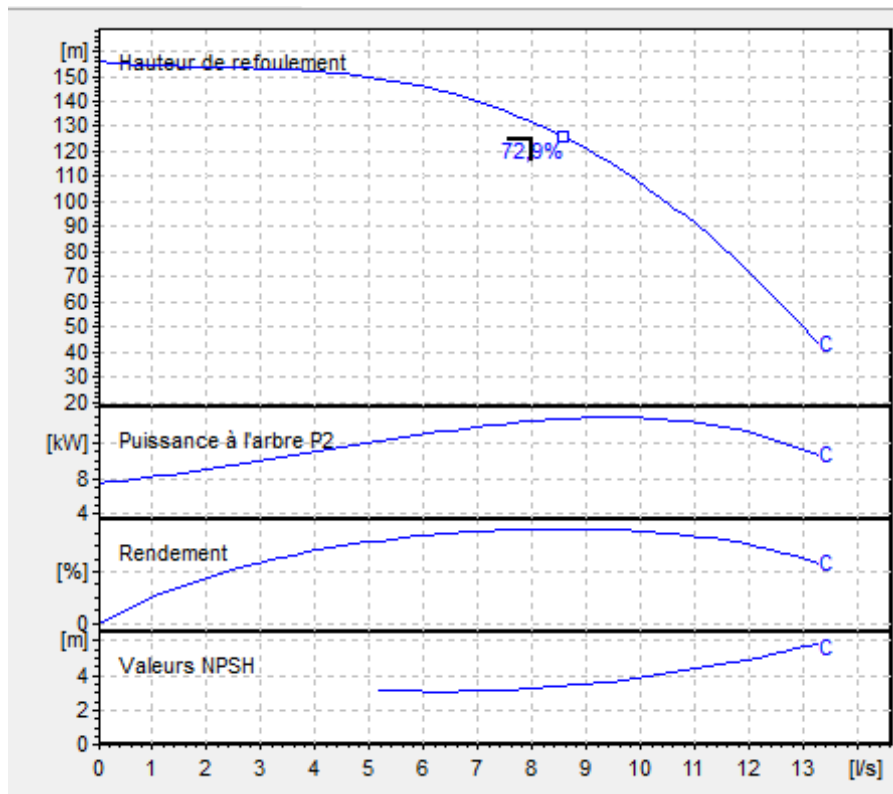
➤ Pour l'adduction Forage benaadaa2 – RV 500m<sup>3</sup>

Le tableau présente les différentes options de pompes disponibles :

**Tableau VI.12** : Différentes variantes de pompes.

Type de pompe	Débit (l/s)	HMT (m)	H	Rendement (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance absorbée	NPSH requis (m)
P6C/3/20/15D	8.99	173	137	73.7	2900	16.3	4.24
<b>P6G/20/14C</b>	<b>8.29</b>	<b>156</b>	<b>129</b>	<b>72.8</b>	<b>2900</b>	<b>14.6</b>	<b>3.33</b>
P7C/4/24/11F	9.15	159	138	63.4	2900	19.4	4.1
P7L/3/2010D	8.96	166	136	62.9	2900	19.3	2.32

Selon les critères de sélection, nous avons choisi la pompe P6G/20/14C pour le forage. Cette pompe satisfait non seulement les besoins de l'agglomération et la hauteur manométrique totale requise, mais elle garantit également un rendement optimal avec un NPSH requis minimal et une puissance absorbée réduite.



**Figure VI.3** : Présente les courbes caractéristiques de cette pompe.

➤ Pour l'adduction Forage boudjra1 – RV 2\*1000m<sup>3</sup>.

Le tableau présente les différentes options de pompes disponibles :

Tableau VI.13 : différentes variantes de pompes.

Type de pompe	Débit (l/s)	HMT (m)	H	Rendement (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance absorbée	NPSH requis (m)
P6G/3/20/14D	6.55	141	122	70.5	2900	11.2	3.1
P6C/3/20/13D	7.05	150	130	69.3	2900	13	4.22
P6M/3/20/10A	5.97	146	115	62.7	2900	10.9	3.57
P7C/4/2410F	7.08	144	130	55.3	2900	16.6	4.99

Selon les critères de sélection, nous avons choisi la pompe P6G/3/20/14D pour le forage. Cette pompe satisfait non seulement les besoins de l'agglomération et la hauteur manométrique totale requise, mais elle garantit également un rendement optimal avec un NPSH requis minimal et une puissance absorbée réduite.

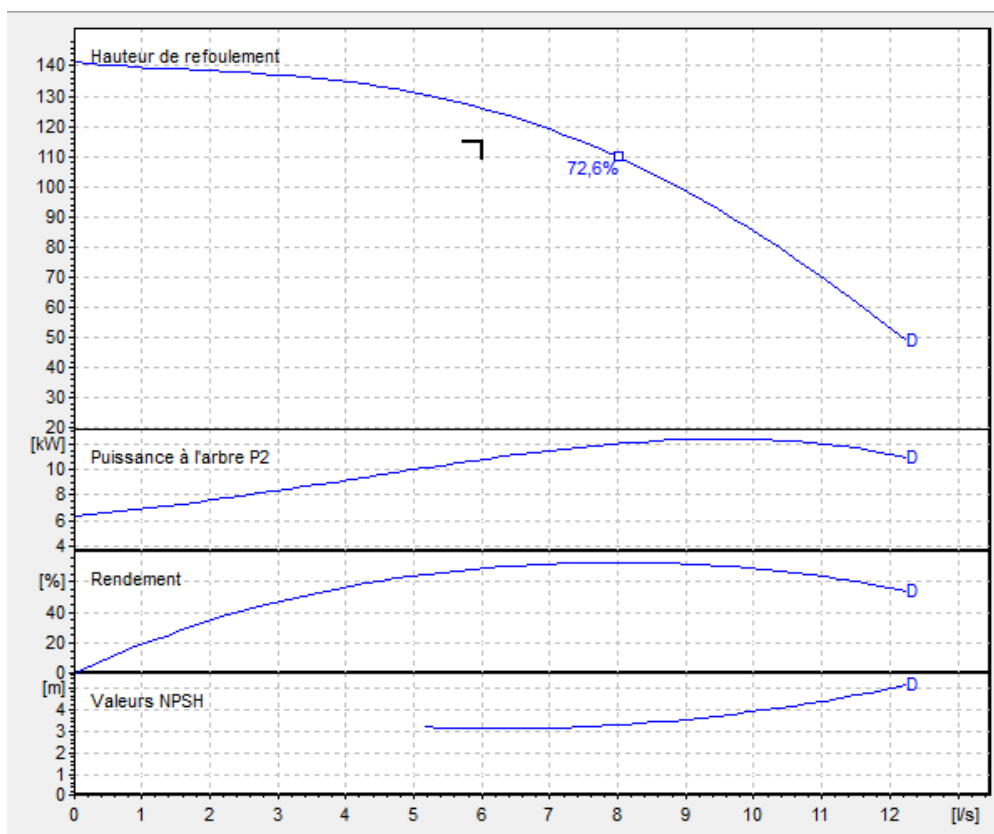


Figure VI.4 : Présente les courbes caractéristiques de cette pompe.

**3. Point de fonctionnement de la pompe :**

L'étude du point de fonctionnement d'une pompe par rapport à la courbe caractéristique de la conduite est cruciale pour garantir que la pompe fonctionne de manière optimale dans le système.

- **Courbe caractéristique de la conduite :**

$$H_c = H_g + \Delta H_t \dots \dots \dots (VI.15)$$

Avec :

$\Delta H_t$  : perte de charge totale occasionnée par la conduite

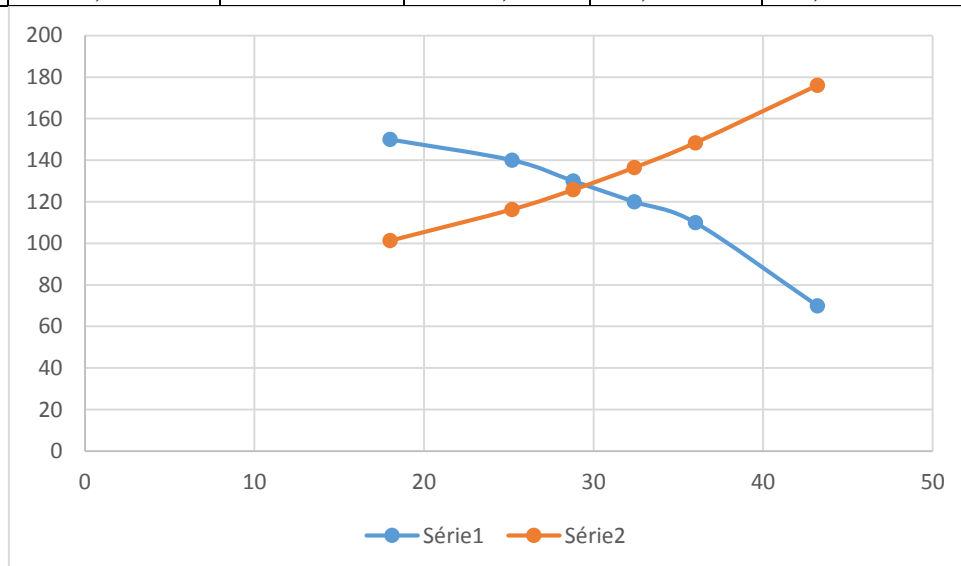
$H_g$  : hauteur géométrique

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

- **Pour l'adduction Forage benaadaa2 – RV 500m<sup>3</sup>**

**Tableau VI.14 :** calcul de la courbe caractéristique de la conduite

Q(m <sup>3</sup> /h)	Q(m <sup>3</sup> /s)	HP(m)	H <sub>g</sub>	Lamda	DH	HC
18	0,005	150	85,6	0,01243	15,69585283	101,295853
25,2	0,007	140	85,6	0,01243	30,76387155	116,363872
28,8	0,008	130	85,6	0,01243	40,18138325	125,781383
32,4	0,009	120	85,6	0,01243	50,85456317	136,454563
36	0,01	110	85,6	0,01243	62,78341132	148,383411
43,2	0,012	70	85,6	0,01243	90,40811231	176,008112



**Figure VI.5 :** point de fonctionnement de la pompe

D'après le graphique :

$$Q_{pf} = 0.0085 \text{ l/s}$$

Nous devons vérifier si la pompe est située dans la plage de fonctionnement acceptable, telle que définie par les conditions suivantes :

$$0.9 Q_{pf} < Q_{app} < 1.1 Q_{pf} \dots \dots \dots (VI.16)$$

Nous avons :  $Q_{app} = 0.008 \text{ L/s}$

$$0.00765 < 0.008 < 0.00935$$

Par conséquent, la pompe est bien positionnée dans la plage de fonctionnement acceptable et aucun réglage n'est nécessaire.

- Pour l'adduction Forage boudjra1 – RV 2\*1000m<sup>3</sup>.

Tableau VI.15 : calcul de la courbe caractéristique de la conduite.

Q(m3/h)	Q(m3/s)	HP(m)	Hg	Lamda	DH	HC
18	0,005	130	76	0,01292	27,18675451	103,186755
25,2	0,007	120	76	0,01292	53,28603883	129,286039
28,8	0,008	110	76	0,01292	69,59809154	145,598092
32,4	0,009	100	76	0,01292	88,0850846	164,085085
36	0,01	85	76	0,01292	108,747018	184,747018
43,2	0,012	52	76	0,01292	156,595706	232,595706

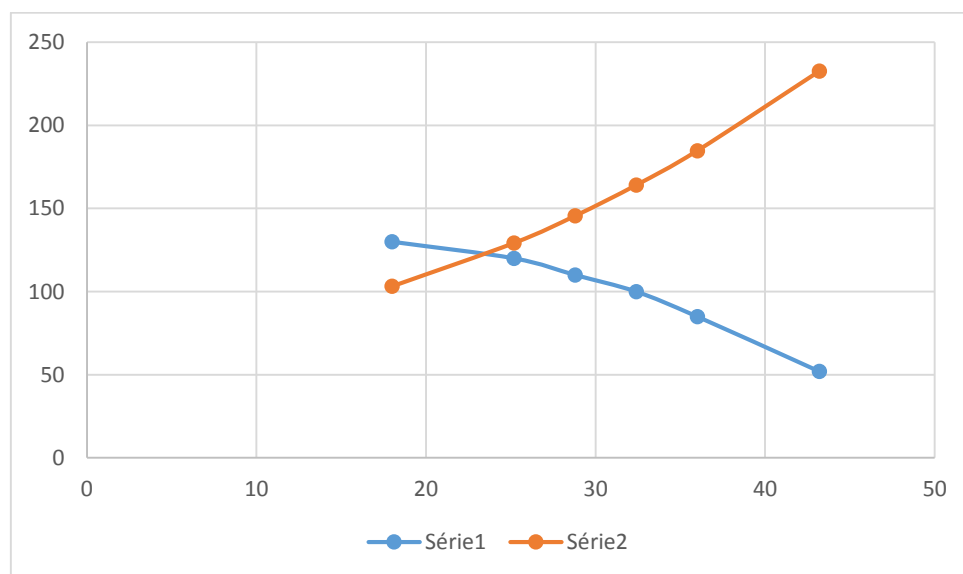


Figure VI.6 : point de fonctionnement de la pompe

D'après le graphique :

$$Q_{pf}=0.00638 \text{ l/s}$$

Nous avons :  $Q_{app} = 0.006$

$$0.0057 < 0.006 < 0.007$$

Par conséquent, la pompe est bien positionnée dans la plage de fonctionnement acceptable et aucun réglage n'est nécessaire.

### VI.3.2. Etude de l'adduction gravitaire (le piquage):

#### VI.3.2.1. Détermination du diamètre avantageux :

La formule utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_{eq} \times Q^\beta}{D_{av}^m} \dots \dots \dots (VI.17)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale

$K$  : Coefficient de perte de charge

$L_{eq}$  : Longueur équivalente de la conduite

$$L_e = L_g + L_{ec} \dots \dots \dots (VI.18)$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite en m

$L_{ec}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulières en m

Avec :  $L_{eq}=1,1 \times L$

$\beta$  : Exposant qui reflète le régime d'écoulement

$m$  : Exposant qui prend en compte le type de matériau

- Les coefficients  $K'$  et  $m$  sont sélectionnés en fonction du type de matériau.



Tableau VI.16 : 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
Plastique	0,001052	4.774	1.77

Source : polycopie salah boualem

## a) Calcul de perte de charge :

$$\Delta H_t = C_p - C_{tp}$$

$C_p$  : cote piézométrique (point de piquage)

$$C_p = C_t + P = 1020 \text{ m}$$

$C_t$  : cote terrain naturel 1003 m

$P$  : pression 1.7 bars

$C_{tp}$  : cote trop plein du réservoir 1015 m

$$\text{Donc : } \Delta H_t = 1020 - 1015 = 5 \text{ m}$$

## b) Calcule de diamètre :

$$D = \sqrt[m]{\frac{k' \times L_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Dans notre cas, on prend :

$$K' = 0,001052; \beta = 1.77; m = 4.774$$

$$Q = 51 \text{ L/S} = 0.051 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$L = 138 \text{ m}$$

$$L_{eq} = 138 \times 1.1 = 151.8 \text{ m}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0,001052 \times 151.8 \times 0.051^{1.77}}{5}}$$

$$D = 0.161 \text{ m}$$

Diamètre normalisé c'est 200 mm

c) **Vérification de la vitesse :**

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \dots \dots \dots (\text{VI.19})$$

$$V = \frac{4 \times 0.051}{\pi \times 0.1846^2} = 1.91 \text{ m/s}$$

Nous augmentons le diamètre et installons une vanne de fermeture lente.

On prend le diamètre  $D = 250\text{mm}$ , avec une vitesse de  $1.55\text{m/s}$

#### **VI.4. Conclusion :**

Le dimensionnement de l'adduction en eau potable est crucial pour garantir une distribution efficace, durable et adaptée aux besoins de la population. Dans ce chapitre, nous avons dimensionné la conduite de piquage et redimensionné deux adductions existantes selon une étude technico-économique, afin d'assurer une pression adéquate, minimiser les pertes d'eau et réaliser des économies financières.

# **Chapitre VII**

## **Pose de canalisation et accessoires**

## **VII.1. Introduction :**

La pose des canalisations et des accessoires est cruciale dans un projet d'adduction d'eau potable (AEP), car elle influence directement la durabilité du réseau. Ce chapitre définit les étapes pour la pose des canalisations, les critères de sélection pour garantir une installation correcte, et les accessoires nécessaires pour le bon fonctionnement du réseau, en respectant les règles en fonction de la nature des sols et des conduites.

## **VII.2. Généralités :**

Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est différent d'un terrain à l'autre.

Si la canalisation est posée en tranchée celle-ci doit être suffisamment large de façon à permettre l'entrée des ouvriers pour le travail. La tranchée devra présenter un élargissement plus poussé au niveau des joints (niches), épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m.

Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques mm par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m. Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur environ 10 cm, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

## **VII.3. Type de pose de canalisations :**

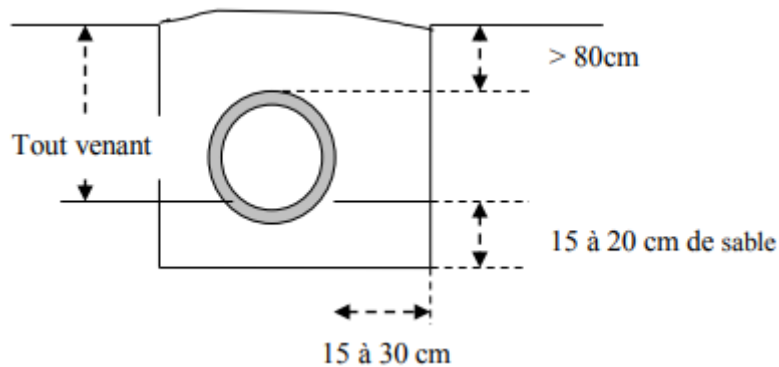
### **VII.3.1. Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :**

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum).

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède au tri des conduites de façon à

écarter celles qui ont subi des chocs, fissurations, etc... après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement.

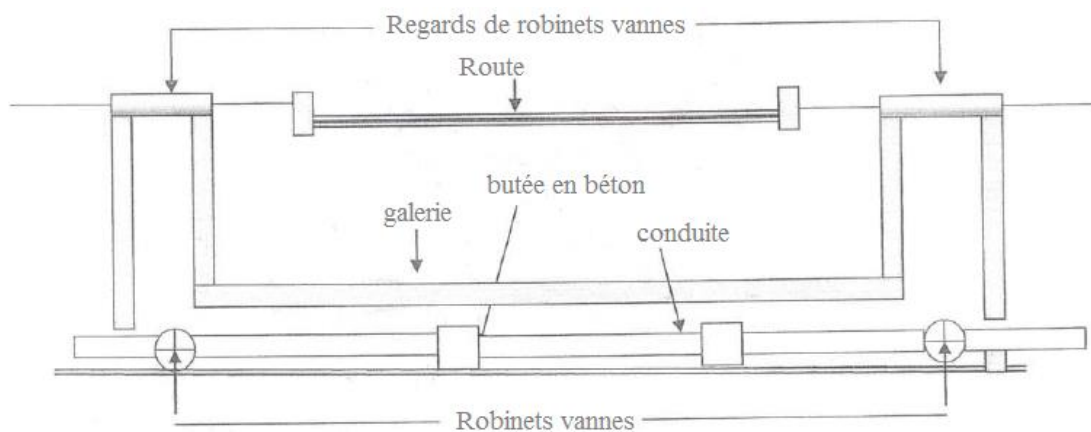
N.B : Pour notre projet, les conduites seront installées sur un terrain ordinaire.



**Figure VII.1 :** Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.

### VII.3.2. Pose de canalisations en galerie :

Un canal est prévu pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie et déverser dans l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.



**Figure VII.2 :** traversée d'une route par une conduite en galerie.

## VII.4. Les accessoires :

### VII.4.1. Robinets vannes :

- **Les robinets vannes à opercule :**

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être entièrement ouverts ou fermés. Ils ont un encombrement considérable par rapport aux vannes papillon. À partir d'un certain diamètre, des by-pass doivent être installés pour équilibrer les pressions des deux côtés de l'opercule lors de la manœuvre depuis la position fermée.

- **Les vannes papillons :**

Ces appareils servent au sectionnement ou au réglage des débits, avec un encombrement réduit, un poids léger, un faible couple de manœuvre, et créent peu de pertes de charge à pleine ouverture. À partir de 200 à 300 mm, les robinets vannes sont motorisés, tandis que les vannes papillons sont utilisées pour les grands diamètres (350 mm et plus).

- **Les vannes d'altitude :**

Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum.

La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, on évite que le réservoir ne déborde.

- **Les vannes de réduction de pression :**

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée.

- **Les robinets de décharge :**

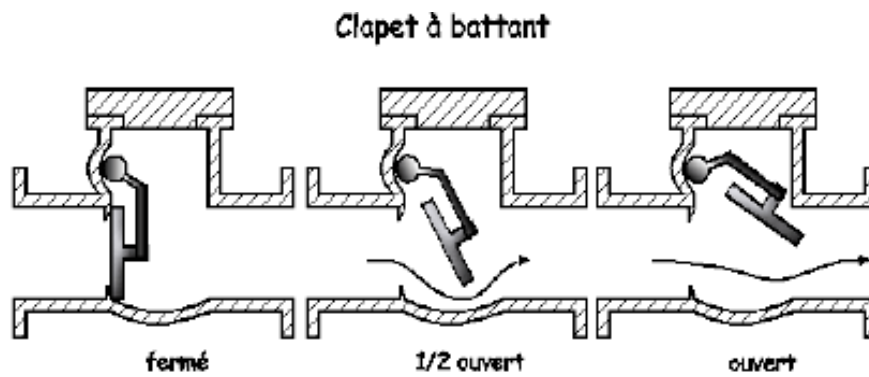
Robinets disposés aux points bas pour la vidange des conduites. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou dans un fossé de la route (hors de la ville).

Ce robinet sera disposé à l'intérieur d'un regard et doit être facilement accessible.

### VII.4.2. Clapet :

Leur rôle est de diriger l'écoulement dans un seul sens. Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.

Il existe aussi des clapets qui font office de limiteur de débit, ou qui permettent d'assurer un débit minimum.



**Figure VII.3 :** clapet anti retour

#### **VII.4.3. Les ventouses :**

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

Les ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, elles permettent l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter sa mise en dépression.

#### **VII.4.4. Bouches et poteaux d'incendie :**

Leur diamètre est normalisé à 80, 100 ou 150 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doivent assurer un débit minimal de 17 L/s sous 1 bar ; la disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m<sup>3</sup>.

La superficie desservie par chaque poteau d'incendie dépend du débit dont on a besoin pour lutter contre l'incendie. Lorsque les débits sont élevés, les poteaux sont plus nombreux et rapprochés. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m. Dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la distance sera de 100 m.

On choisit le côté de la rue où on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leurs branchements à la conduite de distribution.

Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau. Pour ce faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés.

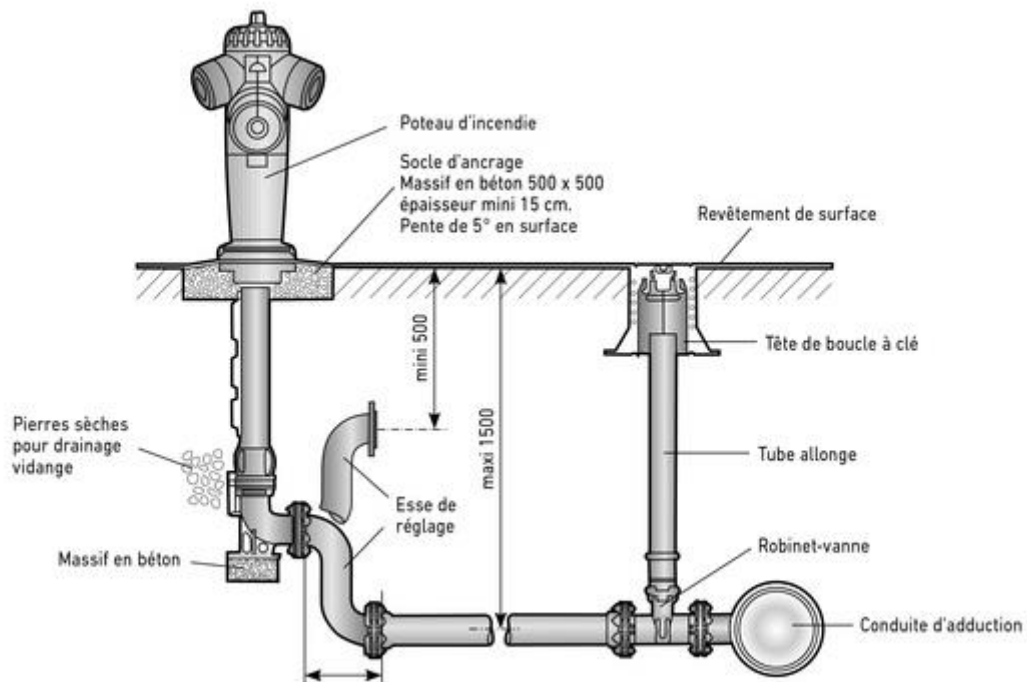


Figure VII.4 : Bouche et poteau d'incendie.

#### VII.4.5. Les régulateurs de pression :

- Ce sont des organes de vannage qui introduisent une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont.
- Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contre poids.
- Les régulateurs de pression aval sont généralement utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante
- Les régulateurs de pression amont sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

#### VII.5. Branchements :

- Elles relient la conduite de distribution au domicile de l'utilisateur.
- On utilise des conduites d'au moins 20 mm qu'on raccorde à la conduite de distribution à l'aide d'un robinet de prise.



- On aménage un col de cygne sur l'entrée de service pour éviter que celle-ci se brise lors du mouvement du terrain. Ce col de cygne peut être situé soit dans un plan vertical ou horizontal.
- L'entrée de service peut être en cuivre, en PEHD ou en matériau composite polyéthylène réticulé ou en polyéthylène réticulé.
- Le col de cygne peut être remplacé par une longueur supplémentaire de branchement de 2% lorsque le PEHD ou le PEX est utilisé. Le tuyau doit alors serpenter au fond de la tranchée.
- Si l'entrée de service se trouve dans la même tranchée que le branchement d'égout, elle doit être placée 300mm au-dessus.

### **VII.6. Les pièces spéciales :**

Permettent :

- Une déviation d'une partie d'écoulement.
- Une introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Changement de diamètre de la conduite.
- Changement de direction de la conduite.

#### **VII.6.1. Les cônes :**

Sont utilisés pour relier les conduites de diamètres différents, les accessoires aux conduites. On les rencontre également à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Des cônes à deux emboitements.
- Des cônes à emboitement et bride.

#### **VII.6.2. Les croix de jonction :**

Utilisées pour croiser des canalisations de sens perpendiculaire. Les deux manchons des croix peuvent avoir des diamètres différents. Elles peuvent être à brides complètement ou à manchons et à brides. On les rencontre au niveau du réseau maillé et ramifié.

#### **VII.6.3. Les croix de jonction et d'incendie :**

Elles ont le même rôle que les précédentes, en plus elles reçoivent les bouches ou les poteaux d'incendie.

#### **VII.6.4. 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).

**VII.6.5. Les coudes :**

Coudes à deux emboitements ou bien à un emboitement et bout lisse. Les deux types de coudes se présentent avec un angle  $\alpha$  :

$\frac{1}{4}$  ( $90^\circ$ ),  $\frac{1}{8}$  ( $45^\circ$ ),  $\frac{1}{16}$  ( $22^\circ30'$ ),  $\frac{1}{32}$  ( $11^\circ15'$ ... ils sont utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés lorsque la conduite change de direction. Généralement les coudes ou tés sont maintenus par des massifs de butée convenablement dimensionnés.

**VII.6.6. Les tés :**

De la même façon que les croix, les tés se présentent soit à trois emboitements, soit à deux emboitements et brides. Ils sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés également au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

**VII.7. Les mesures de débit et de pression :****VII.7.1. Mesure de débit :**

**-Débitmètre à organes déprimogènes :** Les appareils les plus utilisés au niveau des installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

Ce sont des appareils déprimogènes. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient des débitmètres déprimogènes est leur faible précision à débit réduit.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression.

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

**VII.7.2. Mesure de la pression :**

La pression se mesure par des manomètres.

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

## VII.8. Protection anti bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge soit gravitaire soit en refoulement

### ▪ Les causes du coup de bélier :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.

### ▪ Les risques dus aux coups de bélier :

- Fortes pressions : si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la PMA de la conduite, il peut y avoir de fissuration de cette dernière, et dislocation des joints.
- Pressions négatives : apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe.
- Fatigue de la conduite : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

### ▪ Les remèdes :

- Dimensionnement correcte de la conduite tenant compte de la valeur majorante du coup de bélier.
- Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour atténuer les surpressions et les dépressions.
- Economie dans la fabrication des tuyaux.

### ▪ Le réservoir d'air :

Un réservoir d'air anti-bélier est un dispositif utilisé pour gérer les variations de pression dans les systèmes de conduite d'eau. Il est composé d'une partie supérieure contenant de l'air comprimé et d'une partie inférieure remplie d'eau. Lorsqu'une pompe cesse de fonctionner, le réservoir libère de l'eau pour atténuer la baisse de pression causée par le coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement change, l'air se comprime, permettant de stocker de l'eau et de stabiliser la pression.

### 1. La valeur du coup de bélier :

La valeur maximale du coup de bélier :  $b = \frac{cV_0}{g}$  .....(VII.1)

La valeur maximale de la pression-surpression est :  $H_s = H_g + b$  .....(VII.2)

La valeur maximale de la pression-dépression est :  $H_d = H_g - b$  .....(VII.3)

**Tableau VII.1** : valeurs du coup de bélier

Adduction	b	Hs	Hd
Forage Benaadda1-RV 2*1000	52.62	178.12	72.88
Forage Benaadda3-RV 2*1000	62.87	182.67	56.93
Forage Boudjra1-RV 2*1000	96.98	172.98	-20.98
Forage Benaadda2-RV 500	85.99	171.59	-0.39
Forage Dahmouni-RV 500	68.33	129.93	-6.73
Forage Boudjra2-RV 500	99.71	136.71	-62.71

**Tableau VII.2** : caractéristiques de la conduite d'adduction.

Adduction	Matériau	D (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Forage Benaadda1-RV 2*1000	PEHD	160	130.8	0.013	0.77	4500	125.5
Forage Benaadda3-RV 2*1000	PEHD	160	130.8	0.013	0.92	4700	119.8
Forage Boudjra1-RV 2*1000	PEHD	90	73.6	0.0042	1.42	2000	76
Forage Benaadda2-RV 500	PEHD	110	90	0.0063	1.26	3281,5	85.6
Forage Boudjra2-RV 500	PEHD	90	73.6	0.0042	1.46	987	37
Forage Dahmouni-RV 500	PEHD	160	130.8	0.013	1	1127	61.6

**2. Dimensionnement du réservoir d'air selon la méthode de VIBERT :**

Il s'agit d'une méthode graphique simplifiée pour déterminer le volume d'air, mais elle ne prend pas en compte les pertes de charge.

$$U_0 = \frac{v_0^2}{2 \times g \times Z_0} \times \frac{L \times S}{f\left(\frac{L}{Z_0}\right)} \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

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

v<sub>0</sub> : Vitesse initiale de l'écoulement (m/s) ;

L : Longueur de la conduite de refoulement (m) ;

S : Section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>) ;

Z<sub>0</sub> : Hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime normal (permanent) (m) ;

Z<sub>0</sub> = Hg + 10

Z : Hauteur de pression dans le réservoir après le phénomène transitoire (m).

On pose : 
$$H_0 = \frac{v_0^2}{2gz_0} \dots ? \dots \dots \dots \text{(VII.5)}$$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{z_0} \times \frac{L \times S}{f(\frac{z}{z_0})} \dots \dots \dots \text{(VII.6)}$$

$$Z = Z_{max} = Hg + 10 + \frac{cV_0}{g} \dots \dots \dots \text{(VII.7)}$$

C : Célérité de l'onde en (m/s), déterminée à l'aide de la formule améliorée par SALAH. B pour les conduites enterrées (cas réel).

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K2a(1-v_m^2)(1-v_s)}{(1-v_m^2)aE_s + E_m e_m(1-v_s)}}} \dots \dots \dots \text{(VII.8)}$$

**K** : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07\*10<sup>9</sup> (Pa).

**ρ** : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup>

**Em** : module de Young du matériau de la conduite ; Em = 3\*10<sup>9</sup> (Pa) pour le PEHD.

**Es** : module de Young du sol ; Es = 2\*10<sup>8</sup> (Pa) pour le PEHD.

**Vm** : coefficient de poisson du matériau ; Vm = 0,46 (PEHD).

**Vs** : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. Vs = 0.33(PEHD).

**em** : Épaisseur de la conduite (m).

**a** : rayon intérieur de la conduite (m).

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

→ Abaque de VIBERT  $\frac{U_0}{LS}$  ;  $\frac{Z_0}{Z_{max}}$

$$H_0 = \frac{v_0^2}{2g} \rightarrow \frac{h_0}{z_0}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{LS} LS \dots \dots \dots \text{(VII.9)}$$

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \dots \dots \dots \text{(VII.10)}$$

$$U_{max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{min}} \dots \dots \dots \text{(VII.11)}$$

Umax : le volume du réservoir d'air.

**Tableau VII.3 :** Calcul de la célérité de l'onde

Adduction	A(m)	e <sub>m</sub> (m)	C(m/s)
Forage Benaadda1-RV 2*1000	0.0654	0.0146	670.36
Forage Benaadda3-RV 2*1000	0.0654	0.0146	670.36
Forage Boudjra1-RV 2*1000	0.0368	0.0082	670
Forage Benaadda2-RV 500	0.045	0.01	669.47
Forage Boudjra2-RV 500	0.0368	0.0082	670
Forage Dahmouni-RV 500	0.0654	0.0146	670.36

**Tableau VII.4 :** Calcul du volume du réservoir d'air anti bélièr.

Adduction	Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>0</sub> (m)	H <sub>0</sub> /Z <sub>0</sub>	U <sub>0</sub> /LS *(10 <sup>-3</sup> )	Z <sub>min</sub> /Z <sub>0</sub>	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )
Forage Benaadda1-RV 2*1000	135.5	188.12	0.77	0.030	0,0002	4.2	0.745	0.2457	0.330
Forage Benaadda3-RV 2*1000	129.8	192.67	0.92	0.043	0,0003	4.6	0.71	0.2811	0.396
Forage Boudjra1-RV 2*1000	86	182.98	1.42	0.103	0,001	5	0.57	0.042	0.074
Forage Benaadda2-RV 500	95.6	181.59	1.26	0.081	0,0008	5	0.59	0.1034	0.175
Forage Dahmouni-RV 500	71.6	139.93	1	0.051	0,0007	4	0.58	0.0586	0.101

$$U = 1.3 * U_{max}.....(VII.12)$$

**Tableau VII.5 :** Le volume du réservoir d'air anti bélièr

Adduction	U(m <sup>3</sup> )	U(L)
Forage Benaadda1-RV 2*1000	0.429	500
Forage Benaadda3-RV 2*1000	0.519	750
Forage Boudjra1-RV 2*1000	0.096	100
Forage Benaadda2-RV 500	0.228	300
Forage Dahmouni-RV 500	0.131	200

### 3. Méthode de PEUCH et MEUNIER :

Pour déterminer le volume du réservoir d'air  $U_0$ , il est nécessaire d'utiliser les abaques de PEUTCH et MEUNIER, qui sont basés sur trois nombres adimensionnels.

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} : \text{qui caractérise les pertes de charge}$$

$$A = \frac{CV_0}{gH_0} : \text{qui caractérise la conduite de refoulement,}$$

$$B = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{U_0} : \text{qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.}$$

Avec :

$C$  : La célérité d'onde de coup de bélier,

$V_0$  : La vitesse de l'écoulement en régime permanent,

$H_0$  : La pression statique absolue,

$$H_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (\text{VII.13})$$

$H_{abs}$  : La pression de service absolue,

$$H_{abs} = H_g + 10 + \Delta h \dots \dots \dots (\text{VII.14})$$

$\Delta h$  : Les pertes de charge,

$L$  : La longueur de la conduite,

$S$  : La section de la conduite.

Tel que :

$$HMT = H_g + \Delta H \text{ (m)} \dots \dots \dots (\text{VII.15})$$

$$H_{abs} = HMT + 10 \text{ (m)} \dots \dots \dots (\text{VII.16})$$

La méthode se compose des étapes suivantes :

- Calculer la célérité d'onde  $C$  et la vitesse de l'écoulement en régime permanent  $V_0$ .
- Calculer les paramètres  $A$  et  $K$ ,
- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement,

Comme suite :

**Tableau VII.6 :** Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement.

Z(m)	Z <sub>0</sub>	Z <sub>1</sub>	Z <sub>2</sub>	Z <sub>3</sub>	Z <sub>4</sub>
X	0	L/4	L/2	3L/4	L
$\frac{\Delta H + 10}{Hg + 10}$	$\frac{(Z_0 - Z_0) + 10}{Hg + 10}$	$\frac{(Z_1 - Z_0) + 10}{Hg + 10}$	$\frac{(Z_2 - Z_1) + 10}{Hg + 10}$	$\frac{(Z_3 - Z_2) + 10}{Hg + 10}$	$\frac{(Z_4 - Z_3) + 10}{Hg + 10}$
$\frac{x}{l}$	0	$\frac{x_1}{l}$	$\frac{x_2}{l}$	$\frac{x_3}{l}$	$\frac{x_4}{l}$

Avec :

**Z** : La pression totale

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

Dans les abaques, les courbes sont en fonction de Pmin/H0 et X/L.

Une fois la valeur de B déterminée, on peut calculer le volume d'air U0 en régime permanent.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \times \frac{LS}{B}$$

$$U_{max} = U_0 \times \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{0.83} \dots\dots\dots(VII.17)$$

• **Calcul du volume d'air :**

H0 = Hg +10 = 37 + 10 = 47 m.

La pression de service absolue :

Habs = HMT+10 = 70 m

HMT=60.m

• **Calcul des nombres adimensionnels :**

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{61 - 47}{47} = 0.4$$

$$A = \frac{CV_0}{gH_0} = \frac{670 \times 1.46}{9.81 \times 47} = 2.12$$



**Tableau VII.7 :** Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement.

Z(m)	979	981	974	975	985
X	0	246.75	493.5	740.25	987
$\frac{\Delta H + 10}{Hg + 10}$	0.21	0.26	0.06	0.23	0.43
$\frac{x}{l}$	0	0.25	0.5	0.75	1

De l'abaque on tire B=2

$$U_0 = \frac{v_0^2}{gH_{abs}} \times \frac{LS}{B} \quad U_0 = 0.006 \text{ m}^3$$

$$P_{min} / H_0 = 0.35 \text{ donc } P_{min} = 16.45$$

$$U_{max} = U_0 \times \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{0.83} = 0.0199 \text{ m}^3$$

$$U = 1.3 * U_{max} = 0.270 \text{ m}^3 = 300 \text{ L}$$

### VII.9. Conclusion :

Les accessoires et les pièces spéciales sont cruciaux pour assurer le bon fonctionnement et une gestion efficace du système de distribution. Ce chapitre a présenté les divers types de pièces spéciales et d'accessoires nécessaires à l'installation sur le système d'AEP, ainsi que les différentes méthodes de pose des canalisations utilisées dans notre projet.

# **Chapitre VIII**

## **Organisation du chantier**

### **VIII.1. Introduction :**

L'organisation d'un chantier optimise les ressources pour garantir rapidité, qualité et économie. Une planification efficace permet de réaliser les travaux dans les meilleurs délais et à moindre coût.

### **VIII.2. Organisation d'un chantier :**

L'organisation d'un chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires en moyens humains, matériels et impose un rythme de travail pour une bonne utilisation de ses moyens. Par exemple on utilise le ciment, le sable, gravier et l'acier pour avoir des corps en béton armé, le prix de vente est convenu avant que le produit ne soit fabriqué.

L'évaluation correcte des prix et des moyens à mettre en œuvre est difficile car elle est basée sur des hypothèses qui seront confirmées au cours et à la fin de projet. Cette contrainte oblige l'entreprise à vérifier les prévisions régulièrement pendant l'exécution de projet.

### **VIII.3. Réalisation du réseau d'AEP :**

Pour réaliser un réseau d'AEP, les étapes sont :

- Définition du tracé des tranchées
- L'excavation des tranchées.
- Préparation du fond (lit de sable)
- Pose des conduites
- Vérification (tests de pression et d'étanchéité)
- Protection des conduites (sable)
- Remblayage des tranchées

### **VIII.4. Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :**

#### **VIII.4.1. Matérialisation :**

L'axe de la tranchée est marqué avec des jalons alignés tous les 50 mètres. On mesure les distances à partir de repères ou de bornes pour définir précisément la direction et les extrémités de l'axe.

**VIII.4.2. Nivellement :**

Le nivellement mesure les différences de hauteur entre plusieurs points sur une pente. S'il y a des obstacles, on effectue le nivellement par cheminement. Cela aide à déterminer la hauteur des points et la profondeur de la tranchée.

**VIII.5. Calcul des volumes des travaux du réseau de distribution :****VIII.5.1. Volume du déblai du réseau :****1. La profondeur (Htr) :**

La profondeur de la tranchée est fonction du diamètre de la conduite et peut être calculée à l'aide de la relation suivante :

$$\mathbf{Htr = D + h + hl.....(VIII.1)}$$

**Htr** : profondeur de la tranchée (m).

**D** : diamètre de la conduite (m).

**h** : hauteur de la partie supérieure de la conduite au-dessus du sol.

Nous considérons :

$h = 1 \text{ m.}$

**hl**: épaisseur du lit de pose, soit  $hl = 0,15 \text{ m.}$

Ainsi :

$$\mathbf{Htr = 1,15 + D.....(VIII.2)}$$

**2. Largeur de la tranchée**

La largeur de la tranchée est déterminée en ajoutant 30 cm de chaque côté du diamètre de la conduite. La formule est :

$$\mathbf{b = D + 0,6 \text{ m.....(VIII.3)}}$$

où :

**b** : largeur de la tranchée (m).

**D** : diamètre de la conduite (m).

**3. Section du déblai :**

La section du déblai est calculée par :

$$Sd = b * Htr.....(VIII.4)$$

Où :

**Sd** : section du déblai (m²).

Le volume de déblai est alors :

$$Vd = Sd * L.....(VIII.5)$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VIII.1** : Calcul du volume du déblai du réseau.

	<b>D(mm)</b>	<b>L(m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>Htr (m)</b>	<b>Sd (m²)</b>	<b>Vd (m³)</b>
<b>Distribution</b>	40	47,51	0,64	1,19	0,7616	36,183616
	50	1661,27	0,65	1,2	0,78	1295,7906
	63	362,2	0,66	1,21	0,7986	289,25292
	90	2612,67	0,69	1,24	0,8556	2235,400452
	110	1041,54	0,71	1,26	0,8946	931,761684
	125	926,6	0,73	1,28	0,9344	865,81504
	160	1409,4	0,76	1,31	0,9956	1403,19864
	200	2022,5	0,8	1,35	1,08	2184,3
	315	1742,7	0,92	1,47	1,3524	2356,82748
	400	402,02	1	1,55	1,55	623,131
<b>Adduction</b>	90	2000	0,69	1,24	0,8556	1711,2
	110	3281,5	0,71	1,26	0,8946	2935,6299
	250	138	0,85	1,4	1,19	164,22
					<b>Vt</b>	<b>17032,71</b>

**VIII.5.2. Volume du lit de sable :**

La conduite doit reposer sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

Le volume du lit de sable est calculé par :

$$Vs = b x e x L.....(VIII.6)$$

où :

**V<sub>s</sub>** : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>)

**e** : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm

**L** : longueur de la tranchée (m)

**b** : largeur de la tranchée (m)

**Tableau VIII.2** : le calcul du volume du lit de sable.

	<b>D(mm)</b>	<b>L(m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>e(m)</b>	<b>V(m<sup>3</sup>)</b>
<b>Distribution</b>	40	47,51	0,64	0,15	4,56096
	50	1661,27	0,65	0,15	161,973825
	63	362,2	0,66	0,15	35,8578
	90	2612,67	0,69	0,15	270,411345
	110	1041,54	0,71	0,15	110,92401
	125	926,6	0,73	0,15	101,4627
	160	1409,4	0,76	0,15	160,6716
	200	2022,5	0,8	0,15	242,7
	315	1742,7	0,92	0,15	240,4926
	400	402,02	1	0,15	60,303
<b>Adduction</b>	90	2000	0,69	0,15	207
	110	3281,5	0,71	0,15	349,47975
	250	138	0,85	0,15	17.6
			<b>Vt</b>		<b>1963,44</b>

**VIII.5.3. Volume de la conduite :**

La section de la conduite est calculée par :

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \dots\dots\dots(VIII.7)$$

où :

**S<sub>c</sub>** : section de la conduite (m<sup>2</sup>)

**D** : diamètre de la conduite (m)

Le volume de la conduite est donné par :

$$V_c = S_c * L \dots\dots\dots(VIII.8)$$

où :

$V_c$  : volume de la conduite ( $m^3$ )

$L$  : longueur de la conduite (m)

**Tableau VIII.3** : le calcul du volume des conduites.

	<b>D(mm)</b>	<b>L(m)</b>	<b>Sc(m<sup>2</sup>)</b>	<b>Vc(m<sup>3</sup>)</b>
<b>Distribution</b>	40	47,51	0,0013	0,061763
	50	1661,27	0,002	3,32254
	63	362,2	0,0031	1,12282
	90	2612,67	0,0063	16,459821
	110	1041,54	0,0095	9,89463
	125	926,6	0,0123	11,39718
	160	1409,4	0,0201	28,32894
	200	2022,5	0,0314	63,5065
	315	1742,7	0,0779	135,75633
	400	402,02	0,1257	50,533914
<b>Adduction</b>	90	2000	0,0063	12,6
	110	3281,5	0,0095	31,17425
	250	138	0,049	6.762
		vt		<b>370.9188</b>

#### VIII.5.4. Volume de remblai :

Le volume de remblai est calculé en soustrayant du volume total excavé le volume occupé par la conduite et le volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \dots \dots \dots \text{(VIII.9)}$$

où :

$V_r$  : volume de remblai ( $m^3$ )

$V_d$  : volume du déblai ( $m^3$ )

$V_c$  : volume occupé par la conduite ( $m^3$ )

$V_s$  : volume du lit de sable ( $m^3$ )

Donc  $V_r = 17032,71 - 1963,44 - 370.9188 = 14698.3512 m^3$

## VIII.6. Devis estimatif :

Tableau VIII.4 : Coût des travaux du réseau de distribution et d'adduction.

Désignation		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais		m <sup>3</sup>	17017,53	500	8508765
Lit de sable		m <sup>3</sup>	1962,4	800	1569920
Remblai		m <sup>3</sup>	14686,64	400	5874656
Distribution	Ø 40	m	47,51	89,5	4252,145
	Ø 50	m	1661,27	128	212642,56
	Ø 63	m	362,2	210	76062
	Ø 90	m	2612,67	422	1102546,74
	Ø 110	m	1041,54	615	640547,1
	Ø 125	m	926,6	790	732014
	Ø 160	m	1409,4	1260	1775844
	Ø 200	m	2022,5	1900	3842750
	Ø 315	m	1742,7	4850	8452095
Adduction	Ø 90	m	2000	580	1160000
	Ø 110	m	3281,5	875	2871312,5
	Ø 250	m	138	4350	600300
<b>Total</b>					<b>40438857</b>

En incluant la TVA de 19 %, le résultat devient : 48122239,83 DA.



### VIII.7. Planification des travaux :

La planification des travaux vise à utiliser efficacement la main-d'œuvre et les ressources pour que les tâches soient réalisées dans le bon ordre, à temps, et de manière économique. Cela se fait à l'aide de méthodes d'ordonnancement. Les tâches et leurs durées sont précisées dans les tableaux suivants :

**Tableau VIII.5 :** temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	100
B	Lit de sable	30
C	Pose de conduite	125
D	Remblais	20
E	Compactage	20

**Tableau VIII.6** Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	/

- **Détermination du chemin critique :**

Les éléments essentiels pour appliquer cette méthode sont les suivants :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

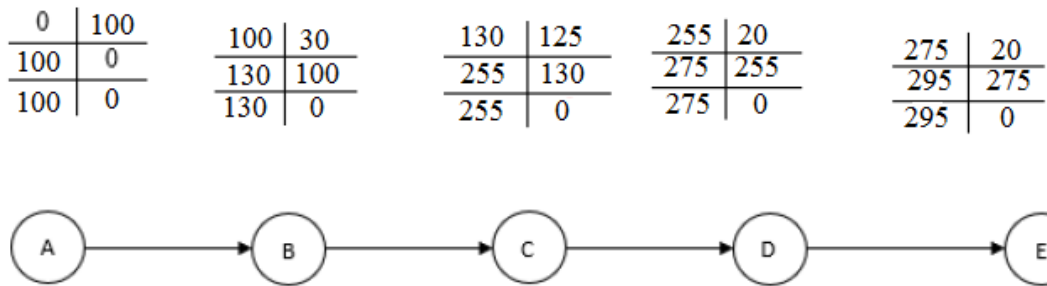
DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

**Chemin critique :** C'est le trajet qui détermine la durée totale du projet (DTP) en reliant les opérations ayant une marge totale nulle.



**Figure VIII.1 :** réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d’adduction et de distribution

Nous trouvons que DTP =295 jours et le chemin critique est A-B-C-D-E.

**VIII.8. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les volumes de travaux nécessaires pour évaluer le coût total du projet, estimé à environ 48 122 239,83 DA. Nous avons également élaboré une planification détaillée, prévoyant un délai de réalisation d'environ 295 jours.

## Conclusion générale

A Travers ce modeste travail, élaboré dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude dont l'objectif est de concevoir un système d'approvisionnement en eau potable pour satisfaire convenablement les besoins de la population de la commune de Dahmouni (W.Tiaret). L'analyse diagnostique que nous avons réalisée a permis d'évaluer le système d'approvisionnement en eau potable du chef-lieu de la commune de Dahmouni. Nous avons examiné son fonctionnement actuel ainsi que ses perspectives à long terme jusqu'en 2054, en prenant en compte la croissance démographique et l'augmentation des besoins en eau.

Le diagnostic effectué repose principalement sur les résultats des simulations, qui ont révélé divers problèmes au niveau du réseau de distribution, de l'adduction, des infrastructures de stockage, et des sources d'eau, ainsi que sur l'aspect physique. Ces déficiences causent des dysfonctionnements qui perturbent la distribution actuelle et compromettent la capacité à garantir un approvisionnement en eau potable adéquat jusqu'en 2054.

Pour remédier à ces difficultés, nous avons proposé les solutions suivantes :

- La conception d'un nouveau réseau de distribution de type maillé, optimisé pour équilibrer les paramètres de vitesse et de pression, afin de satisfaire les besoins de l'agglomération à l'horizon 2054.
- La mise en place d'une adduction gravitaire en provenance du dessalement dans la wilaya de Tiaret pour combler le déficit en eau.
- Le redimensionnement de deux adductions, qui étaient en mauvais état.

En fin, le coût total estimé pour la réalisation de ce projet est de Quarante-huit millions cent vingt-deux mille deux cent trente-neuf et quatre-vingt-trois .dinars algériens, avec une durée de réalisation de deux cent quatre-vingt-quinze jours.

Cette étude nous a permis d'appliquer les connaissances acquises au cours de notre formation. Nous espérons que ce travail servira de référence et d'inspiration pour les futures promotions.

## Références Bibliographiques

- **Salah Boualem (2014)**, polycopie alimentation en eau potable, ENSH, septembre 2014.
- **Djilali Kahlerras (2018)**, polycopie organisation de chantier ENSH, soumaa, 2018.
- **Latifa Kadi (2020)**, polycopié, cours d'aep, 2020.
- **Cherbal Younes (2023)**, Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Moudjebeur (W.Médéa).
- **Ouari Faiza (2024)**, Etude du système d'AEP du pos n° 2 de la Localité Halloula Sahilia commune D'attatba W.Tipaza.
- **Bensalah Farouk (2023)**, Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville de Beni Tamou (W.Blida).
- **Layadi Racha (2023)**, Diagnostic et réhabilitation du système d'AEP de la commune de Ksar el Abtal (W.Setif).
- **L.A, ROSSMAN: EPANET 2 USER'S MANUA** "EPA/600/R00/057
- **P. MALAVAL**, « Réseau d'alimentation en eau potable », IGRF, Paris 1986.

## Sites web

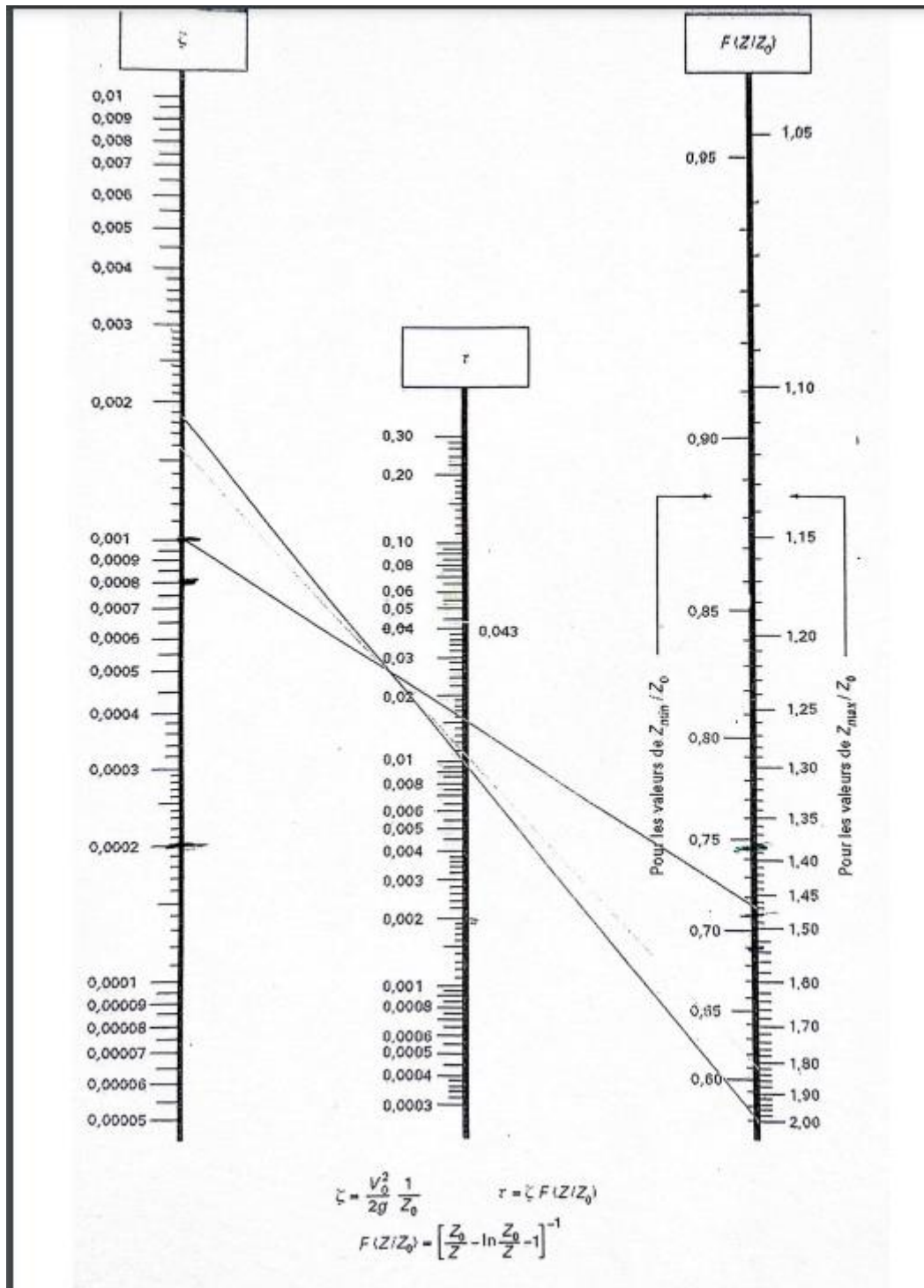
- [https://www.azprocede.fr/Cours\\_GC/technoclapets\\_1.html](https://www.azprocede.fr/Cours_GC/technoclapets_1.html).
  - <https://www.vmhdz.com/prix-tube-pehd-algrie2>.
  - <https://www.mypum.fr/adduction-branchement/defense-incendie-fontainerie/poteaux-dincendie/produits/P1828?articleId=53158>
-

# ANNEXES

## ANNEXES n°01 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

ANNEXES n°02 Abaque de VIBERT





**ANNEXES n°04 : prix unitaire des conduites pehd algerie**

DIAMETRE	PN 10		PN 16	
	EP mm	PRIX TTC	EP mm	PRIX TTC
20	1.9	32 DA	2.0	41 DA
25	2.0	41 DA	2.3	53.5 DA
32	2.0	59 DA	3.0	82 DA
40	2.4	89.5 DA	3.7	125 DA
50	3	128 DA	4.6	185 DA
63	3.8	210 DA	5.8	299 DA
75	4.5	297 DA	6.8	420 DA
90	5.4	422 DA	8.2	580 DA
110	6.6	615 DA	10	875 DA
125	7.4	790 DA	11.4	1120 DA
160	9.5	1260 DA	14.6	1820 DA
200	11.9	1900 DA	18.2	2900 DA
250	14.8	3050 DA	22.7	4350 DA
315	18.7	4850 DA	28.6	7200 DA
400	23.7	7500 DA	36.3	11450 DA
500	29.7	11900 DA	45.4	17500 DA
630	37.4		57.2	
710	42.1		64.5	
800	47.4		72.6	



**ANNEXE n°05** : Gradient de perte de charge "j" pour les conduites en acier dans le concept de vitesses limites et de débits limites (Extrait du livre d'Abramov Ed. 1982).

Q (l/s)	0,4	0,7	1,0	1,5	2,0	2,2	2,2	2,5	3,0	3,5
D(mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000j	1,43	3,97	7,61	16,0	27,3	32,6	4,51	5,77	7,97	10,7
Q(l/s)	4,0	4,5	5,0	5,2	5,2	5,5	6,00	7,00	8,0	9,1
D(mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000j	13,6	16,9	20,5	22,0	5,40	6,00	7,3	12,0	12,0	15,2
Q(l/s)	9,1	10	11	12	13	13,8	13,8	16	18	20
D(mm)	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	150	150	150	150
1000j	6,49	7,72	9,21	10,8	12,6	14,0	6,02	8,05	10	12,2
Q(l/s)	22	23,6	23,6	25	30	35	40	44	44	50
D(mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000j	14,5	16,5	3,94	4,38	6,14	8,18	10,5	12,5	4,29	5,45
Q(l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D(mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000j	6,50	7,64	8,88	10,5	4,50	5,61	7,00	8,53	9,01	4,29
Q(l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D(mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000j	5,03	5,92	6,87	7,89	8,31	4,31	4,65	5,24	5,87	6,53
Q(l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D(mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000j	7,23	7,96	9,20	3,20	3,30	3,89	4,52	5,19	5,93	6,66
Q(l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D(mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000j	7,47	8,31	9,21	9,21	11,1	12,1	13,2	14,3	15,5	15,8